



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM
GEOTECNIA**

SCT
SECRETARÍA DE
COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES



**Grupo Aeroportuario de la
Ciudad de México, S.A. de C.V.**

“Investigaciones y Estudios Especiales Relacionados con Aspectos Geotécnicos del Diseño y la Construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)”

Convenio GACM-IIUNAM AD-SRO-CONV-DCAGI-SC-13-17

PRIMER INFORME DE AVANCE

Elaborado para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. (GACM)
Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)

Por:
Coordinación de Geotecnia
Instituto de Ingeniería, UNAM

Ciudad Universitaria, Ciudad de México
17 de abril, 2018



ACTIVIDAD

1. Continuación con el acompañamiento, interpretación de resultados y recomendaciones con respecto a las pruebas que se realizan para confirmar la viabilidad de su aplicación

2. Pruebas de carga en pilotes

3. Obras del Lado Aire – Pistas 2, 3 y 6, plataformas y calles de rodaje

4. Obras de Lado Tierra – Cimentaciones de edificio terminal, torre de control, estacionamientos, tanques de combustible, carga, plantas de tratamiento, plantas de bombeo y edificios auxiliares

5. Pavimentos

6. Túneles

AUTORES

*Dr. Manuel Jesús Mendoza López**
Dra. Norma Patricia López Acosta
Dr. Osvaldo Flores Castrellón
Dr. Mario Flores Guzmán

*Dr. Manuel Jesús Mendoza López**

*Dr. Gabriel Auvinet Guichard**
Dr. Manuel Jesús Mendoza López
Dr. Efraín Ovando Shelley
Dra. Alexandra Ossa López
Dra. Norma Patricia López Acosta
Dr. Eduardo Botero Jaramillo

*Dr. Efraín Ovando Shelley**
Dr. Manuel Jesús Mendoza López
Dr. Gabriel Auvinet Guichard
Dr. Eduardo Botero Jaramillo
Dra. Alexandra Ossa López
Dra. Norma Patricia López Acosta

*Dra. Alexandra Ossa López**
Dr. Efraín Ovando Shelley
Dr. Mario Flores Guzmán

*Dr. Eduardo Botero Jaramillo**
Dr. Efraín Ovando Shelley
Dr. Gabriel Auvinet Guichard
Dra. Alexandra Ossa López

* Responsable de la actividad o sub-actividad



ACTIVIDAD

AUTORES

7. Obras de drenaje

*Dr. Gabriel Auvinet Guichard**
*Dra. Norma Patricia López Acosta**

8. Hundimiento regional

*Dr. Efraín Ovando Shelley**
Dr. Gabriel Auvinet Guichard
Dra. Alexandra Ossa López
Dr. Moisés Juárez Camarena

9. Vialidades internas

*Dr. Manuel Jesús Mendoza López**
Dra. Alexandra Ossa López
Dr. Eduardo Botero Jaramillo
Dr. Efraín Ovando Shelley

* Responsable de la actividad o sub-actividad



COLABORADORES

1. Continuación con el acompañamiento, interpretación de resultados y recomendaciones con respecto a las pruebas que se realizan para confirmar la viabilidad de su aplicación

M. C. Miguel Rufiar Jarquin
M. I. Salvador A. Mendoza Morales
M. I. Diego A. González Martín
Ing. Omar I. Juárez Barajas
M. I. Alejandra Liliana Espinosa Santiago
M. I. Víctor Manuel Pineda Núñez
Ing. Mónica Martínez Lázaro
M. I. José Alfredo Mendoza Promotor
Ing. Raúl Trejo García
M. I. José Manuel Cervantes Ruiz
Ing. Hugo A. Hernández Palma
Ing. Selene Arrieta Díaz
M.I. Marco Antonio Pérez Ángeles
M.I. Diego Fernando Forero Buitrago
M.I. Carlos Eduardo Rodríguez Romero

2. Pruebas de carga en pilotes

M. I. Salvador A. Mendoza Morales
M. C. Miguel Rufiar Jarquin
M. I. Diego A. González Martín
Ing. Raúl Trejo García
M. I. Tomás Romero Olán

3. Obras del Lado Aire – Pistas 2, 3 y 6, plataformas y calles de rodaje

M. C. Miguel Rufiar Jarquin
Ing. Omar I. Juárez Barajas
M. I. José Manuel Cervantes Ruíz
Ing. Andrés de León Fernández
M. I. Marco Antonio Pérez Ángeles
Dr. Moisés Juárez Camarena
M. I. Francisco Hernández Vizcarra
M. I. Marcos Edgardo Delgado Muñiz
M. I. Diego Fernando Forero Buitrago
M. I. Carlos Eduardo Rodríguez Romero

4. Obras de Lado Tierra – Cimentaciones de edificio terminal, torre de control, estacionamientos, tanques de combustible, carga, plantas de tratamiento, plantas de bombeo y edificios auxiliares

M. I. María Clara Madrigal Madrigal
M. I. David Israel Villafuerte Pérez
M. I. Sergio Martínez Galván
M. I. Salvador A. Mendoza Morales
M. I. Diego A. González Martín
Ing. Raúl Trejo García
M. C. Miguel Rufiar Jarquin



COLABORADORES

5. Pavimentos

M. I. Richard Josephia Santos
M. I. Noé Hernández Fernández

6. Túneles

M. I. David Israel Villafuerte Pérez
M. I. Natividad Encarnación Flores
M. I. María Clara Madrigal Madrigal
M. I. Luis Osorio Flores
M. I. Cesar Rosales Moran
M. I. Cuauhtémoc Jiménez González

7. Obras de drenaje

M. I. Marco Antonio Pérez Ángeles
Dr. Moisés Juárez Camarena
M. I. Alejandra Liliana Espinosa Santiago
M. I. Víctor Manuel Pineda Núñez

8. Hundimiento regional

M. I. Renata González Rodríguez
Dr. Moisés Juárez Camarena
M. I. Francisco Hernández Vizcarra

9. Vialidades internas

M. I. Richard Josephia Santos
Ing. Daniel García Rodríguez
M. C. Miguel Rufiar Jarquin
Ing. Hugo A. Hernández Palma

Revisión de formato y edición

M. I. Eduardo Martínez Hernández

Impresión

M. I. Eduardo Martínez Hernández



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio GACM-IIUNAM AD-SRO-CONV-DCAGI-SC-13-17

PRIMER INFORME DE AVANCE

Edición

*Dra. Norma Patricia López Acosta
Dr. Manuel Jesús Mendoza López*

Coordinación del Proyecto

Dr. Manuel Jesús Mendoza López



CONTENIDO

	Pág.
1. ANTECEDENTES.....	1.1
2. OBJETIVOS DEL PROYECTO	2.1
3. ALCANCES	3.1
4. ACTIVIDADES REALIZADAS POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM	4.1.1
4.1 Continuación con el acompañamiento, interpretación de resultados y recomendaciones con respecto a las pruebas que se realizan para confirmar la viabilidad de su aplicación	4.1.9
4.1.1 Prueba de excavación propuesta por el Comité Asesor en Geotecnia del GACM, para la cimentación del Edificio Terminal de Pasajeros	4.1.9
4.1.2 Evaluación de la evolución de la consolidación acelerada de la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío	4.1.15
4.1.2.1 Características generales del tramo de prueba.....	4.1.15
4.1.2.2 Condiciones del subsuelo antes de la aplicación de vacío.....	4.1.17
4.1.2.3 Instrumentación para la evaluación del comportamiento del tramo de prueba	4.1.19
4.1.2.4 Resultados del comportamiento de la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío posterior al apagado de las bombas	4.1.21
4.1.2.4.1 Presiones de vacío y de poro	4.1.21
4.1.2.4.2 Hundimientos	4.1.23
4.1.2.4.3 Deformaciones de las capas de suelo	4.1.25
4.1.2.4.4 Desplazamientos horizontales.....	4.1.27
4.1.2.4.5 Estimación de asentamientos mediante modelado numérico 2D en el terraplén con vacío dren a dren.....	4.1.28
4.1.2.5 Comentarios.....	4.1.34
4.1.2.6 Anexo. Visitas técnicas	4.1.35
4.1.2.7 Referencias	4.1.37



4.1.3	Evaluación de la evolución de la consolidación acelerada de la plataforma tratada con drenes verticales con membrana hermética.....	4.1.38
4.1.3.1	Características generales de la plataforma	4.1.38
4.1.3.2	Proceso de construcción	4.1.41
4.1.3.3	Instrumentación para la evaluación del comportamiento de la plataforma. 4.1.41	
4.1.3.4	Condiciones del subsuelo del sitio antes de la aplicación de vacío.....	4.1.43
4.1.3.5	Resultados del comportamiento	4.1.44
4.1.3.6	Presión de vacío.....	4.1.45
4.1.3.7	Presión de poro	4.1.48
4.1.3.8	Pozos de observación	4.1.48
4.1.3.9	Hundimientos	4.1.50
4.1.3.10	Deformaciones en las capas del suelo.....	4.1.53
4.1.3.11	Desplazamientos horizontales.....	4.1.54
4.1.3.12	Comentarios.....	4.1.56
4.1.3.13	Anexo. Visitas técnicas	4.1.58
4.1.3.14	Referencias	4.1.60
4.1.4	Terraplén de referencia (TR).....	4.1.61
4.1.4.1	Antecedentes	4.1.61
4.1.4.1.1	Información geotécnica y modelo geotécnico inicial. Campaña de exploración 2013	4.1.62
4.1.4.1.2	Modelado numérico preliminar	4.1.66
4.1.4.1.3	Información geotécnica y modelo geotécnico final. Campaña de exploración 2014	4.1.69
4.1.4.1.4	Secuencia constructiva e instrumentación en el TR	4.1.81
4.1.4.2	Comportamiento observado	4.1.85
4.1.4.2.1	Estación piezométrica	4.1.85
4.1.4.2.2	Manguera horizontal transversal por debajo del tezontle.....	4.1.89
4.1.5	Sección compensada	4.1.92
4.1.5.1	Instrumentación de campo	4.1.92
4.1.5.2	Modelación numérica	4.1.104
4.1.5.3	Visitas Técnicas	4.1.116



4.1.5.4	Comentarios y conclusiones.....	4.1.119
4.1.5.5	Referencias	4.1.119
4.1.6	Terraplén con precarga y drenes verticales (TPDV).....	4.1.120
4.1.6.1	Antecedentes	4.1.120
4.1.6.1.1	Sistema de Precarga.....	4.1.120
4.1.6.1.2	Información geotécnica y modelo geotécnico inicial. Campaña de exploración 2013	4.1.123
4.1.6.1.3	Estudios preliminares para la aplicación de precarga en el lago de Texcoco. Modelado numérico preliminar	4.1.124
4.1.6.1.3.1	<i>Aplicación del sistema de precarga.....</i>	4.1.126
4.1.6.1.3.2	<i>Cálculo de la precarga.....</i>	4.1.127
4.1.6.1.3.3	<i>Separación de los drenes.....</i>	4.1.128
4.1.6.1.3.4	<i>Drenes de arena sin considerar su rigidez.....</i>	4.1.129
4.1.6.1.3.5	<i>Drenes prefabricados</i>	4.1.130
4.1.6.1.3.6	<i>Espesor de tezontle requerido.....</i>	4.1.131
4.1.6.1.3.7	<i>Altura total del terraplén con sobrecarga</i>	4.1.134
4.1.6.1.3.8	<i>Simulación del comportamiento del sistema de precarga con drenes de arena</i>	4.1.136
4.1.6.1.4	Información geotécnica y modelo geotécnico final. Campaña de exploración 2014	4.1.137
4.1.6.1.5	Secuencia constructiva e instrumentación en el TR	4.1.149
4.1.6.2	Comportamiento observado	4.1.154
4.1.6.2.1	Estaciones piezométricas.....	4.1.154
4.1.6.2.2	Manguera horizontal transversal por debajo del tezontle.....	4.1.158
4.1.7	Terraplén estructural piloteado	4.1.160
4.1.8	Terraplén con Inclusiones Rígidas (TIR)	4.1.171
4.1.8.1	Antecedentes	4.1.171
4.1.8.1.1	Información geotécnica y modelo geotécnico inicial. Campaña de exploración 2013	4.1.171
4.1.8.1.2	Estudios preliminares	4.1.173
4.1.8.1.3	Modelado del terraplén con inclusiones rígidas	4.1.174
4.1.8.1.4	Información geotécnica y modelo geotécnico final. Campaña de exploración 2014	4.1.181
4.1.8.1.5	Secuencia constructiva e instrumentación en el TR	4.1.189
4.1.8.2	Comportamiento observado	4.1.191
4.1.8.2.1	Estaciones piezométricas.....	4.1.191



4.1.8.2.2	Manguera horizontal transversal por debajo del tezontle.....	4.1.193
4.1.9	Plataforma Estructurada de Postensa, Plataforma A	4.1.196
4.1.9.1	Instrumentación de campo	4.1.196
4.1.9.2	Modelación numérica	4.1.211
4.1.9.3	Visitas de campo	4.1.230
4.1.9.4	Conclusiones y recomendaciones	4.1.233
4.1.9.5	Referencias	4.1.234
4.1.10	Plataforma Estructurada con inclusiones de Postensa, Plataforma B	4.1.235
4.1.10.1	Instrumentación de campo	4.1.235
4.1.10.2	Modelación numérica	4.1.249
4.1.10.3	Visitas de campo	4.1.272
4.1.10.4	Conclusiones y recomendaciones.....	4.1.276
4.1.10.5	Referencias	4.1.277
4.1.11	Revisión de la instrumentación geotécnica y métodos de ensayos de laboratorio.....	4.1.278
4.1.11.1	Verificación y revisión de instrumentos usados en pistas	4.1.278
4.1.11.2	Instrumentos geotécnicos para la TCTA	4.1.282
4.1.11.3	Instrumentos geotécnicos del ETP	4.1.284
4.1.11.4	Métodos de ensayos de laboratorio	4.1.285
4.1.11.4.1	Relación de muestras ensayadas.....	4.1.285
4.1.11.4.2	Propiedades índice.....	4.1.287
4.1.11.4.3	Ensayos mecánicos	4.1.289
4.1.11.4.3.1	<i>Calibraciones</i>	4.1.289
4.1.11.4.3.2	<i>Procedimiento de ensaye</i>	4.1.290
4.1.11.4.3.2.1	<i>Cámara triaxial ELE</i>	4.1.290
4.1.11.4.3.2.2	<i>Celda Rowe</i>	4.1.292
4.1.11.4.3.3	<i>Ensayos triaxiales estáticos tipo CU</i>	4.1.296
4.1.11.4.3.4	<i>Ensayos triaxiales dinámicos tipo CU en columna resonante</i>	4.1.298
4.1.11.4.3.5	<i>Ensayos triaxiales cíclicos tipo CU</i>	4.1.302
4.1.11.4.4	Referencias	4.1.304
4.1.12	Revisión de los equipos y procedimiento de los ensayos de cono (CPT) y penetración estándar (SPT).....	4.1.305



4.1.12.1	Antecedentes	4.1.305
4.1.12.2	Verificación.....	4.1.305
4.1.12.2.1	Presión de poro.....	4.1.305
4.1.12.2.2	Carga en punta con pesos muertos.....	4.1.308
4.1.12.2.3	Ensaye de “carga virtual”.....	4.1.310
4.1.12.2.4	Repetibilidad en campo.....	4.1.312
4.1.12.3	Equipos verificados	4.1.313
4.2	Pruebas de carga en pilotes	4.2.1
4.2.1	Diseño y construcción de los quince pilotes de prueba y de su sistema de reacción.....	4.2.1
4.2.2	Diseño, seguimiento a la instrumentación y construcción de tres pilotes instrumentados.....	4.2.3
4.2.3	Discusiones técnicas acerca de las implicaciones en los diseños de torre de control, terminal y otras edificaciones, a partir de los resultados de las pruebas de carga de pilotes	4.2.7
4.2.4	Seguimiento e interpretación de pruebas de carga en pilotes indicadores de torre de control y edificio terminal	4.2.10
4.2.5	Seguimiento e interpretación de pruebas de carga dinámica a un porcentaje considerable de los pilotes de producción del edificio terminal, torre de control de tráfico aéreo y centro de transferencia terrestre.....	4.2.12
4.3	Obras del Lado Aire – Pistas 2, 3 y 6, plataformas y calles de rodaje	4.3.1
4.3.1	Revisión de los diseños concluidos, con recomendaciones sobre temas críticos que pudieran afectar el comportamiento de las obras.....	4.3.1
4.3.2	Soporte técnico para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos.....	4.3.7
4.3.3	Apoyo técnico para la solución de problemas relacionados con los procedimientos constructivos que surjan durante la construcción	4.3.7
4.3.4	Apoyo técnico en caso de que los procedimientos constructivos requieran de ajustes y o modificaciones a los diseños	4.3.8
4.3.5	Ajustes a los términos de referencia contratados con terceros para el diseño de la instrumentación requerida para el posterior monitoreo del comportamiento de las estructuras del lado aire, durante la construcción y operación de las mismas.....	4.3.9



4.3.6	Interpretación de resultados del monitoreo de la instrumentación, a fin de establecer la pertinencia del comportamiento de las obras del lado aire	4.3.9
4.3.7	Anexo 4.3.1: Estratigrafía.....	4.3.12
4.3.8	Anexo 4.3.2: Modelaciones numéricas del proceso de precarga.....	4.3.15
4.3.8.1	Introducción.....	4.3.15
4.3.8.2	Antecedentes	4.3.15
4.3.8.3	Modelación numérica	4.3.18
4.3.8.3.1	Modelo geotécnico de TASANA. Cad. 4+000, zona 7 de la Pista 2	4.3.18
4.3.8.3.2	Modelos del II-UNAM	4.3.24
4.3.9	Anexo 4.3.3: Visita a la obra del 15 de mayo de 2017.....	4.3.31
4.3.10	Anexo 4.3.4: Visita a la obra del 28 de Octubre de 2017	4.3.33
4.4	Obras de Lado Tierra – Cimentaciones de edificio terminal, torre de control, estacionamientos, tanques de combustible, carga, plantas de tratamiento, plantas de bombeo y edificios auxiliares	4.4.1
4.4.1	Revisión de los diseños concluidos, con recomendaciones sobre temas críticos que pudieran afectar el comportamiento de las obras.....	4.4.1
4.4.2	Soporte técnico para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos.....	4.4.3
4.4.3	Apoyo técnico para la solución de problemas relacionados con los procedimientos constructivos que surjan durante la construcción	4.4.3
4.4.4	Apoyo técnico en caso de que los procedimientos constructivos requieran de ajustes y o modificaciones a los diseños	4.4.3
4.4.5	Ajustes a los términos de referencia contratados con terceros para el diseño de la instrumentación requerida para el posterior monitoreo del comportamiento de las estructuras del lado tierra, durante la construcción y operación de las mismas	4.4.3
4.4.6	Apoyo técnico en la selección de la o las empresas que se harán cargo de la implementación y monitoreo de la instrumentación de la cimentación	4.4.5
4.4.7	Apoyo técnico durante la instalación de los instrumentos e interpretación de resultados del monitoreo de la instrumentación, a fin de establecer la pertinencia del comportamiento de las cimentaciones	4.4.5
4.4.8	Análisis numéricos para revisar la interacción dinámica estructura-cimentación-subsuelo, de la torre de control de tráfico aéreo.....	4.4.18



4.4.8.1	Evaluaciones del diseño geotécnico de la torre de control de tráfico aéreo del nuevo aeropuerto internacional de la ciudad de México	4.4.18
4.4.8.1.1	Configuración estructural de la TCTA y del edificio de oficinas.....	4.4.18
4.4.8.1.2	Configuración de la cimentación de la TCTA.....	4.4.20
4.4.8.1.3	Cálculo de masas.....	4.4.24
4.4.8.1.4	Modelo geotécnico	4.4.29
4.4.8.1.5	Evaluación del estado límite de falla.....	4.4.37
4.4.8.1.6	Revisión por flotación	4.4.40
4.4.8.1.7	Evaluación del estado límite de servicio	4.4.44
4.4.8.1.8	Revisión con métodos numéricos.....	4.4.46
4.4.8.1.9	Conclusiones.....	4.4.54
4.4.8.1.10	Referencias y bibliografía	4.4.54
4.4.9	Comentarios sobre la cimentación del viaducto de acceso a la terminal de pasajeros del NAICM	4.4.56
4.5	Pavimentos	4.5.1
4.5.1	Revisión de los diseños y definición de los tipos, características y especificaciones de pavimentos a ser considerados en las diferentes áreas... 4.5.1	4.5.1
4.5.1.1	Pruebas especiales para caracterizar capas de estructuras de pavimento 4.5.1	
4.5.1.2	Revisión del diseño de pavimentos de pistas y calles de rodaje	4.5.14
4.5.1.3	Revisión de las especificaciones de pavimentos.....	4.5.14
4.5.2	Soporte técnico para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos.....	4.5.16
4.6	Túneles.....	4.6.1
4.6.1	Apoyo técnico en la revisión de los diseños y propuestas de cambios a los mismos derivados de análisis numéricos bi o tridimensionales	4.6.1
4.6.1.1	Estudio del desempeño de las inclusiones en las rampas de acceso a las losa tapa de los túneles de servicio	4.6.1
4.6.1.1.1	Aspectos generales.....	4.6.1
4.6.1.1.2	Piezometría	4.6.3
4.6.1.1.3	Modelo Geotécnico	4.6.6
4.6.1.1.3.1	Modelo Geotécnico de TASANA	4.6.6



4.6.1.1.3.2	Modelo Geotécnico del II UNAM	4.6.7
4.6.1.1.3.3	Calibración del modelo elaborado por TASANA	4.6.9
4.6.2	Soporte técnico para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos, sugiriendo, en su caso, medidas correctivas a problemas que surjan durante la construcción	4.6.10
4.6.2.1	Modelado Numérico	4.6.10
4.6.2.2	Resultados	4.6.13
4.6.2.3	Conclusiones.....	4.6.31
4.7	Obras de drenaje	4.7.1
4.7.1	Apoyo técnico en la revisión de los diseños geotécnicos de lumbreras y otros elementos del drenaje profundo del predio, y elaboración de propuestas de cambios a los mismos, derivados de análisis numéricos bi o tridimensionales	4.7.1
4.7.2	Soporte técnico para la verificación de que las obras de drenaje se realicen en apego a los diseños y proyectos, sugiriendo, en su caso, medidas correctivas a problemas que surjan durante la construcción.....	4.7.9
4.8	Hundimiento regional.....	4.8.1
4.8.1	Seguimiento al monitoreo por parte de terceros, interpretación de resultados y análisis de impactos a las obras lado aire y lado tierra.....	4.8.1
4.8.2	Referencias	4.8.8
4.9	Vialidades internas.....	4.9.1
4.9.1	Apoyo técnico en la revisión de los diseños y propuestas de cambios a los mismos derivados de análisis geotécnicos	4.9.1
4.9.1.1	Vialidades de servicio del lado aire y camino perimetral	4.9.1
4.9.1.2	Puente Entronque Militar.....	4.9.6
4.9.2	Seguimiento técnico durante la construcción, verificando que los procesos constructivos sean realizados conforme a los diseños.....	4.9.18
4.9.2.1	Seguimiento técnico a la construcción de las plataformas de prueba de suelo mejorado con Oxido de Calcio CaO.....	4.9.18
4.9.2.2	Estado físico de los pilotes del Entronque Militar	4.9.29



ANEXOS.....An. 1

NOTA TÉCNICA No. G-1 Comentarios al *Oficio FP_FREE-06012017-EXCAVMOD* y su Anexo 1 (*Modificación de la geometría de la prueba de excavación*), elaborado por ARUP.....An.3

NOTA TÉCNICA No. G-2 Comentarios a los avances en las memorias de cálculo del diseño de las vías de servicio (túneles).....An.13

NOTA TÉCNICA No. G-3 Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM.....An.21

ADENDA A NOTA TÉCNICA No. G-3 Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM, y respuesta a Oficio FP_FREE-28062017-RESP-533.....An.53

NOTA TÉCNICA No. G-4 Revisión de los análisis de estabilidad de los taludes de excavaciones para el edificio terminal y los de la excavación de prueba.....An.81

NOTA TÉCNICA No. G-5 COMENTARIOS A LAS OBSERVACIONES DE TASANA EN RELACIÓN CON ASPECTOS EXPUESTOS POR CFE, REFERENTES A LA INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA EN PISTAS.....An.99

NOTA TÉCNICA No. G-6 Comentarios al documento ACP-PI-20-GL-DO-0005: “*Preliminary analysis of monitoring data – 12 enero 2017*” referente a la Prueba para la estabilización de suelos con tecnología de vacío dren a dren.....An.115

NOTA TÉCNICA No. G-7 Comentarios a la propuesta de ubicación del tramo de prueba para Estabilización de Suelos con Tecnología de Vacío con Membrana.....An.123

ADENDA A NOTA TÉCNICA No. G-7 Comentarios a la propuesta de ubicación del tramo de prueba para Estabilización de Suelos con Tecnología al Vacío con Membrana (Fe de erratas).....An.129

NOTA TÉCNICA No. G-8 Verificación de 10 piezómetros a instalarse en las secciones de instrumentación de pistas 2 y 3 del NAICM.....An.133

NOTA TÉCNICA No. G-9 Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.....An.141

ADENDA A NOTA TÉCNICA No. G-9 Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.....An.165



NOTA TÉCNICA No. G-10 Algunos comentarios sobre los diseños de ARUP de las obras del lado tierra, para la reunión del 25 de abril, 2017An.173

NOTA TÉCNICA No. G-11 Comentarios al diseño Geotécnico de los “Túneles” en las zonas de plataformas, respecto de los talleres técnicos del 9, 23 y 29 de marzo de 2017 y del entregable No. TSN_GACM_OF_0461.....An.177

NOTA TÉCNICA No. G-12 Comentarios al documento “Estabilización y Mejoramiento del Suelo Mediante Inyección de Aditivos Minerales Naturales de Tipo Zeolítico”.....An.189

NOTA TÉCNICA No. G-13 Solicitud de muestreo inalterado adicional en tramo de prueba de estabilización mediante la técnica por consolidación de vacío con membrana....An.195

NOTA TÉCNICA No. G-14 Comentarios del II-UNAM a las observaciones de TASANA (TSN_GACM_REP_0449) sobre la validación técnica de la prueba para la estabilización de suelos con tecnología al vacío dren a dren realizada por PIMOSA.....An.199

NOTA TÉCNICA No. G-15 Inventario de la exploración geotécnica en las zonas de los “Túneles” de servicio.....An.207

NOTA TÉCNICA No. G-16 Comentarios a la propuesta de cancelación de sondeos geotécnicos en pista 6.....An.219

NOTA TÉCNICA No. G-17 Verificación de algunas celdas de presión a instalarse bajo el cuerpo del terraplén de las pistas 2 y 3 del NAICM.....An.223

NOTA TÉCNICA No. G-18 Instrumentación geotécnica adicional y complementaria para el tramo de prueba con sistema de vacío y membrana hermética.....An.235

NOTA TÉCNICA No. G-19 Comentarios preliminares sobre la viabilidad de la inyección de agua de lluvia al subsuelo del sitio del NAICM para mitigar el hundimiento regional.....An.243

NOTA TÉCNICA No. G-20 Solicitud para ejecutar ensayos de sonda suspendida y *cross hole* en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana.....An.247

NOTA TÉCNICA No. G-21 Recomendaciones para la continuación del monitoreo geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de pavimento a la plataforma con vacío dren a dren.....An.251

ADENDA A NOTA TÉCNICA No. G-21 Recomendaciones para la continuación del monitoreo geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de pavimento a la plataforma con vacío dren a dren.....An.257



NOTA TÉCNICA No. G-22 Observaciones técnicas al informe “*Diseño de excavación para la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México*” preparado por Sísmica de Suelos, S.A. de C.V. para ALDESA.....An.261

NOTA TÉCNICA No. G-23 Elevación de sondeos realizados en el predio del NAICM.....An.277

NOTA TÉCNICA No. G-24 Comentarios a los términos de referencia para el “*Estudio técnico-científico aplicando tecnología High Definition Surveying (HDS) con integración a un Modelo BIM (Building Information Modelling), para la definición de soluciones ejecutivas debido al hundimiento regional y la subsidencia del peso propio de la construcción, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), en el periodo agosto 2017-diciembre 2020*”.....An.283

NOTA TÉCNICA No. G-25 “Comentarios acerca de los Informes de Avance de TASANA sobre el Método Observacional, Aplicado a las Pistas 2 y 3 del NAICM, hasta Mayo de 2017”An.383

NOTA TÉCNICA No. G-26 Comentarios al documento de ARUP “*Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th , 2017*” del 7 de junio de 2017.....An.395

NOTA TÉCNICA No. G-27 Sobre la instalación de los PVD’s faltantes en las “islas” de instrumentación geotécnica.....An.419

NOTA TÉCNICA No. G-28 Comentarios a los entregables No. TSN_GACM_REP0532, TSN_GACM_REP0533 y TSN_GACM_REP0534 sobre el diseño geotécnico de los túneles en las zonas de plataformas.....An.423

NOTA TÉCNICA No. G-29 Comentarios sobre el comportamiento de 2014 a 2017 de las plataformas postensadas A y B en el predio del NAICM, y de la plataforma de pernocta de Aeroméxico en el AICM, construidas por la empresa Postensa.....An.435

NOTA TÉCNICA No. G-30 Pozos de observación del nivel freático en los terraplenes de las Pistas 2 y 3 del NAICM.....An.479

NOTA TÉCNICA No. G-31 Comentarios del II-UNAM a las observaciones de TASANA (TSN_GACM_REP_0524) sobre la “*Validación de la prueba de consolidación por vacío con membrana-Reporte mensual de mayo*”.....An.493

NOTA TÉCNICA No. G-32 Resultados de los ensayos de sonda suspendida en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana hermética.....An.497



NOTA TÉCNICA No. G-33 Sobre los requerimientos técnicos del adquirente de datos para la instrumentación sismo-geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM.....An.505

NOTA TÉCNICA No. G-34 Verificación de siete piezómetros a instalarse en el tramo de prueba de vacío con membrana.....An.517

NOTA TÉCNICA No. G-35 Verificación de cinco piezómetros que se instalarán bajo la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM.....An.531

NOTA TÉCNICA No. G-36 Verificación de celdas de presión a instalarse bajo la losa de cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM.....An.545

NOTA TÉCNICA No. G-37 Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de ARUP al resumen de opiniones del Panel de Expertos sobre los proyectos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).....An.555

NOTA TÉCNICA No. G-38 Verificación de siete piezómetros a instalarse en la zona del Edificio Terminal del NAICM.....An.565

NOTA TÉCNICA No. G-39 Verificación de tres celdas de presión tipo espada, a instalarse en la cimentación de la TCTA del NAICM.....An.579

NOTA TÉCNICA No. G-40 “Preservemos los tramos de pruebas geotécnicas GACM-IIUNAM en el NAICM”An.587

NOTA TÉCNICA No. G-41 Control de la subpresión en la cimentación del Edificio Terminal del NAICM.....An.597

NOTA TÉCNICA No. G-42 Prueba de excavación y losa experimental para el Edificio Terminal del NAICM.....An.607

NOTA TÉCNICA No. G-43 “Daños en Piezómetros alojados en el Cadenamiento 0+000 de la Pista 3”An.619

NOTA TÉCNICA No. G-44 “Justificación Técnica de los Sensores para la Medición de Asentamientos, Instalados en el Terraplén de Prueba bajo Vacío con Membrana”.....An.633

NOTA TÉCNICA No. G-45 Verificación de las celdas de carga a instalarse en la cabeza de seis pilotes de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM.....An.637

NOTA TÉCNICA No. G-46 Comentarios del II-UNAM referentes al tramo de prueba de la tecnología de consolidación con vacío dren a dren en el sitio del NAICM.....An.645



NOTA TÉCNICA No. G-47 Comentarios del II-UNAM acerca de los Informes de Avance de TASANA sobre el Método Observacional, aplicado a las Pista 2 y 3 del NAICM, a diciembre de 2017.....An.675

NOTA TÉCNICA No. G-48 Caracterización geotécnica del subsuelo a lo largo de las pistas 2 y 3 del NAICM.....An.707

NOTA TÉCNICA No. G-49 Comentarios sobre la cimentación del viaducto de acceso a la Terminal de Pasajeros del NAICM.....An.737

NOTA TÉCNICA No. G-50 “Comentarios a la instrumentación geotécnica preliminar de TASANA, para la construcción de la Pista 6 del NAICM”An.743

NOTA TÉCNICA No. G-51 Opinión del II-UNAM a los comentarios de TASANA a la Nota Técnica G-21 “Recomendación de monitoreo posterior al término de la prueba de consolidación por vacío dren a dren”An.761

NOTA TÉCNICA No. G-52 Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de TASANA a la propuesta de modificación de las especificaciones de las mezclas asfálticas, llevadas a cabo por la Supervisión de Obra (SIPNA).....An.767

NOTA TÉCNICA No. G-53 Subpresión bajo la cimentación de la TCTA, durante su construcción.....An.777

NOTA TÉCNICA No. G-54 Revisión de los análisis de interacción terreno-revestimiento.....An.791

NOTA TÉCNICA No. G-55 Instalación de distanciómetros para monitorear el movimiento de los aisladores sísmicos de la TCTA.....An.795

NOTA TÉCNICA No. G-56 Exploración geotécnica adicional y recomendación para continuar el monitoreo geotécnico y topográfico después del apagado de las bombas de vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana.....An.811

NOTA TÉCNICA No. G-57 Consideraciones y recomendaciones para la construcción de un banco de nivel semiprofundo para la Pista 6 del NAIM.....An.819

NOTA TÉCNICA No. G-58 Consideraciones y recomendaciones para el control de calidad de la carpeta asfáltica elaborada con polímeros EP 32 12 16.29.....An.829

NOTA TÉCNICA No. G-59 “Sobre la instalación del sistema de placas con sensores, para el monitoreo de asentamientos durante la construcción y la operación de la Pista 6 del NAIM”An.835

NOTA TÉCNICA No. G-60 “Sobre la medición de esfuerzos efectivos laterales sobre el muro perimetral del cajón de cimentación de la TCTA del NAIM”An.847



NOTA TÉCNICA No. G-61 Influencia de la Precarga en la Vida Útil de los Pavimentos de las Pistas 2 y 3 del NAIM.....An.859

NOTA TÉCNICA No. G-62 Profundidades para la campaña de exploración geotécnica posterior a la aplicación de vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana hermética.....An.871



1. ANTECEDENTES

Aeropuertos y Servicios Auxiliares y el Instituto de Ingeniería de la UNAM celebraron un convenio de colaboración con vigencia del 19 de septiembre de 2013 al 18 de noviembre de 2014 para la “Revisión y Evaluación en Geotecnia y Estructuras”. Los derechos y obligaciones de este convenio fueron transferidos a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. para su conclusión.

El objetivo de este estudio consistió en confirmar y precisar las alternativas de diseño conceptual de cimentaciones y pavimentos para pistas, plataformas y calles de rodaje que han sido propuestas por el II-UNAM (2011), así como evaluar la problemática geotécnica del drenaje del predio donde se ubicará el nuevo aeropuerto y elaborar recomendaciones para las obras de drenaje requeridas, considerando los cuerpos de agua existentes, así como las deformaciones previsibles del subsuelo y en particular el hundimiento regional.

Para ello, se diseñaron pruebas de campo consistentes en construir y monitorear tramos de prueba en los que se probaron diferentes alternativas de solución para las obras del lado aire.

Adicionalmente se participó en diversos talleres de discusión con los diseñadores de las obras del lado tierra, para la revisión conceptual de sus cimentaciones. Asimismo para este mismo periodo, Aeropuertos y Servicios Auxiliares y el Instituto de Ingeniería celebraron otro convenio cubriendo aspectos estructurales.

El Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. y el Instituto de Ingeniería de la UNAM celebraron un convenio de colaboración con vigencia del 1 de junio de 2015 al 31 de diciembre de 2016 para llevar a cabo “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el Vaso del ex – Lago de Texcoco, Zona Federal”.



Para este mismo periodo, Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. y El Instituto de Ingeniería celebraron convenio por separado cubriendo aspectos estructurales.

Fuera del alcance comprometido en el convenio del 1 de junio de 2015 al 31 de diciembre de 2016, actualmente y desde la fecha de su conclusión, el Instituto de Ingeniería de la UNAM participa en el acompañamiento, interpretación de resultados y recomendaciones respecto a las pruebas que se realizan para confirmar la viabilidad de su aplicación, mediante:

- Asesoría técnica al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V., para la prueba de excavación piloto propuesta por el Arquitecto Maestro para la cimentación del edificio terminal.
- Asesoría técnica al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. y seguimiento técnico a la empresa PIMOSA, para la prueba de consolidación acelerada mediante la técnica de vacío dren a dren.
- Asesoría técnica al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. y seguimiento técnico a los ejecutantes de las pruebas de consolidación acelerada mediante vacío, con el método de membrana hermética superficial.
- Asesoría técnica al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. para la realización de ensayos de carga en pilotes de prueba.
- Asesoría técnica al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. para el diseño y construcción de la cimentación del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo.



2. OBJETIVOS DEL PROYECTO

Para efectos del presente estudio, los objetivos generales son los siguientes:

- a) El Instituto de Ingeniería de la UNAM realiza la revisión de los diseños con que se cuenta a la fecha, recomendando al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México sobre temas críticos que pudieran afectar el comportamiento de las obras.
- b) El Instituto de Ingeniería de la UNAM brinda soporte técnico a la verificación de que los procesos constructivos sean realizados acordes con lo que dicta el diseño y proyecto.
- c) El Instituto de Ingeniería de la UNAM proporciona apoyo durante la construcción en la solución de problemas relacionados con procedimientos constructivos, derivados de que los supuestos de diseño no se cumplen, y que lleven incluso a la necesidad de sugerir la modificación de algún diseño.
- d) El Instituto de Ingeniería de la UNAM se hace cargo de la definición de criterios y enfoques para llevar a cabo la instrumentación geotécnica del sitio y de la interpretación de los resultados del monitoreo a partir de la información que sea proporcionada por terceros, la cual debe ser suficientemente procesada de manera digital y gráfica, con miras a establecer medidas correctivas ante eventualidades durante la construcción y durante la vigencia de este convenio. Así mismo, se sientan las bases de estas tareas para ser llevadas a cabo durante la operación a fin de permitir la toma de decisiones en relación con el mantenimiento.



3. ALCANCES

Para cumplir con los objetivos señalados, el Instituto de Ingeniería de la UNAM cubre los siguientes alcances:

- a) Continuación con el acompañamiento, interpretación de resultados y recomendaciones con respecto a las pruebas que se realizan para confirmar la viabilidad de su aplicación
 - Prueba de excavación propuesta por el Arquitecto Maestro para la cimentación del edificio terminal. El IIUNAM primero y luego la CFE han manifestado la preocupación de que se cuente con condiciones estables en las excavaciones para desplantar la cimentación en el edificio terminal, según los planes del diseñados ARUP del Arquitecto Maestro. Es por esta razón que el Instituto de Ingeniería de la UNAM participa en esta prueba en calidad de observador en espera de sus resultados y en su caso emite observaciones y recomendaciones al respecto.
 - Evaluar la evolución de la consolidación acelerada de la plataforma tratada con drenes verticales, cada uno de los cuales están conectados a un sistema de vacío. Para ello se recurre a los resultados que exhiben los instrumentos geotécnicos, mismos que son monitoreados por terceros.
 - Evaluar la evolución de la consolidación acelerada de la plataforma tratada con drenes verticales, los cuales están cubiertos por una membrana hermética, a la que en su interior se ejerce la acción de vacío. Para ello se recurre a los resultados que exhiben los instrumentos geotécnicos, mismos que son monitoreados por terceros.
 - El Instituto de Ingeniería continúa con la revisión de la instrumentación geotécnica y los métodos de ensayos de laboratorio para que cumplan con las calibraciones debidas y los procedimientos experimentales se apeguen a técnicas que garanticen resultados confiables.



- El Instituto de Ingeniería continúa con la revisión de los equipos y procedimiento de los ensayos de cono (CPT) y penetración estándar (SPT) para que cumplan con las calibraciones pertinentes y los procedimientos experimentales se ejecuten con técnicas que garanticen resultados confiables.
- b) Pruebas de carga en pilotes
- Participar en la discusión acerca del diseño y construcción de los quince pilotes de prueba y de su sistema de reacción, así como de la interpretación de resultados de las pruebas de carga, y de la incidencia de éstos en el diseño de las diversas edificaciones.
 - Diseño, seguimiento a la instrumentación y construcción de tres pilotes instrumentados. Ejecución y monitoreo de las pruebas de carga e interpretación de sus resultados.
 - Discusiones técnicas acerca de las implicaciones en los diseños de torre de control, terminal y otras edificaciones, a partir de los resultados de las pruebas de carga de pilotes.
 - Seguimiento e interpretación de pruebas de carga en pilotes indicadores de torre de control y edificio terminal.
 - Seguimiento e interpretación de pruebas de carga dinámica a un porcentaje considerable de los pilotes de producción del edificio terminal, torre de control de tráfico aéreo y centro de transferencia terrestre.
- c) Obras del Lado Aire – Pistas 2, 3 y 6, plataformas y calles de rodaje
- El Instituto de Ingeniería de la UNAM realiza la revisión de los diseños concluidos, recomendando al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México sobre temas críticos que pudieran afectar el comportamiento de las obras.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM brinda soporte técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM proporciona apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V. para la solución de problemas relacionados con los procedimientos constructivos que surjan durante la construcción.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM proporciona apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V. en caso de que los procedimientos constructivos requieran de ajustes y o modificaciones a los diseños.



- El Instituto de Ingeniería de la UNAM recomienda al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., ajustes a los términos de referencia contratados con terceros para el diseño de la instrumentación requerida para el posterior monitoreo del comportamiento de las estructuras del lado aire, durante la construcción y operación de las mismas.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM proporciona apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V. durante la instalación de los instrumentos. Así mismo, participa en la discusión técnica acerca de la interpretación de resultados del monitoreo de la instrumentación, a fin de establecer la pertinencia del comportamiento de las obras del lado aire. Lo anterior con el objetivo de establecer políticas de resiliencia, medidas correctivas y/o mantenimiento preventivos, a partir de los resultados de análisis inversos (retro análisis).
- d) Obras de Lado Tierra – Cimentaciones de edificio terminal, torre de control, estacionamientos, tanques de combustible, carga, plantas de tratamiento, plantas de bombeo y edificios auxiliares
- El Instituto de Ingeniería de la UNAM lleva a cabo la revisión de los diseños concluidos, recomendando al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México sobre temas críticos que pudieran afectar el comportamiento de las obras.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM brinda soporte técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM proporciona apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V. para la solución de problemas relacionados con los procedimientos constructivos que surjan durante la construcción.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM proporciona apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V. en caso de que los procedimientos constructivos requieran de ajustes y o modificaciones a los diseños.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM recomienda a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., ajustes a los términos de referencia contratados con terceros para el diseño de la instrumentación requerida para el posterior monitoreo del comportamiento de las estructuras del lado tierra, durante la construcción y operación de las mismas.
 - El Instituto de Ingeniería de la UNAM proporciona apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V. en la selección de la o las empresas que se hacen cargo de la implementación y monitoreo de la instrumentación de la cimentación.



- El Instituto de Ingeniería de la UNAM proporciona apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V. durante la instalación de los instrumentos. Así mismo, participa en la discusión técnica acerca de la interpretación de resultados del monitoreo de la instrumentación, a fin de establecer la pertinencia del comportamiento de las cimentaciones. Lo anterior con el objetivo de establecer políticas de resiliencia, medidas correctivas y/o mantenimiento preventivos a partir de los resultados de análisis inversos (retro análisis).
- El Instituto de Ingeniería de la UNAM realiza análisis numéricos para revisar la interacción dinámica estructura-cimentación-subsuelo, de la torre de control de tráfico aéreo.

e) Pavimentos

- Apoyo técnico a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., en la revisión de los diseños y definición de los tipos, características y especificaciones de pavimentos a ser considerados en las diferentes áreas.
- El Instituto de Ingeniería brinda soporte técnico a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos.

f) Túneles

- Apoyo técnico a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., en la revisión de los diseños y propuestas de cambios a los mismos derivados de análisis numéricos bi o tridimensionales.
- El Instituto de Ingeniería brinda soporte técnico a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos, sugiriendo, en su caso, medidas correctivas a problemas que surjan durante la construcción.

g) Obras de drenaje

- Apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., en la revisión de los diseños geotécnicos de lumbreras y otros elementos del drenaje profundo del predio, y elaboración de propuestas de cambios a los mismos, derivados de análisis numéricos bi o tridimensionales
- El Instituto de Ingeniería brinda soporte técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., para la verificación de que las obras de drenaje se realicen en apego a los diseños y proyectos, sugiriendo, en su caso, medidas correctivas a problemas que surjan durante la construcción.



h) Hundimiento regional

- Seguimiento al monitoreo por parte de terceros, interpretación de resultados y análisis de impactos a las obras lado aire y lado tierra.

i) Vialidades internas

- Apoyo técnico a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S. A. de C. V., en la revisión de los diseños y propuestas de cambios a los mismos derivados de análisis geotécnicos.
- El Instituto de Ingeniería de la UNAM da seguimiento técnico durante la construcción, verificando que los procesos constructivos sean realizados conforme a los diseños.



4. ACTIVIDADES REALIZADAS POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

El convenio de colaboración anterior entre el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. y el Instituto de Ingeniería de la UNAM concluyó el 31 de diciembre de 2016. El II-UNAM continuó participando desde esa fecha y hasta el inicio del nuevo convenio (17 de octubre de 2017) en juntas de trabajo, en el acompañamiento de actividades, interpretación de resultados y recomendaciones respecto a las pruebas que se realizan para confirmar la viabilidad de su aplicación. Derivado de ello, II-UNAM ha elaborado una serie de Notas Técnicas en el periodo: 01/enero/2017 a 30/abril/2018, descritas en la Tabla 4.1. Las Notas Técnicas están incluidas en el Anexo del presente informe. Actualmente, el nuevo convenio al que se refiere este Primer Informe de Avance se ha firmado con vigencia 17 de octubre de 2017 al 31 de diciembre de 2018.

Tabla 4.1 Notas Técnicas del II-UNAM elaboradas para GACM en el Período:
01/enero/2017 a 30/abril/2018.

Nota Técnica	Título	Fecha de elaboración	Fecha de envío
G-1	Comentarios al <i>Oficio FP_FREE-06012017-EXCAVMOD</i> y su Anexo 1 (<i>Modificación de la geometría de la prueba de excavación</i>), elaborado por ARUP	13/enero/2017	13/enero/2017
G-2	Comentarios a los avances en las memorias de cálculo del diseño de las vías de servicio (túneles)	febrero/2017	09/febrero/2017
G-3	Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM	marzo/2017	09/junio/2017



Continuación Tabla 4.1 Notas Técnicas del II-UNAM elaboradas para GACM en el
Período: 01/enero/2017 a 30/abril/2018.

Nota Técnica	Título	Fecha de elaboración	Fecha de envío
Adenda G-3	Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM, y respuesta a Oficio FP_FREE-28062017-RESP-533	10/julio/2017	14/julio/2017
G-4	Revisión de los análisis de estabilidad de los taludes de excavaciones para el edificio terminal y de la excavación de prueba	10/febrero/2017	09/mayo/2017
G-5	Comentarios a las observaciones de TASANA en relación con aspectos expuestos por CFE, referentes a la instrumentación geotécnica en pistas	01/marzo/2017	15/marzo/2017
G-6	Comentarios al documento ACP-PI-20-GL-DO-0005: “Preliminary analysis of monitoring data – 12 enero 2017” referente a la Prueba para la estabilización de suelos con tecnología de vacío dren a dren	13/marzo/2017	20/marzo/2017
G-7	Comentarios a la propuesta de ubicación del tramo de prueba para Estabilización de Suelos con Tecnología de Vacío con Membrana	05/abril/2017	07/abril/2017
Adenda G-7	Comentarios a la propuesta de ubicación del tramo de prueba para Estabilización de Suelos con Tecnología al Vacío con Membrana (Fe de erratas)	11/abril/2017	11/abril/2017
G-8	Verificación de 10 piezómetros a instalarse en las secciones de instrumentación de pistas 2 y 3 del NAICM	24/mayo/2017	25/mayo/2017
G-9	Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México	abril/2017	28/abril/2017
Adenda G-9	Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México	29/mayo/2017	30/mayo/2017
G-10	Algunos comentarios sobre los diseños de ARUP de las obras del lado tierra, para la reunión del 25 de abril, 2017	22/abril/2017	24/abril/2017
G-11	Comentarios al diseño Geotécnico de los “Túneles” en las zonas de plataformas, respecto de los talleres técnicos del 9, 23 y 29 de marzo de 2017 y del entregable No. TSN_GACM_OF_0461	02/mayo/2017	04/mayo/2017



Continuación Tabla 4.1 Notas Técnicas del II-UNAM elaboradas para GACM en el
Período: 01/enero/2017 a 30/abril/2018.

Nota Técnica	Título	Fecha de elaboración	Fecha de envío
G-12	Estabilización y Mejoramiento del Suelo Mediante Inyección de Aditivos Minerales Naturales de Tipo Zeolítico	09/mayo/2017	11/mayo/2017
G-13	Solicitud de muestreo inalterado adicional en tramo de prueba de estabilización mediante la técnica por consolidación de vacío con membrana	09/mayo/2017	11/mayo/2017
G-14	Comentarios del II-UNAM a las observaciones de TASANA (TSN_GACM_REP_0449) sobre la validación técnica de la prueba para la estabilización de suelos con tecnología al vacío dren a dren realizada por PIMOSA	19/mayo/2017	01/junio/2017
G-15	Inventario de la exploración geotécnica en las zonas de los “Túneles” de servicio	10/mayo/2017	11/mayo/2017
G-16	Comentarios a la propuesta de cancelación de sondeos geotécnicos en pista 6	12/mayo/2017	25/mayo/2017
G-17	Verificación de algunas celdas de presión a instalarse bajo el cuerpo del terraplén de las pistas 2 y 3 del NAICM	mayo/2017	25/mayo/2017
G-18	Instrumentación geotécnica adicional y complementaria para el tramo de prueba con sistema de vacío y membrana hermética	31/mayo/2017	09/junio/2017
G-19	Comentarios preliminares sobre la viabilidad de la inyección de agua de lluvia al subsuelo del sitio del NAICM para mitigar el hundimiento regional	31/mayo/2017	31/mayo/2017
G-20	Solicitud para ejecutar ensayos de sonda suspendida y cross hole en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana	09/junio/2017	09/junio/2017
G-21	Recomendaciones para la continuación del monitoreo geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de pavimento a la plataforma con vacío dren a dren	12/junio/2017	28/junio/2017
Adenda G-21	Recomendaciones para la continuación del monitoreo geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de pavimento a la plataforma con vacío dren a dren	14/julio/2017	14/julio/2017
G-22	Observaciones técnicas al informe “Diseño de excavación para la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México” preparado por Sísmica de Suelos, S.A. de C.V. para ALDESA	julio/2017	08/agosto/2017



Continuación Tabla 4.1 Notas Técnicas del II-UNAM elaboradas para GACM en el
Período: 01/enero/2017 a 30/abril/2018.

Nota Técnica	Título	Fecha de elaboración	Fecha de envío
G-23	Elevación de sondeos realizados en el predio del NAICM	20/junio/2017	28/junio/2017
G-24	Comentarios a los términos de referencia para el “Estudio técnico-científico aplicando tecnología High Definition Surveying (HDS) con integración a un Modelo BIM (Building Information Modelling), para la definición de soluciones ejecutivas debido al hundimiento regional y la subsidencia del peso propio de la construcción, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), en el periodo agosto 2017-diciembre 2020”	22/junio/2017	28/junio/2017
G-25	Comentarios acerca de los Informes de Avance de TASANA sobre el Método Observacional, Aplicado a las Pistas 2 y 3 del NAICM, hasta Mayo de 2017	julio/2017	09/agosto/2017
G-26	Comentarios al documento de ARUP “Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th, 2017” del 7 de junio de 2017	julio/2017	31/julio/2017
G-27	Sobre la instalación de los PVD’s faltantes en las “islas” de instrumentación geotécnica	27/junio/2017	28/junio/2017
G-28	Comentarios a los entregables No. TSN_GACM_REP0532, TSN_GACM_REP0533 y TSN_GACM_REP0534 sobre el diseño geotécnico de los túneles en las zonas de plataformas	27/junio/2017	28/junio/2017
G-29	Comentarios sobre el comportamiento de 2014 a 2017 de las plataformas postensadas A y B en el predio del NAICM, y de la plataforma de pernocta de Aeroméxico en el AICM, construidas por la empresa Postensa	16/agosto/2017	16/agosto/2017
G-30	Pozos de observación del nivel freático en los terraplenes de las Pistas 2 y 3 del NAICM	08/agosto/2017	08/agosto/2017
G-31	Comentarios del II-UNAM a las observaciones de TASANA (TSN_GACM_REP_0524) sobre la “Validación de la prueba de consolidación por vacío con membrana-Reporte mensual de mayo”	julio/2017	31/julio/2017
G-32	Resultados de los ensayos de sonda suspendida en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana hermética	14/julio/2017	14/julio/2017



Continuación Tabla 4.1 Notas Técnicas del II-UNAM elaboradas para GACM en el
Período: 01/enero/2017 a 30/abril/2018.

Nota Técnica	Título	Fecha de elaboración	Fecha de envío
G-33	Sobre los requerimientos técnicos del adquirente de datos para la instrumentación sísmo-geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM	julio/2017	31/julio/2017
G-34	Verificación de siete piezómetros a instalarse en el tramo de prueba de vacío con membrana	agosto/2017	23/agosto/2017
G-35	Verificación de cinco piezómetros que se instalarán bajo la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM	23/agosto/2017	23/agosto/2017
G-36	Verificación de celdas de presión a instalarse bajo la losa de cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM	agosto/2017	25/agosto/2017
G-37	Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de ARUP al resumen de opiniones del Panel de Expertos sobre los proyectos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)	05/diciembre/2017	11/diciembre/2017
G-38	Verificación de siete piezómetros a instalarse en la zona del Edificio Terminal del NAICM	octubre/2017	03/noviembre/2017
G-39	Verificación de tres celdas de presión tipo espada, a instalarse en la cimentación de la TCTA del NAICM	20/octubre/2017	03/noviembre/2017
G-40	Preservemos los tramos de pruebas geotécnicas GACM-IIUNAM en el NAICM	septiembre/2017	12/septiembre/2017
G-41	Control de la subpresión en la cimentación del Edificio Terminal del NAICM	agosto/2017	23/agosto/2017
G-42	Prueba de excavación y losa experimental para el Edificio Terminal del NAICM. <i>Justificación de su continuación.</i>	septiembre/2017	08/septiembre/2017
G-43	Daños en Piezómetros alojados en el Cadenamiento 0+000 de la Pista 3	septiembre/2017	12/septiembre/2017
G-44	Justificación Técnica de los Sensores para la Medición de Asentamientos, Instalados en el Terraplén de Prueba bajo Vacío con Membrana	septiembre/2017	12/septiembre/2017
G-45	Verificación de las celdas de carga a instalarse en la cabeza de seis pilotes de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM	septiembre/2017	12/septiembre/2017
G-46	Comentarios del II-UNAM referentes al tramo de prueba de la tecnología de consolidación con vacío dren a dren en el sitio del NAICM	10/octubre/2017	28/octubre/2017



Continuación Tabla 4.1 Notas Técnicas del II-UNAM elaboradas para GACM en el
Período: 01/enero/2017 a 30/abril/2018.

Nota Técnica	Título	Fecha de elaboración	Fecha de envío
G-47	Comentarios del II-UNAM acerca de los Informes de Avance de TASANA sobre el Método Observacional, aplicado a las Pista 2 y 3 del NAICM, a diciembre de 2017	20/abril/2018	30/abril/2018
G-48	Caracterización geotécnica del subsuelo a lo largo de las pistas 2 y 3 del NAICM	14/Diciembre/2017	10/abril/2017
G-49	Comentarios sobre la cimentación del viaducto de acceso a la Terminal de Pasajeros del NAICM	21/noviembre/2017	04/diciembre/2017
G-50	Comentarios a la instrumentación geotécnica preliminar de TASANA, para la construcción de la Pista 6 del NAICM	31/octubre/2017	03/noviembre/2017
G-51	Opinión del II-UNAM a los comentarios de TASANA a la Nota Técnica G-21 “Recomendación de monitoreo posterior al término de la prueba de consolidación por vacío dren a dren”	03/noviembre/2017	03/noviembre/2017
G-52	Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de TASANA a la propuesta de modificación de las especificaciones de las mezclas asfálticas, llevadas a cabo por la Supervisión de Obra (SIPNA)	29/noviembre/2017	11/diciembre/2017
G-53	Subpresión bajo la cimentación de la TCTA, durante su construcción	diciembre/2017	11/diciembre/2017
G-54	Acompañamiento técnico para los análisis geotécnicos de las estructuras que conforman el drenaje del NAICM. Revisión de los análisis de interacción terreno-revestimiento	02/febrero/2018	02/febrero/2018
G-55	Instalación de distanciómetros para monitorear el movimiento de los aisladores sísmicos de la TCTA	enero/2018	01/febrero/2018
G-56	Exploración geotécnica adicional y recomendación para continuar el monitoreo geotécnico y topográfico después del apagado de las bombas de vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana	02/febrero/2018	10/febrero/2018
G-57	Consideraciones y recomendaciones para la construcción de un banco de nivel semiprofundo para la Pista 6 del NAIM	19/Marzo/2018	19/marzo/2018
G-58	Consideraciones y recomendaciones para el control de calidad de la carpeta asfáltica elaborada con polímeros EP 32 12 16.29	19/Marzo/2018	19/marzo/2018



Continuación Tabla 4.1 Notas Técnicas del II-UNAM elaboradas para GACM en el
Período: 01/enero/2017 a 30/abril/2018.

Nota Técnica	Título	Fecha de elaboración	Fecha de envío
G-59	Sobre la instalación del sistema de placas con sensores, para el monitoreo de asentamientos durante la construcción y la operación de la Pista 6 del NAIM	15/Marzo/2018	19/marzo/2018
G-60	Sobre la medición de esfuerzos efectivos laterales sobre el muro perimetral del cajón de cimentación de la TCTA del NAIM	20/Marzo/2018	19/marzo/2018
G-61	Influencia de la Precarga en la Vida Útil de los Pavimentos de las Pistas 2 y 3 del NAIM	27/Abril/2018	28/Abril/2018
G-62	Profundidades para la campaña de exploración geotécnica posterior a la aplicación de vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana hermética	20/Abril/2018	28/Abril/2018



4.1 Continuación con el acompañamiento, interpretación de resultados y recomendaciones con respecto a las pruebas que se realizan para confirmar la viabilidad de su aplicación

4.1.1 Prueba de excavación propuesta por el Comité Asesor en Geotecnia del GACM, para la cimentación del Edificio Terminal de Pasajeros

El Edificio Terminal de Pasajeros (ETP) del Nuevo Aeropuerto Internacional de México (NAICM) se construye con un sistema de cimentación compensada a base de un cajón de cimentación desplantado a una profundidad de 6.5 m.

Con relación al diseño de cimentación propuesto por el Arquitecto Maestro, personal del II-UNAM emitió la Nota Técnica No. GEO-6 el 22 de julio de 2015 referente a su excavación. En tal nota se manifestó la necesidad de revisar la geometría de los taludes de la excavación propuesta. Teniendo como fundamento los resultados de diversos análisis de estabilidad de los taludes de su excavación, se tendría una condición de falla en tales taludes; los detalles de tales análisis se expusieron en la Nota Técnica No. GEO-9 emitida en agosto de 2015.

El Comité Asesor en Geotecnia del GACM propuso llevar a cabo una excavación de prueba con el objeto de revisar la viabilidad de la propuesta y la de los procedimientos constructivos necesarios para ponerla en práctica. Ésta consiste en excavar una superficie tal que se genere en el fondo un área cuadrada de 20 m por lado; esto es, a una profundidad de 6.5 m y con taludes con pendientes 4:1. En el cuadro central estaba previsto colar una losa de concreto y después se ampliarían los taludes para preparar el colado de otras dos losas cuadradas de las mismas dimensiones.

Para esta prueba piloto se incluyó la instalación de instrumentos para dar seguimiento a la evolución de esfuerzos y deformaciones, asentamientos, presiones de poro,



inclinaciones, etc. Todos estos aparatos permiten evaluar el comportamiento de los taludes y del fondo de la excavación mediante observaciones instrumentales.

La primera fase de la excavación inició el 25 de octubre y finalizó el 17 de noviembre de 2016, el volumen de material excavado fue de 17, 719 m³. Al culminar esta etapa se llegó a una profundidad de tres metros, teniendo en ese momento un talud de 4:1.

El diseño de la excavación piloto por parte de ARUP incluyó un sistema de pozos de bombeo con puntas eyectoras bombeo de achique en el fondo de la excavación.

La excavación se mantuvo estable durante casi 15 días, tiempo durante el cual el bombeo se mantuvo funcionando. No obstante, en el talud Poniente, pudo detectarse una grieta vertical en su hombro, precisamente el día de la falla en el talud Oeste.

Una segunda fase de la excavación, en la cual se pretendía llegar a una profundidad de 6.5 m usando siempre el talud de 4:1, se inició el 29 de noviembre de 2016 a las 17:30 horas. No fue posible alcanzar tal profundidad, ya que al llegar apenas a 5m de profundidad en una pequeña porción de la excavación, el talud poniente falló. Los pormenores de la esta falla se presentaron en el Rubro 4.O.4 del quinto informe entregado el 31 de diciembre de 2016.

El mecanismo de falla fue súbito, aunque se presentaron desplazamientos horizontales gradualmente, como se puede observar en lo medido con el inclinómetro que se muestra en la Fig. 4.1.1.1. Los desplazamientos máximos fueron de 25 cm hacia el centro de la excavación. Una vez terminada la excavación comenzaron en sentido contrario.

Dado que la excavación para la cimentación del ETP se realizaría precisamente con la geometría de los taludes empleada en la excavación piloto, el II-UNAM realizó algunos análisis utilizando un programa que recurre a métodos de equilibrio límite para revisar la estabilidad de sus taludes. Encontró que el factor de seguridad era casi unitario, lo que determinaba un estado de falla inminente en tal excavación, si es que se realizaba de tal forma. Los resultados de los análisis se detallan en la Nota Técnica No. G-4 entregada el 10 de febrero de 2017.

Los análisis efectuados y la falla del talud de la excavación piloto, determinaron que personal del II-UNAM sugiriera enfáticamente la modificación de la geometría de los taludes de las excavaciones para las cimentaciones tanto del ETP como de la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) En ambos casos se definió como una medida conveniente recurrir a la construcción de una berma como la que se presenta en la Fig. 4.1.1.2.

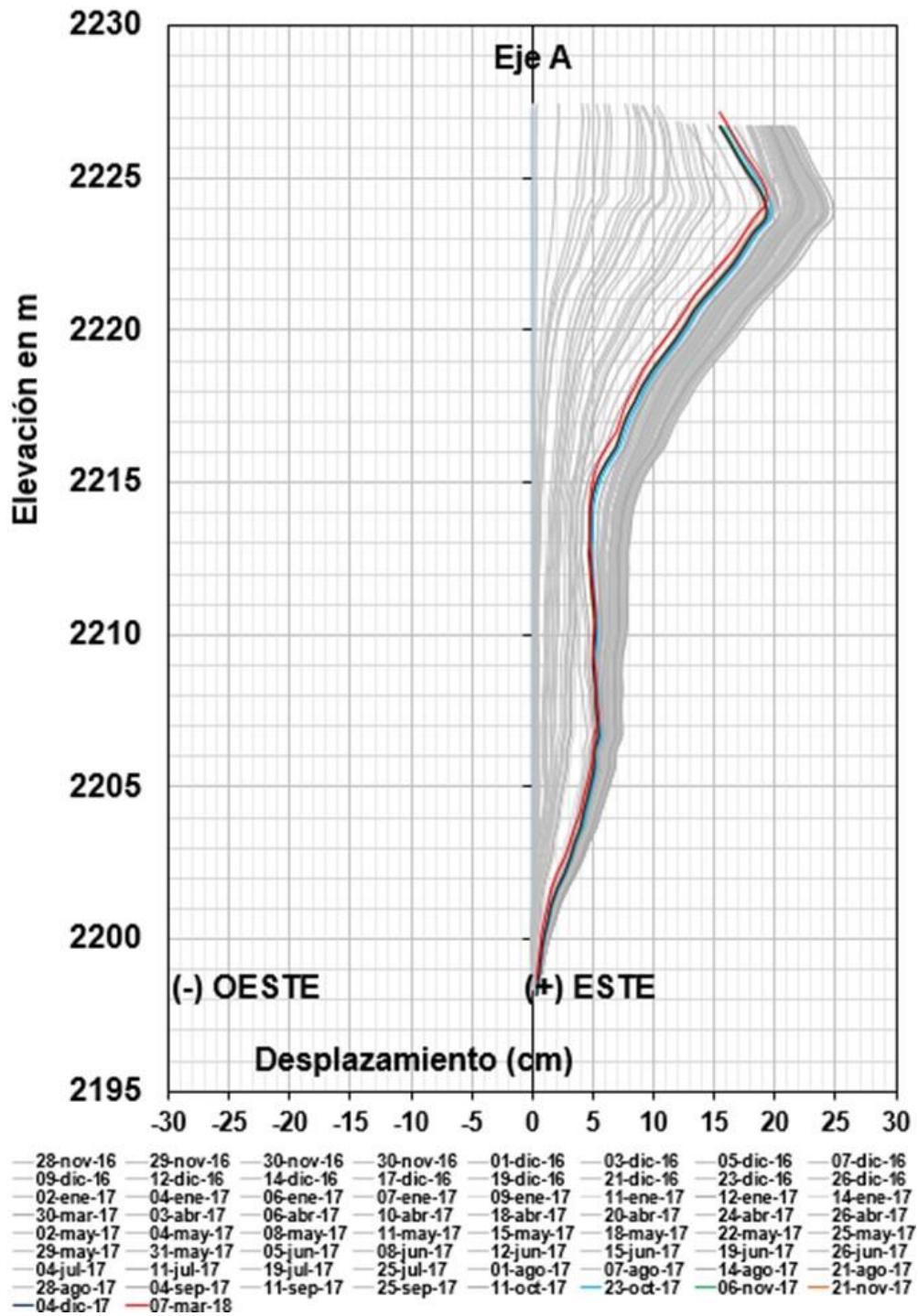


Fig. 4.1.1.1. Inclinómetro 1BIS eje A, en la excavación de prueba

De las tres losas que se tenían contempladas, solamente se construyeron dos. Dado que no fue posible alcanzar la profundidad de proyecto de la excavación, se construyeron esas losas a una profundidad de 5 m. Sobre dichas losas se ubicaron referencias topográficas, mismas que se siguen monitoreando.



Fig. 4.1.1.2 Configuración para los taludes de la excavación del ETP (Strassburger y coautores, 2018)

Debido al alivio de esfuerzos al que es sometida la arcilla durante una excavación, la teoría indica que se presentarían deformaciones verticales de expansión. Para evitar que estas deformaciones verticales tuvieran una implicación negativa en la construcción de la losa de cimentación del ETP, el proyecto contemplaba la colocación de lastre sobre las losas. La opinión del II-UNAM fue no colocar estos lastres, dado que el peso propio de la cimentación mitigaría los desplazamientos, como pudo constatar en las mediciones realizadas en la excavación piloto.

Otro aspecto de relevancia que puso de manifiesto la excavación piloto y la observación de su comportamiento fue que no es necesario recurrir a los pozos de bombeo para abatir el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) durante la construcción tanto del ETP como de la TCTA. En la zona de la excavación piloto se instaló un sistema de bombeo con el que se pretendía abatir el NAF, situación que no se logró y la excavación pudo realizarse sin que se inundara. Cabe señalar que sólo fue necesario utilizar bombas pequeñas (achique) para extraer volúmenes reducidos de agua acumulada en el fondo de la excavación.

El sistema de bombeo se instaló antes de comenzar con la excavación. Como ya se mencionó, el bombeo no tuvo influencia en el abatimiento del NAF, tal y como se muestra en las mediciones de algunos piezómetros. Como ejemplo, podemos apreciar en las Figs. 4.1.1.3 y 4.1.1.4 la evolución de la presión de poro, medida con los piezómetros PCV 11 y PCV 18; el primero ubicado a 6 m de profundidad en la zona del hombro del talud y el otro en el centro de la excavación a 14.4 m de profundidad.

En las mediciones se puede ver que cuando comienza la excavación, el 25 de octubre de 2016, se presenta una reducción en la presión de poro medida en la mayoría de las zonas (Figs. 4.1.1.2 y 4.1.1.3). Luego, la presión de poro es constante hasta que se



comienza a construir una de las losas, lo cual impone un peso sobre el suelo y con esto un incremento en la presión de poro en la zona central de la excavación; como se aprecia en la Fig. 4.1.1.3. El siguiente incremento se debe a la temporada de lluvias que comenzó a llenar de agua la excavación. Sin embargo, la presión de poro acusó un incremento reducido dado que la cantidad de agua fue reducida y además se utilizó bombeo de achique. Luego, se acentuaron las lluvias y la presión de poro subió claramente, casi 10 kPa. Finalmente se bombeó y con el tiempo la presión volvió a bajar; desde esa fecha y hasta ahora no se ha presentado una variación importante.

Una vez concluidas las actividades de monitoreo por parte de CIMESA, por los argumentos presentados en la Nota Técnica No. G-42, el II-UNAM consideró necesario continuar midiendo las variables geotécnicas con los instrumentos instalados, actividad que personal del II-UNAM viene ejecutando sistemáticamente.

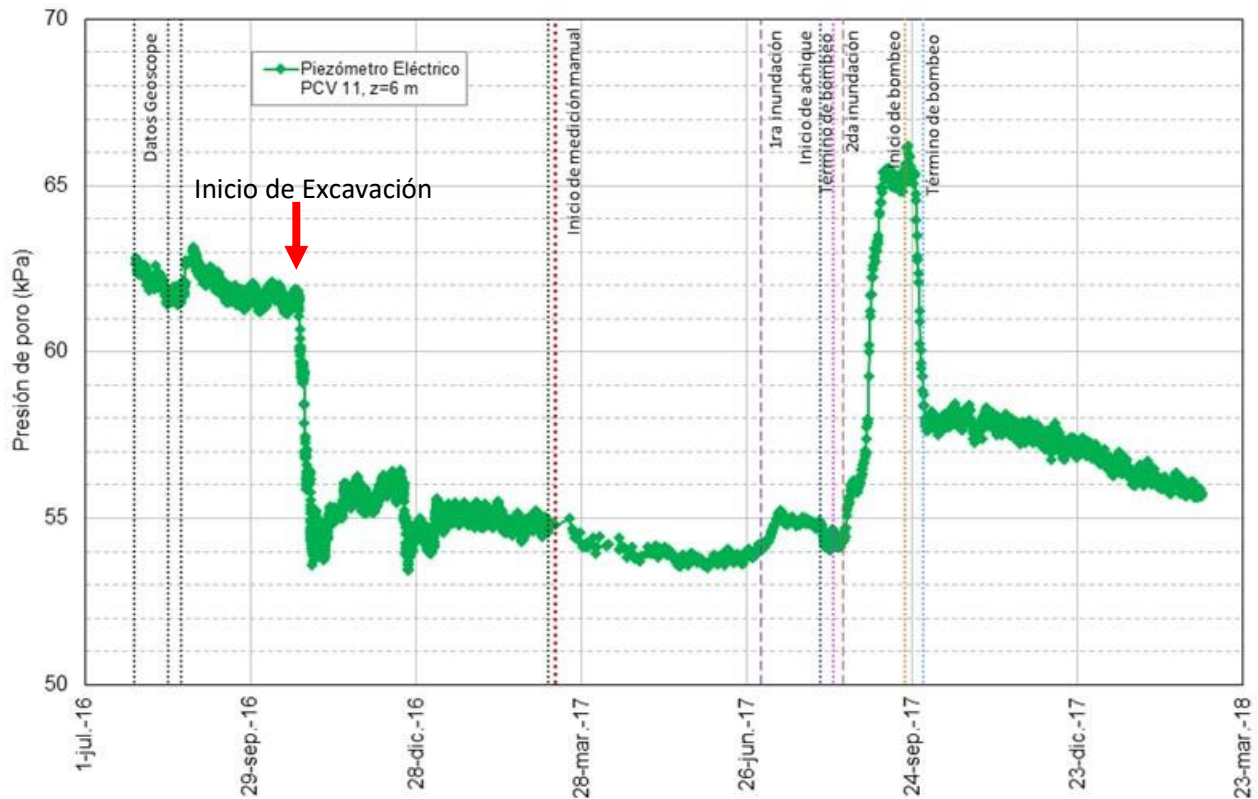


Fig. 4.1.1.3 Variación de la presión de poro en el hombro del talud a 6 m de profundidad, en la excavación de prueba

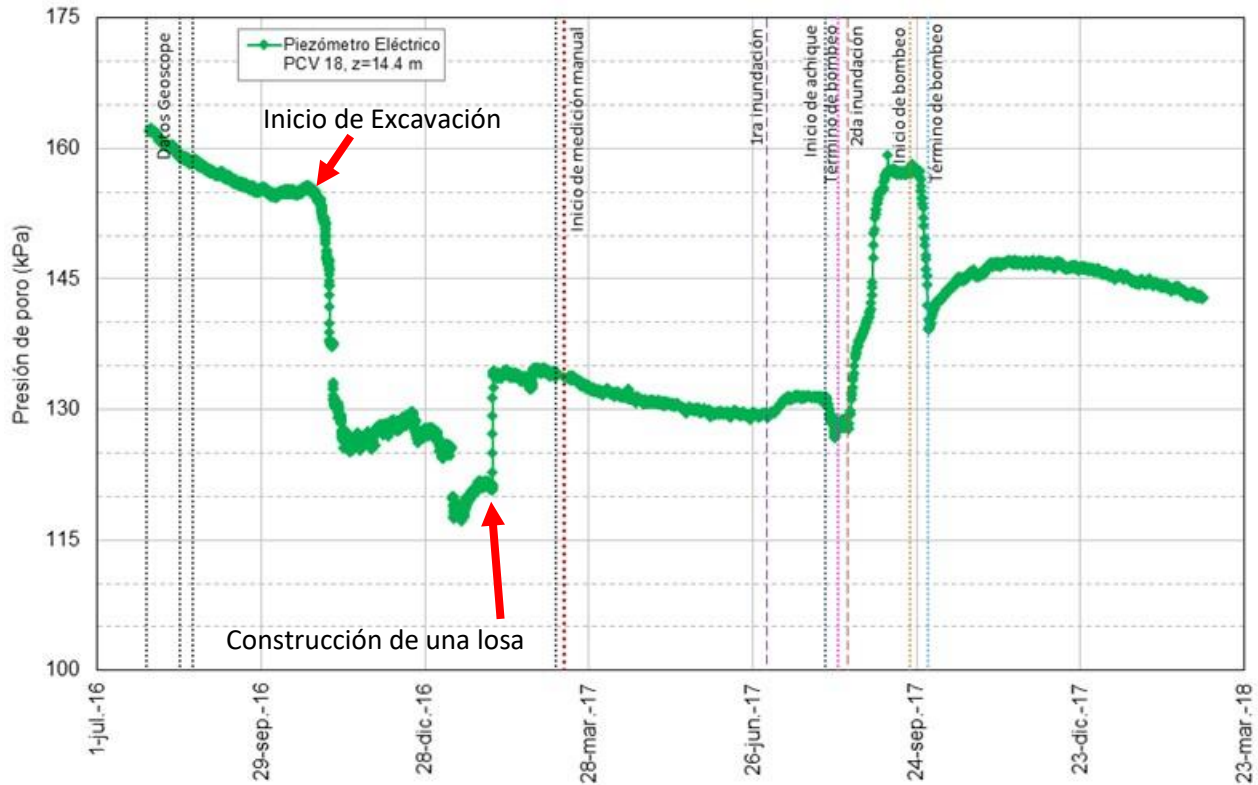


Fig. 4.1.1.4 Variación de la presión de poro en el centro de la excavación de prueba, a 14.4 m de profundidad.

Referencias

Instituto de Ingeniería UNAM (2015) Nota Técnica No. GEO-6, Coordinación de Geotecnia.

Instituto de Ingeniería UNAM (2015) Nota Técnica No. GEO-9, Coordinación de Geotecnia.

Instituto de Ingeniería UNAM (2016) Quinto informe, Rubro 4.O.4, Coordinación de Geotecnia.

Instituto de Ingeniería UNAM (2017) Nota Técnica No. G-4, Coordinación de Geotecnia.

Instituto de Ingeniería UNAM (2017) Nota Técnica No. G-42, Coordinación de Geotecnia.

Strassburger, F, Barredes, C. A. y Schmitter, J. J. (2018) “Aspectos geotécnicos de la cimentación para el Edificio Terminal del NAICM”, *Geotecnia*, SMIG, No. 247, marzo-mayo 2018.



4.1.2 Evaluación de la evolución de la consolidación acelerada de la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío

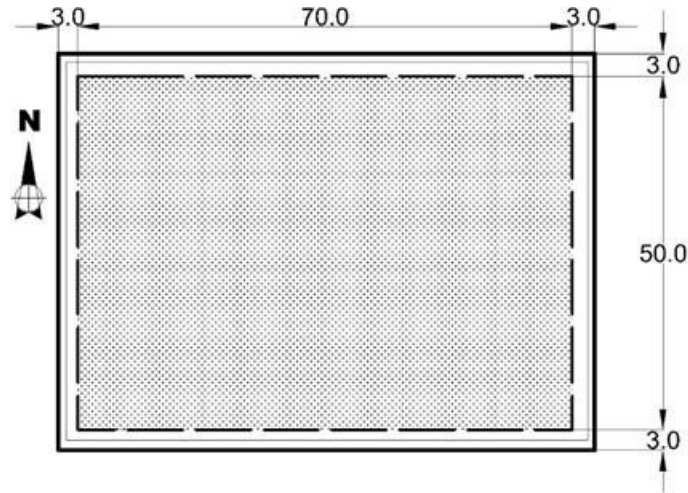
En la Nota Técnica No. G-46 “*Comentarios del II-UNAM referentes al tramo de prueba de la tecnología de consolidación con vacío dren a dren en el sitio del NAICM*” se evaluó detalladamente el comportamiento del tramo de prueba construido para el estudio de la consolidación de la arcilla del ex lago de Texcoco con la tecnología de vacío dren a dren, desde su construcción (26 junio 2016) y hasta dos meses después del apagado de las bombas (12 junio 2017), es decir durante un período de aproximadamente un año (II-UNAM, 2017). En dicho documento se describieron las condiciones del subsuelo, las características de la plataforma de prueba, el proceso constructivo y la instrumentación instalada. Asimismo, se dieron comentarios sobre el comportamiento observado en los instrumentos. Adicionalmente, se compararon las propiedades del suelo antes y después de la aplicación del vacío.

En este Primer Informe de Avance se presentan las observaciones y principales conclusiones de la continuación del monitoreo de los instrumentos del tramo de prueba *de consolidación con vacío dren a dren*, desde el 12 de abril de 2017 (apagado de las bombas, día 290) al 12 de diciembre de 2017 (día 534).

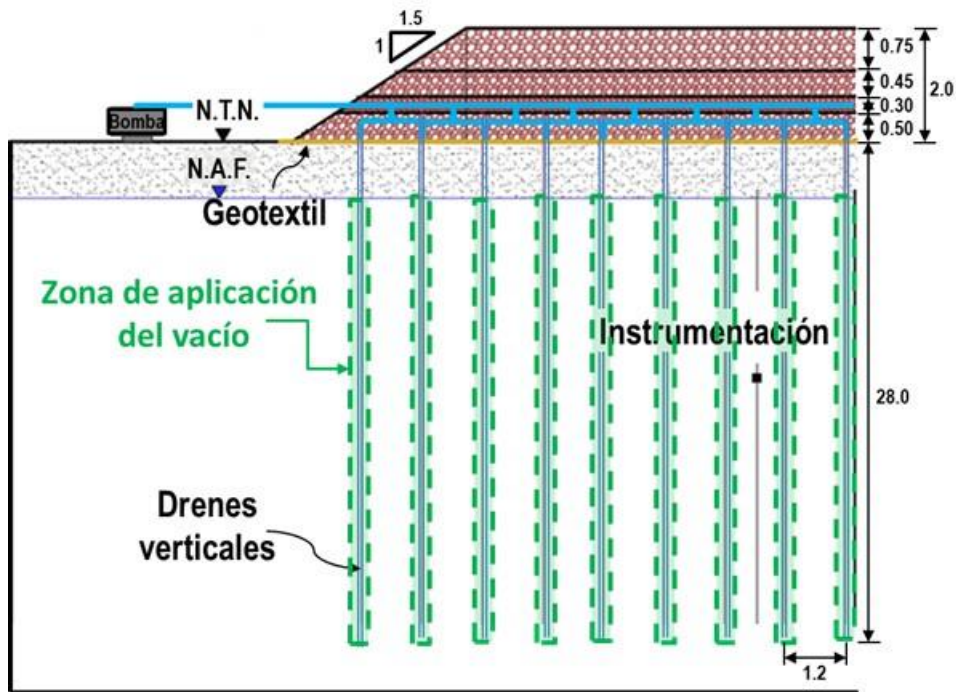
4.1.2.1 Características generales del tramo de prueba

La plataforma de prueba tratada con drenes verticales con sistema de vacío tiene una forma rectangular en planta, con dimensiones 50x70 m en la corona (3500 m² de área) y 56x76 m en la base (Fig. 4.1.2.1a) con un talud 1.5:1. El sistema consta de una precarga de tezontle de 2 m de altura colocada en cuatro capas (Fig. 4.1.2.1b) y tiene un total de 3045 drenes prefabricados cilíndricos (de sección transversal tipo estrella, *star drain*, envueltos con un geotextil, Fig. 4.1.2.2a) e instalados al interior del depósito de suelo en un arreglo triangular o tresbolillo con separación de 1.2x1.2 m y hasta una profundidad de 28 m a partir del nivel del terreno natural (NTN).

Los drenes verticales prefabricados se conectan directamente a tuberías horizontales flexibles que a su vez se conectan a las bombas de vacío (Fig. 4.1.2.2b). Diez líneas de drenes están conectadas a cada bomba (Fig. 4.1.2.2c) y cada línea tiene 50 o 51 drenes, haciendo un total de 500 a 508 drenes por bomba. El sistema de vacío está conformado por seis bombas localizadas en el lado sur del terraplén (Fig. 4.1.2.3).



(a) Vista en planta (distancias en m)



(b) Corte esquemático de la plataforma de prueba (distancias en m)

Fig. 4.1.2.1 Geometría del tramo de prueba (distancias en m).



(a) Dren tipo estrella
(star drain)



(b) Sistema de tubería horizontal flexible

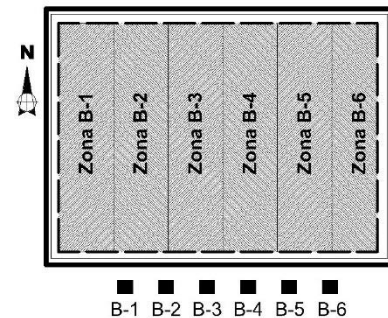


(c) Conexión a las
bombas

Fig. 4.1.2.2 Sistema de tuberías y conexiones a las bombas.



(a) Bombas para aplicación de presión de vacío



(b) Zona de aplicación de cada
bomba

Fig. 4.1.2.3 Bombas y zonas de aplicación de vacío por bomba.

4.1.2.2 Condiciones del subsuelo antes de la aplicación de vacío

Para el estudio del subsuelo del sitio se ejecutaron los siguientes sondeos geotécnicos (Fig. 4.1.2.3):

- 3 Sondeos SPT
- 6 Sondeos CPTu
- 3 Sondeos con muestreo selectivo (SS)
- 3 Sondeos con pruebas de veleta (VT)

Los resultados de la exploración geotécnica permitieron identificar la siguiente estratigrafía del sitio (Fig. 4.1.2.4):

- **Costra Superficial (CS).** Con un espesor de aproximadamente 1.0 m de arcilla café claro con poca arena y una resistencia media a la penetración. Su contenido de agua medio es $w = 100\%$ y su peso volumétrico $\gamma = 15.0 \text{ kN/m}^3$. El nivel de aguas freáticas (NAF) se localiza a 1.0 m.
- **Formación Arcillosa Superior (FAS).** Constituida por arcilla gris verdoso de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda, con presencia de horizontes de ceniza volcánica y limos arenosos. Tiene un contenido de agua medio $w = 210\%$ y un peso volumétrico $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se localiza de 1.0 m a 30.6 m de profundidad.
- **Capa Dura (CD).** Está formada por material limo arenoso gris verdoso (ML) de consistencia dura. Su peso volumétrico es $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se encuentra entre 30.6 a 32.6 m de profundidad.
- **Formación Arcillosa Inferior (FAI).** Está compuesta por arcilla café verdoso con intercalaciones de arcilla gris de alta plasticidad (CH) y alto contenido de carbonatos. Su contenido de agua medio es $w = 70\%$ y peso volumétrico $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$. Su espesor abarca de 32.6 a 43.8m.
- **Depósitos Profundos (DP).** Se localizan de 43.8 a 50.0 m de profundidad y están formados por una serie heterogénea de suelos arcillosos, limosos y arenosos. Su peso volumétrico es $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

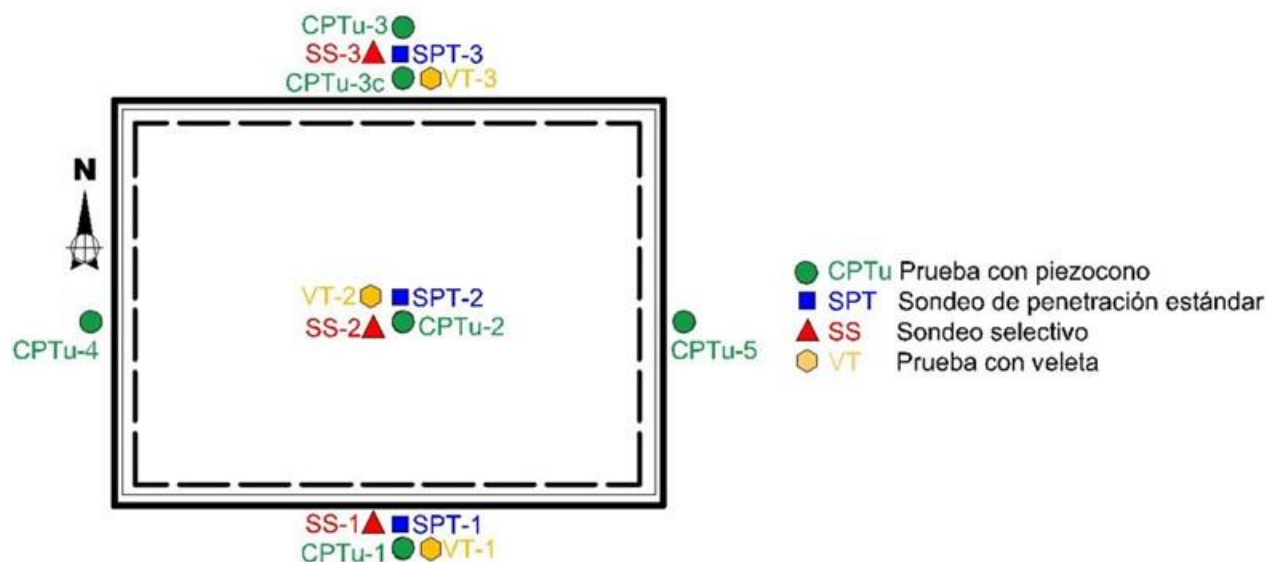


Fig. 4.1.2.3 Exploración geotécnica efectuada en la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío.



Fig. 4.1.2.4 Caracterización estratigráfica del sitio de la prueba la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío

4.1.2.3 Instrumentación para la evaluación del comportamiento del tramo de prueba

El sistema de instrumentos con el que se monitorearon presiones de poro, hundimientos, deformaciones y desplazamientos laterales del tramo de prueba durante y después de la construcción, consta de (Fig. 4.1.2.5):

- 11 Placas de asentamiento a nivel del terreno natural (NTN): SP-1 a SP-11.
- 3 Extensómetros: E-1, E-2 y E-3 en el eje central Este-Oeste, con seis sensores cada uno a distintas profundidades.
- 7 Inclínómetros verticales: IV-1, IV-2, IV-3, IV-4, IV-5, IV-6, IV-7 en el eje central Sur-Norte del terraplén, a diferentes distancias a partir del pie del talud del terraplén.
- 1 Perfilómetro (inclinómetro horizontal) en dirección Sur-Norte a NTN: IH
- 15 Piezómetros abiertos (tipo Casagrande): CP, instalados en sentido Sur-Norte en tres islas que contienen cada una cinco piezómetros a 8 m, 15 m, 22 m, 27 m y 37.5 m de profundidad.
- 15 Piezómetros eléctricos (de cuerda vibrante): EP, instalados en sentido Sur-Norte en tres islas que contienen cada una cinco piezómetros a 8 m, 15 m, 22 m, 27 m y 37.5 m de profundidad.

- 165 *Referencias topográficas superficiales internas* colocadas a la mitad del terraplén de tezontle (1 m por encima del NTN) (Fig. 4.1.2.6).
- 84 *Referencias topográficas superficiales externas* a NTN (Fig. 4.1.2.6).

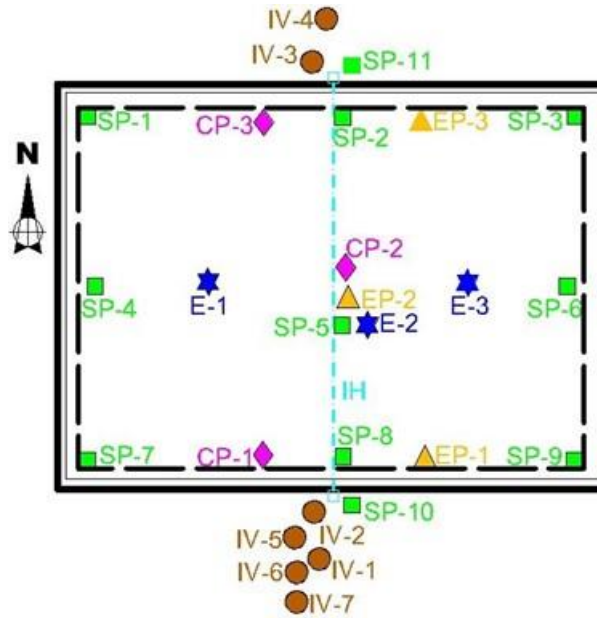


Fig. 4.1.2.5 Ubicación de la instrumentación en el tramo de la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío

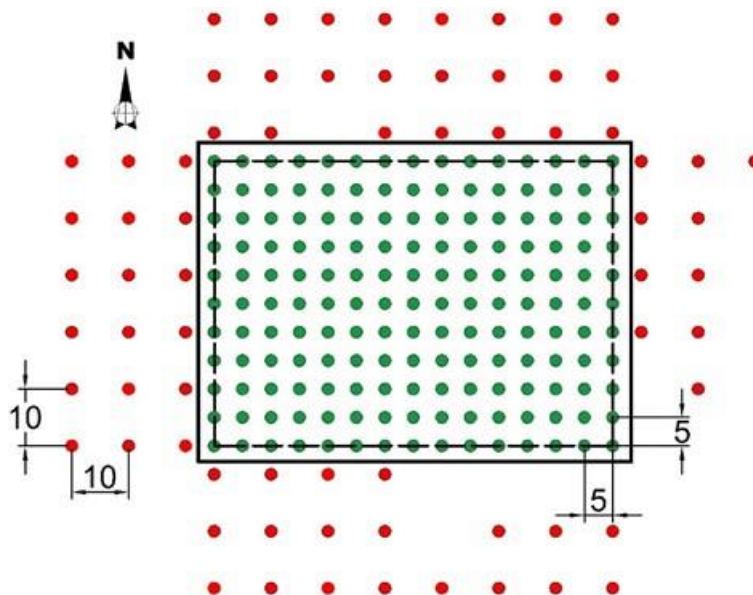


Fig. 4.1.2.6 Referencias topográficas superficiales internas y externas de la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío (cotas en m)



4.1.2.4 Resultados del comportamiento de la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío posterior al apagado de las bombas

En los párrafos siguientes se presentan los resultados del monitoreo de los distintos instrumentos mencionados previamente. La evaluación del comportamiento del terraplén incluye el periodo de construcción (127 días), los seis meses que se aplicó la presión de vacío (182 días) y un periodo de observación hasta el 12 diciembre 2017 (posterior al apagado de las bombas de vacío). Las fechas importantes se resumen en la Tabla 4.1.2.1.

Tabla 4.1.2.1. Fechas importantes de la plataforma tratada con drenes verticales con sistema de vacío

Evento	Fecha	Duración del evento	Días acumulados a la fecha
Construcción del terraplén	26 junio 2016	127 días	0
	31 octubre 2016		127
Aplicación de vacío	12 octubre 2016	182 días	108
	12 abril 2017		290
Observación posterior al vacío	12 abril 2017	244 días	290
	12 diciembre 2017		534

4.1.2.4.1 Presiones de vacío y de poro

En la Fig. 4.1.2.7 se presenta la presión de vacío media durante los seis meses de aplicación de vacío (vista en planta) a lo largo de las tuberías horizontales flexibles que distribuyen el vacío a los PVDs. Se observa que al inicio de las líneas la distribución la presión de vacío es mayor que al final de las mismas. Las pérdidas entre el inicio y el fin de las tuberías resultaron de aproximadamente 30 %.

En la Fig. 4.1.2.8 se muestran las mediciones de presión de poro en los piezómetros eléctricos en la isla 2 (al centro de la plataforma de prueba) desde una fecha cercana al inicio del proceso constructivo hasta el fin del periodo de observación (12 diciembre 2017, día 534). Se distingue que prácticamente se ha restablecido la presión de poro inicial en los piezómetros eléctricos para todas las profundidades (Tabla 4.1.2.2). El restablecimiento de la presión de poro inicial es más notorio en los piezómetros que registraron mayores abatimientos (a 8, 15, 22 y 27 m de profundidad), es decir, en los piezómetros que se ubican a lo largo de la longitud de los drenes verticales. El piezómetro ubicado a 37.5 m de profundidad fue el único que prácticamente no tuvo una variación importante de la presión de poro.

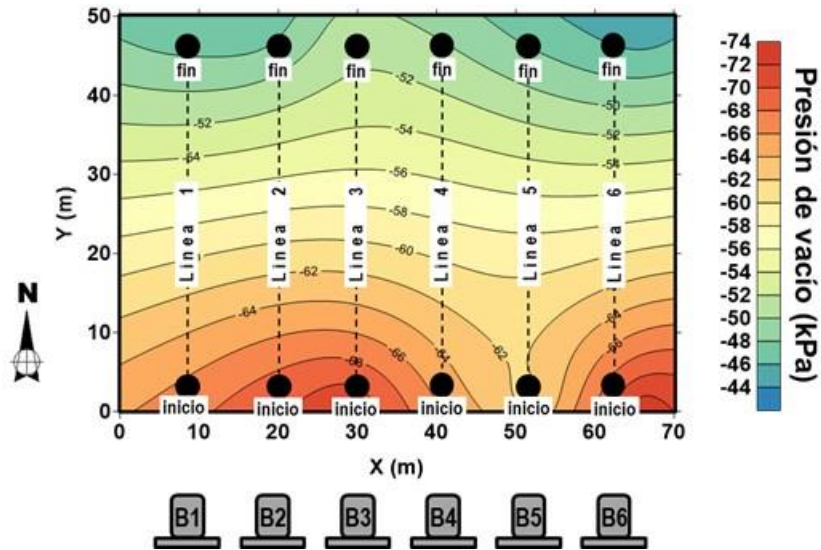


Fig. 4.1.2.7 Presión de vacío media en seis meses de aplicación de vacío, a lo largo de las tuberías horizontales flexibles que distribuyen el vacío a los PVDs

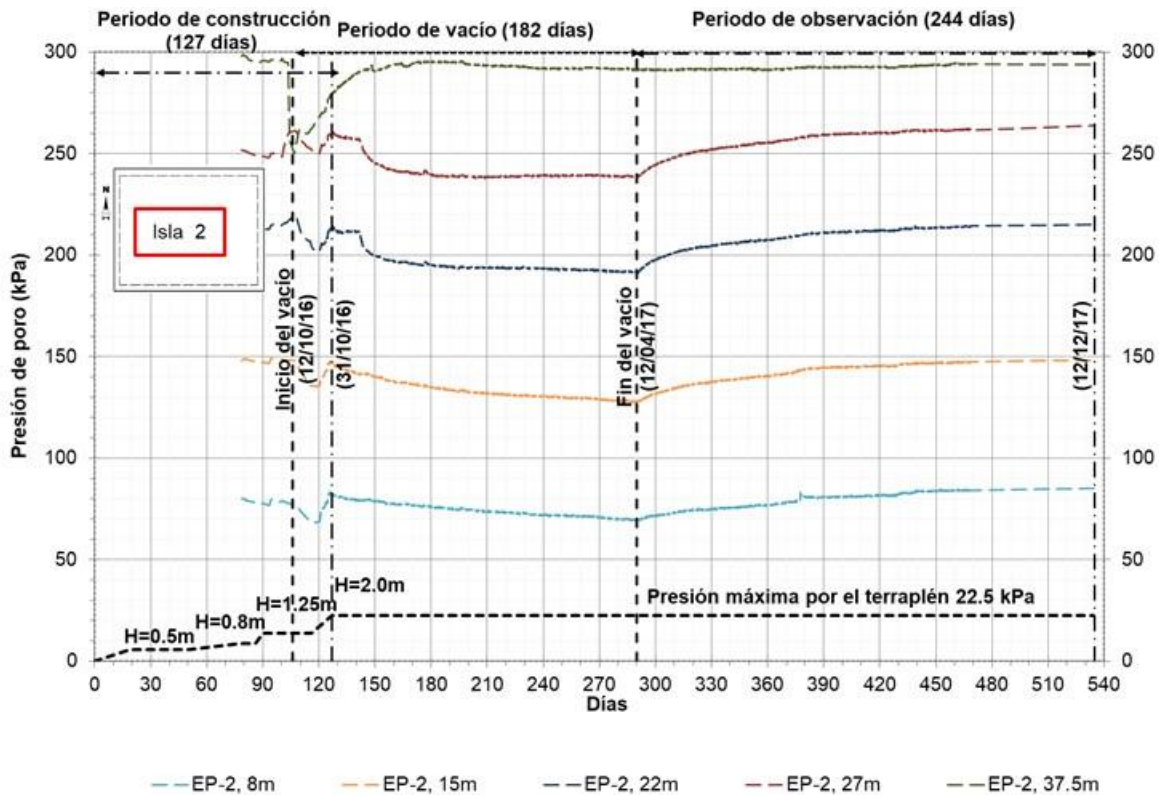


Fig. 4.1.2.8 Presión de poro en los piezómetros eléctricos de la isla 2 (al centro de la plataforma de prueba)



Tabla 4.1.2.2 Presión de poro u (kPa) en los piezómetros eléctricos de la isla 2 (centro del terraplén) en diferentes fechas

	EP-2 (8 m)	EP-2 (15 m)	EP-2 (22 m)	EP-2 (27 m)	EP-2 (37.5 m)
U Inicio vacío (día 108)	76.5	148.2	219.8	261.1	295.1
U Fin vacío (día 290)	69.8	128.1	192.0	239.2	291.8
U Fin observación (día 534)	85.1	148.1	215.1	263.9	293.8
ΔU Fin vacío - Inicio vacío	-6.7	-20.1	-27.8	-21.9	-3.3
ΔU Fin observación - Fin vacío	15.3	20.0	23.0	24.7	2.0

4.1.2.4.2 Hundimientos

En la Fig. 4.1.2.9 se presenta la variación en el tiempo de los hundimientos medidos en las 11 placas de asentamiento (SP) ubicadas a NTN, nueve de ellas dentro del terraplén y dos fuera del mismo. Se aprecia un incremento del hundimiento en todas las placas de asentamiento durante los 244 días de observación posterior al apagado de las bombas. Al día 534 (fin del período de observación), el asentamiento alcanzado en la zona central fue 207.96 cm, en la zona interior central (parte media de las orillas) fue del orden de 142.8 cm, en las esquinas 94.6 cm, y fuera del terraplén de prueba 66.2 cm. En general, se distingue que a partir del apagado de las bombas, el asentamiento continuó por el efecto del peso del terraplén de tezontle, pero con una velocidad menor que la observada durante el periodo de aplicación de vacío. El incremento del asentamiento registrado después del día 290 (fin del vacío) no es homogéneo en el área de la plataforma de prueba, como se aprecia en la Fig. 4.1.2.10.

En la Fig. 4.1.2.11 se muestra el perfil transversal de hundimientos en la parte central del terraplén (dirección norte-sur) medido con un inclinómetro horizontal. Se observa que el asentamiento máximo registrado al 18 de diciembre de 2017 fue 215.53 cm. Este valor máximo ocurre cercano al centro de la plataforma de prueba, sin embargo se distingue ligeramente recargado hacia el lado sur (hacia el lado donde se ubicaron las bombas de vacío). Con el transcurso del tiempo, después del fin del vacío, los hundimientos continuaron con la misma tendencia pero a menor velocidad. Desde el apagado de las bombas (día 290) hasta la última medición (18 de diciembre de 2017) el hundimiento aumentó aproximadamente 15.2 cm en prácticamente toda la sección transversal central del terraplén.

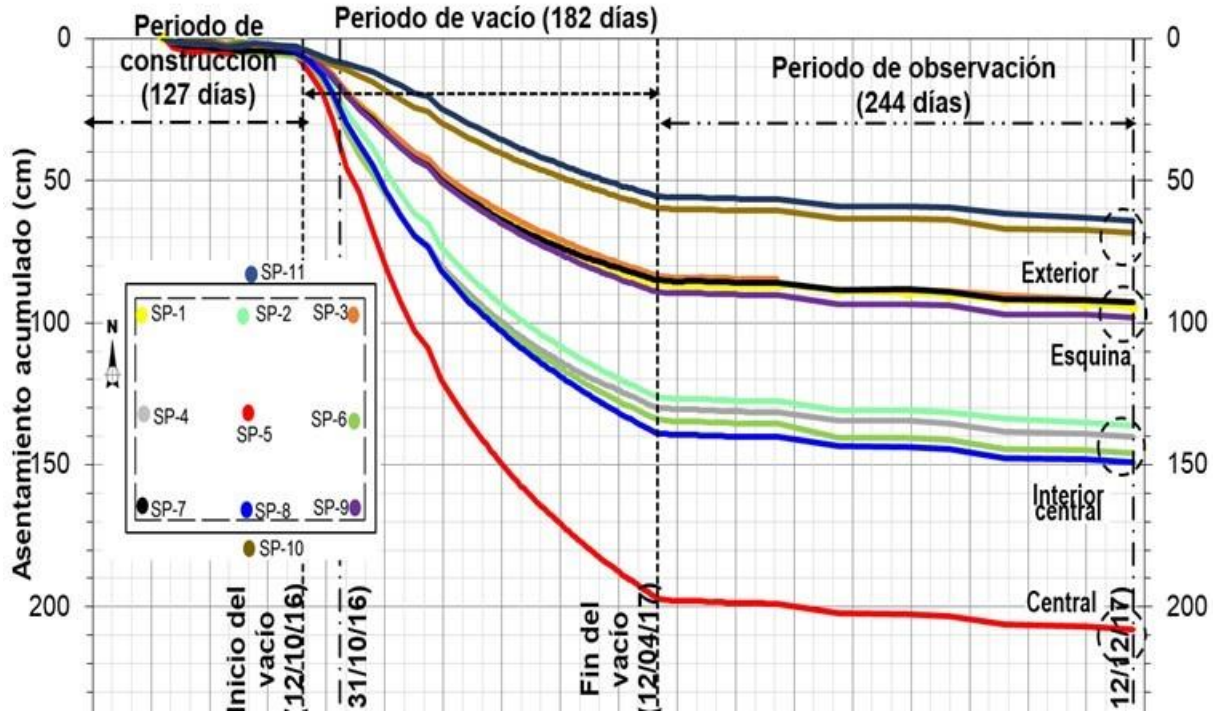


Fig. 4.1.2.9 Hundimiento medido en las placas de asentamiento (SP) ubicadas a NTN

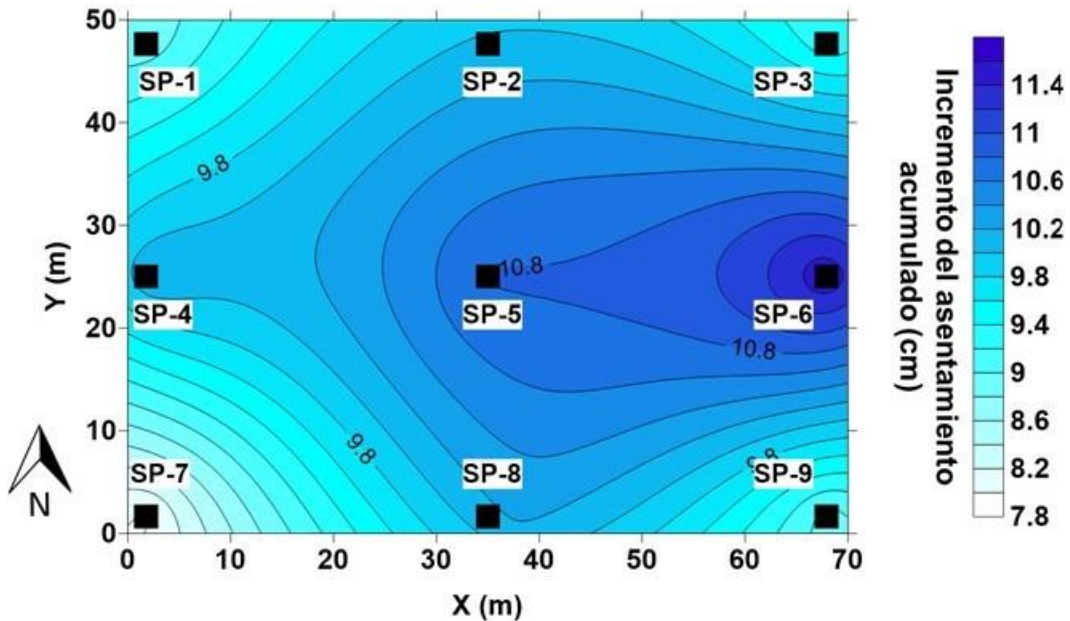


Fig. 4.1.2.10 Incremento del asentamiento acumulado obtenido a partir de las placas de asentamiento, del día 290 (fin del vacío) al día 534 (fin del período de observación)

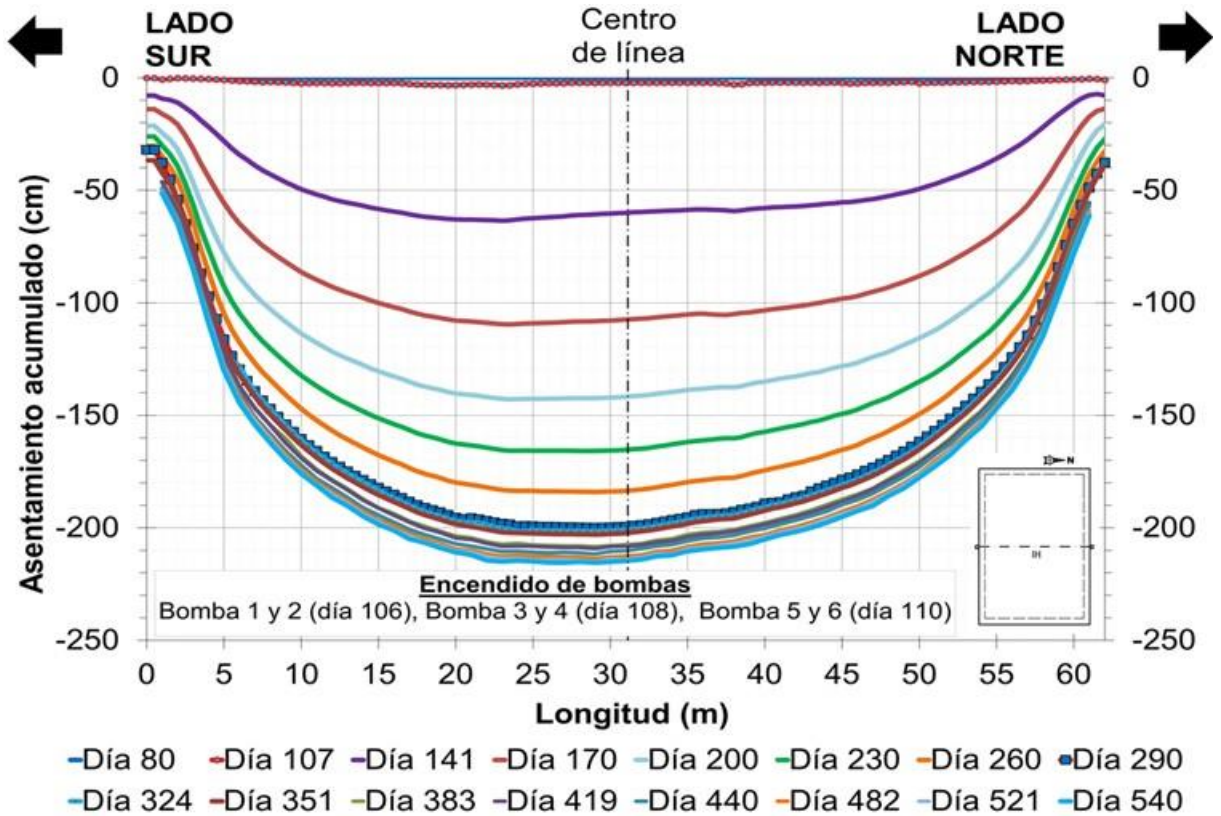


Fig. 4.1.2.11 Perfil de asentamientos a NTN obtenido con el inclinómetro horizontal en la parte central de la plataforma de prueba (dirección norte-sur)

4.1.2.4.3 Deformaciones de las capas de suelo

En la Fig. 4.1.2.12 se muestran los desplazamientos verticales acumulados al día 534 (12 diciembre 2017). En general se observa que a partir del apagado de las bombas (día 290) la velocidad del desplazamiento vertical disminuye considerablemente y dicha velocidad depende de la profundidad en la que está ubicado el extensómetro.

En la Fig. 4.1.2.13 se muestra el incremento de desplazamiento vertical acumulado medido en los extensómetros magnéticos a distintas profundidades desde el fin del vacío (día 290) hasta la última medición (día 534, 12 diciembre 2017). En dicha figura se observa que los estratos más superficiales y que tienen un mayor contenido de agua son los que registran un mayor incremento del desplazamiento vertical acumulado. Los incrementos en el desplazamiento vertical registrados en este período son de aproximadamente 10.3, 5.2, 4.3, 4.4, 3.1 y 1.1 cm en los puntos 1 a 6 de los



extensómetros, respectivamente. También se observa que el incremento no es homogéneo en los tres extensómetros, siendo en el extensómetro E-3 (ubicado en la zona este del terraplén) donde se registran los menores incrementos del desplazamiento vertical. El máximo desplazamiento acumulado de 197.4 cm ocurre en el centro de la plataforma de prueba a 2.51 m de profundidad (punto 1 del extensómetro E-2), con un incremento de 10.1 cm a partir del día 290 (fin del vacío) hasta la última medición (día 534).

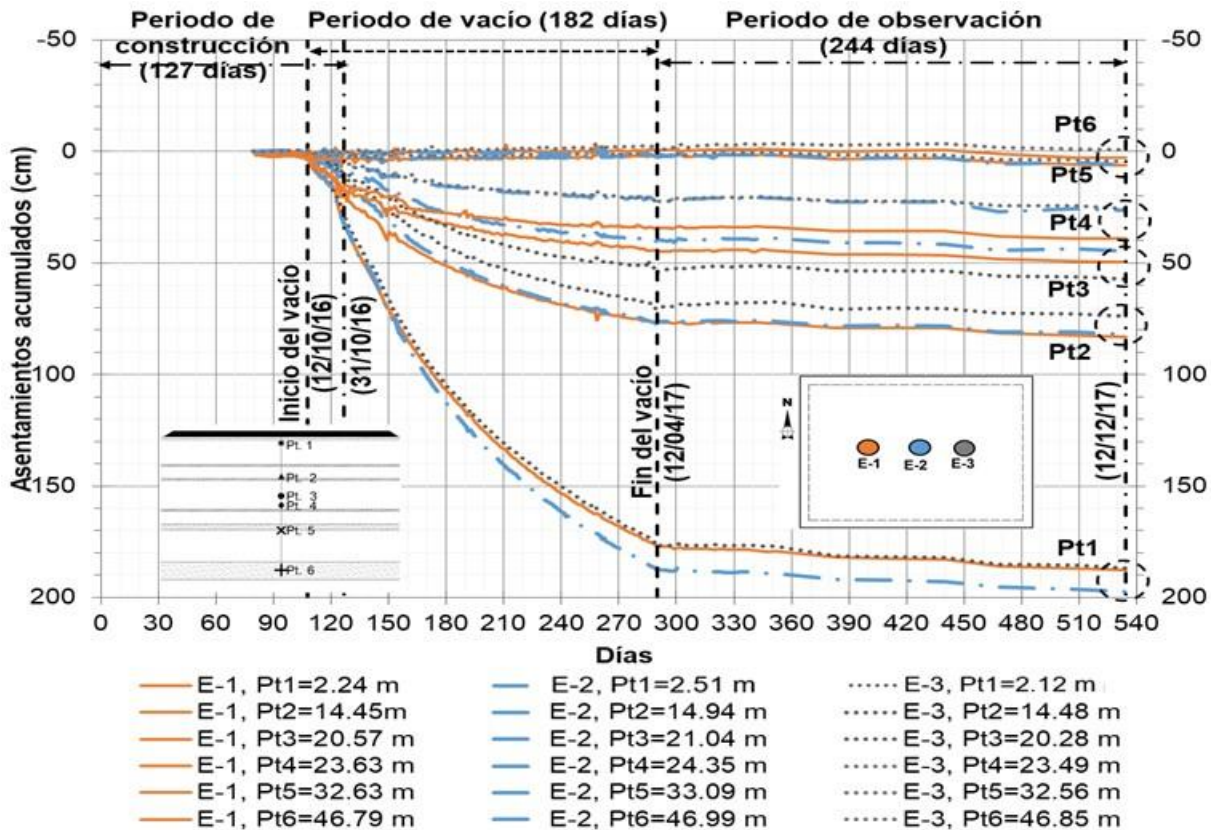


Fig. 4.1.2.12 Desplazamientos verticales acumulados medidos en los extensómetros magnéticos a distintas profundidades

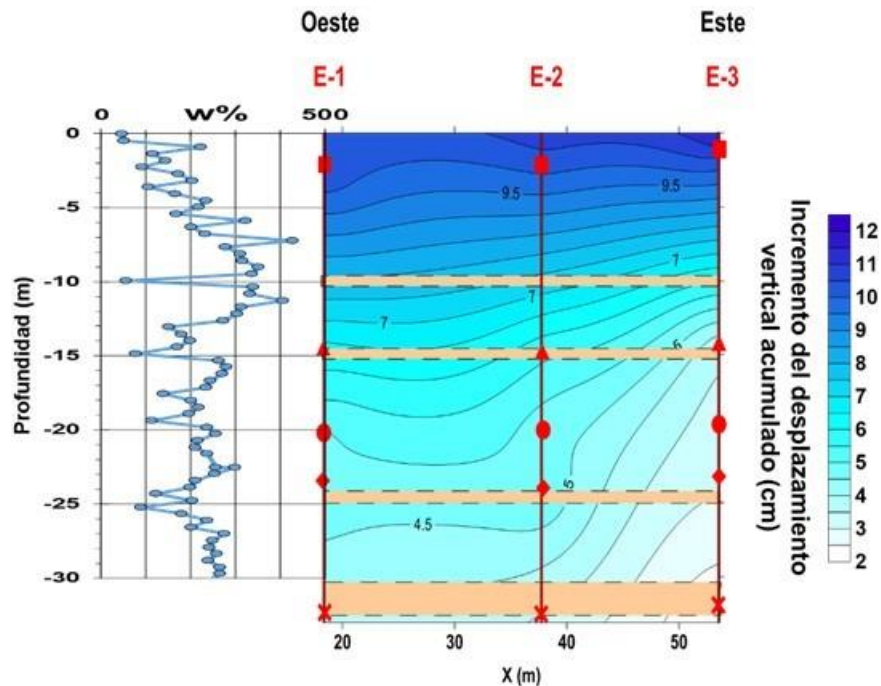


Fig. 4.1.2.13 Incremento de desplazamiento vertical acumulado medido en los extensómetros magnéticos a distintas profundidades (día 290 a 534).

4.1.2.4.4 Desplazamientos horizontales

Los desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades y en diferentes fechas se muestran en la Fig. 4.1.2.14, en la que se distingue que a partir del apagado de las bombas (día 290) se presentan movimientos hacia el exterior de la plataforma de prueba. La dirección del movimiento hacia el exterior es similar a la que se observó en las etapas de colocación del tezontle para conformar el terraplén. La magnitud del desplazamiento hacia el exterior de la plataforma de prueba en los 244 días después del apagado de las bombas depende de la distancia del inclinómetro a la plataforma de prueba y de la profundidad de observación. Resultando mayor en la superficie y menor conforme aumenta la profundidad, asimismo el desplazamiento lateral es mayor en las cercanías del terraplén que más alejado del mismo. Así, en los inclinómetros verticales más cercanos a la plataforma de prueba se observaron los mayores desplazamientos laterales hacia el exterior de aproximadamente 30 mm (en la superficie para el IV-2 ubicado a 2 m del pie del terraplén) y en los inclinómetros más alejados se midieron aproximadamente 10 mm (en la superficie para el IV-7 ubicado a 20 m del pie del terraplén).

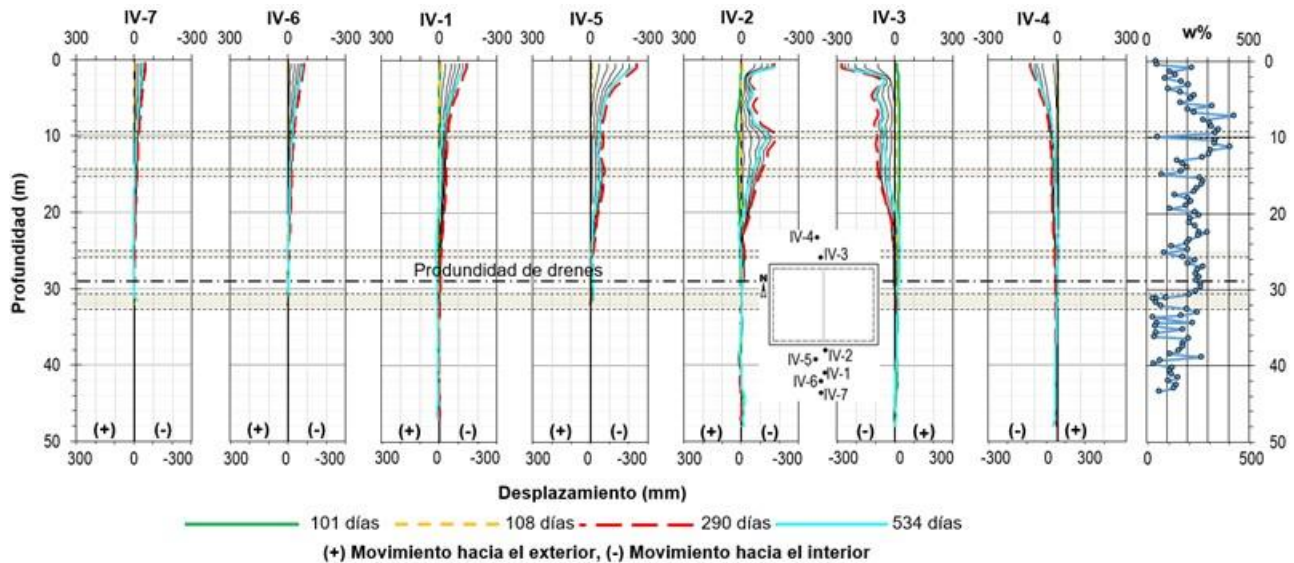


Fig. 4.1.2.14 Desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades en los inclinómetros verticales instalados en el sitio de prueba

4.1.2.4.5 Estimación de asentamientos mediante modelado numérico 2D en el terraplén con vacío dren a dren

Se estiman numéricamente los asentamientos a corto plazo provocados por el proceso constructivo del sistema de precarga (terraplén) con drenes verticales prefabricados (tipo *star drain*), así como la evolución del proceso de consolidación en seis meses de aplicación de vacío dren a dren al 12 de diciembre de 2017 (día 534).

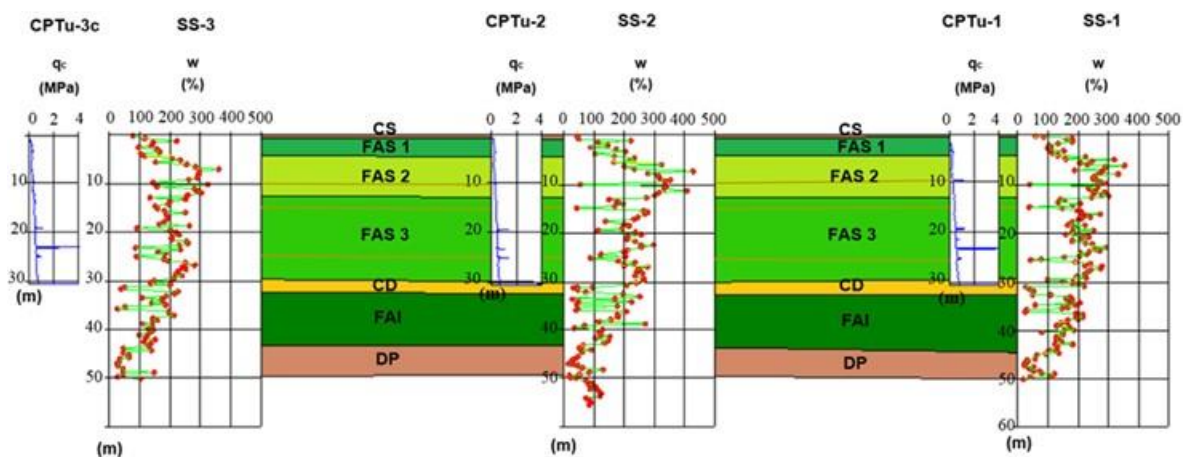
En la Tabla 4.1.2.3 se presenta el modelo geotécnico definido a partir de pruebas de laboratorio y campo realizadas en el sitio (Fig. 4.1.2.15). Los valores de e_0 , C_r y C_c se obtuvieron a partir de pruebas de consolidación unidimensional. Los valores de c_u se obtuvieron de pruebas triaxiales tipo UU (no consolidadas-no drenadas), y los valores de c y ϕ' se determinaron a partir de pruebas triaxiales tipo CU (consolidadas-no drenadas). Los valores del coeficiente lateral de presión de tierras en reposo K_0 se estimaron a partir de la ecuación propuesta por Mayne. Las permeabilidades se asignaron de la siguiente manera: para la Costra Superficial a partir de pruebas USBR, para la Capa dura y Depósitos Profundos a partir de las pruebas Lefranc efectuadas en el sitio, y para las Series Arcillosas Superior e Inferior se estimaron de forma indirecta a partir de las pruebas de disipación de presión de poro tipo CPTu realizadas e interpretadas mediante la teoría de Baligh y Levadoux (1986). En la Fig. 4.1.2.16 se muestra el estado de esfuerzos del suelo, en el que se observa la Formación Arcillosa Superior (FAS) con



relaciones de preconsolidación (OCR) que varían de 1.2 hasta 2.7 y un abatimiento de la presión de poro a partir de 22 m de profundidad (FAS 3b).

Tabla 4.1.2.3 Modelo geotécnico en la zona del terraplén con vacío dren a dren

Estrato	Profundidad, m		γ kN/m ³	E' kPa	v'	e ₀	C _r	C _c	C _{α}	OCR	c _u kPa	c kPa	ϕ' °	K ₀	k _h m/día
	de	a													
Costra	0.0	1.0	15.0	4500	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	-----	100	40	0.36	4.3×10 ⁻⁰¹
FAS 1	1.0	5.4	12.0	384	0.3	3.64	0.25	1.17	-----	2.7	17	0	40	0.68	5.6×10 ⁻⁰⁴
FAS 2a	5.4	9.7	11.4	212	0.3	4.74	0.27	3.19	0.23	1.2	15	0	40	0.40	3.5×10 ⁻⁰⁴
Lente 1	9.7	10.3	15.0	15000	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	-----	40	35	0.43	-----
FAS 2b	10.3	12.6	11.4	212	0.3	4.74	0.27	3.19	0.23	1.2	15	0	40	0.40	3.5×10 ⁻⁰⁴
FAS 3a	12.6	14.6	11.0	290	0.3	3.73	0.21	4.59	0.25	1.3	27	0	40	0.42	2.0×10 ⁻⁰⁴
Lente 2	14.6	15.2	15.0	15000	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	-----	40	35	0.43	-----
FAS 3b	15.2	25.4	11.0	290	0.3	3.73	0.21	4.59	0.25	1.3	27	0	40	0.42	2.0×10 ⁻⁰⁴
Lente 3	25.4	26.0	15.0	15000	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	-----	40	35	0.43	-----
FAS 3c	26.0	30.6	11.5	290	0.3	3.73	0.21	4.59	0.25	1.3	27	0	40	0.42	2.0×10 ⁻⁰⁴
CD	30.6	32.6	18.0	10000	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	-----	50	45	0.29	1.1×10 ⁻⁰³
FAI	32.6	43.8	13.0	415	0.3	4.28	0.29	2.65	-----	1.0	49	0	40	0.36	1.5×10 ⁻⁰⁴
DP	43.8	50.0	19.0	30000	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	-----	50	45	0.29	2.9×10 ⁻⁰³



CS= Costra Superficial, FAS= Formación Arcillosa Superior, CD= Capa Dura, FAI= Formación Arcillosa Inferior, DP= Depósitos Profundos.

Fig. 4.1.2.15 Perfil del suelo en el terraplén con vacío dren a dren



De acuerdo con las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas indicadas en la Tabla 4.1.2.3, se observa que la Formación Arcillosa Superior 1 (FAS 1) se encuentra con una relación de preconsolidación considerable ($OCR=2.7$), por lo anterior, se representa con el *modelo Hardening Soil*. Las Formaciones Arcillosas Superior 2 y 3 (FAS 2 y FAS 3) y Formación Arcillosa Inferior (FAI) se caracterizan por ser materiales de consistencia blanda, altamente compresibles y encontrarse normalmente consolidados a ligeramente sobre-consolidados. Con base en las características anteriores, estos estratos se representan con los *modelos Soft Soil Creep* y *Soft Soil*, respectivamente. Los materiales como la Costra Superficial, Capa Dura y Depósitos Profundos, que se caracterizan por tener un porcentaje de limos o arenas y tener una mayor resistencia al esfuerzo cortante, se representan con el *modelo Mohr Coulomb*.

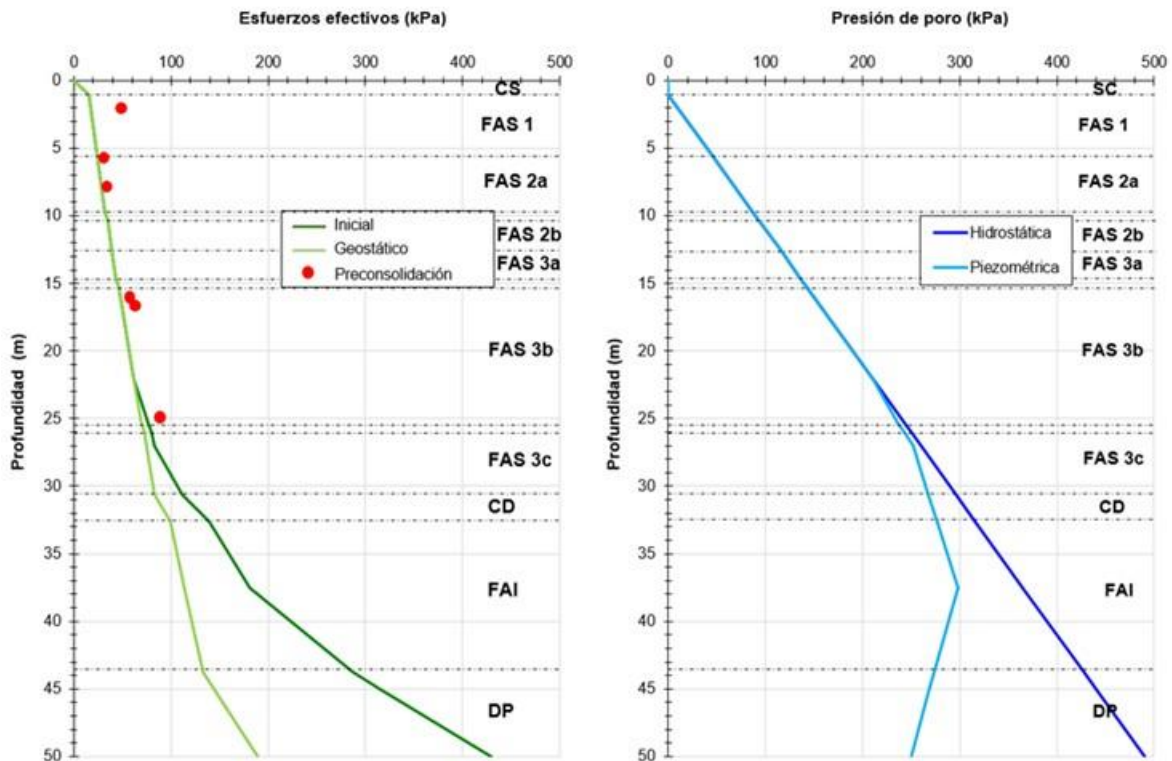


Fig. 4.1.2.16 Estado de esfuerzos en el suelo

El análisis numérico se lleva a cabo considerando las dimensiones del terraplén señaladas en el inciso 4.1.2.1 (2.0 m de altura y una longitud en la base de 56 m). La separación entre drenes es de 1.2 m y la profundidad de desplante es de 28 m a partir del Nivel de Terreno Natural (NTN). La presión de vacío media aplicada a lo largo de cada dren es 58 kPa. El modelo se limitó de manera lateral dos veces la longitud del terraplén de precarga, con la finalidad de disminuir la influencia del bulbo de esfuerzos generado por la colocación del mismo, resultando el medio discretizado de 168 m de longitud y

50 m de profundidad (Fig. 4.1.2.17a). El cálculo de asentamientos del sistema se realiza con un modelo numérico en el código PLAXIS 2D en estado plano de deformaciones, considerando propiedades equivalentes con base en la teoría de Indraratna y Redana (1997) e Indraratna *et al.* (2005) para convertir análisis de drenes 3D en análisis 2D (Espinosa, 2016; López-Acosta y Espinosa, 2016). En la Fig. 4.1.2.17 se muestran la geometría y la malla de elementos finitos del modelo (12440 elementos y 99969 nodos).

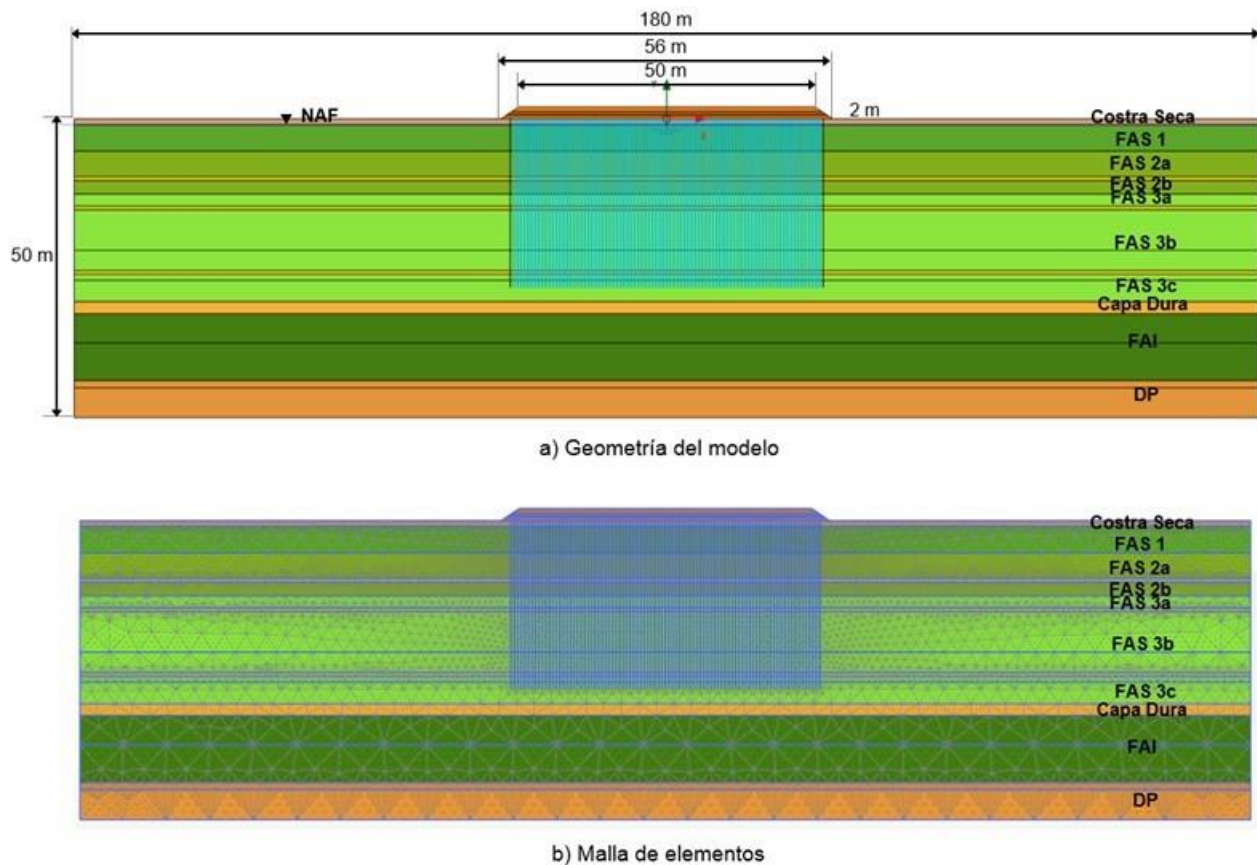


Fig. 4.1.2.17 Geometría y malla del modelo en estado plano de deformaciones empleadas en los cálculos

Los resultados del análisis numérico se comparan con los asentamientos medidos en la placa de asentamiento SP-5 instalada en la parte central del terraplén a NTN. En la Fig. 4.1.2.18 se observa que los asentamientos estimados numéricamente son muy similares a los registrados en campo y medidos durante la construcción del terraplén, seis meses de aplicación de vacío dren a dren (Fig. 4.1.2.19) y hasta el 12 de diciembre de 2017 (día 534). Este tipo de modelación resulta de utilidad para hacer predicciones de hundimientos considerando la tecnología de consolidación con vacío. Adicionalmente, en las Figs.



4.1.2.19 y 4.1.2.20 se muestran la distribución de los asentamientos estimados numéricamente al final de la aplicación del vacío y al 12 de diciembre de 2017, respectivamente. Al momento de elaboración de este informe de avance, continúan los análisis numéricos para comparar los resultados con las mediciones en otros instrumentos instalados, y con ello ayudar en la predicción del comportamiento del tramo de prueba.

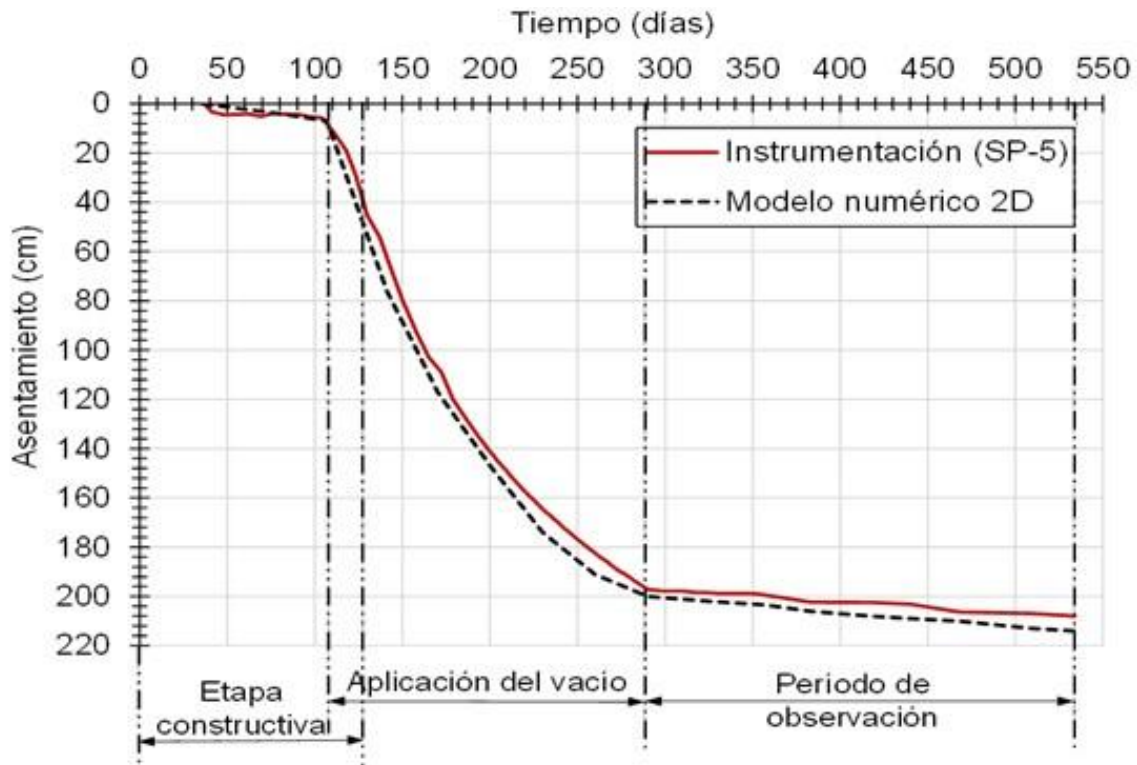


Fig. 4.1.2.18 Comparación de asentamientos estimados numéricamente y medidos en el terraplén con vacío dren a dren, del inicio de la construcción al 12 de diciembre de 2017 (día 534)

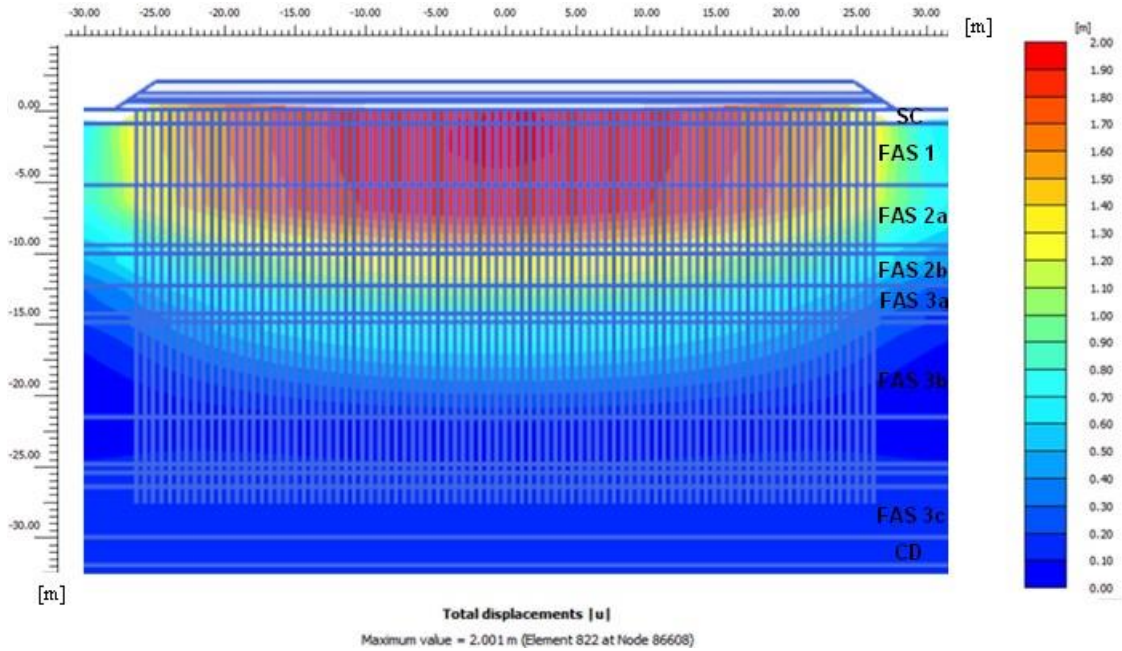


Fig. 4.1.2.19 Asentamiento estimado numéricamente al final de la aplicación del vacío

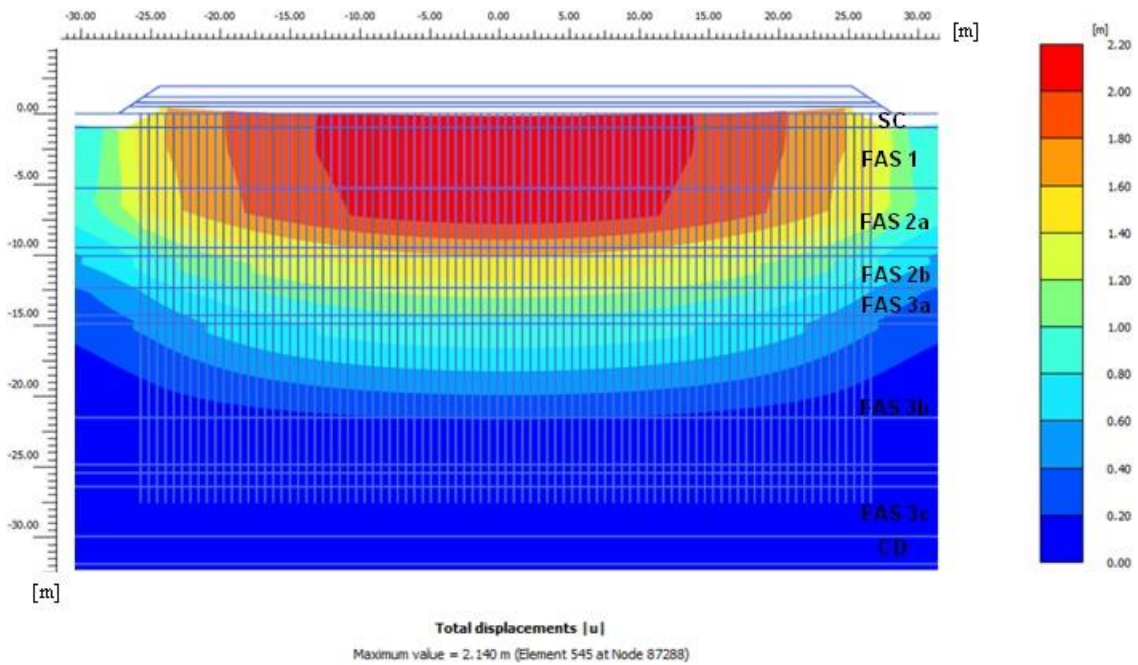


Fig. 4.1.2.20 Asentamiento estimado numéricamente al 12 de diciembre de 2017 (día 534)



4.1.2.5 Comentarios

El Instituto de Ingeniería (Coordinación de Geotecnia) ha continuado con el acompañamiento e interpretación de los resultados del monitoreo de los instrumentos geotécnicos instalados en el tramo de prueba de consolidación con vacío dren a dren. En este Primer Informe de Avance se evaluó el comportamiento de dicho tramo de prueba después del apagado de las bombas (día 290, 12 de abril de 2017), durante un periodo posterior de 244 días (al día 534, 12 de diciembre de 2017).

En general, a partir del apagado de las bombas los instrumentos instalados en el sitio continúan registrando un incremento de los asentamientos a una tasa menor que la observada en el periodo de aplicación de vacío (día 108 a 290). El incremento en el asentamiento se atribuye principalmente al terraplén de 2 metros de tezontle colocado sobre el nivel del terreno natural. No se observa una recuperación del asentamiento dentro de la zona de la plataforma después de haber apagado el vacío, es decir, el asentamiento alcanzado por la aplicación de presión de vacío no se revierte, sino que ha continuado con el transcurso del tiempo. Estos incrementos se distinguen en todos los puntos del terraplén de prueba, por lo que la concavidad de la superficie del terraplén observada en etapas previas se ha mantenido.

A nivel de superficie, las placas de asentamiento, los extensómetros con sensores superficiales y el inclinómetro horizontal, muestran un incremento del asentamiento del orden de 10 a 15 cm aproximadamente en el transcurso de los 244 días posteriores al apagado del vacío. Debajo del nivel de superficie dicho incremento disminuye de acuerdo con la profundidad y con las propiedades de los estratos considerados, como el contenido de agua (a menor contenido de agua, menor deformación).

La presión de poro prácticamente se ha restablecido a los valores registrados al inicio del monitoreo de piezómetros. El restablecimiento de la presión de poro es más evidente en los piezómetros que se ubican a profundidades que coinciden con la longitud de los drenes verticales (a 8, 15, 22 y 27 m de profundidad). El piezómetro ubicado a 37.5 m de profundidad fue el único que prácticamente no tuvo una variación importante de la presión de poro, la cual se mantuvo casi constante, incluso durante el periodo de aplicación de vacío.

A partir del apagado de las bombas los desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades ocurrieron hacia el exterior de la plataforma de prueba. La dirección del movimiento hacia el exterior es similar a la que se observó en las etapas de colocación del tezontle para conformar el terraplén. Los desplazamientos son mayores en la superficie y menores conforme aumenta la profundidad, asimismo el desplazamiento lateral es mayor en las cercanías del terraplén que más alejado del mismo. En general,







se midieron desplazamientos laterales superficiales de 3 cm a una distancia de 2 m del pie del terraplén y de 1 cm a una distancia de aproximadamente 20 m del pie del terraplén (en los 244 días después del apagado de las bombas).

4.1.2.6 Anexo. Visitas técnicas

A continuación se presenta un registro fotográfico de algunas de las visitas técnicas realizadas por el personal de II-UNAM a la plataforma de consolidación con vacío dren a dren.

Tabla 4.1.2.4 Fotografías de algunas de las visitas técnicas realizadas por personal del II-UNAM (Coordinación de Geotecnia).

	
Instalación de PVDs tipo <i>star drain</i> (25 agosto 2016)	Instalación de PVDs tipo <i>star drain</i> (25 agosto 2016)
	
Instalación de PVDs tipo <i>star drain</i> (25 agosto 2016)	Acercamiento a conexión de PVDs y tubería flexible (22 septiembre 2016)



Continuación Tabla 4.1.2.4 Fotografías de algunas de las visitas técnicas realizadas por personal del II-UNAM (Coordinación de Geotecnia).

<p>Vista de tubería horizontal flexible (6 octubre 2016)</p>	<p>Plataforma de prueba cubierta con tezontle (3 noviembre 2016)</p>
<p>Perspectiva de la deformación del terraplén (15 diciembre 2016)</p>	<p>Generación de grietas contiguas a la plataforma (23 febrero 2017)</p>
<p>Perspectiva de la deformación del terraplén (6 abril 2017)</p>	<p>Perspectiva de la deformación del terraplén (1 junio 2017)</p>



4.1.2.7 Referencias

Baligh M.M., Levadoux J.N. (1986) Consolidation after undrained piezocone penetration. J Geotech Eng ASCE 112(7), 727-745.

Indraratna B., Redana I.W. (1997) Plane-strain modeling of smear effects associated with vertical drains. J Geotech Geoenviron Eng 123(5): 474-478.

Indraratna B., Rujikiatkamjorn C., Sathananthan I. (2005). Analytical and numerical solutions for a single vertical drain including the effects of vacuum preloading. Can Geotech J 42(4): 994-1014.

II-UNAM (2017). Nota Técnica G-46 “Comentarios del II-UNAM referentes al tramo de prueba de la tecnología de consolidación con vacío dren a dren en el sitio de NAICM”. 10 octubre 2017, CDMX, México.

Espinosa, A. L. (2016). “Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos”. Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM.

López-Acosta, N. P. y Espinosa, A. L. (2016). “Teorías para modelar sistemas de precarga con drenes verticales mediante el método del elemento finito”. XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica 2016, Mérida Yucatán, México.



4.1.3 Evaluación de la evolución de la consolidación acelerada de la plataforma tratada con drenes verticales con membrana hermética

En este inciso se evalúa el comportamiento del tramo de prueba construido para el estudio de la consolidación de la arcilla del ex lago de Texcoco con la tecnología de vacío con membrana hermética, desde su construcción (10 mayo 2017) al 4 abril 2018 (día 325), incluyendo el período de aplicación de vacío (seis meses). Se describen las condiciones del subsuelo del sitio, las características de la plataforma de prueba, el proceso constructivo y la instrumentación instalada. Al final se dan comentarios sobre el comportamiento observado del monitoreo de los instrumentos geotécnicos.

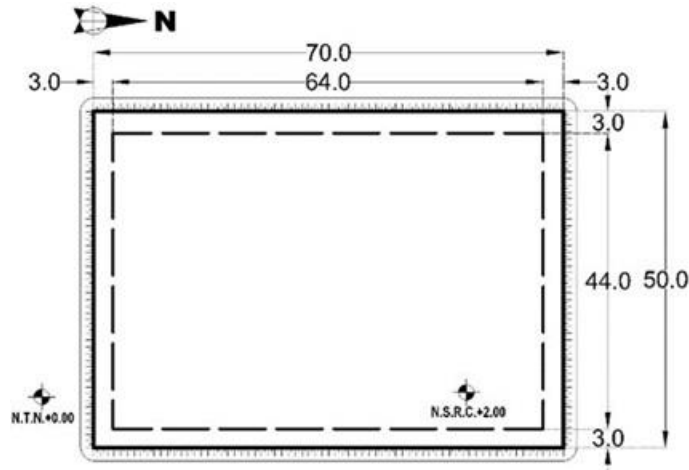
4.1.3.1 Características generales de la plataforma

La plataforma de prueba tiene una forma rectangular en planta con dimensiones 50x70 m en la corona (3500 m² de área) con un talud 1.5h:1v (Fig. 4.1.3.1a). El sistema consta de una precarga de tezontle de 2 m de altura colocada en cuatro capas. Las primeras dos capas de 0.5 m de altura cada una forman una plataforma interior con dimensiones de 44x64m en la parte superior y un talud 1.5h:1v, que están cubiertas por la geomembrana impermeable, característica principal de esta técnica de vacío. Dicha plataforma interior está aislada en su perímetro por una zanja de estanqueidad donde la geomembrana está anclada. La zanja de estanqueidad tiene 1 m de ancho en el fondo y una profundidad de 1 m por debajo del nivel freático. Los taludes de la zanja de estanqueidad que se encuentran por debajo del nivel del terreno natural (NTN) tienen una pendiente 1h:1v (Fig. 4.1.3.1b).

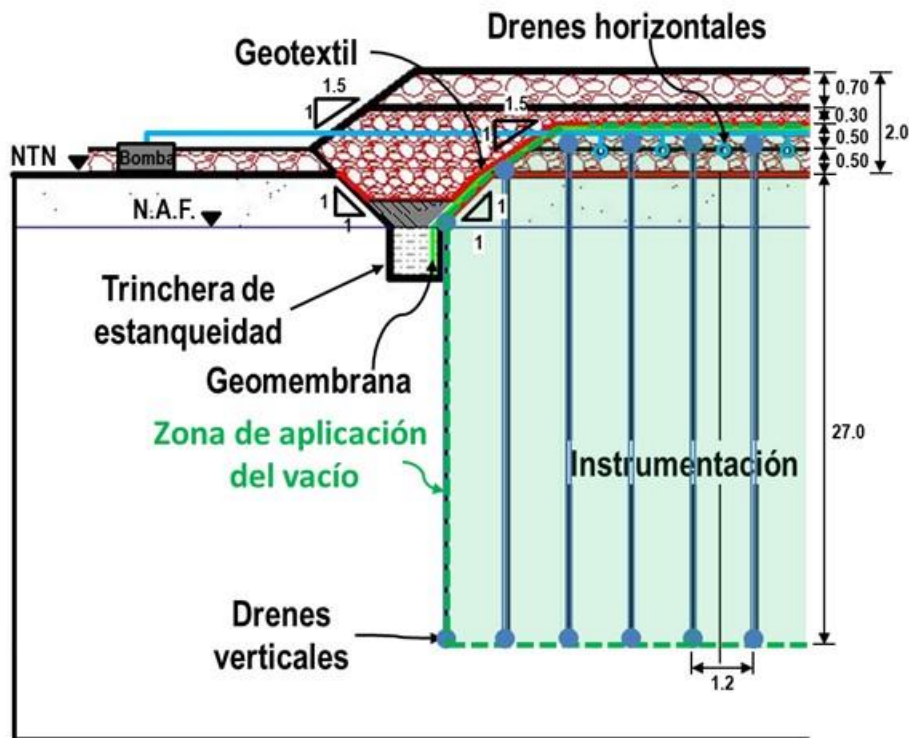
La plataforma de prueba tiene un total de 2808 drenes verticales prefabricados tipo C540 (Fig. 4.1.3.2a) de sección transversal rectangular de 96 mm de ancho y 6.5 mm de espesor envueltos con un geotextil (Fig. 4.1.3.2b). Los drenes verticales prefabricados están colocados en un arreglo triangular (o tresbolillo) en planta con separación de 1.2x1.2 m y alcanzan una profundidad de 27 m a partir del NTN.

Adicionalmente, el sistema tiene un total de 43 drenes horizontales cilíndricos con filtro (tubo ranurado y corrugado de PVC) de 5 cm de diámetro (Fig. 4.1.3.2c) y de 55 m de longitud cada uno, instalados a 0.5 m por encima del NTN (Fig. 4.1.3.2d).

El sistema de vacío está conformado por dos bombas localizadas en los lados sur y norte de la plataforma de prueba (Fig. Fig. 4.1.3.3a). Los drenes horizontales cilíndricos se conectan directamente a las bombas de vacío, 21 drenes horizontales en la bomba sur y 22 drenes horizontales en la bomba norte (Fig. 4.1.3.3b). Estos drenes horizontales quedan inmersos en el tezontle y no están conectados a los drenes verticales prefabricados (PVDs).



(a) vista en planta



(b) Talud de la plataforma

Fig. 4.1.3.1 Geometría del tramo de prueba de precarga combinada con aplicación de vacío mediante una membrana hermética y PVDs (distancias en m)

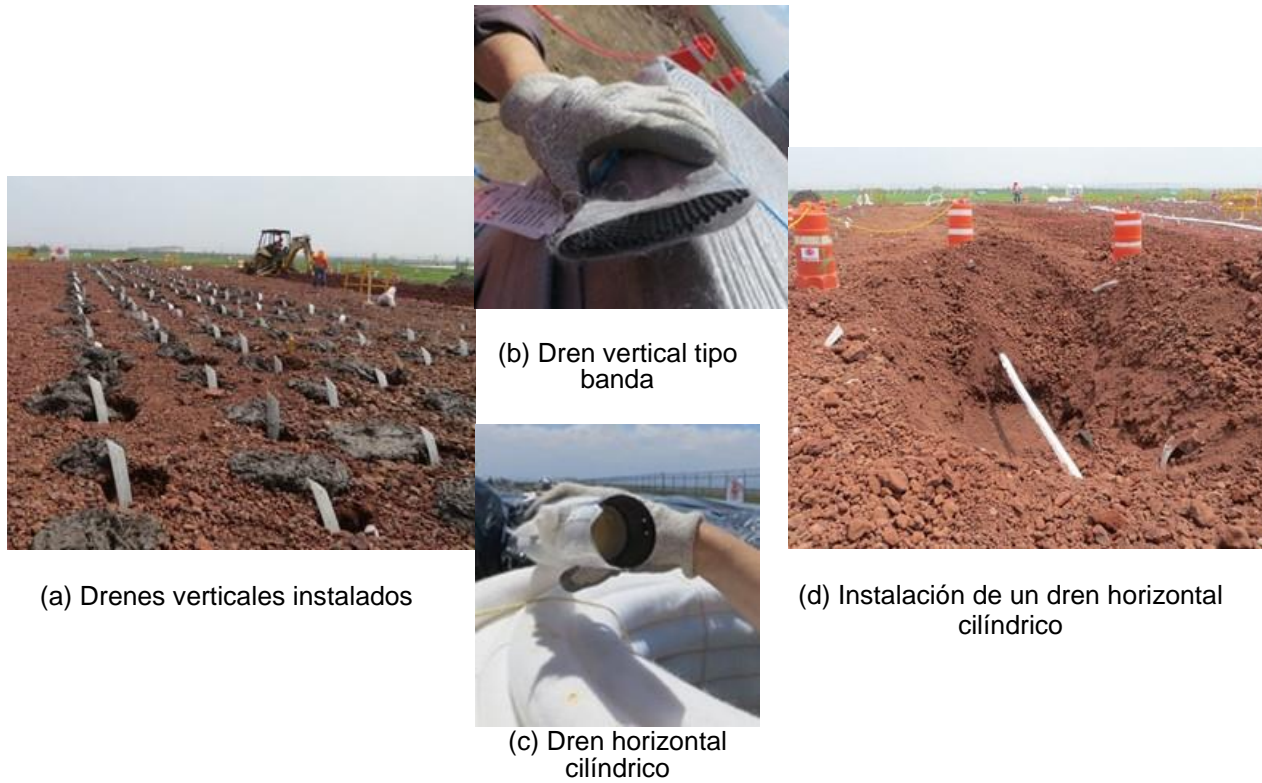


Fig. 4.1.3.2 Drenes verticales y horizontales del sistema de precarga con vacío mediante una membrana hermética

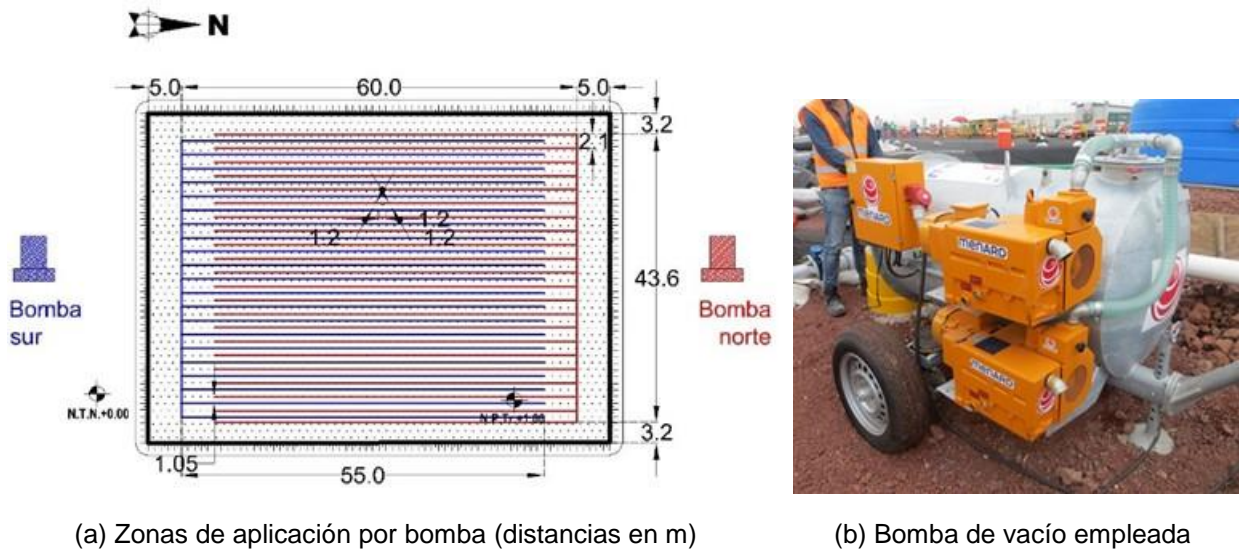


Fig. 4.1.3.3 Zonas de aplicación de vacío por bomba mediante drenes horizontales cilíndricos y bomba del sistema de vacío



4.1.3.2 Proceso de construcción

En la Tabla 4.1.3.1 se muestra el proceso de construcción de la plataforma de prueba.

Tabla 4.1.3.1 Actividades del procedimiento constructivo del tramo de prueba (modificado de MENARD, 2017c)

Fecha (2017)	Actividad
03 a 05 de mayo	– Inicio de trabajos de construcción del tramo de prueba con desmonte y limpieza del terreno.
10 a 18 de mayo	– Tendido sobre el terreno natural de un geotextil y una geomalla. – Colocación de primera capa de tezontle de 0.50 m de espesor (plataforma de trabajo).
22 de mayo a 23 de junio	– Exploración geotécnica en el sitio (CPTu, SPT, sondeo selectivo SS, prueba de veleta VT, y prueba Lefranc). – Instalación de sistema de instrumentos.
29 de junio a 04 de julio	– Colocación de segunda capa de tezontle de 0.50 m de espesor.
06 a 24 de julio	– Instalación de drenes prefabricados verticales a 27 m de profundidad con respecto al NTN.
12 de julio al 04 de agosto	– Instalación de drenes horizontales dentro de una zanja a 0.5 m de profundidad (a 0.5 m del NTN) y ancho de 0.50 m de espesor.
06 a 07 de agosto	– Construcción de la zanja de estanqueidad perimetral.
14 a 23 de agosto	– Colocación de arena de tezontle (5 cm) y encima de ésta un geotextil para proteger la geomembrana impermeable
24 de agosto a 01 de septiembre	– Colocación de geomembrana. – Fijación de la geomembrana dentro de la zanja de estanquidad para garantizar la hermeticidad.
04 a 07 de septiembre	– Conexión de drenes horizontales al sistema de bombas de vacío. – Sello hermético de las salidas en la membrana.
07 de septiembre	– Inicio de operación del sistema de vacío.
08 de septiembre a 02 de octubre	– Revisión de la inexistencia de fugas en la membrana.
02 a 06 de octubre	– Colocación de una cama de 0.3 m de arena de tezontle sobre la geomembrana.
17 de octubre a 01 de noviembre	– Colocación de la última capa de tezontle de 0.7 m para conformar la plataforma de prueba de 2.0 m de altura.

4.1.3.3 Instrumentación para la evaluación del comportamiento de la plataforma

El sistema de instrumentos con el que se monitorearon presiones de poro, hundimientos, deformaciones y desplazamientos laterales, del tramo de prueba durante y después de la construcción, consta de (Fig. 4.1.3.4):

- 27 *Placas de asentamiento* colocadas a 1 m sobre el NTN (interiores, SP-1 a SP-10, SP-13 a SP-20 y SP-25 a SP-27) y a NTN (exteriores, SP-11, SP-12, SP-21 a SP-24).

- 3 *Extensómetros*: E-1, E-2 y E-3 en el eje transversal central Sur-Norte, con cinco sensores cada uno a distintas profundidades.
- 7 *Inclinómetros verticales*: colocados a nivel del N.T.N en el eje central dirección Este-Oeste (IV-2, IV-3, IV-4, IV-5, IV-6, IV-7), y en el lado norte de la plataforma de prueba (IV-1) a diferentes distancias a partir del pie del talud.
- 5 *Piezómetros abiertos* (tipo Casagrande): CP, instalados en una isla ubicada en la parte exterior sur de la plataforma de prueba a 5 m, 8 m, 12 m, 20 m, y 27 m de profundidad.
- 19 *Piezómetros eléctricos* (de cuerda vibrante): EP, instalados en sentido Sur-Norte en tres islas (sur, central y norte) que contienen cada una cinco piezómetros a 2 m, 8 m, 12 m, 20 m y 27 m de profundidad. En la isla central hay cuatro piezómetros adicionales, tres a cargo del II-UNAM (a 8 m, 15 m y 22 m) y uno a cargo de la empresa TASANA (a 37 m de profundidad).
- 9 *Vacuómetros*: DC, distribuidos en la zona interior del terraplén de tezontle e instalados a 0.7 m sobre el NTN.
- 2 *Pozos de observación*: OW, ubicados en el exterior, en los costados este y norte de la plataforma.
- 2 *Celdas de presión*: PC, ubicadas a nivel del NTN en la zona central y en el lado norte de la plataforma de prueba.

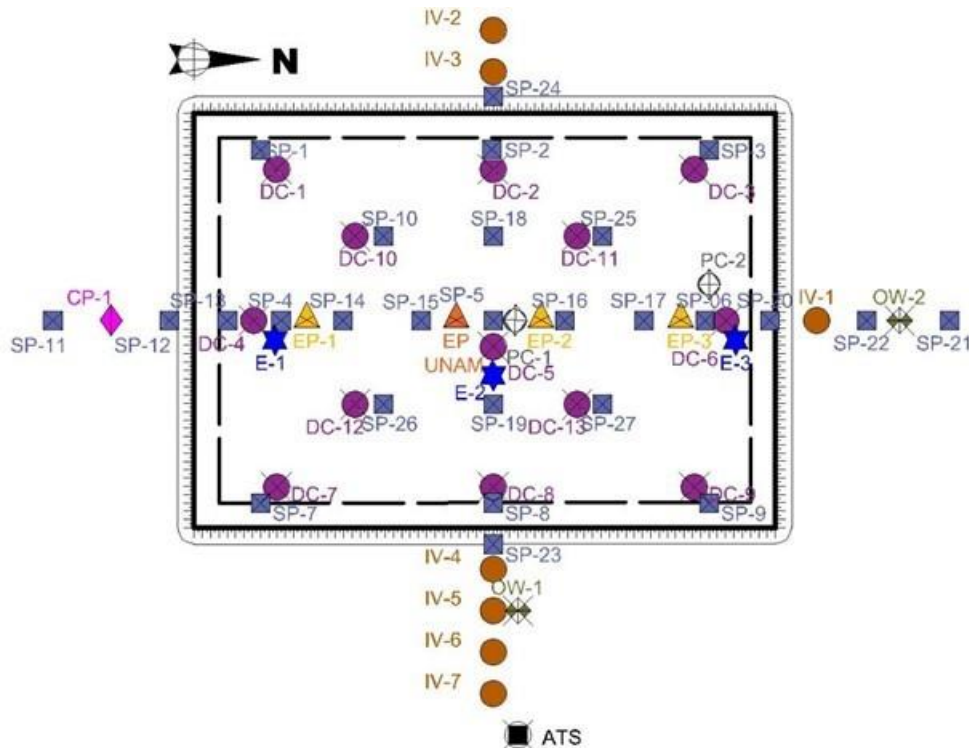


Fig. 4.1.3.4 Ubicación de la instrumentación en la plataforma de prueba de precarga con vacío con membrana hermética



En esta plataforma de prueba no se colocó un inclinómetro horizontal, debido a las dificultades constructivas y los riesgos de daño al sistema de monitoreo de movimientos del terreno (MENARD, 2017a). En el caso de las placas de asentamiento, para poder medir hundimientos durante el período de construcción de la plataforma de prueba, éstas tuvieron que removerse conforme la colocación de cada capa de tezontle, hasta que se instaló la membrana del sistema, para no perforarla.

4.1.3.4 Condiciones del subsuelo del sitio antes de la aplicación de vacío

En el sitio del tramo de prueba, una vez colocada la primera capa de 50 cm de tezontle que sirvió como plataforma de trabajo, se ejecutaron los siguientes sondeos geotécnicos (Fig. 4.1.3.5) (MENARD, 2017b):

- 3 Sondeos SPT
- 5 Sondeos CPTu
- 3 Sondeos con muestreo selectivo (SS)
- 3 Sondeos con pruebas de veleta (VT)

A partir de los resultados de la exploración geotécnica, se determinó que en el área de estudio se encuentran presentes tres formaciones arcillosas de origen lacustre, de baja resistencia y alta compresibilidad, denominadas Formación Arcillosa Superior (FAS), Formación Arcillosa Inferior (FAI) y Formación Arcillosa Profunda (FAP). Dichas formaciones se encuentran separadas por estratos de materiales más resistentes y con valores bajos de contenido de agua (limos y arenas), denominados Capa Dura (CD) y Depósitos Profundos (DP). Las características de estos estratos son (Fig. 4.1.3.6):

- **Costra Superficial (CS).** Con un espesor de aproximado de 0.5m. El nivel de aguas freáticas (NAF) se localiza a 1.45 m.
- **Formación Arcillosa Superior (FAS).** Constituida por arcilla gris verdoso de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda, con presencia de horizontes de ceniza volcánica y limos arenosos. Este estrato se localiza de 0.5 m a 30 m de profundidad.
- **Capa Dura (CD).** Está formada por material limo arenoso gris verdoso (ML) de consistencia dura. Su contenido de agua medio es $w = 90\%$. Este estrato se encuentra entre 30 a 31.5 m de profundidad.
- **Formación Arcillosa Inferior (FAI).** Está compuesta por arcilla café verdoso con intercalaciones de arcilla gris de alta plasticidad (CH) y alto contenido de carbonatos. Su contenido de agua medio es $w = 123\%$. Su espesor abarca de 31.5 a 44.5m.
- **Depósitos Profundos (DP).** Se localizan de 44.5 a 50.2 m de profundidad y están formados por una serie heterogénea de suelos arcillosos, limosos y arenosos. Su contenido de agua medio es $w = 55\%$.

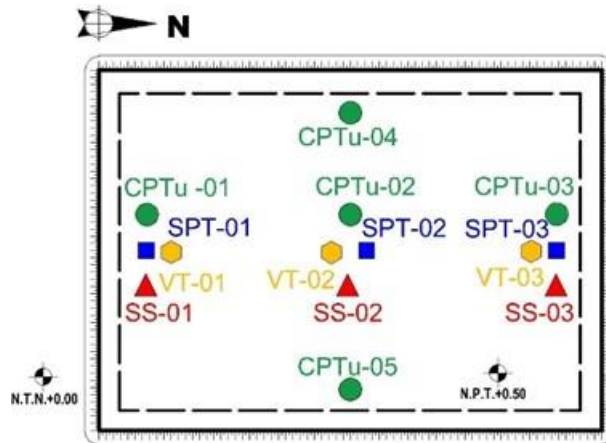


Fig. 4.1.3.5 Exploración geotécnica efectuada en el sitio de la plataforma de precarga con vacío con membrana hermética y PVDs

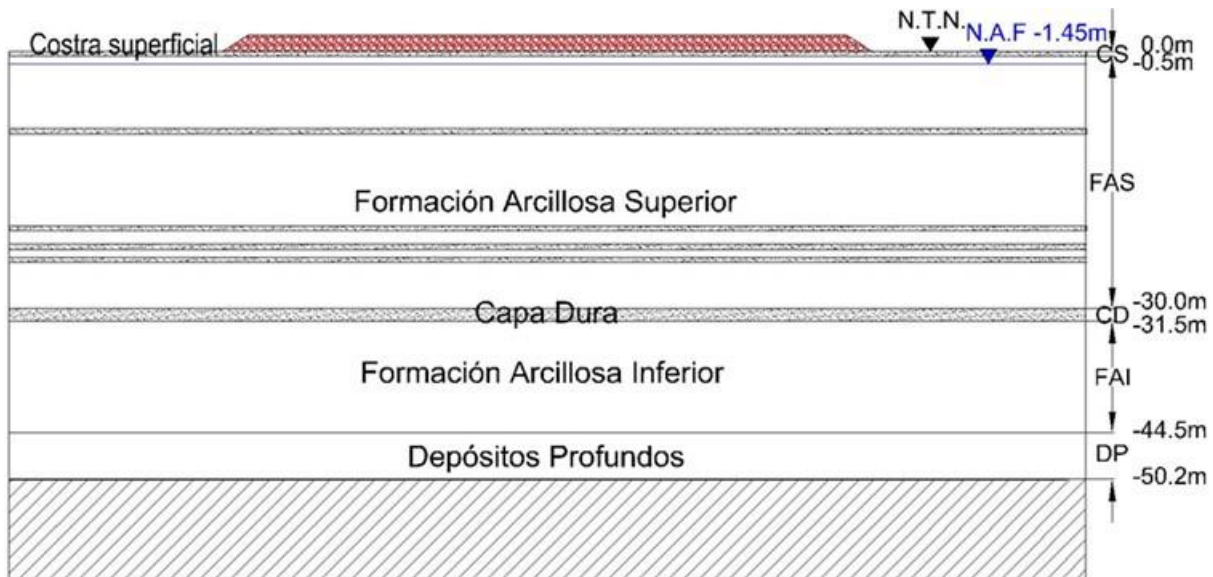


Fig. 4.1.3.6 Caracterización estratigráfica del sitio de la plataforma de precarga con vacío con membrana hermética y PVDs

4.1.3.5 Resultados del comportamiento

El comportamiento de la plataforma de prueba se estudió durante su construcción, posteriormente durante seis meses de aplicación de vacío, un periodo de disipación del vacío que derivó del protocolo de apagado de las bombas y un periodo de observación que sigue en curso hasta el momento de elaborar el presente informe. Las fechas importantes se señalan en la Tabla 4.1.3.2. Los resultados obtenidos del monitoreo en



los instrumentos mencionados previamente se presentan y discuten en los párrafos siguientes. No se incluyeron las celdas de presión (PC) debido a que los resultados no muestran una congruencia entre lo observado y lo registrado.

Tabla 4.1.3.2 Fechas del comportamiento de la plataforma de precarga con vacío con membrana hermética y PVDs

Evento	Fecha	Duración del evento	Días acumulados a la fecha
Construcción de la plataforma	10 mayo 2017	175 días	0
	01 noviembre 2017		175
Aplicación de vacío	07 septiembre 2017	181 días	120
	07 marzo 2018		301
Disipación del vacío	07 marzo 2018	15 días	301
	22 marzo 2018		316
Observación posterior al vacío	07 marzo 2018	28 días	301
	4 abril 2018*		329

* La prueba continúa en proceso al momento de elaboración del presente informe.

4.1.3.6 Presión de vacío

El 7 de septiembre de 2017 (120 días después de iniciarse la construcción de la plataforma) se activaron las bombas norte y sur del sistema de vacío y se apagaron después de seis meses de funcionamiento (7 de marzo de 2018, día 301). En la Fig. 4.1.3.7 se muestra la presión de vacío aplicada debajo de la membrana hermética, registrada por trece vacuómetros distribuidos dentro del terraplén de tezontle (a 0.7 m sobre el NTN). Considerando que la presión atmosférica en la Ciudad de México es aproximadamente 78 kPa, en esta plataforma de prueba se alcanzó una presión de vacío máxima de 73 kPa (93.6 % de eficiencia con respecto a la presión atmosférica del lugar), un valor mínimo de 55 kPa (70.5 %) y un valor medio de 63 kPa (80.8 %) en los seis meses de aplicación de vacío. En general, se observó una tendencia a disminuir con el tiempo de la presión de vacío. En la Fig. 4.1.3.7 también se presenta el volumen medio de agua extraído en el período de aplicación de vacío, que fue de 1.5 y 49.4 m³/día en las bombas norte y sur, respectivamente. La diferencia de volumen de un extremo a otro de la plataforma se ha atribuido a un desnivel natural del terreno donde se ubica la plataforma de prueba. Adicionalmente, en la Fig. 4.1.3.8 se muestra la distribución en planta del vacío promedio registrado por los 13 vacuómetros en el periodo de seis meses. Se observa que la presión de vacío media máxima de 65.9 kPa se localiza en la zona norte de la plataforma (vacuómetro DC-9) y la presión de vacío media mínima de 61.1 kPa se presenta en la zona central (vacuómetro DC-5).

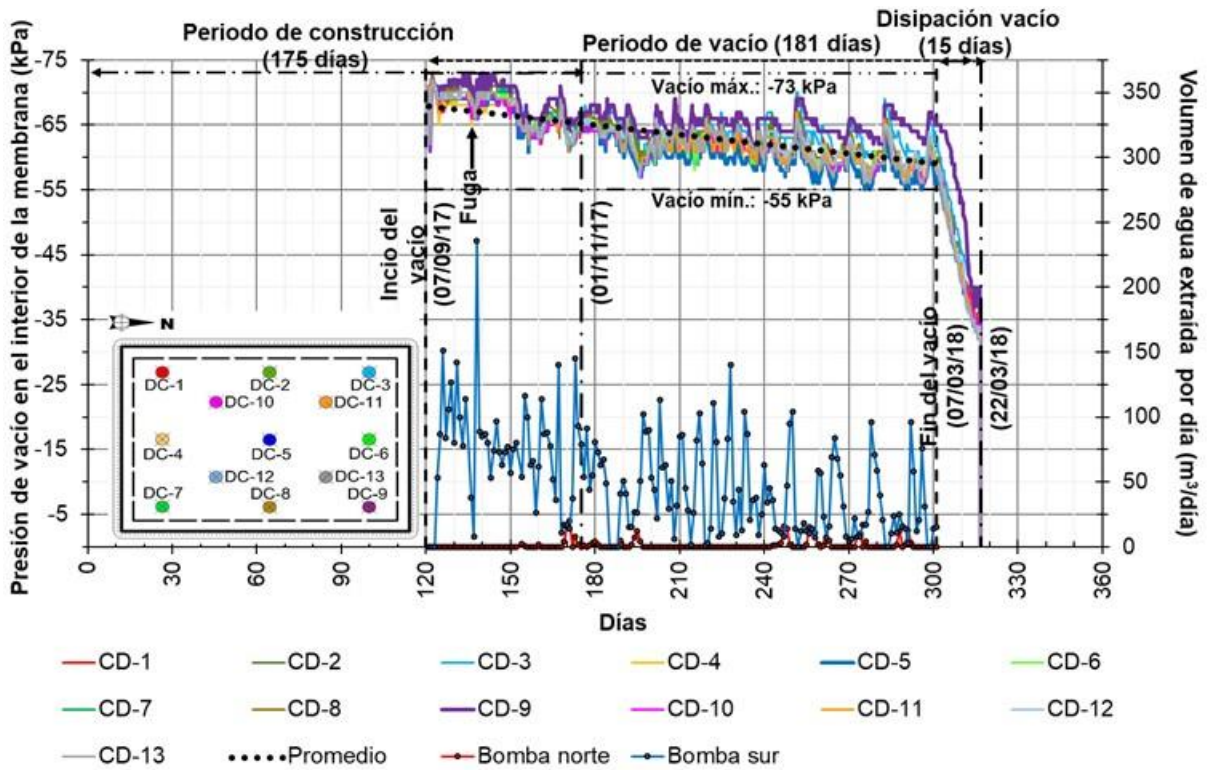


Fig. 4.1.3.7 Presión de vacío debajo de la membrana registrada en los vacuómetros inmersos en el tezontle y volumen de agua extraído por las dos bombas.

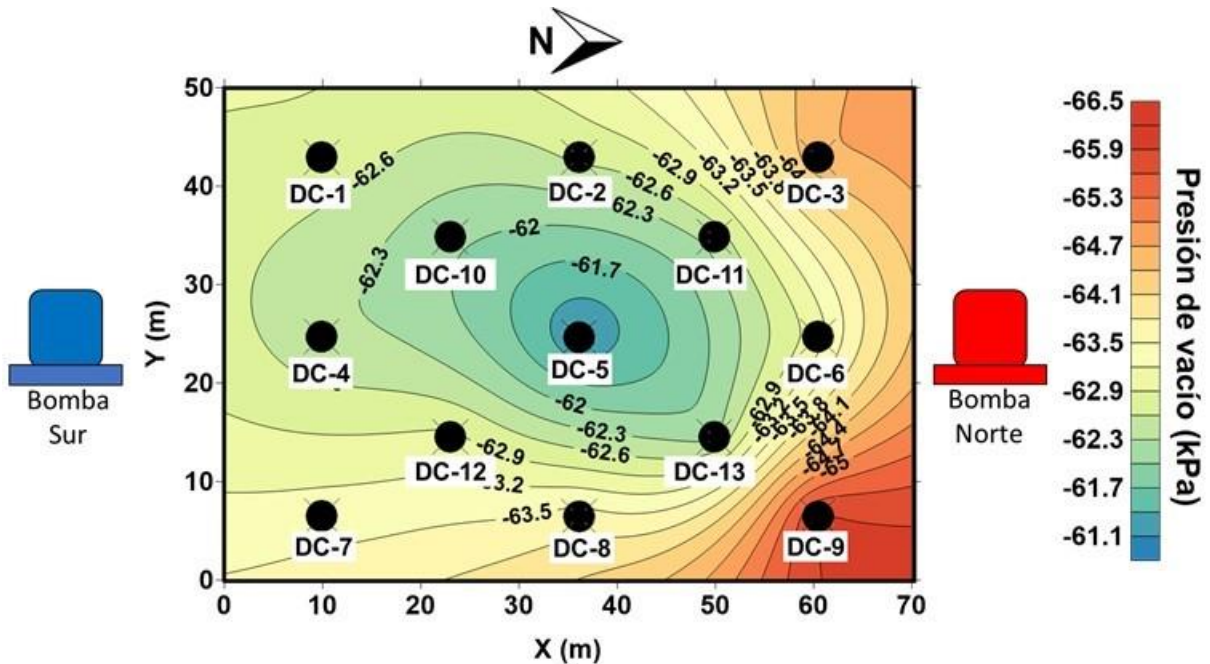


Fig. 4.1.3.8 Presión de vacío media registrada debajo de la membrana en el periodo de seis meses de aplicación de vacío



En relación con los protocolos de apagado de las bombas propuestos por la empresa a cargo del tramo de prueba, el II-UNAM opinó que el procedimiento de cerrar las válvulas que conectan los drenes horizontales con las bombas y mantenerlas así después de apagar el sistema de vacío era una oportunidad para poder evaluar cuánto tiempo adicional permanece el efecto del vacío dentro del suelo ante una eventualidad, como la falla de la energía eléctrica. El 7 de marzo de 2018 se desactivó el sistema de vacío, siguiendo el procedimiento antes descrito. Durante 15 días se observó el proceso de disipación de la presión de vacío debajo de la membrana hermética. En la Fig. 4.1.3.9 se muestra la velocidad de disipación de la presión vacío durante estos 15 días, registrada en los vacuómetros inmersos en el tezontle; la disminución observada fue de 1.7 a 3.7 kPa/día. Con esta velocidad se estima que el vacío se hubiese disipado en aproximadamente 30 días (sin abrir las válvulas). La velocidad de disipación no es constante, como se distingue en la Fig. 4.1.3.9. Transcurridos los 15 días mencionados, se abrieron las válvulas (22 de marzo de 2017, día 316) que conectan los drenes horizontales con las bombas. La presión de vacío remanente debajo de la membrana llegó a cero en aproximadamente 10 a 55 minutos de acuerdo con los registros en todos los vacuómetros ubicados debajo de la membrana. Durante este lapso de tiempo se observó una disipación gradual del vacío registrada por todos los vacuómetros.

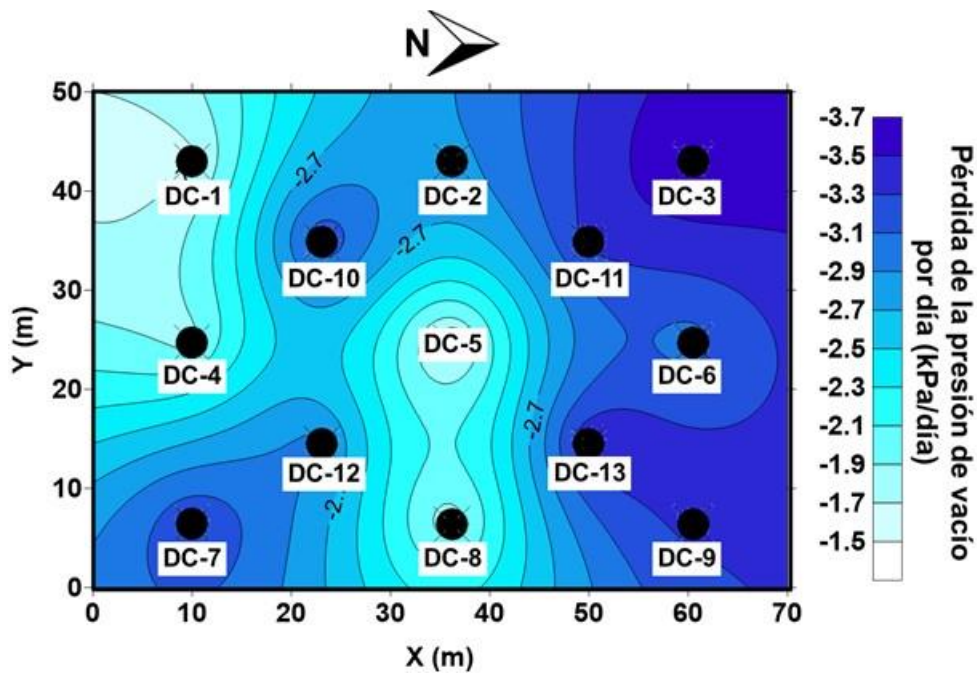


Fig. 4.1.3.9 Velocidad de la pérdida de la presión de vacío debajo de la membrana durante un periodo de 15 días después del apagado de las bombas.



4.1.3.7 Presión de poro

En la Fig. 4.1.3.10 se presentan las mediciones de los piezómetros eléctricos localizados en la isla central del terraplén a distintas profundidades, se incluyen también los registros de los piezómetros tipo Casagrande ubicados en el exterior de la zona sur de la plataforma de prueba a distintas profundidades (para conocer si existe variación de la presión de poro fuera de la zona tratada debido a la aplicación del vacío en el suelo).

En general, se distingue el aumento de la presión de poro registrada en los piezómetros eléctricos debido a la colocación de cada capa de tezontle para conformar la plataforma hasta el 1 de noviembre de 2017 (periodo de construcción con duración de 175 días). Cuando se activa el sistema de vacío (7 de septiembre de 2017, día 120) la presión de poro disminuye de forma importante y se mantiene con una tendencia decreciente hasta el día que se apagan las bombas (7 de marzo de 2018, día 301). Debido al protocolo seguido para el apagado de bombas ya mencionado, el vacío remanente debajo de la membrana propició que la presión de poro disminuyera ligeramente a distintas profundidades durante 15 días más hasta que se abrieron las válvulas que conectan los drenes horizontales con las bombas. Después del 22 de marzo de 2018, se observa una súbita recuperación de la presión de poro, la cual, al momento de elaboración de este informe continúa en observación.

En lo que respecta a los piezómetros tipo Casagrande, ubicados en el exterior de la plataforma, se distingue un ligero aumento de la presión de poro durante el periodo de construcción cuando se colocan las capas de tezontle. En el periodo de aplicación de vacío, se observa un mínimo descenso de la presión de poro. En el periodo de 15 días después del apagado de las bombas no se aprecia una variación importante de la presión de poro. Puede decirse que en general no se distingue una influencia importante del vacío fuera del terraplén de prueba.

4.1.3.8 Pozos de observación

En la Fig. 4.1.3.11 se presenta la variación de la profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF) registrada en dos pozos de observación ubicados en la parte exterior este (OW-1) y norte (OW-2) de la plataforma de prueba. En la figura se incluye la profundidad del NAF medida cuando se ejecutó la exploración geotécnica ($NAF_0=1.45$ m debajo del NTN). En el período de aplicación del vacío se distingue una ligera disminución del NAF del orden de 30 cm. No se aprecia variación del NAF al liberar la presión de vacío (22 de marzo de 2018, día 316). La Fig. 4.1.3.11 también muestra la precipitación media mensual en un periodo de 25 años (1985 a 2010) registrada en la estación meteorológica No. 15383 Lago Nabor Carrillo ubicada en Atenco (CONAGUA, 2018) desde el inicio del mes de mayo (día 0) al final del mes de abril (día 360). La variación observada en el NAF fuera



de la plataforma de prueba podría estar asociada a la variación de la precipitación media en los días de estudio.

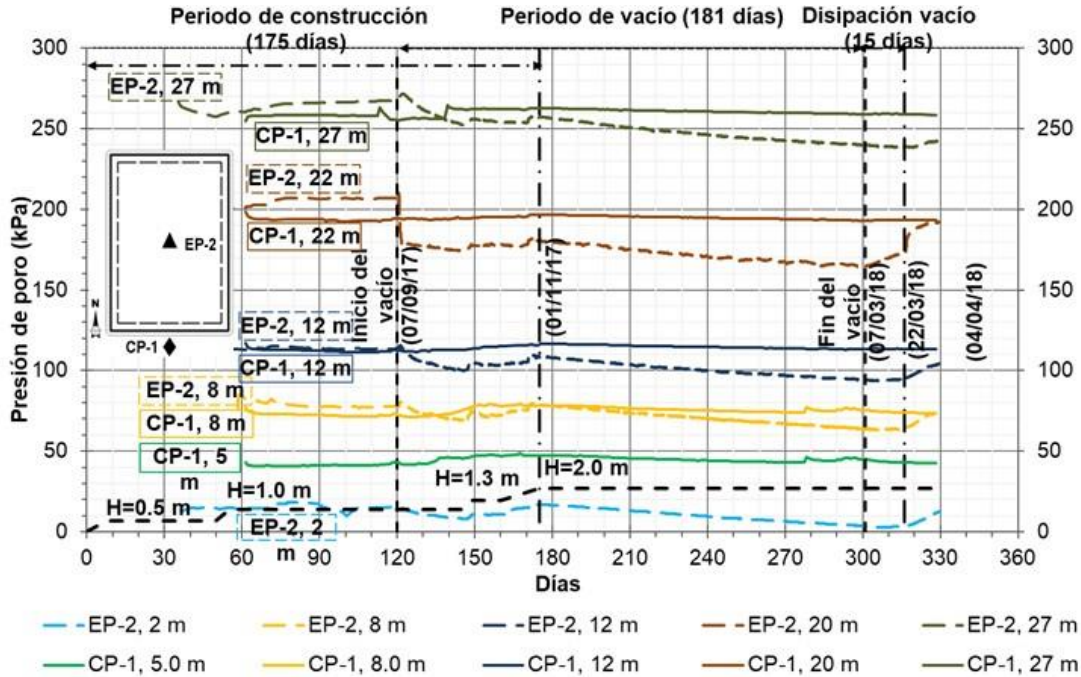


Fig. 4.1.3.10 Presión de poro medida en los piezómetros eléctricos (isla 2, dentro del terraplén) y tipo Casagrande (isla 1, fuera del terraplén)

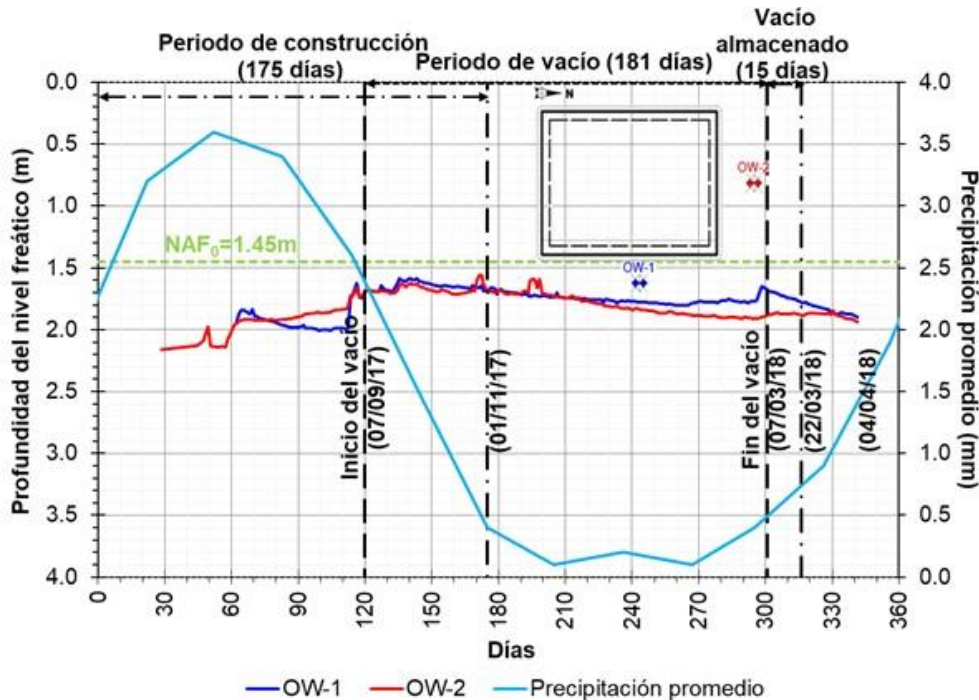


Fig. 4.1.3.11 Profundidad del nivel freático en los dos pozos de observación



4.1.3.9 Hundimientos

En la Fig. 4.1.3.12 se muestra el asentamiento acumulado medido en las 27 placas de asentamiento, 21 de ellas ubicadas dentro del área de la plataforma de prueba y 6 fuera de la misma. Las placas de asentamiento se han agrupado en tres conjuntos: interiores, perimetrales y exteriores. Se distingue claramente que el conjunto de placas localizadas en la zona interior registran los mayores hundimientos, las placas perimetrales dentro de la plataforma también presentan hundimientos importantes, y en las placas exteriores ocurren los menores hundimientos. La placa de asentamiento SP-5, ubicada al centro del terraplén, registró un asentamiento acumulado de 9.87 cm al inicio del periodo de aplicación de vacío (día 120) debido a la construcción de las primeras capas del terraplén. Cuando se apagaron las bombas de vacío (día 301) en la SP-5 se midió un asentamiento de 287.8 cm. Debido a que permanecieron 15 días cerradas las válvulas que conectan los drenes horizontales con las bombas de vacío, en el periodo de disipación del vacío continuaron aumentando los asentamientos, de tal forma que al final de este período (día 316) el asentamiento máximo acumulado en la placa SP-5 fue 294.96 cm. Después del día 316, es notoria la recuperación brusca (expansión) del hundimiento acumulado en todas las placas de asentamiento (del orden de 4 a 5 cm). En la Fig. 4.1.3.13 se muestra la vista en planta del incremento del hundimiento registrado en las placas de asentamiento en el periodo de 15 días (disipación de vacío después del apagado de las bombas, día 301 a 316). El incremento del asentamiento fue mayor en la parte central, ligeramente al norte de la plataforma.

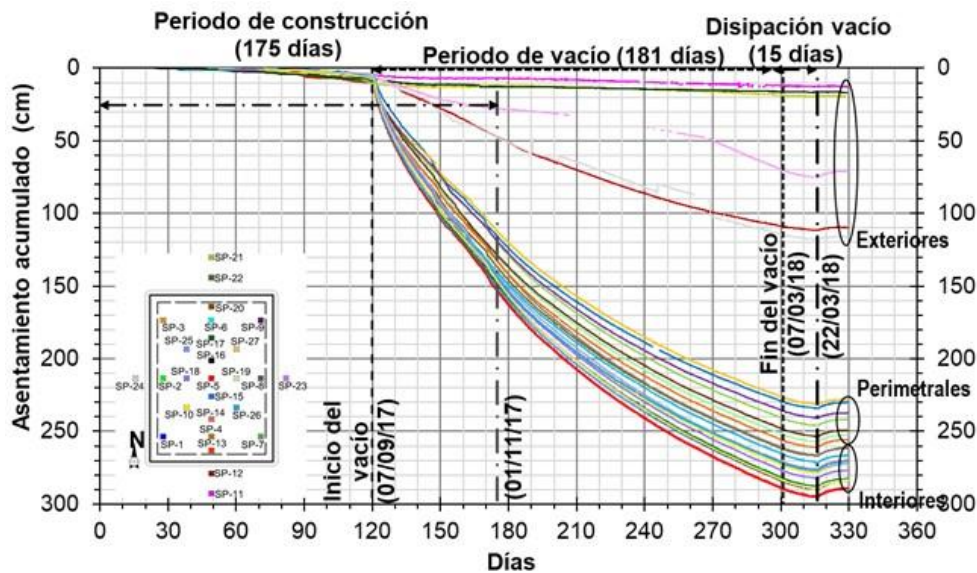


Fig. 4.1.3.12 Hundimientos medidos en las placas de asentamiento (SP) ubicadas dentro y fuera de la plataforma de prueba.

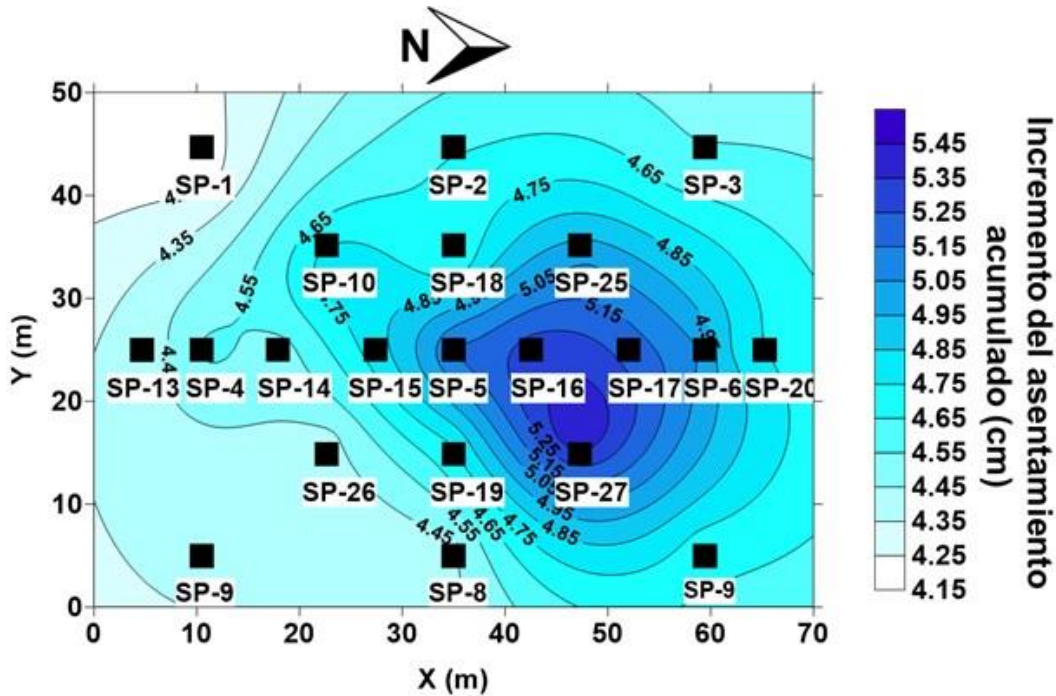


Fig. 4.1.3.13 Incremento del asentamiento en la plataforma de prueba en el período de 15 días de disipación de vacío (día 301 a 316)

A partir de las placas de asentamiento ubicadas en las direcciones oeste-este y sur-norte se conformaron los perfiles de asentamiento que se muestran en las Figs. 4.1.3.14 y 4.1.3.15, respectivamente. En las figuras anteriores se aprecia que durante el periodo de aplicación de vacío (día 120 a 301) la velocidad de hundimiento disminuye conforme transcurre el tiempo. Se distingue la recuperación del hundimiento del día 316 (cuando se abrieron las válvulas) al último día de observación (día 329) que se presenta en este informe.

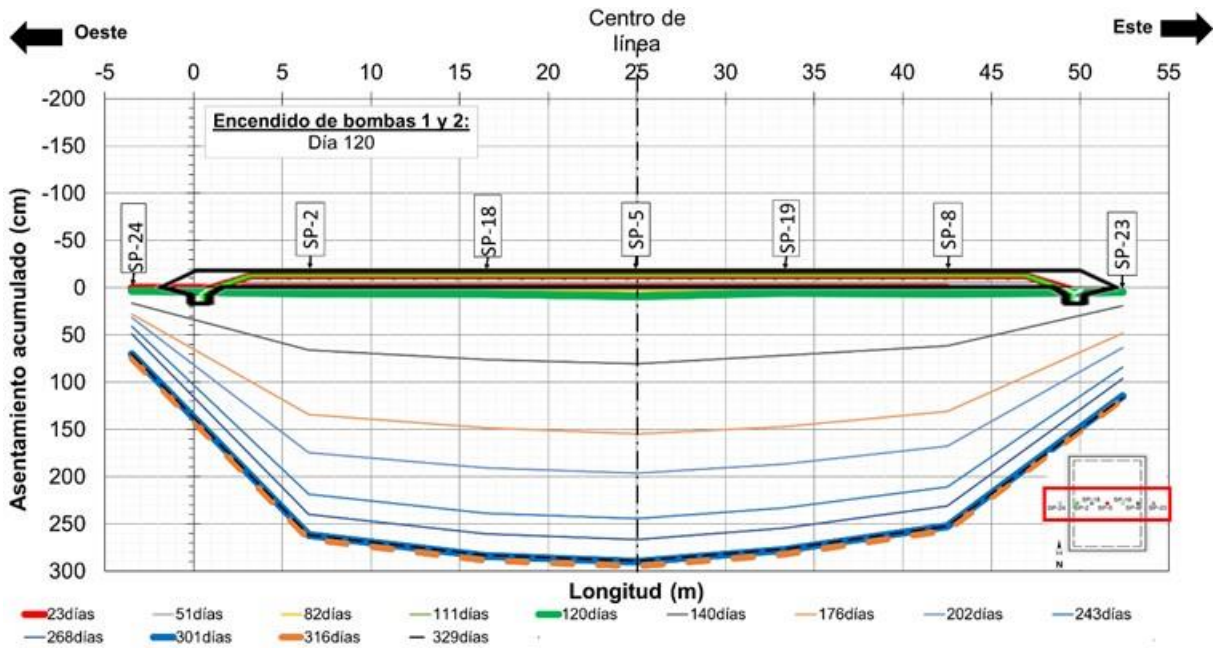


Fig. 4.1.3.14 Perfil de asentamientos obtenido con las placas de asentamientos (dirección oeste-este)

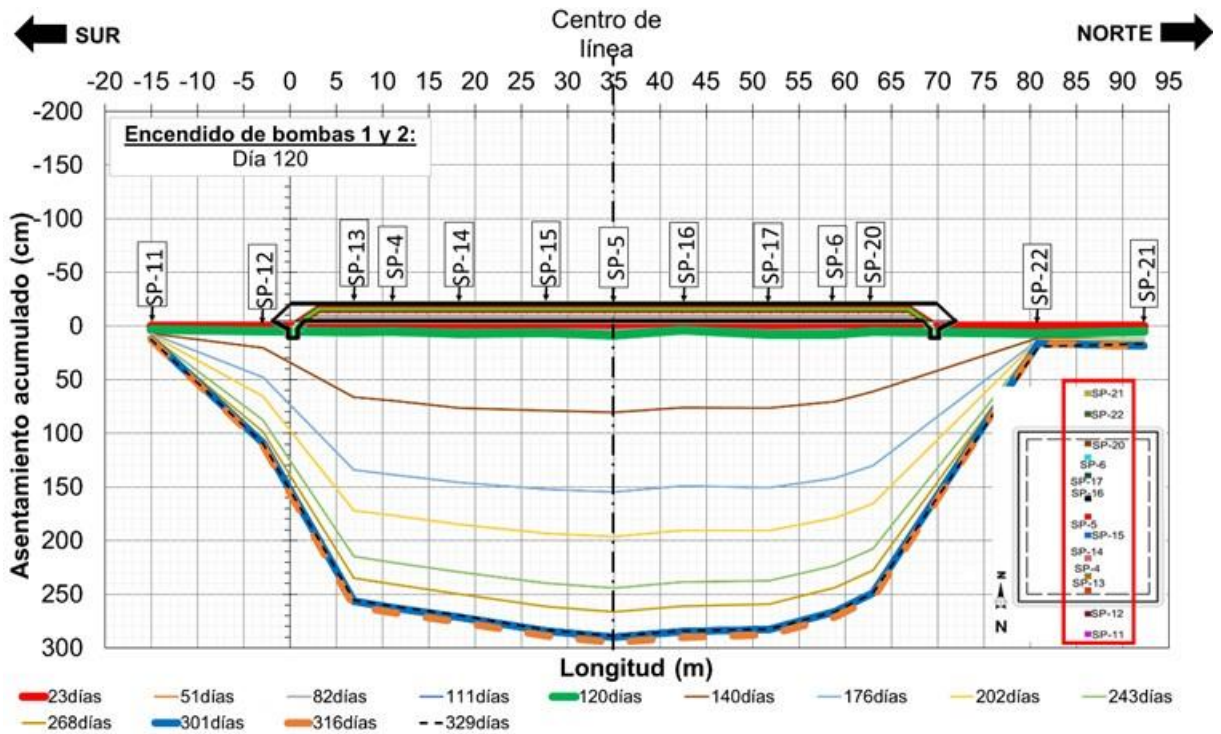


Fig. 4.1.3.15 Perfil de asentamientos obtenido con las placas de asentamientos (dirección sur-norte)

Adicionalmente, en la Fig. 4.1.3.16a se presenta una perspectiva de los isohundimientos dentro del área de la plataforma de prueba obtenida a partir de las placas de asentamiento al 7 de marzo de 2018 (apagado del vacío). Se observa que la superficie exhibe una forma cóncava y que por tanto existen asentamientos diferenciales entre el centro y el perímetro de la plataforma. La Fig. 4.1.3.16b muestra una fotografía aérea del tramo de prueba en el día que se apagaron las bombas. El asentamiento diferencial máximo registrado fue 62.8 cm entre la esquina y el centro de la plataforma, y entre el centro y las partes medias de las orillas fue 41.01 cm (al 7 de marzo de 2018).

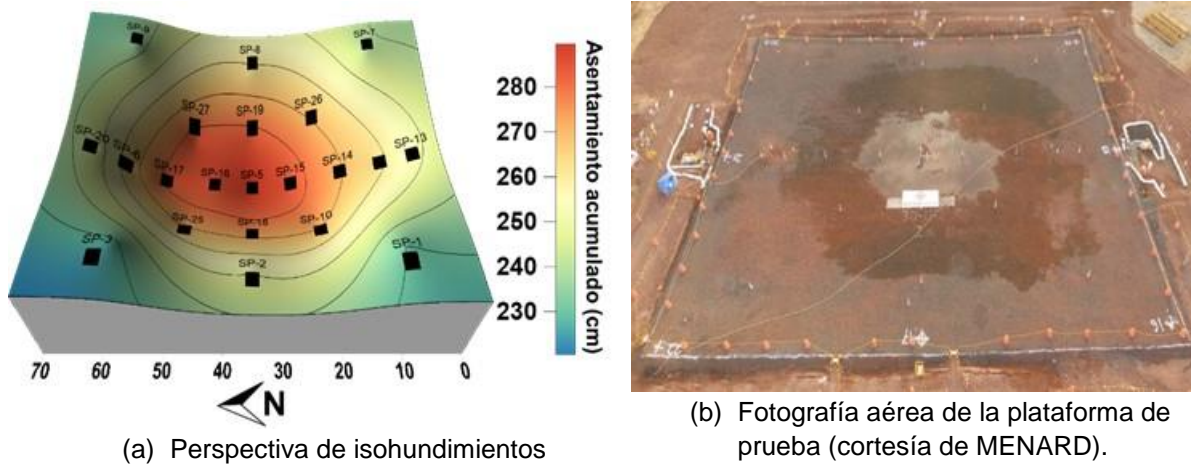


Fig. 4.1.3.16 Hundimientos en la plataforma de prueba al 7 de marzo de 2018 (apagado del vacío)

4.1.3.10 Deformaciones en las capas del suelo

En la Fig. 4.1.3.17 se muestran los desplazamientos verticales acumulados que registraron los sensores de los extensómetros magnéticos a distintas profundidades en las islas sur, central y norte de la plataforma. Se observa que la aplicación de vacío a través de los PVDs afecta el suelo que se encuentra lo largo de su longitud. Se aprecia que la magnitud del desplazamiento vertical acumulado en los extensómetros de la isla sur y norte es prácticamente el mismo. Los extensómetros de la isla central registran mayores desplazamientos acumulados con respecto a los extensómetros de las islas sur y norte, hasta por una diferencia de aproximadamente 20 cm.

Un comportamiento similar al observado en las placas de asentamiento se distingue en los sensores de los extensómetros a distintas profundidades, esto es, una vez apagado el vacío (día 301) el desplazamiento continuó debido a que las válvulas se dejaron cerradas durante 15 días más (hasta el día 316). El incremento máximo de aproximadamente 5 cm del desplazamiento vertical en el periodo de 15 días adicionales

se observó en el sensor más cercano a la superficie del extensómetro central E2 (1.75 m de profundidad). Después de abiertas las válvulas y debido a la liberación de la presión de vacío remanente, el desplazamiento mostró una tendencia a recuperarse. La máxima recuperación del desplazamiento del orden de 5.5 cm (hasta el momento de elaborar el presente informe) se observó en el sensor más cercano a la superficie del extensómetro del lado sur E1 (1.99 m de profundidad).

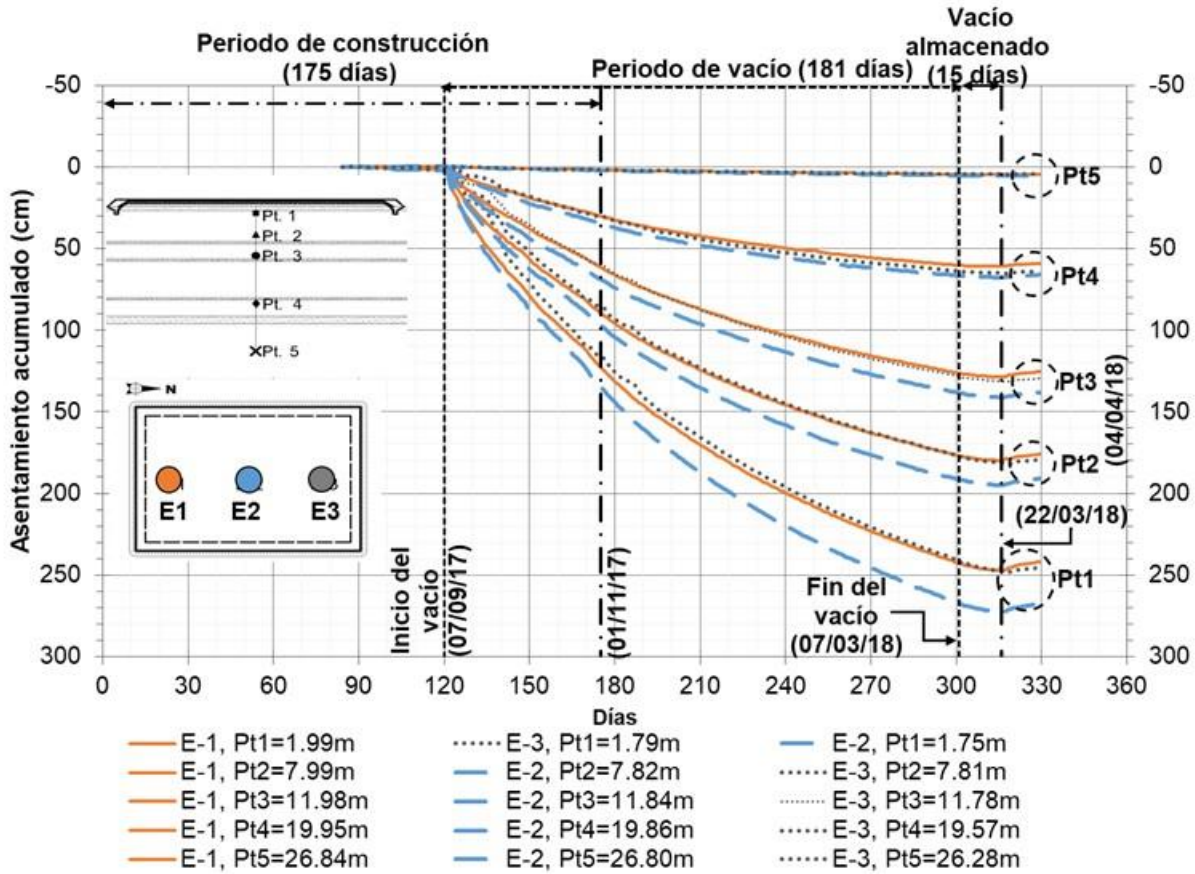


Fig. 4.1.3.17 Desplazamientos verticales acumulados medidos en los sensores de los extensómetros magnéticos a distintas profundidades

4.1.3.11 Desplazamientos horizontales

En lo que respecta a los desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades, en la Fig. 4.1.3.18 se muestran las mediciones de seis inclinómetros verticales colocados en la dirección este-oeste a distancias de 5 m (IV-3 y IV-4), 10 m (IV-2 y IV-5), 15 m (IV-6) y 20 m (IV-7) del pie del terraplén. En la Fig. 4.1.3.19 se presentan los registros del inclinómetro IV-1 ubicado en la dirección sur-norte a 5 m del pie de la plataforma de



prueba. En general, se distinguen movimientos hacia el exterior de la plataforma cuando se colocan las diferentes capas de tezontle. A partir de la activación de las bombas y hasta que se apagan (días 120 a 301) los desplazamientos laterales se observan hacia el interior del terraplén de prueba. Estos desplazamientos horizontales generan grietas en el suelo prácticamente paralelas a la plataforma en todo su perímetro (Fig. 4.1.3.20).

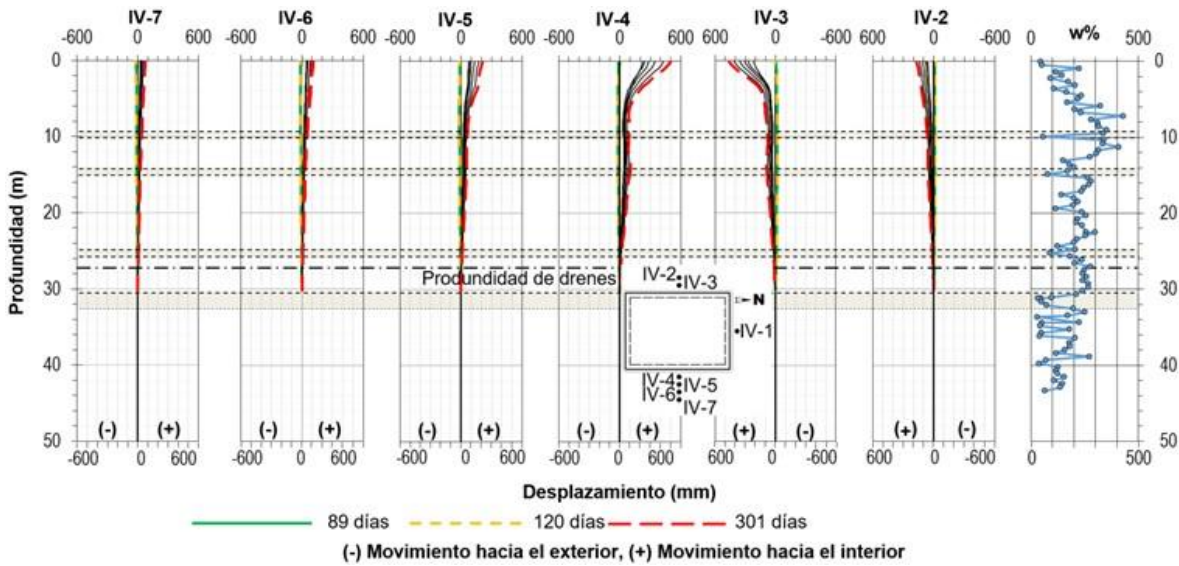


Fig. 4.1.3.18 Desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades en los inclinómetros verticales (IV-2 a IV-7) en la dirección este-oeste del terraplén de prueba

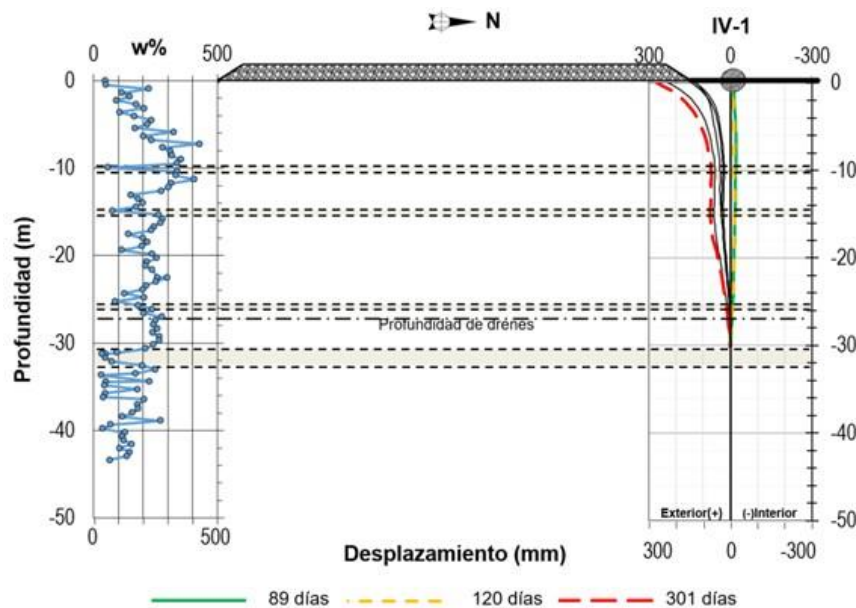


Fig. 4.1.3.19 Desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades en el inclinómetro IV-1 instalado en la dirección sur-norte del terraplén de prueba



Fig. 4.1.3.20 Grietas ocasionadas por la presión de vacío en el contorno de la plataforma de prueba de precarga con vacío con membrana y PVDs

4.1.3.12 Comentarios

El Instituto de Ingeniería (Coordinación de Geotecnia) llevó a cabo el acompañamiento e interpretación de los resultados del monitoreo de los instrumentos geotécnicos instalados en el tramo de prueba de precarga combinada con drenes verticales y aplicación de vacío con una membrana hermética. En este Primer Informe de Avance se evaluó el comportamiento de dicho tramo de prueba desde su construcción (10 de mayo de 2017) al 4 de abril de 2018 (día 325), incluyendo el período de aplicación de vacío de seis meses.

En este tramo de prueba se aplicó una presión de vacío media de 63 kPa (durante los seis meses de aplicación de vacío). Esta presión fue medida debajo de la membrana en los vacuómetros colocados dentro del tezontle a 0.7 m sobre el NTN. La presión de vacío mostró una tendencia a disminuir con el transcurso del tiempo. Durante el período de aplicación de vacío se tuvo que nivelar en varias ocasiones la superficie del terreno natural donde se ubicaban las bombas del sistema (bomba sur: tres nivelaciones, bomba norte: dos nivelaciones) con la finalidad de mantener la eficiencia de la presión de vacío. Adicionalmente, cuando se apagó el vacío pero se dejaron cerradas las válvulas que conectan los drenes horizontales con las bombas, fue posible conservar la presión de vacío unos días adicionales dentro del sistema. En esta condición, el vacío remanente en el suelo indujo una disminución adicional de la presión de poro y por tanto un aumento de los asentamientos y deformaciones en los estratos del suelo. Sin embargo, se observó que cuando se abren las válvulas, debido a la liberación de la presión de vacío remanente debajo de la membrana se generan expansiones o recuperaciones adicionales tanto de



los asentamientos en la superficie como de las deformaciones de las capas de suelo a diferentes profundidades.

Por otra parte, se pudo apreciar que la presión de poro dentro del área de la plataforma de prueba experimentó una influencia importante por el vacío aplicado al suelo, mientras que al exterior de ésta, prácticamente no llegó el efecto de la presión de vacío.

El asentamiento máximo se presentó al centro de la plataforma de prueba (en la placa de asentamiento SP-5) con una magnitud de 287.8 cm al apagarse las bombas de vacío (día 301), que aumentó hasta 294.96 cm durante los 15 días que estuvieron cerradas las válvulas que conectan a las bombas de vacío (días 301 a 316). Después de abrir las válvulas el asentamiento acumulado experimentó una recuperación brusca (expansión) en todas las placas de asentamiento del orden de 4 a 5 cm. Al final del proceso de consolidación la plataforma de prueba exhibió una superficie cóncava, con hundimientos diferenciales de aproximadamente 62.8 cm entre la esquina y el centro de la plataforma, y de 41.01 cm entre el centro y las partes medias de las orillas (al día 07 de marzo de 2018, día 301). Estos asentamientos diferenciales deben tomarse en cuenta al utilizar esta técnica de mejoramiento del suelo.

Se observó que la geomembrana de este sistema permite una distribución de la presión de vacío más uniforme debajo del área tratada, lo que se refleja en mayor uniformidad de los hundimientos. Sin embargo, mostró ser vulnerable, ya que aun cuando se utilizó una geomembrana de mayor espesor que el usual, durante la construcción del terraplén ocurrieron dos fugas debido a la angulosidad del tezontle y por el paso de maquinaria sobre la misma.

La presión de vacío aplicada en el suelo generó la aparición de grietas prácticamente paralelas a los bordes de la plataforma en todo su perímetro.





En general, la técnica de consolidación acelerada del suelo mediante precarga combinada con PVDs y aplicación de vacío mediante una membrana hermética demostró su aplicabilidad en el suelo del ex Lago de Texcoco. El hundimiento alcanzado en seis meses de aplicación de vacío resultó significativo y mayor que el observado en este mismo periodo con la técnica de aplicación de vacío dren a dren. Al momento de elaboración de este informe parcial, este tramo de prueba continúa en proceso. Resulta importante un periodo de observación adicional para conocer los efectos a largo plazo y generar conclusiones adicionales de esta tecnología.



4.1.3.13 Anexo. Visitas técnicas

A continuación se presenta un registro fotográfico de algunas de las visitas técnicas realizadas por el personal de II-UNAM a la plataforma de consolidación con vacío con membrana hermética.

Tabla 4.1.3.3 Fotografías de algunas de las visitas técnicas realizadas por personal del II-UNAM (Coordinación de Geotecnia).

	
<p>Trinchera de estanqueidad y conexiones de la instrumentación (5 septiembre 2017)</p>	<p>Terraplén de prueba durante la conexión de drenes horizontales (5 septiembre 2017)</p>
	
<p>Colocación de la última capa de tezontle (25 octubre 2017)</p>	<p>Bomba de vacío norte (25 octubre 2017)</p>



Continuación Tabla 4.1.3.3 Fotografías de algunas de las visitas técnicas realizadas por personal del II-UNAM (Coordinación de Geotecnia).

<p>Terraplén de prueba y bomba norte (8 febrero 2018)</p>	<p>Panorámica del terraplén de prueba (8 febrero 2018)</p>
<p>Ejecución de la segunda campaña de exploración geotécnica (12 abril 2018)</p>	<p>Visualización del hundimiento actual del terraplén (12 abril 2018)</p>



4.1.3.14 Referencias

CONAGUA (2018). Página consultada el 14 de abril de 2018.
<http://smn.cna.gob.mx/es/informacion-climatologica-ver-estado?estado=mex>

MENARD (2017a). “*Exploración geotécnica para el panel de vacío con membrana para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México*”. Informe final preparado por InGeum. 19 de junio de 2017.

MENARD (2017b). “*Exploración geotécnica para el panel de vacío con membrana para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México*”. Informe final preparado por InGeum.

MENARD (2017c). “Resultados obtenidos a los 3 meses de operación del sistema de consolidación acelerada por vacío con membrana (*MENARD VACUUM*) en un panel de prueba realizado para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)”. 19 de diciembre de 2018.



4.1.4 Terraplén de referencia (TR)

4.1.4.1 Antecedentes

El sitio del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) se localiza en el ex-Lago de Texcoco donde existen suelos lacustres de baja resistencia al corte y muy compresibles.

En el actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (AICM) los asentamientos de las pistas en esta zona del lago de Texcoco son muy importantes y llevan a su indentación en el suelo a largo plazo; por lo que ha sido necesario renivelarlas constantemente (Fig. 4.1.4.1).



Fig. 4.1.4.1 Capas sucesivas indentadas en el suelo (AICM).

En un estudio de diagnóstico realizado por el Instituto de Ingeniería (II-UNAM, 2011), se analizaron las problemáticas anteriores y se confirmó que desde el punto de vista geotécnico y estructural existe plena seguridad en cuanto a la factibilidad de construir el aeropuerto en el sitio considerado. Sin embargo, se recomendó la realización de una serie de estudios específicos adicionales para definir con mayor precisión las condiciones del sitio y las mejores técnicas de construcción de las diferentes estructuras (edificios, pistas, plataformas, calles de rodaje). La implementación de técnicas de mejoramiento de los suelos blandos es por tanto indispensable para mitigar los problemas mencionados.



A partir de estas recomendaciones, se han construido terraplenes de prueba que han permitido la observación directa y la evaluación cualitativa y cuantitativa del comportamiento de las distintas soluciones conceptuales propuestas por el II-UNAM, así como la calibración de los modelos teóricos que se desarrollan para la zona donde se ubicarán las pistas del NAICM.

Con los terraplenes de prueba se están evaluando las siguientes soluciones: terraplén de referencia (TR), terraplén con compensación parcial (TC), terraplén con precarga y drenes verticales (TPDV), terraplén con inclusiones rígidas (TIR), terraplén estructural piloteado (TP), celdas estructuradas de muros y losa de concreto reforzado (CE). El presente inciso se refiere específicamente al TR.

4.1.4.1.1 Información geotécnica y modelo geotécnico inicial. Campaña de exploración 2013

Los estudios previos se efectuaron considerando la estratigrafía de la zona sur de las pistas centrales (Fig. 4.1.4.2). La formación arcillosa en esta zona presenta fuertes espesores (Fig. 4.1.4.3).

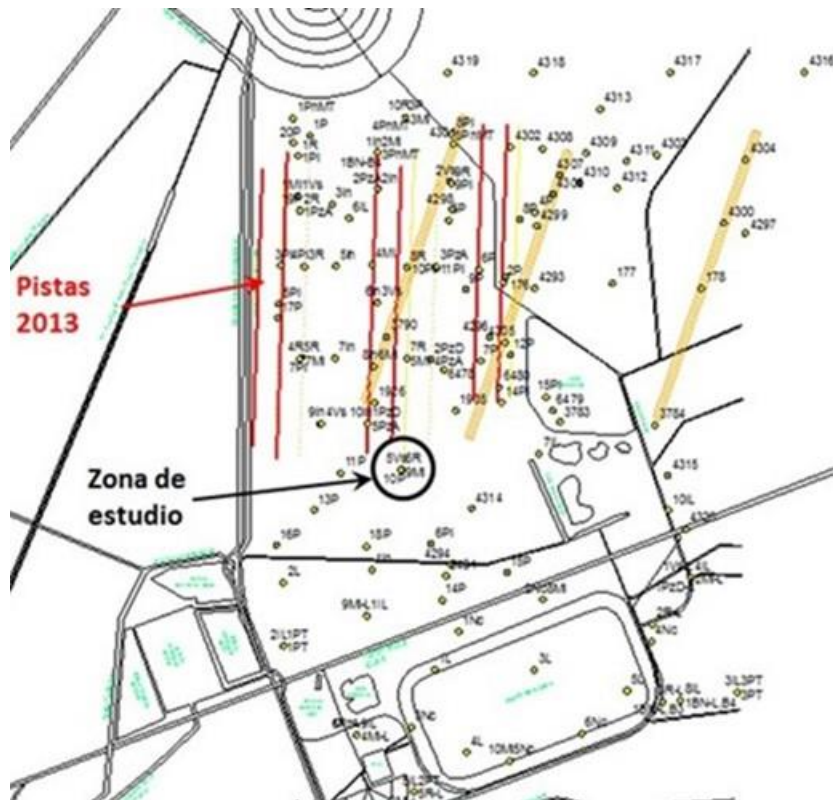


Fig. 4.1.4.2 Sondeos (Geotec, 2013) y ubicación de pistas 2001, 2012 y 2013

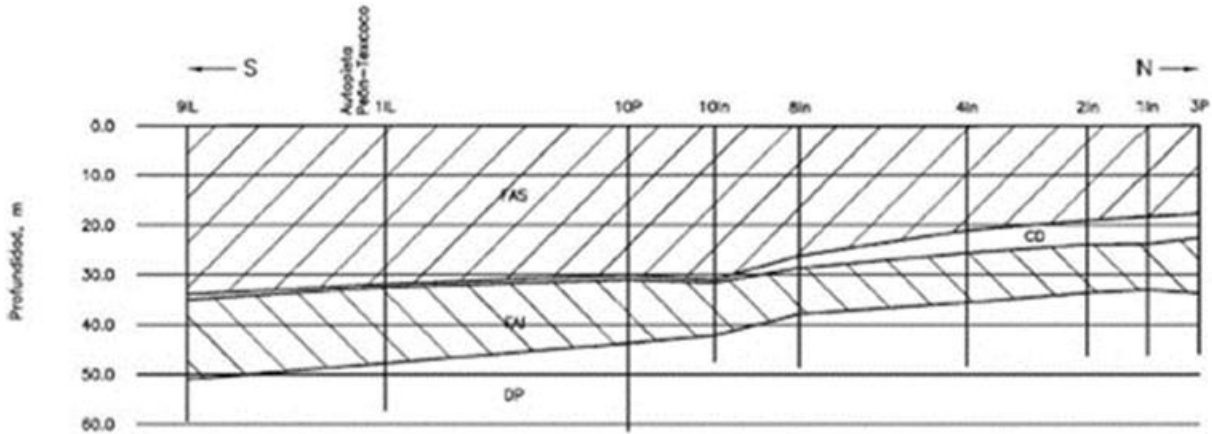


Fig. 4.1.4.3 Perfil estratigráfico N-S simplificado (Geotec, 2013)

Para la definición del modelo geotécnico (Tabla 4.1.4.1; Fig. 4.1.4.4), se empleó la información que corresponde al estudio de exploración y muestreo efectuado por la empresa Geotec (2013).

Tabla 4.1.4.1 Propiedades del modelo geotécnico.

Estrato	Profundidad m		w %	γ kN/m ³	E' Mpa	ν	e ₀	C ₀	C _c	OCR	C _v kPa	c kPa	φ°	K ₀	K _v m ² /día	C _v m ² /día
Costra	0.0	1.0	60	14.5	4.50	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	100	10	0.83	0.86	-----
SAS1	1.0	10.0	225	12	0.51	0.30	5.60	0.18	2.22	1	12	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS2	10.0	15.0	275	12.2	0.33	0.30	8.70	0.28	5.03	1	20	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS3	15.0	25.0	225	12.5	0.40	0.30	6.90	0.15	3.40	1	18	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS4	25.0	30.0	225	12	0.31	0.30	9.50	0.28	5.85	1	20	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
C.D.	30.0	32.0	52	18	10.00	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	50	35	0.43	8.64	-----
SAI	32.0	44.0	175	13	0.32	0.30	4.70	0.19	3.04	1	62	0	40	0.36	1.4E-05	9.0E-04
D.P.	44.0	60.0	80	19	30.00	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	50	35	0.43	7.5	-----

w= contenido de agua C₀= índice de descarga φ°= ángulo de fricción efectivo
 γ= peso volumétrico C_c= índice de compresión k₀= coeficientes de presi'pm de tierras en reposo
 E'= módulo de elasticidad drenado OCR= relación de sobre-cortante k_v= permeabilidad vertical
 ν= relación de Poisson drenada C_v= resistencia al corte no-drenada C_v= coeficiente de consolidación vertical
 e₀= relación de vacíos iniciales C= cohesión

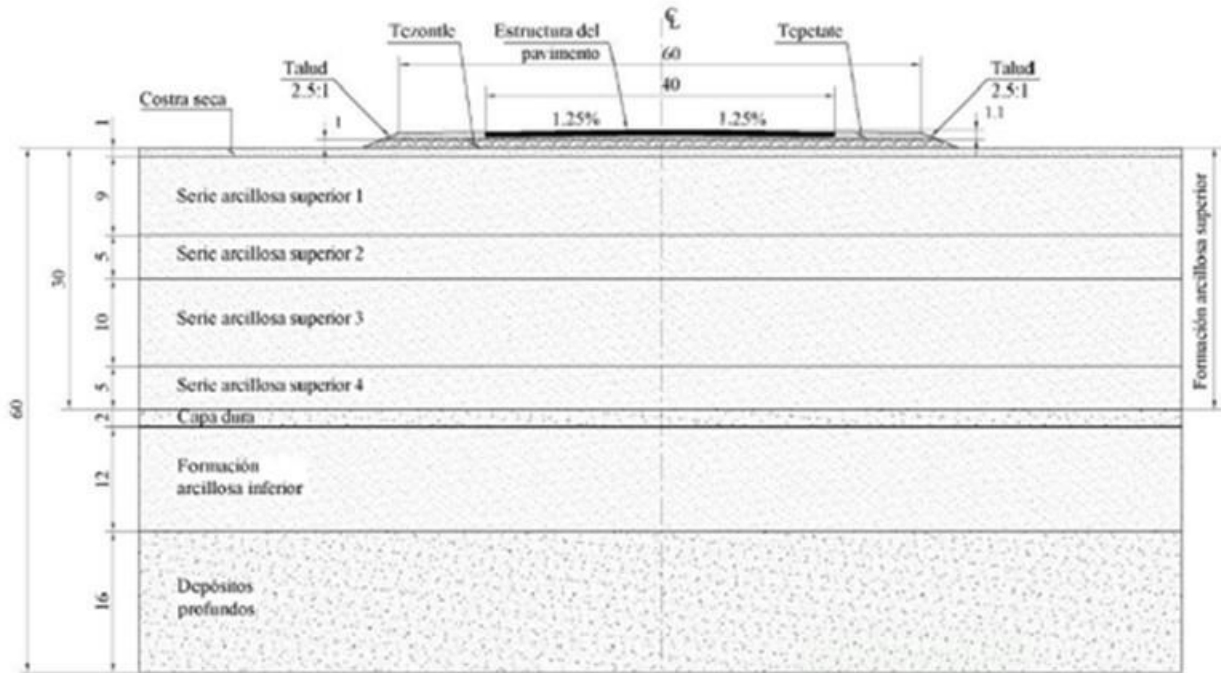


Fig. 4.1.4.4 Dimensiones generales del modelo geotécnico

Las propiedades de permeabilidad se obtuvieron de los resultados reportados por Herrera *et al.* (1974) y de algunos trabajos de campo y laboratorio realizados previamente para la construcción de los lagos artificiales del proyecto Texcoco (Tabla 4.1.4.2).

Tabla 4.1.4.2 Propiedades hidráulicas de la zona del ex Lago de Texcoco, Herrera *et al.* (1974).

Estrato	Conductividad hidráulica k m/día	Transmisividad T $m^2/día$	Coefficiente de almacenamiento S	Almacenamiento específico S_s m	Coefficiente de consolidación C_v $m^2/día$
Costra seca	0.864				
FAS	0.47×10^{-3}	1.64×10^{-2}	1.82	6×10^{-2}	9×10^{-3}
Capa dura	8.64	25.92	2.65×10^{-4}	8.83×10^{-3}	9.05×10^{-4}
FAI	1.44×10^{-5}	2.16×10^{-4}	0.24	1.60×10^{-3}	9×10^{-4}
Depósitos profundos	7.5	105	1.24×10^{-3}	8.83×10^{-3}	8.47×10^{-4}

El perfil de presión de poro se obtuvo a partir de lecturas (Tabla 4.1.4.3) en la estación piezométrica 5PzA (Fig. 4.1.4.5), suponiendo un nivel de aguas freáticas a una profundidad de 1.18m.



Tabla 4.1.4.3 Estación piezométrica 5PzA.

Fecha	NF m	Presión piezométrica kPa			
		P-1	P-2	P-3	P-4
	TO	12.20	20.20	30.60	45.20
11-Oct.-12	0.68	116.60	198.09	294.39	390.99
15-Oct.-12	0.77	115.42	195.45	292.92	390.99
22-Oct.-12	0.90	115.03	194.76	291.26	390.50
29-Oct.-12	0.97	114.15	193.19	290.47	390.30
07-Nov.-12	1.03	113.60	192.70	289.00	390.30
16-Nov.-12	1.09	111.99	191.23	249.38	372.16
24-Nov.-12	1.10	111.50	190.64	249.68	368.53
05-Dic.-12	1.18	111.30	190.44	249.38	367.36
09-Ene.-13	1.28	110.62	188.48	249.28	364.41
29-Ene.-13	1.37	110.23	188.48	249.48	363.24
06-Feb.-13	1.42	110.23	187.89	248.60	361.08
22-Feb.-13	1.37	101.50	168.48	250.26	359.51
09-Mar.-13	1.44	103.46	169.85	249.87	355.98
15.Mar.-13	1.47	102.68	168.87	248.70	354.61

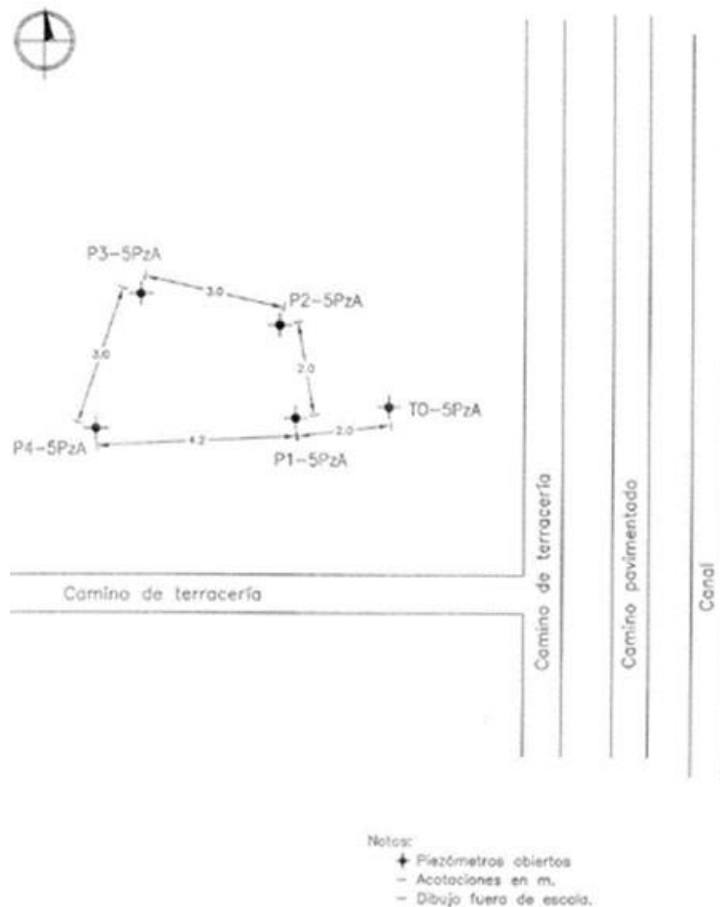


Fig. 4.1.4.5 Distribución de piezómetros en la estación 5PzA

Los estados iniciales de esfuerzos en la zona de estudio se presentan en la Fig. 4.1.4.6. Debido a la similitud entre los esfuerzos efectivos actuales y los de preconsolidación, los estratos arcillosos se consideraron normalmente consolidados.

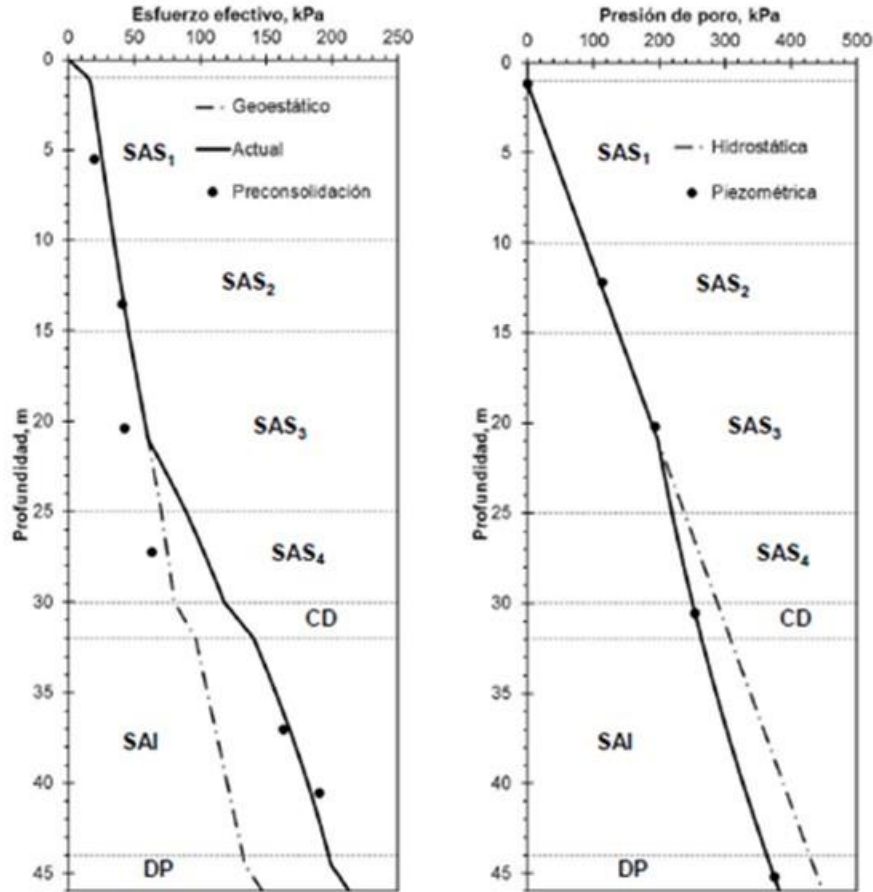


Fig. 4.1.4.6 Estados iniciales de esfuerzos en el terreno

4.1.4.1.2 Modelado numérico preliminar

Se realizó un modelo bidimensional en deformación plana con el método de los elementos finitos (Fig. 4.1.4.7). El objetivo fue poner en evidencia el comportamiento del terraplén sin ningún mejoramiento del suelo. Este modelo se desarrolló empleando el algoritmo Plaxis 2D V 2012, que permite considerar la corrección por sumersión, que es de gran relevancia para suelos bajo un nivel de aguas freáticas como los de la ciudad de México (Auvinet, 1979). Los modelos utilizados para representar el comportamiento de los materiales fueron: Soft Soil para las series arcillosas superior e inferior (SAS y SAI) y Mohr-Coulomb para costra seca (CS), lentes de arena (LA), capa dura (CD) y depósitos profundos (DP).

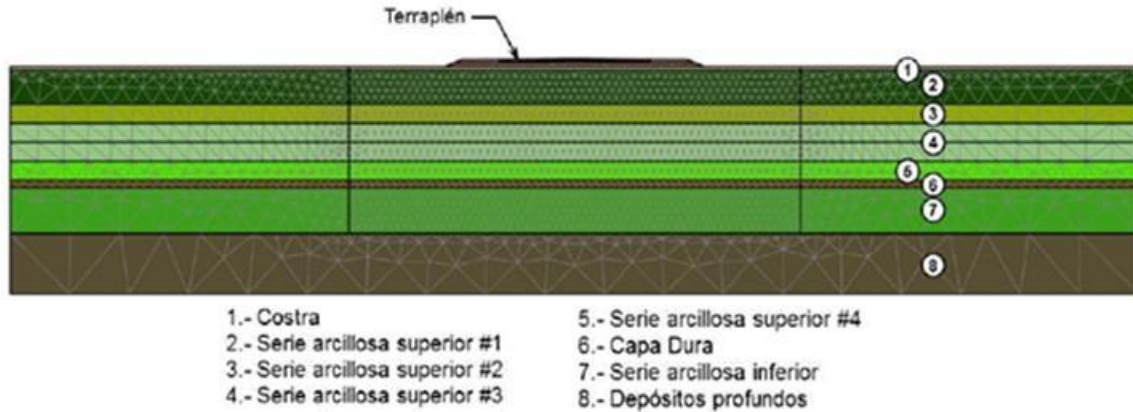


Fig. 4.1.4.7 Malla de elementos finitos para el terraplén sin precarga ni drenes (terraplén de referencia; estado de deformación plana)

La Fig. 4.G.1.13 muestra la variación con el tiempo del desplazamiento vertical obtenido al centro del terraplén con y sin la corrección por sumersión. Se observa que para el desarrollo del 100% de la consolidación deben transcurrir 650 meses (54 años, aprox.) y que al omitir dicha corrección se sobrestiman los desplazamientos hasta en un 100%.

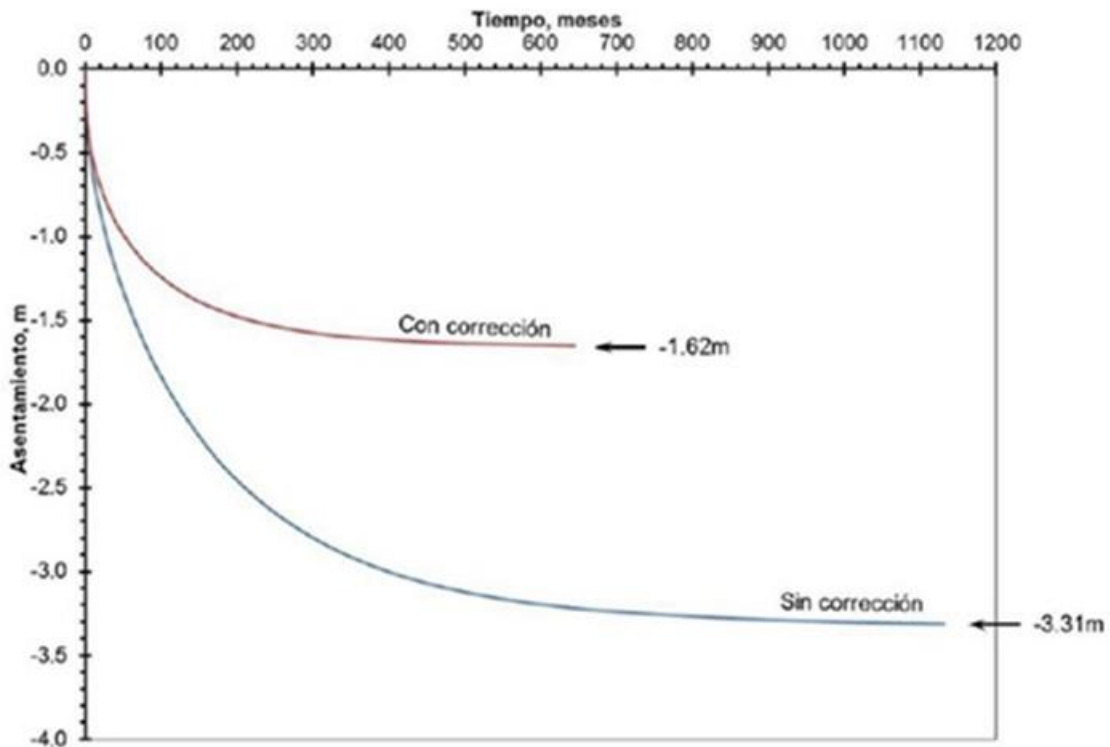


Fig. 4.1.4.8 Asentamientos al centro del terraplén vs tiempo con y sin considerar la corrección por sumersión

La Fig. 4.1.4.9 muestra el exceso de presión de poro desarrollado inmediatamente después de la construcción del terraplén (condiciones no-drenadas). Se observa que la influencia del terraplén se extiende hasta la serie arcillosa inferior; sin embargo, la influencia principal se presenta en la serie arcillosa superior.

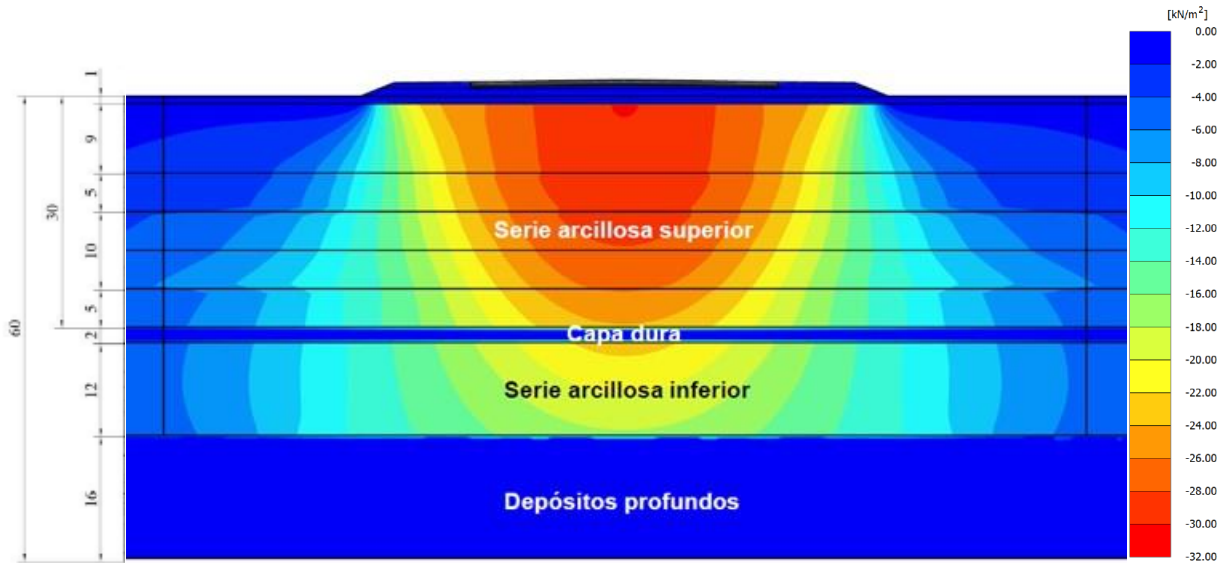


Fig. 4.1.4.9 Exceso de presión de poro después de la construcción

La Fig. 4.1.4.10 muestra los desplazamientos verticales después de consolidar el exceso de presión de poro. Se observa que los mayores desplazamientos se presentan en la serie arcillosa superior.

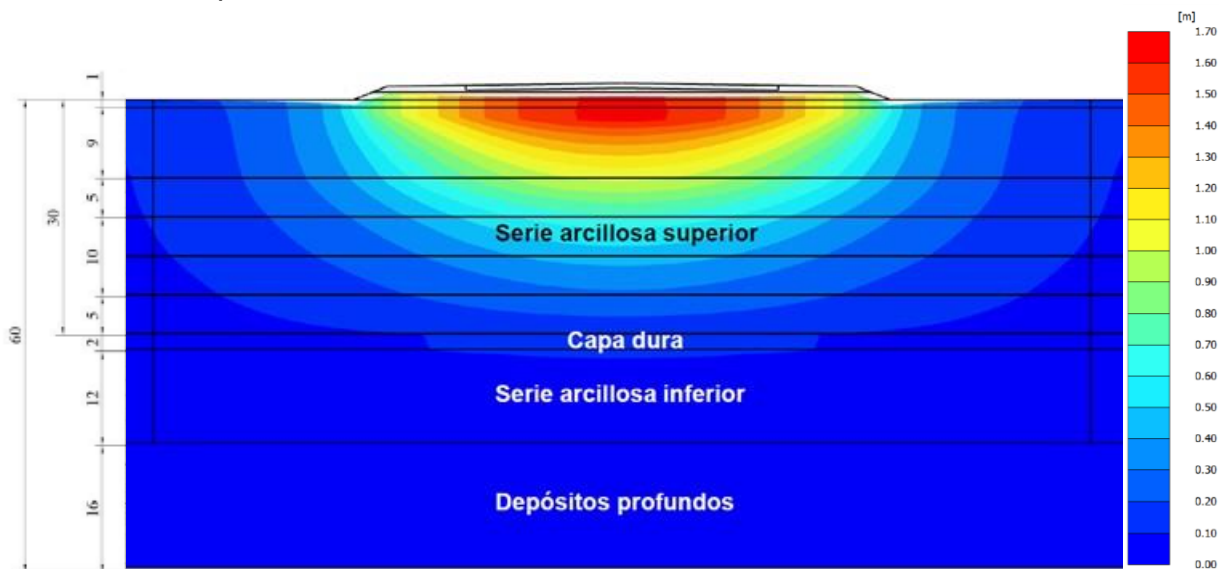


Fig. 4.1.4.10 Asentamientos desarrollados al final del proceso de consolidación

La Fig. 4.1.4.11 muestra los asentamientos en el centro y el hombro del terraplén con el tiempo. Los desplazamientos verticales son de 1.62m en el centro del terraplén y de 0.91m en sus hombros; es decir, un hundimiento diferencial de 0.71m. Dicho diferencial podría generar en el futuro encharcamientos en la carpeta de la pista. Esto implica que durante la vida útil de la pista se tendría que efectuar renivelaciones en la carpeta que generarían nuevos incrementos de carga y por tanto, mayores asentamientos durante su operación. Este problema se presenta en varios caminos y autopistas que cruzan los suelos lacustres de la ciudad de México.

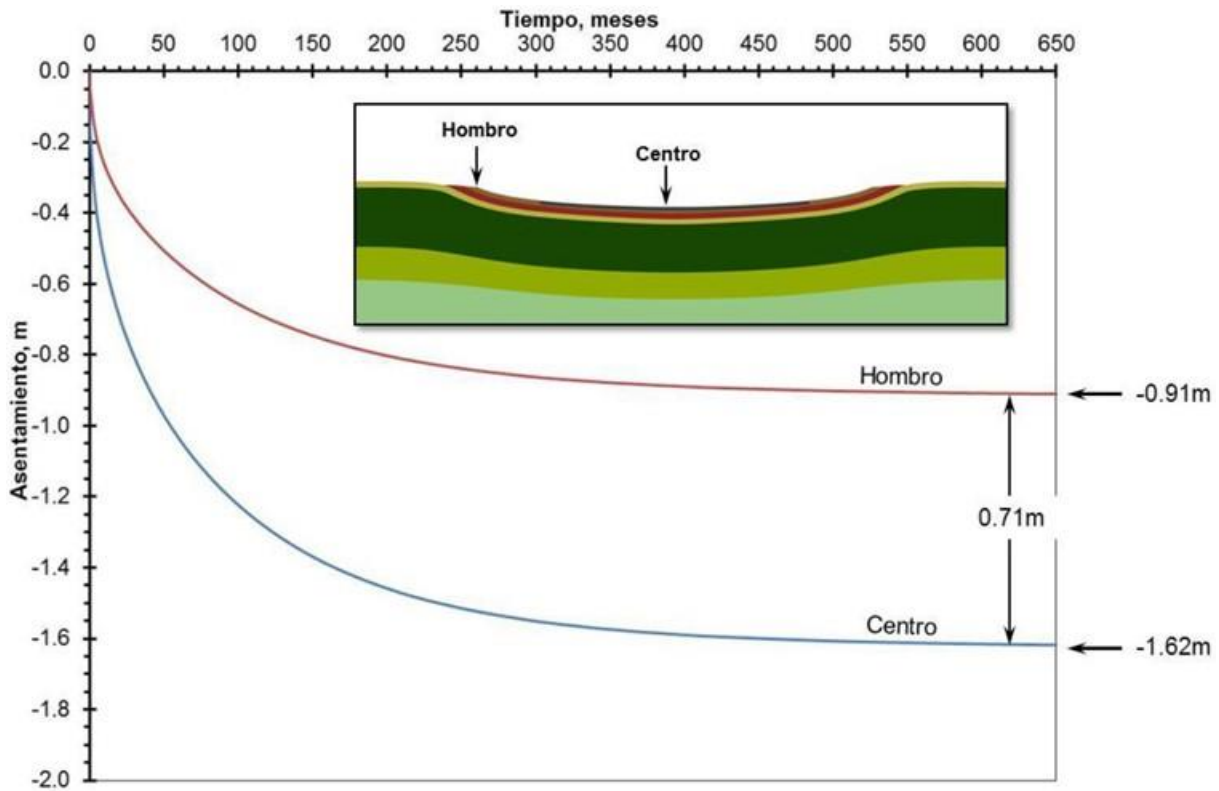


Fig. 4.1.4.11 Variación con el tiempo de los asentamientos obtenidos al centro y en los hombros del terraplén

4.1.4.1.3 Información geotécnica y modelo geotécnico final. Campaña de exploración 2014

El polígono de tramos de pruebas se ubica al sur de la zona del NAICM (Fig. 4.1.4.12), muy cerca de la cabecera sur de la pista 36R. La Fig. 4.1.4.13 muestra la ubicación del TR dentro del polígono de terraplenes de prueba.



Fig. 4.1.4.12 Ubicación del polígono de tramos de prueba (zona de terraplenes de prueba)



Fig. 4.1.4.13 Ubicación del TR

En la Fig. 4.1.4.14 se muestran los sondeos que se realizaron en la campaña de exploración en la zona del TR.



Fig. 4.1.4.14 Ubicación de los sondeos en el TR

La tabla 4.1.4.4 muestra algunos resultados preliminares de los sondeos PANDA realizados en la zona del TR, en cuanto a espesores de costra seca (CS) y resistencia de punta dinámica (q_d).

Tabla 4.1.4.4. Coordenadas de los sondeos PANDA en el TR

Sondeo	Coordenada X	Coordenada Y	Profundidad m	Espesor de costra m	Resistencia q_d kg/cm ²
PND-1	500813.57	2155824.45	6.00	0.00	-
PND-2	500853.55	2155823.07	6.00	0.40	>20
PND-3	500893.52	2155821.68	6.00	0.25	>20
PND-4	500828.04	2155808.94	6.00	0.30	>5
PND-5	500878.01	2155807.21	6.00	0.40	>15
PND-6	500812.18	2155784.48	6.00	0.00	-
PND-7	500853.61	2155781.54	6.00	0.20	>10
PND-8	500892.13	2155781.70	6.00	0.50	>10
PND-9	500826.31	2155758.97	6.00	0.30	>5
PND-10	500876.28	2155757.24	6.00	0.00	-
PND-11	500810.79	2155744.50	6.00	0.00	-
PND-12	500850.77	2155743.11	6.00	0.30	>10
PND-13	500890.75	2155741.73	6.00	0.15	>5

La Fig. 4.1.4.15 muestra el concentrado de los perfiles de resistencia de punta dinámica (q_d , en kg/cm²) de los sondeos realizado en el TR. En los primeros 80cm se observan resistencias claramente mayores que las correspondientes a estratos inmediatamente inferiores. De esta manera es posible identificar con cierta claridad el espesor de la costra superficial endurecida por secado (CS).

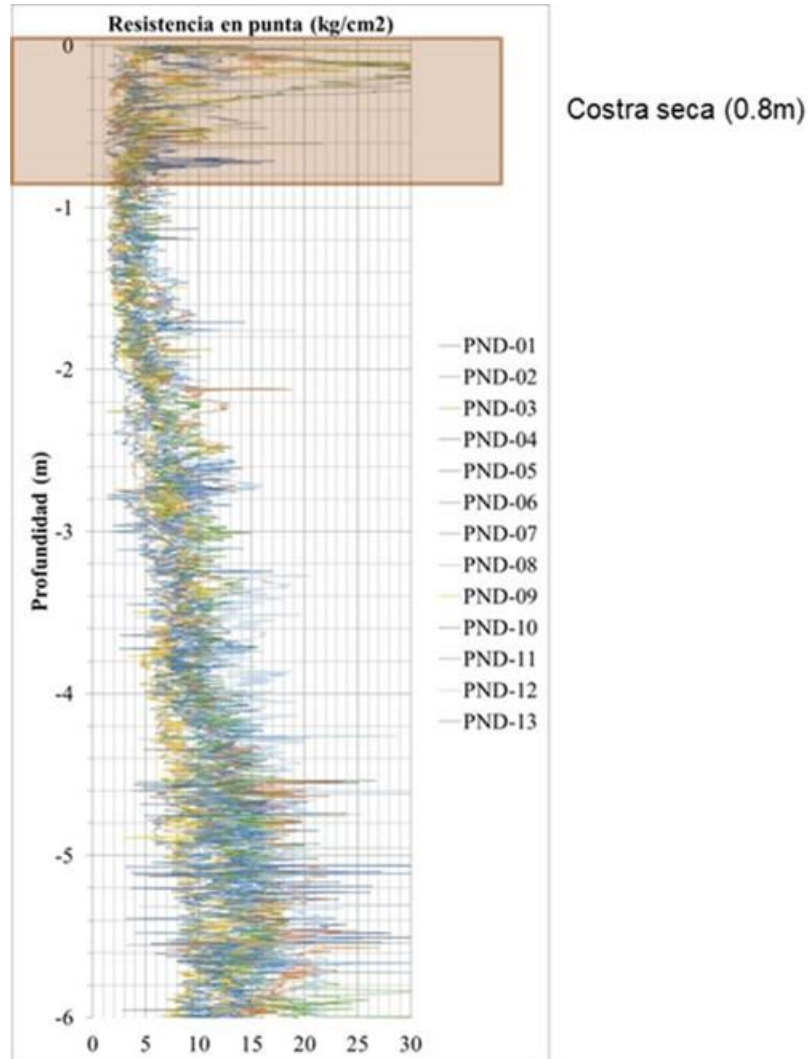


Fig. 4.1.4.15 Perfiles de resistencia de punta dinámica en el TR

La Fig. 4.1.4.16 muestra un re-agrupamiento de las resistencias de punta dinámica. Nuevamente se pone en evidencia el contraste de resistencia entre la CS y los materiales blandos subyacentes. Las líneas de tendencia (líneas punteadas) representan los incrementos de resistencia de punta. El estrato de 0.8 a 1.2m de profundidad (color azul) presenta la menor resistencia.

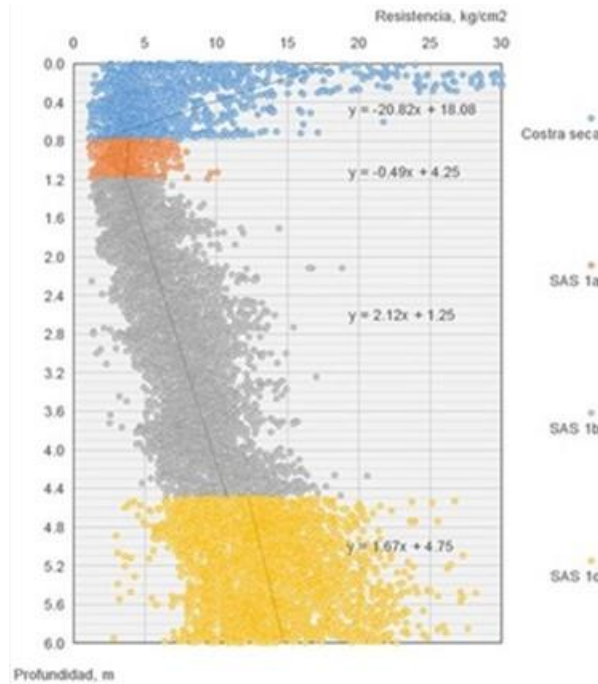


Fig. 4.1.4.16 Valores de resistencia de punta dinámica en el TR

Lo anterior coincide con el alto contenido de agua a la misma profundidad, registrado en la tabla 4.1.4.5 Se trata de un material blando en medio de dos materiales con mayor rigidez. Bajo esta condición, las cargas por construcción del terraplén generan grandes desplazamientos del material blando, tanto laterales como verticales, principalmente en la zona debajo de los taludes de dicho terraplén.

Tabla 4.1.4.5 Contenido de agua medio (primeros 6m de profundidad)

Profundidad m		w %
0.00	0.20	227.25
0.40	0.60	50.29
0.80	1.00	227.93
1.20	1.50	148.86
1.80	2.10	165.36
2.40	2.70	134.70
3.00	3.30	180.26
3.60	3.90	129.61
4.20	4.35	133.61
4.50	4.65	235.21
4.80	5.10	267.68
5.40	5.55	226.06
5.70	5.85	244.23

La Fig. 4.1.4.17 muestra un re-agrupamiento de los perfiles por nivel de resistencia. La Fig. 4.1.4.18 muestra la distribución espacial de resistencias y espesores de la CS, en la zona del TR

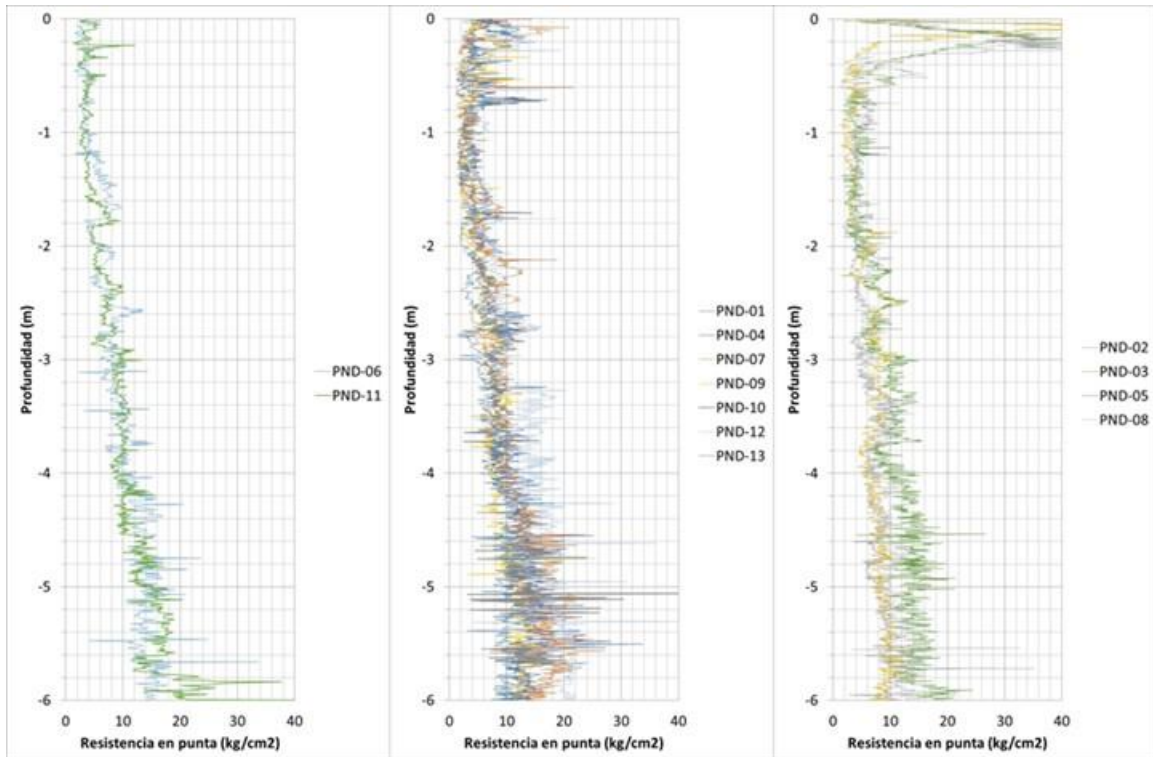


Fig. 4.1.4.17 Re-agrupamiento de los perfiles de resistencia con base en su resistencia

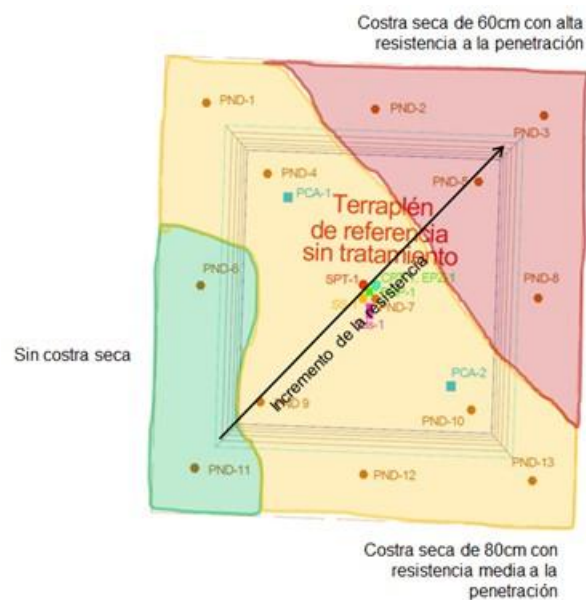


Fig. 4.1.4.18 Distribución de resistencias y espesores de la CS en la zona del TR

Con la finalidad de identificar la profundidad de lentes de arena (LA), capa dura (CD) y depósitos profundos (DP), se realizaron 11 sondeos con cono eléctrico (CPT). El CPT 1 se ubica en la zona del TR (Fig. 4.1.4.19).

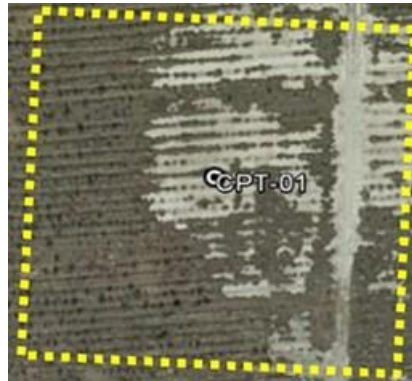


Fig. 4.1.4.19 Ubicación del sondeo con cono eléctrico (CPT) en la zona del TR

Los valores de resistencia de punta (q_c) se registraron a cada 10cm. La Fig. 4.1.4.20 muestra los perfiles de resistencia de punta obtenidos con conos eléctricos Van Den Berg (7.5t) y Flopac (5t). Se observa una mala correlación entre los dos conos, principalmente en los materiales blandos. Por lo tanto, no es recomendable la determinación de parámetros por medio de correlaciones con este tipo de pruebas.

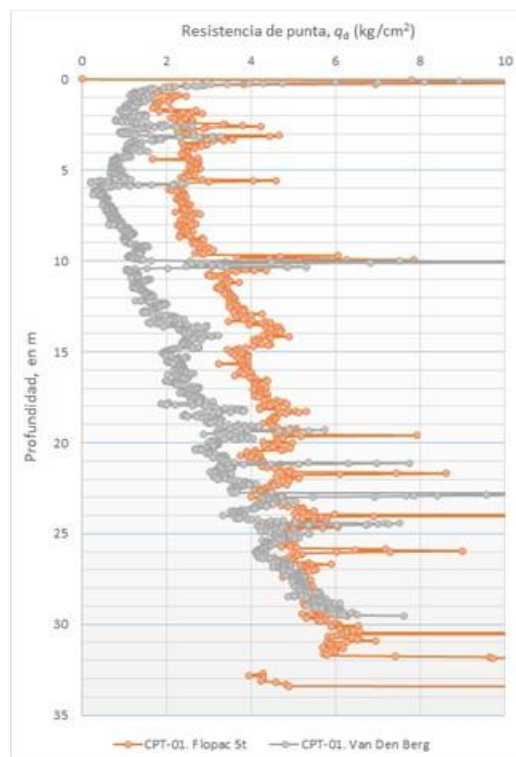


Fig. 4.1.4.20 Perfiles de resistencia de punta (CPT) en el TPDV

Los sondeos con cono eléctrico permiten identificar la ubicación de estratos rígidos y blandos pero no permiten conocer la estratigrafía a detalle de los materiales compresibles.

Con la finalidad de determinar las características estratigráficas y propiedades índice del suelo en el sitio en estudio, se realizaron 11 sondeos de penetración estándar (SPT). El SPT-1 se ubica en la zona del TR (Fig. 4.1.4.21).

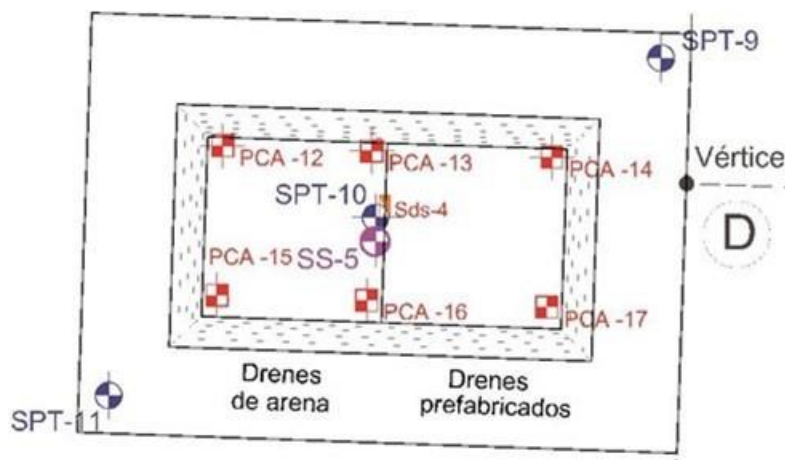


Fig. 4.1.4.21 Ubicación del sondeo de penetración estándar (SPT-1) en la zona del TR

Del sondeo SPT-1 fueron recuperadas muestras alteradas con las que se obtuvieron contenidos de agua a cada 60cm de avance. Los perfiles de contenido de agua, además de permitir identificar estratos blandos y rígidos, permiten identificar sub-estratos con diferente rigidez y así obtener un modelo estratigráfico más realista (Fig. 4.1.4.22).

De las muestras alteradas obtenidas también pueden obtenerse granulometrías, pesos volumétricos y límites de consistencia los cuales permiten completar la clasificación de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).



Estrato	Profundidad de	a	w %
CS	0.00	0.80	50.29
SAS 1	0.80	10.50	230.00
L1	10.50	11.00	142.57
SAS 2	11.00	23.50	233.51
L2	23.50	24.00	168.07
SAS 3	24.00	30.50	228.29
L3	30.50	31.00	29.89
SAS 4	31.00	34.50	191.72
CD	34.50	36.00	33.21
SAI	36.00	43.00	144.74
DP 1	43.00	48.00	39.66
SAP 1	48.00	61.00	88.53
DP 2	61.00	68.00	30.69
SAP 2	68.00	80.00	43.88

Fig. 4.1.4.22 Estratigrafía a partir del perfil de contenido de agua en el TR

Con la finalidad de obtener las características de rigidez, resistencia y compresibilidad se extrajeron muestras de suelo inalteradas a profundidades específicas (Fig. 4.1.4.23).

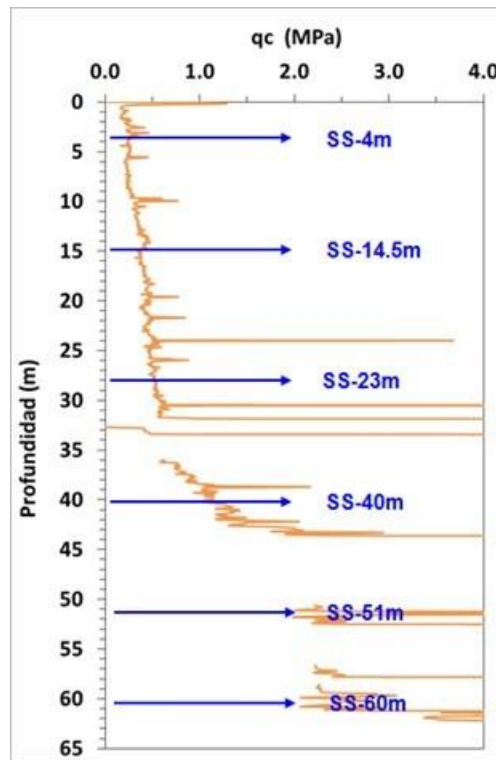


Fig. 4.1.4.23 Profundidades de extracción de muestras inalteradas en la zona del TR

En las tablas 4.1.4.6 y 4.1.4.7 se muestran los resultados de las pruebas triaxiales CU y de las pruebas de consolidación, respectivamente.

Tabla 4.1.4.6 Parámetros de resistencia de pruebas triaxiales CU

Profundidad m	Prueba	W %	ϕ'_{CU} °
3.5 - 4.4	M-1	188.8	41.5
14.5 - 15.4	M-3	215.4	54.9
27.5 - 28.4	M-5	114.1	35.2
39.5 - 40.4	M-7	80.8	35.5
50.5 - 51.4	M-8	50.6	48.6
60.5 - 61.1	M-10	56.2	43.2



Tabla 4.1.4.7 Parámetros de compresibilidad

Profundidad m	e_i	C_r	C_c	σ_p kg/cm ²
3.5 - 4.4	2.61	0.86	0.09	0.67
4.4 - 5.3	6.67	0.32	3.51	0.52
14.5 - 15.4	9.79	0.53	6.30	0.69
15.4 - 16.3	7.74	0.47	6.90	0.81
27.5 - 28.4	4.14	0.21	2.86	1.47
39.5 - 40.4	4.91	0.12	1.27	1.78
50.5 - 51.4	3.25	0.06	0.11	1.92
60.5 - 61.1	2.01	0.05	0.21	1.53

Se realizaron 18 pruebas de permeabilidad: nueve del tipo USBR y nueve del tipo Lefranc. Los pozos de prueba se ubicaron en tres sitios: USBR 1, USBR 2 y USBR 3. En cada sitio se excavaron pozos a 1, 3 y 5m de profundidad con el objetivo de determinar la permeabilidad k (m/s), en la CS y en las arcillas superficiales. En la tabla 4.1.4.8 se muestran los resultados obtenidos y las coordenadas de los sitios.

Tabla 4.1.4.8 Ubicación de las pruebas tipo USBR y permeabilidades obtenidas

Prueba	Permeabilidad m/s	Coordenadas UTM	
		X	Y
USBR-1-1m	9.35E-08	501003.42	2155674.77
USBR-1-3m	-	501003.42	2155674.77
USBR-1-5m	-	501003.42	2155674.77
USBR-2-1m	7.06E-09	500979.62	2155661.78
USBR-2-3m	4.72E-10	500979.62	2155661.78
USBR-2-5m	4.60E-10	500979.62	2155661.78
USBR-3-1m	-	500952.73	2155651.69
USBR-3-3m	1.503-08	500952.73	2155651.69
USBR-3-5m	1.02E-07	500952.73	2155651.69

Los coeficientes de permeabilidad que se asocian a la CS son los correspondientes a las pruebas USBR 1-1m y 2-1m; es decir: $9.35 \times 10^{-8} \text{ (m/s)} = 8.1 \times 10^{-3} \text{ (m/día)}$ y $7.06 \times 10^{-9} \text{ (m/s)} = 6.1 \times 10^{-4} \text{ (m/día)}$, respectivamente. Sin embargo, se considera que la permeabilidad de la CS es mayor que la permeabilidad media de la serie arcillosa superior SAS ($4.7 \times 10^{-4} \text{ m/día}$; Herrera *et al.*, 1974); por lo tanto, se acepta que el primer valor ($8.1 \times 10^{-3} \text{ m/día}$) representa dicha permeabilidad.



Las pruebas tipo Lefranc se ubicaron en los mismos sitios que las USBR. En cada sitio se realizaron pruebas a 10, 30 y 46m de profundidad para determinar la permeabilidad en un lente de arena (LA), en la capa dura (CD) y en los depósitos profundos (DP), respectivamente. En la tabla 4.1.4.9 se muestran las permeabilidades en cada prueba y su ubicación

Tabla 4.1.4.9 Ubicación de las pruebas tipo Lefranc y permeabilidades obtenidas

Prueba	Permeabilidad m/s	Coordenadas UTM	
		X	Y
LF-1-10m	1.07E-08	501003.42	2155674.77
LF-1-31m	9.69E-09	501003.42	2155674.77
LF-46m	8.38E-10	501003.42	2155674.77
LF-2-10m	5.93E-09	500979.62	2155661.78
LF-2-31m	2.55E-08	500979.62	2155661.78
LF-2-46m	6.10E-09	500979.62	2155661.78
LF-3-10m	5.36E-09	500952.73	2155651.69
LF-3-31m	1.07E-09	500952.73	2155651.69
LF-3-46m	3.28E-08	500952.73	2155651.69

De los resultados obtenidos con las pruebas Lefranc se determinó que los coeficientes de permeabilidad: $1.07 \times 10^{-8} \text{ (m/s)} = 9.25 \times 10^{-4} \text{ (m/día)}$; $2.55 \times 10^{-8} = 2.2 \times 10^{-3}$ y $3.28 \times 10^{-8} = 2.8 \times 10^{-3}$, representan las permeabilidades de los LA (en la SAS), CD y DP, respectivamente.

Se realizaron mediciones de disipación de presión de poro a 20 m y 40 m de profundidad. En el TR se realizaron este tipo de pruebas en la ubicación del sondeo CPT-01. De los registros de disipación de presión de poro en cada prueba se obtuvieron los coeficientes de permeabilidad aplicando el método de Baligh y Levadoux (1986), basado en la teoría de consolidación de Terzaghi. En la tabla 4.1.4.10 se presentan los coeficientes de permeabilidad obtenidos.



Tabla 4.1.4.10 Coeficientes de permeabilidad obtenidos a partir de los resultados de pruebas de disipación de presión de poro e interpretados con el método de Baligh y Levadoux (1986)

Sondeo	Profundidad m	Equipo	k_h m/día	k_v m/día
CPT-01	20	RST	3.30E-03	6.50E-04
	40	RST	2.20E-04	4.40E-05

La tabla 4.1.4.11 muestra el modelo geotécnico considerando los resultados de la campaña de exploración geotécnica, en las zonas de los terraplenes de prueba

Tabla 4.1.4.11 Modelo geotécnico final

Estrato	Profundidad		w %	γ kN/m ³	E kPa	ν	e_0	C_c	C_r	c_u kPa	ϕ'	k_0	k m/día
	De	A											
CS	0.00	0.80	50.29	15.00	15,000.00	0.33	-	-	-	35.00	50.00	0.23	7.50E-03
SAS ₁	0.80	10.50	220.38	13.00	-	0.30	5.84	3.35	0.35	0.00	45.00	0.29	4.70E-05
L ₁	10.50	11.00	142.57	15.00	15,000.00	0.33	-	-	-	20.00	35.00	0.43	1.00E-03
SAS ₂	11.00	23.50	231.00	12.00	-	0.30	6.12	3.70	0.37	0.00	55.00	0.18	6.50E-04
L ₂	23.50	24.00	168.07	15.00	15,000.00	0.33	-	-	-	20.00	35.00	0.43	1.00E-03
SAS ₃	24.00	30.50	214.11	14.50	-	0.30	4.14	2.86	0.21	0.00	35.00	0.43	6.50E-04
L ₃	30.50	31.00	29.89	15.00	15,000.00	0.33	-	-	-	20.00	35.00	0.43	1.00E-03
SAS ₄	31.00	34.50	191.72	14.00	-	0.30	5.08	3.07	0.31	0.00	40.00	0.36	6.50E-04
CD	34.50	36.00	33.21	16.00	20,000.00	0.33	-	-	-	20.00	45.00	0.29	4.00E-03
SAI	36.00	43.00	144.74	13.70	-	0.30	3.84	2.32	0.23	0.00	35.50	0.42	4.40E-05
DP ₁	43.00	48.00	39.66	18.00	30,000.00	0.33	-	-	-	30.00	50.00	0.23	2.50E-03
SAP ₁	48.00	56.00	88.53	14.20	-	0.30	2.35	1.42	0.14	0.00	48.60	0.25	4.40E-05
SLP ₁	56.00	61.00	126.83	14.50	-	0.30	3.36	2.03	0.20	20.00	43.00	0.32	4.40E-05
SP ₂	61.00	68.00	30.69	18.00	30,000.00	0.33	-	-	-	30.00	55.00	0.18	2.50E-03
SAP ₂	68.00	75.00	43.88	15.00	-	0.30	1.16	0.70	0.07	0.00	45.00	0.29	4.40E-05
SLP ₂	75.00	80.00	37.41	17.00	-	0.30	0.99	0.60	0.06	20.00	40.00	0.36	4.40E-05

4.1.4.1.4 Secuencia constructiva e instrumentación en el TR

La Fig. 4.1.4.24 muestra la geometría en planta del TR. Las Figs. 4.1.4.25 y 4.1.4.26 muestran las secciones transversales indicadas en dicha figura.

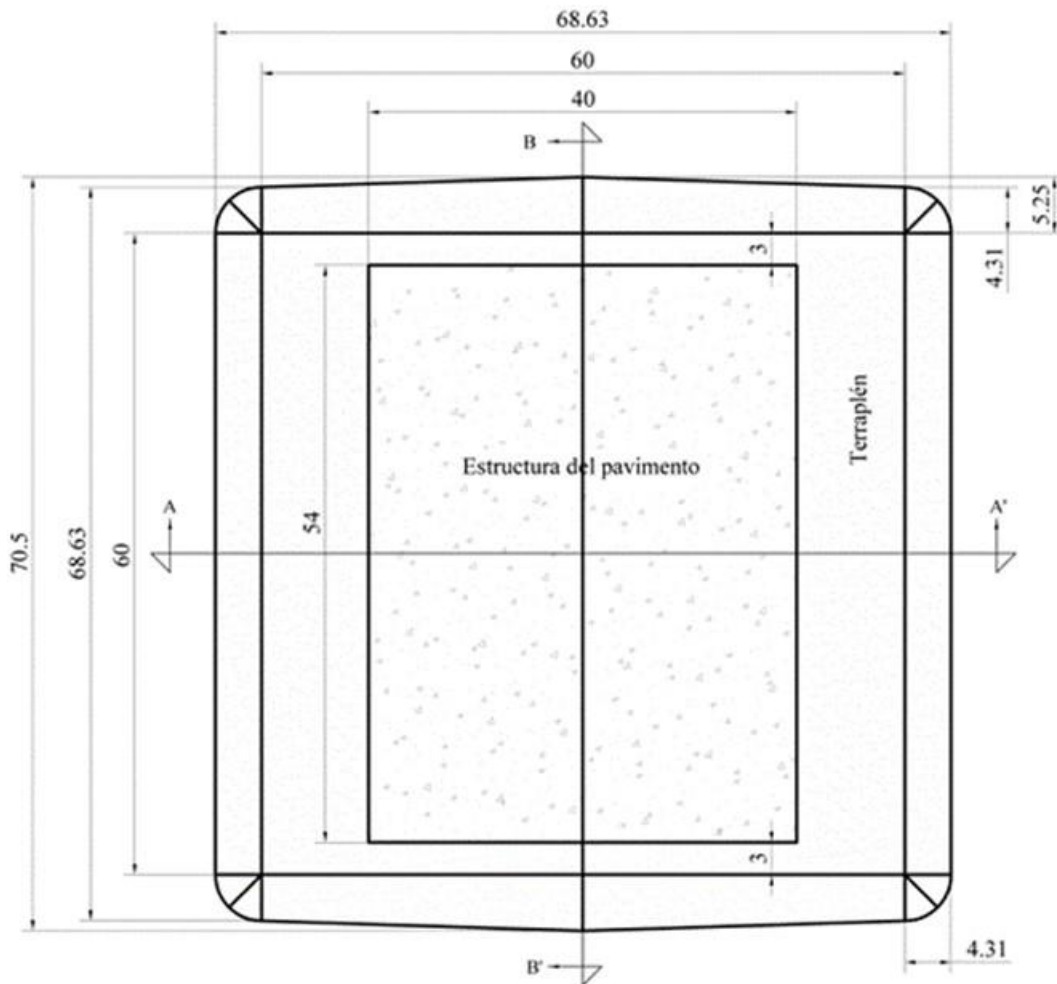


Fig. 4.1.4.24 Vista en planta

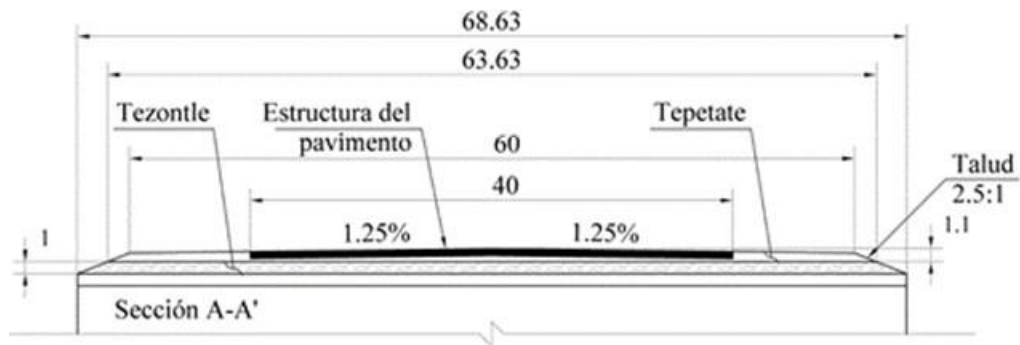


Fig. 4.1.4.25 Sección transversal A-A'

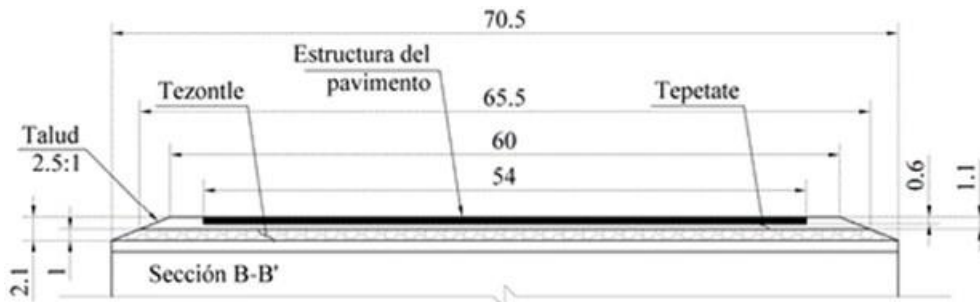


Fig. 4.1.4.26 Sección transversal B-B'

Al inicio de la construcción del terraplén de referencia (TR), se llevaron a cabo trabajos previos de despalme y trazo. Posteriormente se ubicaron los lugares donde se instalaron los instrumentos geotécnicos, tanto en la periferia como al centro del terraplén.

El día 8 de septiembre de 2014 inició la construcción de este sistema con la colocación del geotextil que funciona como separador entre el terreno natural y la plataforma de trabajo (tezontle). Después fue construida dicha plataforma de 1 m de espesor, colocando el tezontle bandeado. Un geotextil más fue instalado sobre la plataforma de trabajo, antes de construir la sub-base del pavimento (tepetate). El siguiente paso fue la colocación de 30cm más de tezontle en la zona donde se construyó el pavimento. Después se colocaron las diferentes capas del tepetate de espesor no especificado por la contratista. Por último se colocó la carpeta asfáltica. La fecha del fin de la construcción fue el 5 de noviembre de 2014. En la tabla 4.1.4.12 se presentan las fechas de inicio y fin de la colocación de cada uno de los materiales del TR, así como sus pesos volumétricos medios. En la Fig. 4.1.4.27 se muestra un esquema de la ubicación de dichos materiales.

Tabla 4.1.4.12 Fechas de construcción y pesos volumétricos de los materiales del TR

Estructura	Inicio	Término	Peso vol. medio kN/m ³
Carpeta asfáltica	04/11/2014	05/11/2014	22,79
Capa de base asfáltica	31/10/2014	03/11/2014	22,56
Hombros de tepetate	17/10/2014	17/10/2014	17,39
Capa de base estabilizada	13-10-114	15/10/2014	21,63
Capa de base hidráulica	10/10/2014	14/10/2014	21,65
Capa de tepetate	30/09/2014	20/10/2014	17,17
Capa de tezontle	08/09/2014	08/10/2014	11,89

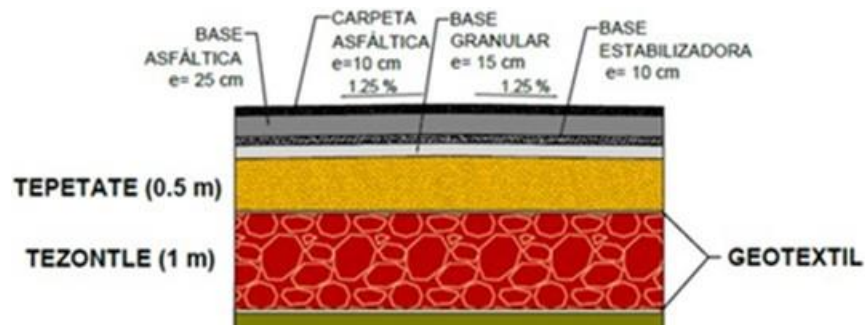


Fig. 4.1.4.27 Materiales en el TR

La Fig. 4.1.4.28 presenta la ubicación esquemática de la instrumentación geotécnica en el TR

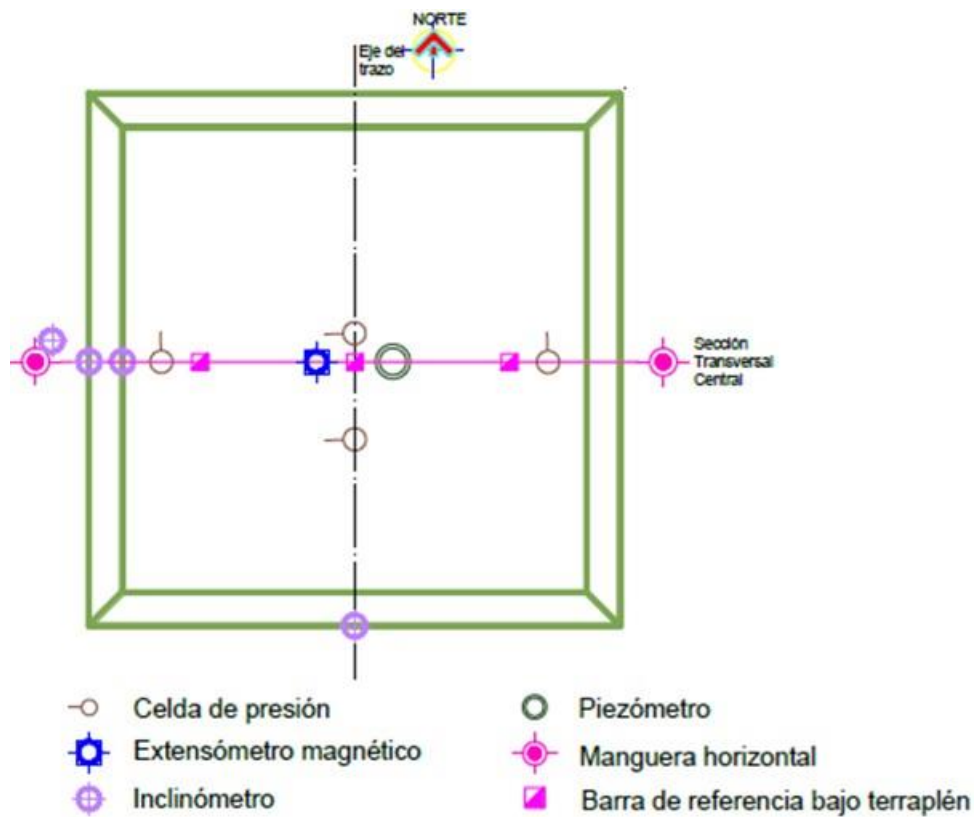


Fig. 4.1.4.28 Esquema en planta de la instrumentación del TR

Las celdas de presión se encuentran ubicadas en los contactos terreno-tezontle, dren de arena-tezontle y tezontle-tepetate. El objetivo de estos instrumentos es verificar la magnitud y distribución de la presión transmitida al terreno por el terraplén (estimada a



partir de los pesos volumétricos de los materiales). Para el TR, se instalaron cinco celdas de presión. Cuatro de estas se instalarán en la sección central transversal al eje del trazo, bajo el terraplén, directamente sobre el terreno natural, distribuidas de la siguiente forma: una al centro, una más a 10 m de la celda del centro y dos más en los extremos (al eje de los hombros). Finalmente, una celda se colocó en el centro, pero bajo la estructura de pavimento.

La estación piezométrica permite determinar el perfil piezométrico inicial y los excesos de presión de poro inducidos en las diferentes etapas de la construcción. Se colocará una estación compuesta por cinco piezómetros. Esta estación fue colocada justo al centro del terraplén. Los piezómetros se instalarán a 4 m, 9 m, 18 m, 29 m y 38 m de profundidad, conservando su brocal una separación de 2 m.

La manguera horizontal transversal por debajo del tezontle es de utilidad para determinar el perfil de asentamientos al nivel del terreno natural. Esta se instaló en la base del terraplén, pasando por la sección central transversal al eje del trazo. La elevación de la manguera se determina midiendo la presión del fluido que contiene.

Los inclinómetros permiten medir la distribución de desplazamientos horizontales en el suelo con la profundidad, principalmente debajo de los hombros del talud. Se instalaron cuatro tubos para inclinómetro, todos a 31 m de profundidad (PCD). Tres inclinómetros se instalaron en la sección central transversal al eje del trazo, de la siguiente forma: uno en el hombro del terraplén, otro al pie del talud del terraplén y uno más a 5 m de distancia del pie del talud. El cuarto inclinómetro se instaló en la sección central longitudinal, al pie del talud.

4.1.4.2 Comportamiento observado

4.1.4.2.1 Estación piezométrica

La Fig. 4.1.4.29 muestra la ubicación en planta y perfil de los piezómetros instalados en el TR y su profundidad y material de desplante. La Fig. 4.1.4.30 muestra la evolución de la presión de poro en el terreno contra el tiempo para cada uno de los piezómetros instalados en el TR. Las líneas negras (horizontal y vertical), indican la presión teórica correspondiente al peso del terraplén (tezontle, tepetate y pavimento) y la fecha al final de la construcción del terraplén completo.

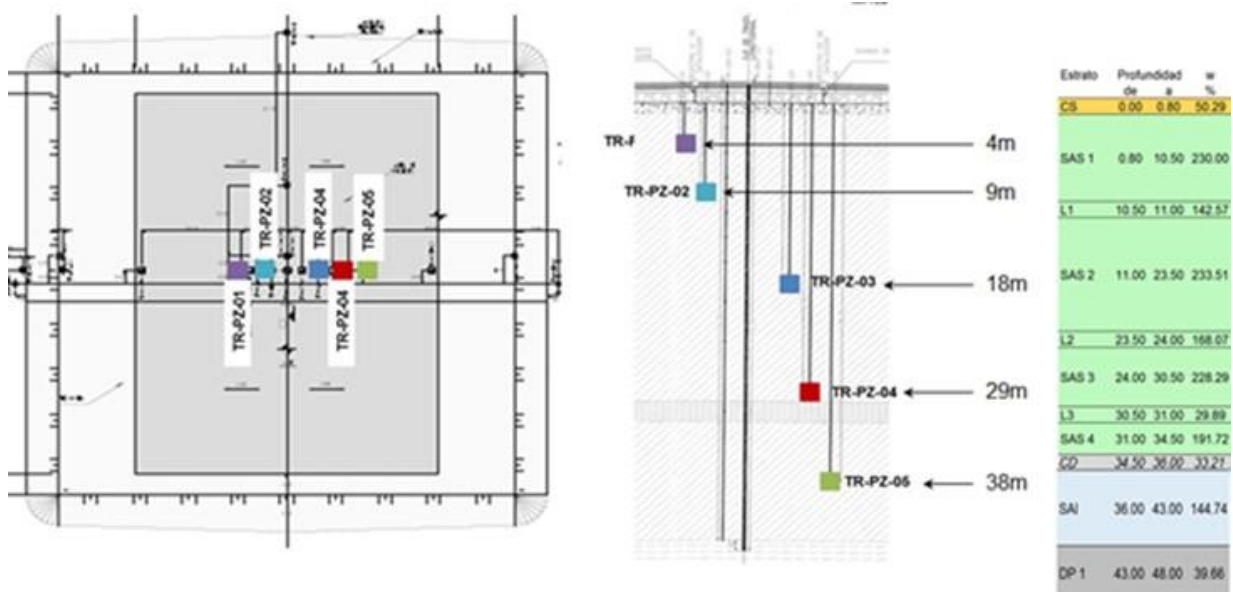


Fig. 4.1.4.29 Estaciones piezométricas en el TR

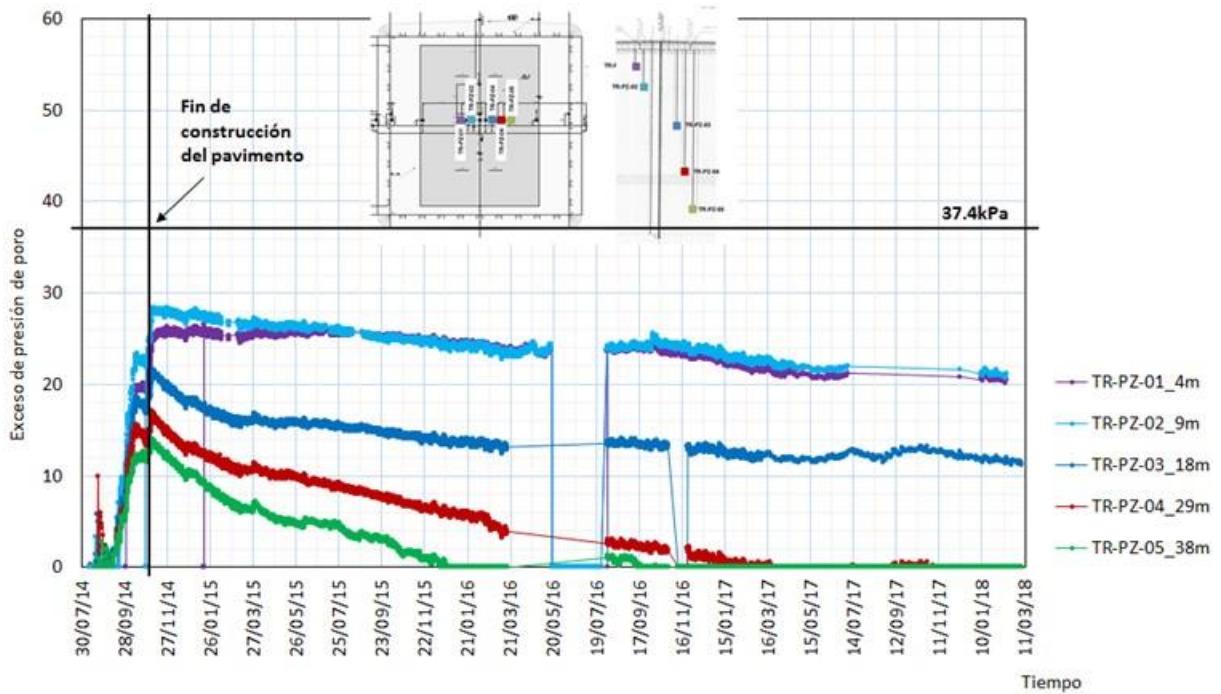


Fig. 4.1.4.30 Evolución de la presión de poro medida en los piezómetros, en el TR



En la Fig. 4.1.4.30 se observa que las presiones de poro medidas con los piezómetros más superficiales (TR-PZ-01 y 02), al final de la construcción, son notablemente menores que el esfuerzo teórico (37.4kPa). Esto puede asociarse principalmente a la disipación de presión de poro que se presenta durante el proceso de construcción y en menor medida a la profundidad de instalación de estos piezómetros (4 y 9m, respectivamente) ya que los esfuerzos se disipan con la profundidad.

La respuesta de los piezómetros con el tiempo, es la resultante de dos efectos:

- a) La disipación de exceso de presión de poro provocado por el peso del terraplén
- b) El incremento de presión debido al cambio de posición del piezómetro respecto al nivel freático, por hundimiento.

En más de tres años, los piezómetros TR-PZ-01_4m y TR-PZ-02_9m que están instalados dentro de la SAS1 (Fig. 4.1.4.29), reportan una reducción aparente de aproximadamente 17.4kPa respecto al esfuerzo teórico debajo del terraplén (37.4kPa). Sin embargo, es necesario hacer una corrección a este valor, debido al cambio de posición del piezómetro respecto al nivel freático a consecuencia del hundimiento. De manera simplificada, se puede suponer que, a finales de enero del presente año, estos piezómetros se han asentado 120cm, aproximadamente (Fig. 4.1.4.34), esto quiere decir que los registros de presión se deben incrementar en 12kPa. Por tanto, la disipación de presión de poro se puede estimar en 29.4kPa; es decir, la reducción ha sido del 78%, aproximadamente.

El piezómetro TR-PZ-03 mide una disipación importante del exceso de presión después de la construcción. La disipación del exceso de presión de poro en los últimos meses, parece estabilizarse. Los piezómetros TR-PZ- 04 y 05 miden una disipación total de los excesos de presión después de la construcción. Estos piezómetros están muy cercanos a estratos drenantes (Fig. 4.1.4.29).

Todos los piezómetros fueron instalados antes de la construcción del TR, por lo que registran excesos de presiones de poro desde el inicio de la construcción. Por tanto, es posible identificar con cierta precisión las etapas constructivas del TR. En la Fig. 4.1.4.31 se observa que las fechas correspondientes al final de la construcción de la plataforma de tezontle, del tepetate y de los hombros del terraplén, no coinciden con los incrementos de presión registrados con las celdas.

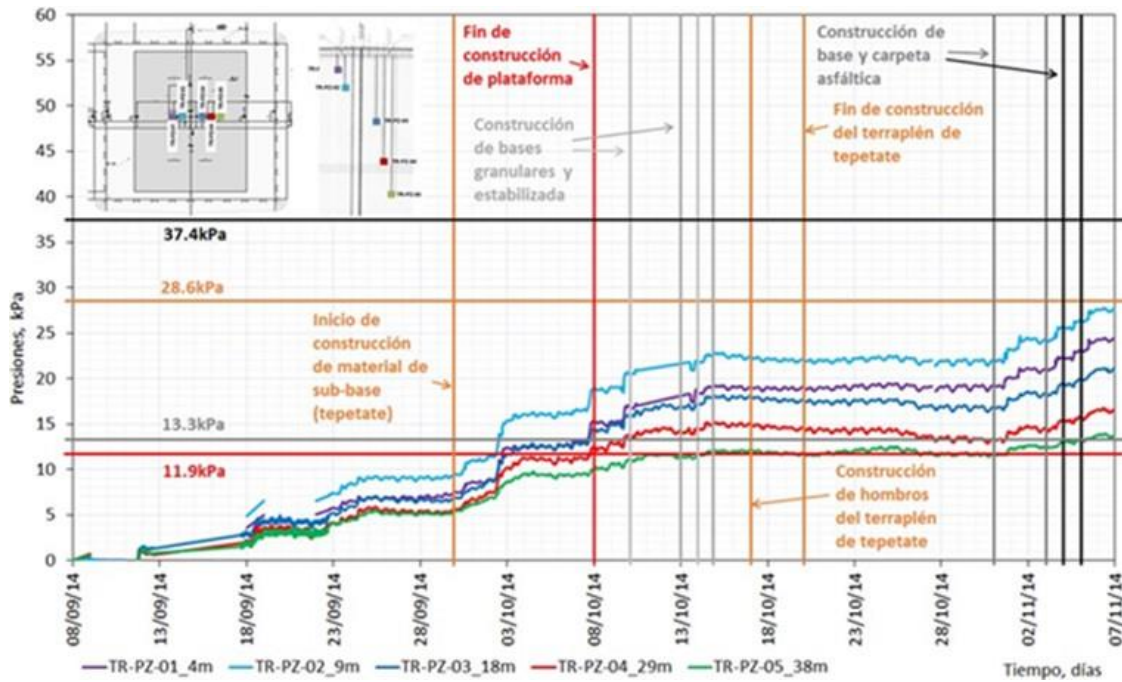


Fig. 4.1.4.31 Excesos de presión de poro durante la construcción del TR

En la Fig. 4.1.4.32 se señalan nuevos intervalos asociados a las etapas constructivas, los cuales fueron establecidos considerando los cambios de presiones registrados. En la tabla 4.1.4.13 se muestra un resumen de los intervalos asociados a las etapas constructivas, indicados en la Fig. 4.1.4.32.

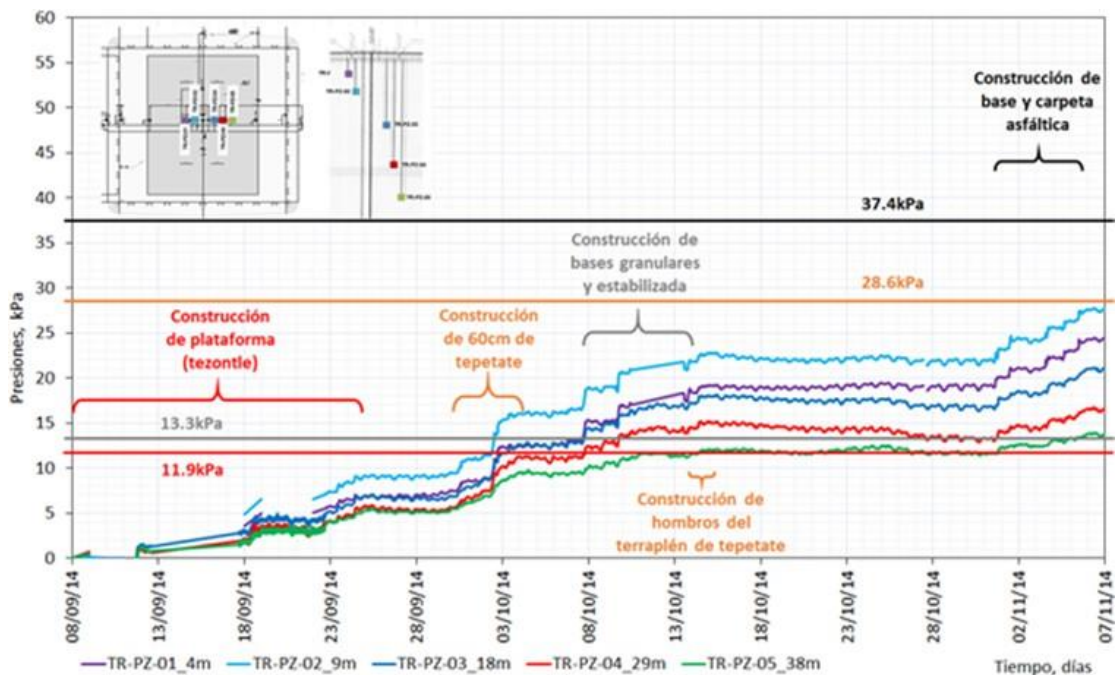


Fig. 4.1.4.32 Intervalos de tiempo asociados a las etapas constructivas del TR

Tabla 4.1.4.13 Etapas de análisis para el modelado numérico a partir de los registros con piezómetros

Etapas de análisis	Espesor cm	Fechas		Tiempo días
		de	a	
Tezontle	100	08/09/14	25/09/14	17
Consolidación	-	25/09/14	30/09/14	5
Tepetate	60	30/09/14	04/10/14	4
Consolidación	-	04/10/14	08/10/14	4
Bases granular y estabilizada	35	08/10/14	14/10/14	6
Hombros de tepetate	25	14/10/14	15/10/14	1
Consolidación	-	15/10/14	31/10/14	16
Base y carpeta asfálticas	25	31/10/14	06/11/14	6

4.1.4.2.2 Manguera horizontal transversal por debajo del tezontle

La Fig. 4.1.4.33 muestra un esquema de la manguera horizontal flexible que pasa por la base un terraplén en su sección transversal.

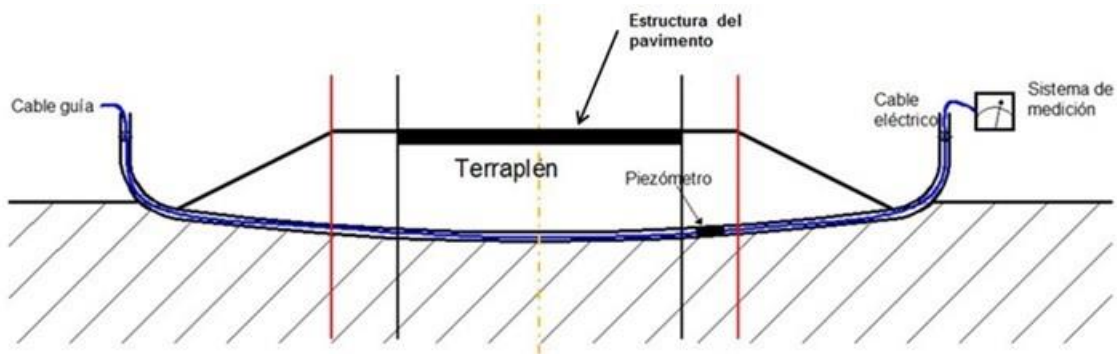


Fig. 4.1.4.33 Esquema de manguera transversal por debajo de un terraplén

La Fig. 4.1.4.34 muestra la evolución de los asentamientos del 4 de septiembre de 2014 al 15 de enero de 2018. Las líneas verticales representan lo siguiente:

- La línea amarilla punteada indica el eje transversal del terraplén
- Las líneas negras continuas indican la zona de pavimento
- Las líneas rojas continuas indican los hombros del terraplén

En esta figura se resalta el color de las distribuciones de desplazamientos correspondientes al final de la construcción del terraplén y a la última fecha de medición.

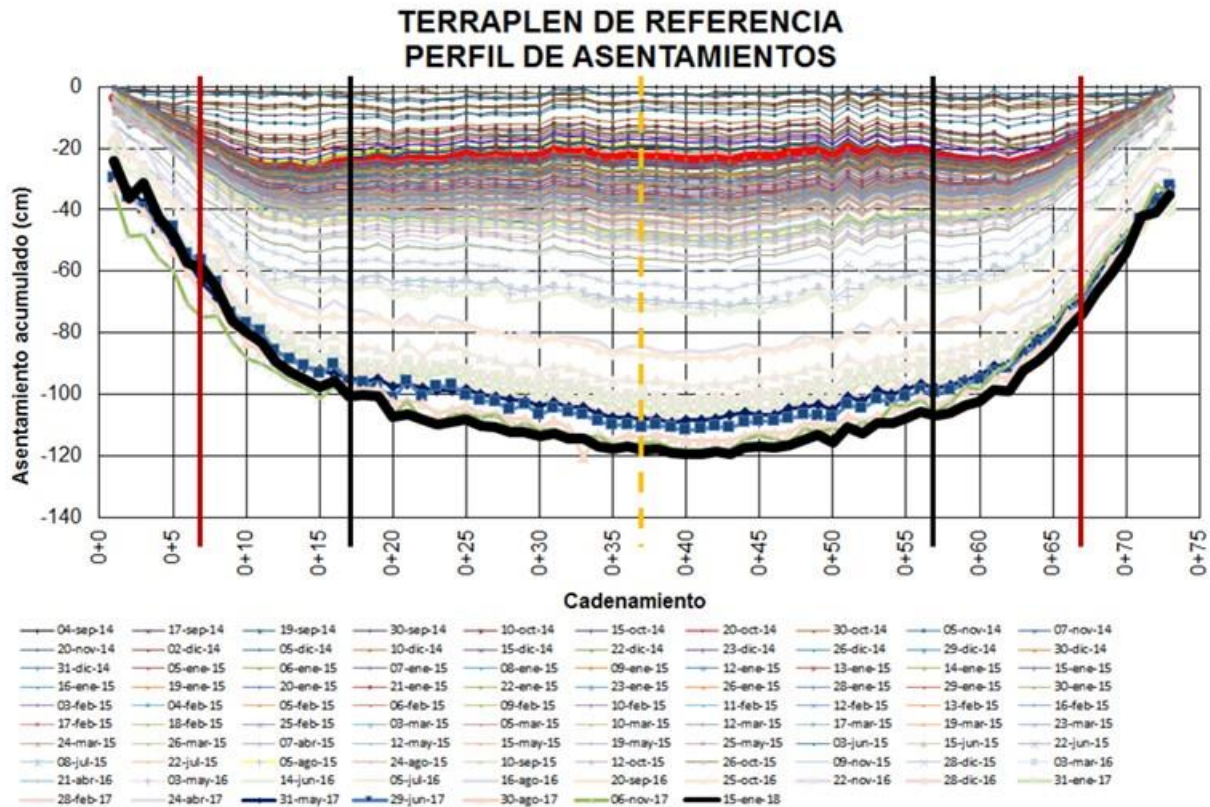


Fig. 4.1.4.34 Perfiles de asentamientos con el tiempo

Se observa lo siguiente:

- La curva de color rojo representa la distribución de asentamientos al final de la construcción del terraplén (6 de nov del 2014, tabla 4.1.4.13). Estos asentamientos son aproximadamente simétricos y siempre mayores en las zonas debajo de los hombros y menores en el centro del terraplén. Esto se debe a un desplazamiento lateral del material correspondiente a un estrato muy compresible ubicado inmediatamente debajo de la costra seca, el cual a su vez se desplanta sobre un material considerablemente más rígido
- Los asentamientos al final de la construcción del terraplén son aproximadamente de 23cm y 26cm, al centro del terraplén y en las zonas debajo de los hombros de los taludes, respectivamente.
- Después de más de 3 años de iniciada la construcción del TR, este presenta una distribución de asentamientos no simétrica (ligeramente mayor del lado este del terraplén (Fig. 4.1.4.34). El asentamiento máximo es de 120cm; es decir el 75%, aproximadamente del asentamiento total esperado (Fig. 4.1.4.8 y 4.1.4.11). Si se



considera el tiempo transcurrido (40 meses) el asentamiento registrado a la fecha es claramente mayor que el estimado para este tiempo tomando en cuenta la sumersión (Fig. 4.1.4.8). Lo anterior puede deberse a una subestimación del coeficiente de permeabilidad o de otros parámetros del el modelo o a una evolución de la posición del NAF.

- El asentamiento correspondiente al periodo de observación después de la construcción, que ha sido de 40 meses (por consolidación del exceso de presión de poro) es de 97cm, aproximadamente.

La Fig. 4.1.4.35 muestra la gráfica de asentamientos con el tiempo al centro del terraplén. Se observan cambios drásticos de pendiente en la tendencia de la curva a partir de los 10 y 20 meses del final de la construcción que podrían estar asociados a variaciones del nivel freático. Un nivel freático alto frenaría el asentamiento y un nivel freático bajo lo aceleraría. Desgraciadamente no se cuenta con los datos respecto a la evolución de este nivel ya que no se instalaron los tubos de observación solicitados por el II-UNAM. Es muy recomendable verificar la posición actual del NAF y seguir su evolución en el futuro.

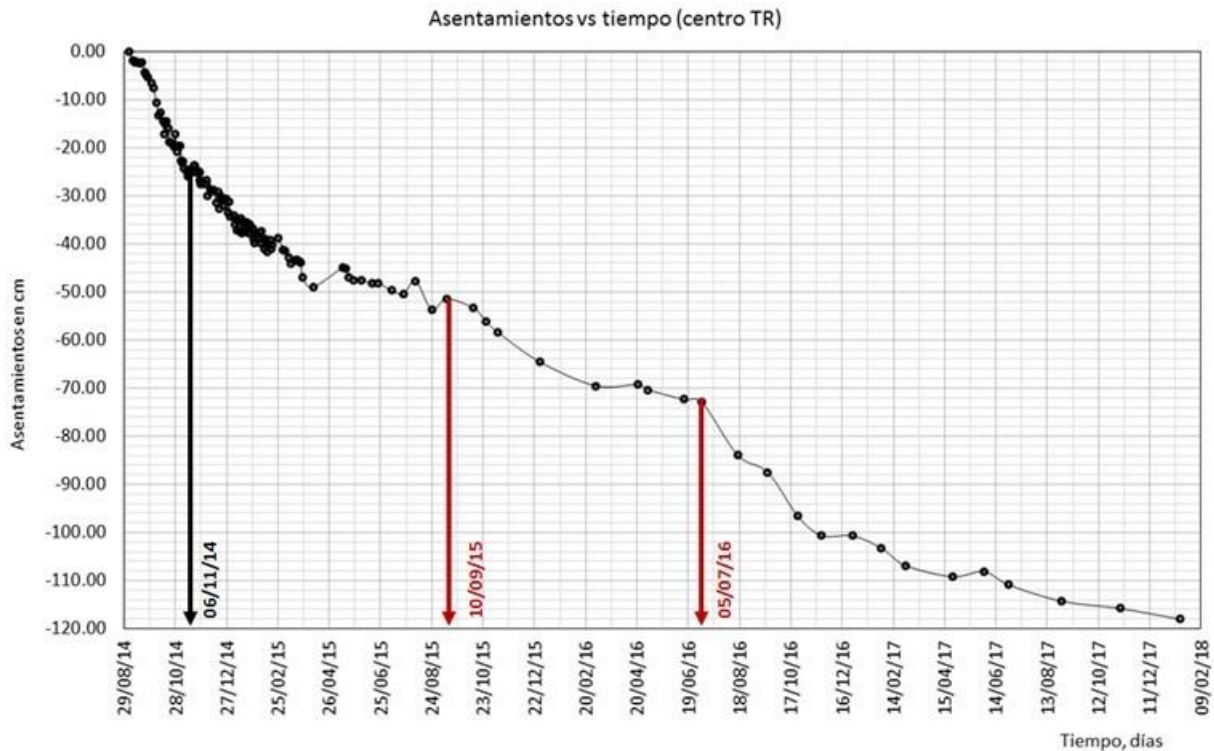


Fig. 4.1.4.35 Asentamientos con el tiempo al centro del TR



4.1.5 Sección compensada

En este inciso se presenta una actualización a febrero de 2018 de los análisis e interpretaciones del monitoreo del tramo de prueba de sección compensada que fue construido entre el 29 de septiembre y 1 de diciembre de 2014.

La información relacionada con la ubicación, exploración de campo ejecutada y definición del modelo geotécnico del sitio, el proceso constructivo y actividades relacionadas con el acompañamiento del II-UNAM al GACM durante la construcción del tramo de prueba, se describe a detalle en el inciso 4.G.2 del Informe final del proyecto “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” (II-UNAM, 2016).

4.1.5.1 Instrumentación de campo

Con el fin de monitorear el comportamiento de la sección compensada durante y después de la construcción del tramo de prueba se instalaron instrumentos en diferentes zonas (ver Figs. 4.1.5.1 a 4.1.5.3) y profundidades, cuyas características se describen a continuación:

- 9 bancos de nivel (TC-BBT) instalados a las elevaciones que se indican en la Tabla 4.1.5.1.

Tabla 4.1.5.1. Profundidad de instalación de bancos de nivel

Banco	Elevación msnm
TC-BBT-01	2227.32
TC-BBT-02	2225.66
TC-BBT-03	2225.84
TC-BBT-04	2225.94
TC-BBT-05	2225.99
TC-BBT-06	2225.97
TC-BBT-07	2225.83
TC-BBT-08	2225.39

- 371 referencias superficiales espaciadas cada 5 m instaladas sobre el pavimento.

- 1 estación piezométrica (EPZ-2) compuesta por tres piezómetros abiertos tipo Casagrande ubicados a 4, 9 y 18 metros de profundidad con respecto a la superficie del terreno natural
- 5 celdas de presión (TC-CP) instaladas a las elevaciones que se indican en la (Tabla 4.1.5.3).

Tabla 4.1.5.2. Profundidad de instalación celdas de presión

Celda de presión	Ubicación	Elevación msnm
TC-CP-01	Entre la interfaz suelo-tezontle.	2226.03
TC-CP-02	Entre la interfaz suelo-tezontle.	2226.28
TC-CP-03	Entre la interfaz tezontle-base hidráulica.	2225.63
TC-CP-04	Entre la interfaz suelo-tezontle	
TC-CP-05	Entre la interfaz tezontle-base hidráulica.	2226.94

- 2 inclinómetros (TC-IN) con longitud de 30 metros
- 1 extensómetro magnético (TC-EM-01) ubicado a 44.50 m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.

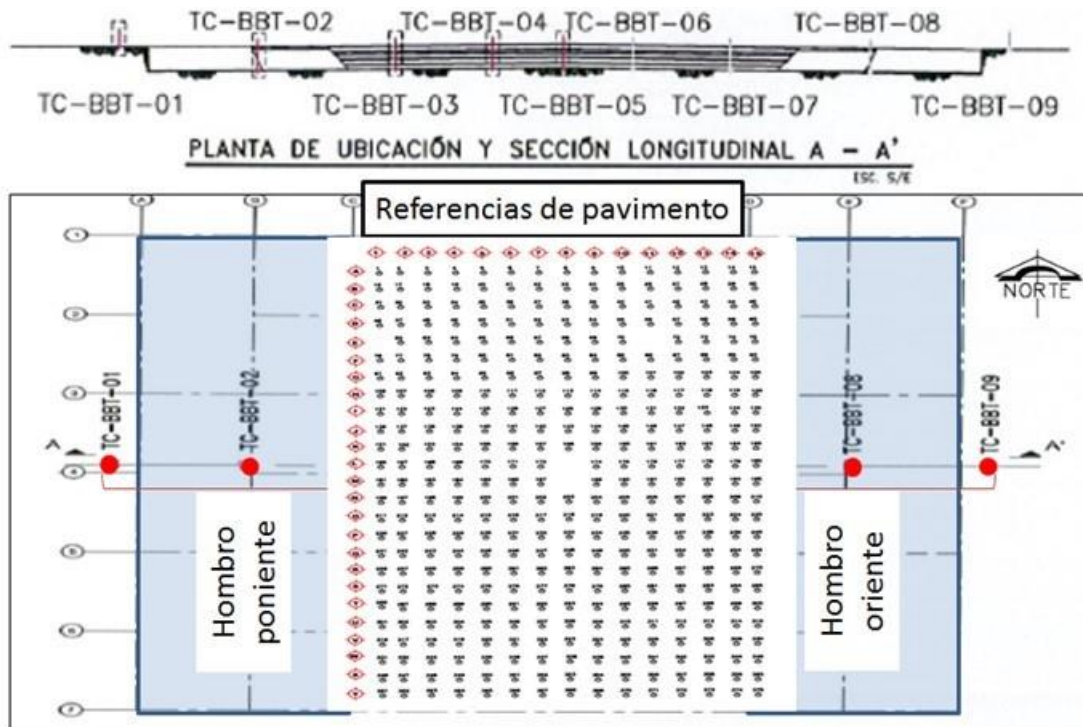


Fig. 4.1.5.1 Ubicación de bancos de nivel y referencias superficiales.

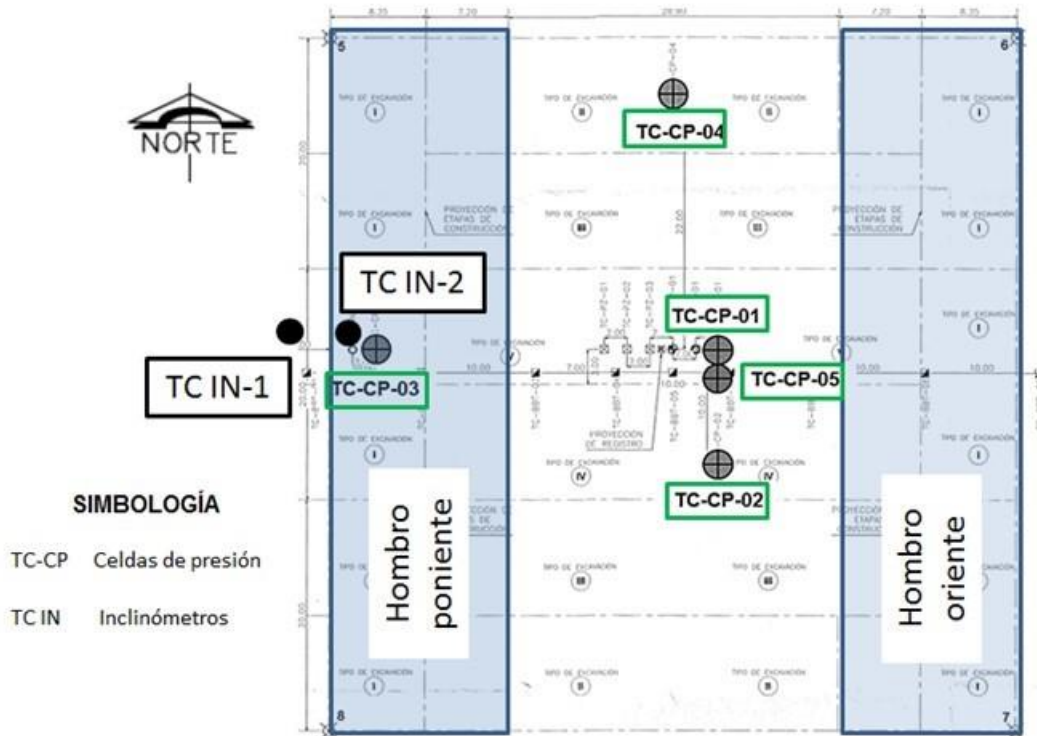


Fig. 4.1.5.2 Ubicación de las celdas de presión e inclinómetros.

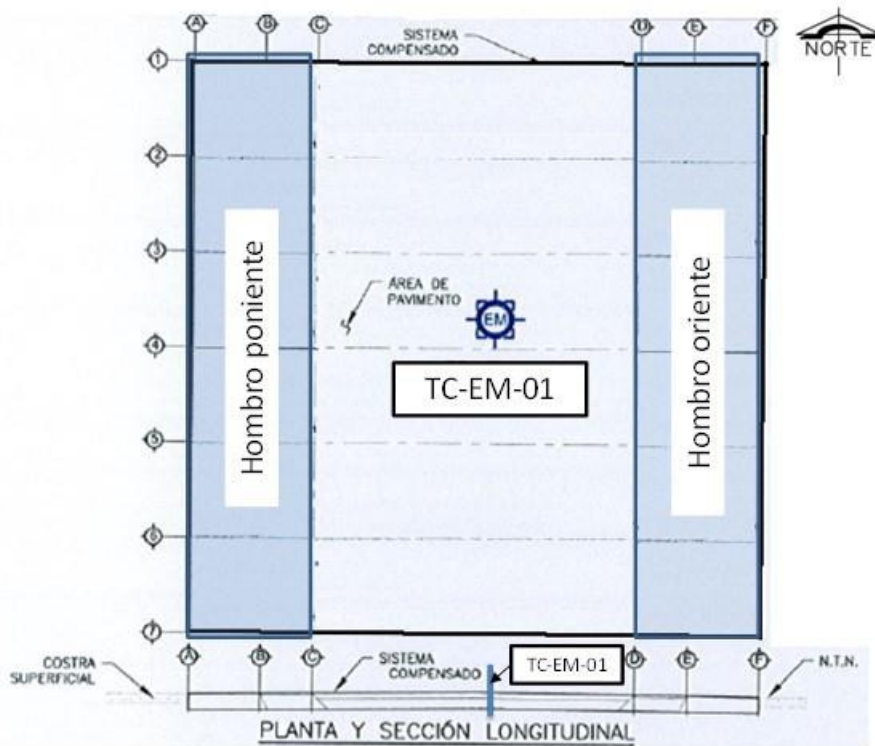


Fig. 4.1.5.3 Ubicación del extensómetro magnético.



Debe mencionarse que, dadas las particularidades del proceso constructivo que debió seguirse para la construcción de la sección compensada, no se instaló la manguera para la medición de asentamientos a diferencia de los demás tramos de prueba.

A continuación, se presentan los resultados de las mediciones de los instrumentos instalados en el sitio donde se construyó el tramo de prueba de sección compensada que han sido realizadas en el periodo comprendido entre septiembre de 2014 y febrero de 2018.

Bancos de nivel bajo el terraplén

En la Fig. 4.1.5.4 se presentan las lecturas de los bancos de nivel colocados en campo libre, hombros y estructura del pavimento. Las lecturas mostradas corresponden a la lectura inicial de los bancos de nivel el 29 de octubre de 2014, al término de la construcción de la sección compensada el 1 de diciembre de 2014, y a lecturas intermedias hasta el 30 de diciembre de 2015. Posterior a dicha fecha, se identificaron inconsistencias en las lecturas que dificultan su interpretación las cuales pudieran obedecer a problemas la instalación de estos instrumentos.

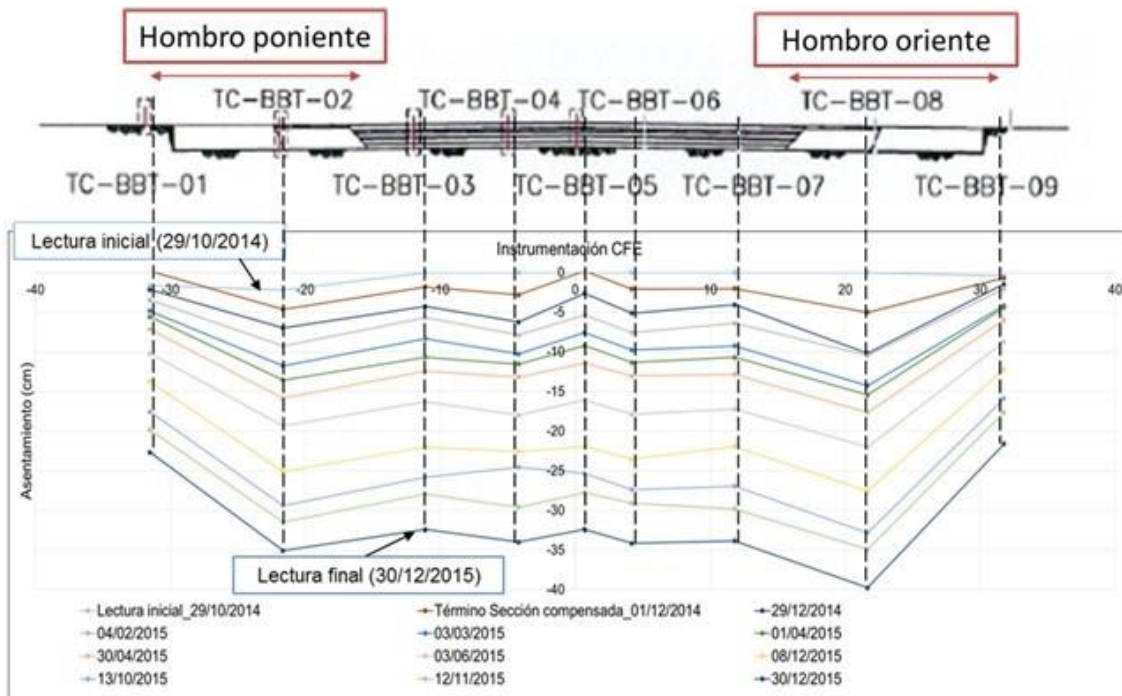


Fig. 4.1.5.4. Bancos de nivel bajo el terraplén.

Extensómetros

No se reportan los registros del extensómetro TC-EM-01 debido a que al parecer por problemas de instalación sus lecturas indican un comportamiento anómalo.

Referencias superficiales

En la Fig. 4.1.5.5 se muestra el perfil transversal de la sección compensada a lo largo del Eje N al término de la construcción (1 de diciembre de 2014), obtenido a partir de nivelaciones topográficas de las referencias superficiales colocadas sobre el pavimento el 23 de diciembre de 2014. También se muestran los perfiles sobre la misma sección a los 232 días (julio 21 de 2015), a los 394 días (diciembre 30 de 2015), a los 594 días (julio 17 de 2016), a los 700 días (octubre 31 de 2016), 855 días (abril 04 de 2017), a los 1001 días (28 de agosto de 2017), a los 1094 días (29 de noviembre de 2017) y a los 1172 días (15 de febrero de 2018) de haber culminado el proceso constructivo.

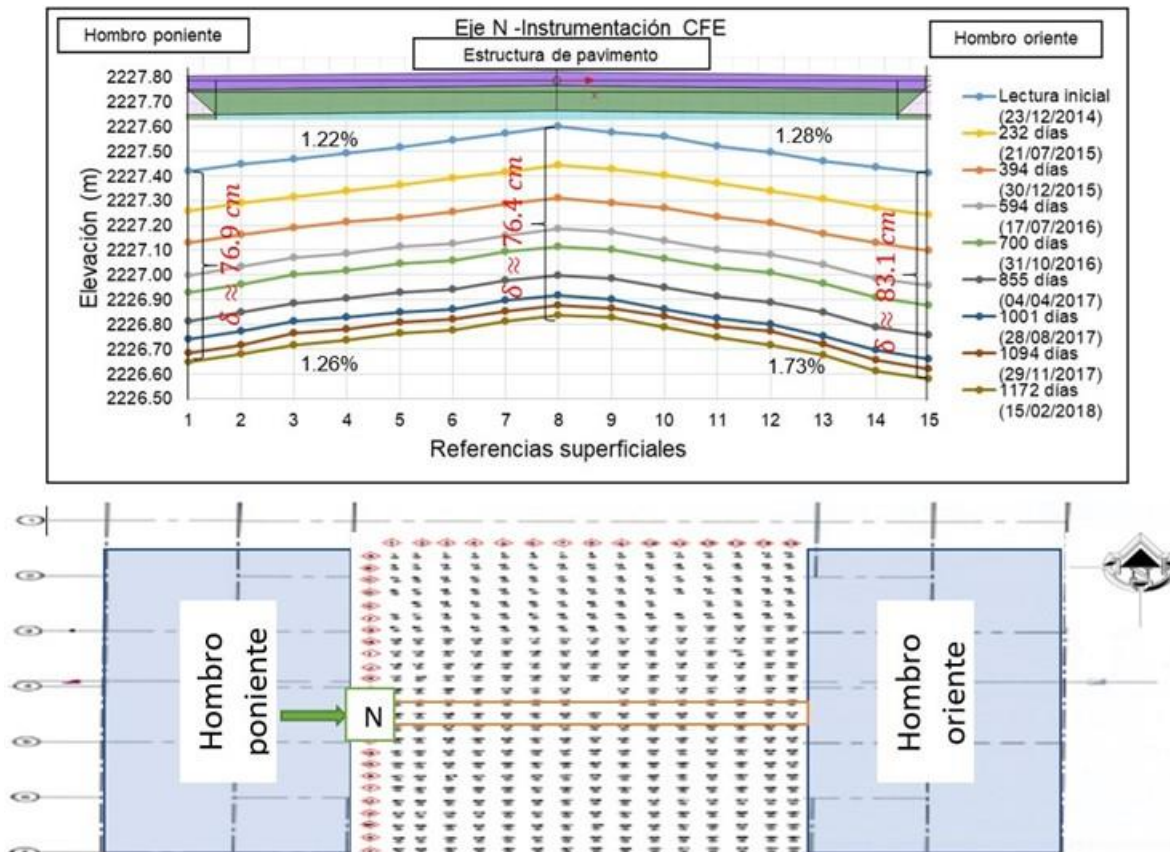


Fig. 4.1.5.5 Referencias superficiales en el eje N.



Cabe mencionar que de acuerdo a las lecturas de las referencias superficiales, las pendientes transversales iniciales de los cuerpos poniente y oriente de la sección compensada son aproximadamente iguales a las especificadas. Por otra parte, las mediciones sobre el pavimento muestran que a la fecha, la pendiente del hombro oriente aumentó en un 0.45% con respecto a la pendiente inicial durante los siguientes 1172 días de finalizada la construcción, mientras que la del hombro poniente aumentó en un 0.03%.

En las Figs. 4.1.5.6 a 4.1.5.9 se presentan las líneas de isohundimientos relativos calculados con respecto a las lecturas de elevación inicial en el eje central N-S de la sección. Estas figuras sugieren que los hundimientos transversales (Este-Oeste) de la sección compensada, en términos generales, fueron casi simétricos con respecto al centro de la sección hasta 1094 días del término del procedimiento constructivo. En adelante, estos hundimientos han sido mayores en la zona cercana a la esquina sur-oriente del tramo de prueba tal como se muestra en la Fig. 4.1.5.9.

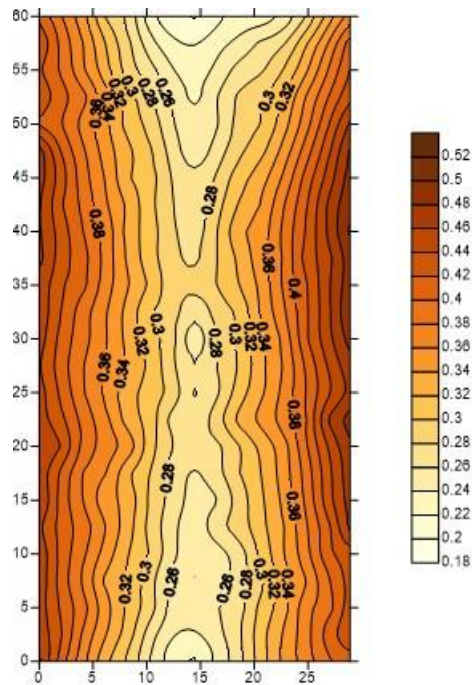


Fig. 4.1.5.6 Mapa de isohundimientos relativos al 30 de diciembre de 2015 (394 días del término del proceso constructivo).

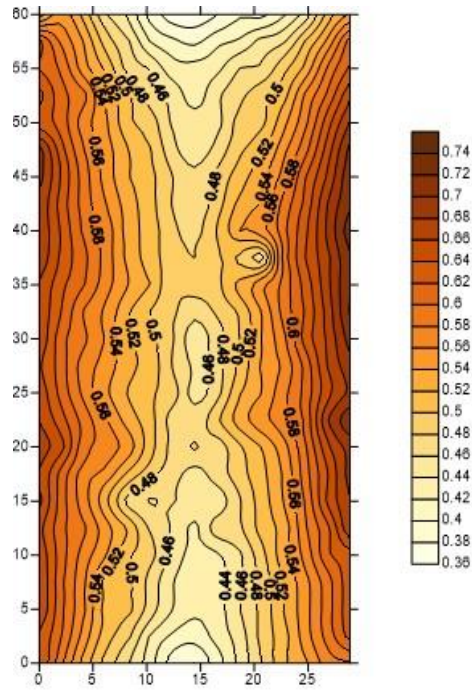


Fig. 4.1.5.7 Mapa de isohundimientos relativos al 31 de octubre de 2016 (700 días del término del proceso constructivo).

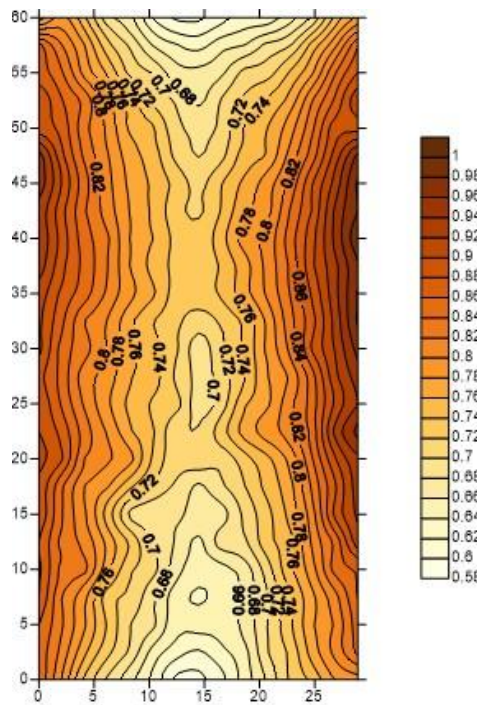


Fig. 4.1.5.8 Mapa de isohundimientos relativos al 29 de noviembre de 2017 (1094 días del término del proceso constructivo).

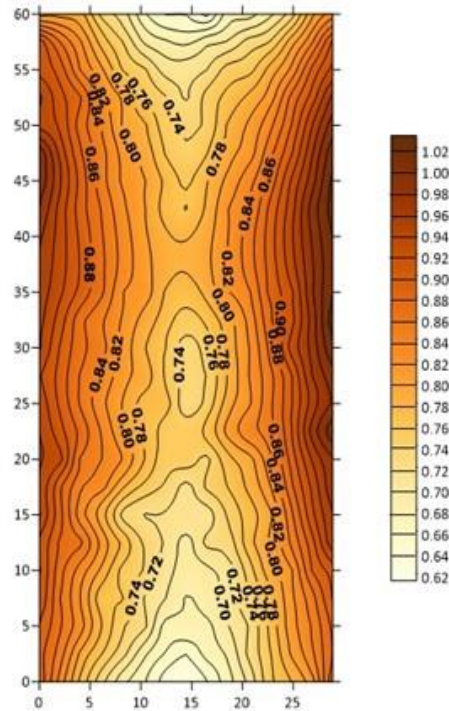


Fig. 4.1.5.9. Mapa de isohundimientos relativos al 15 de febrero de 2018 (1172 días del término del proceso constructivo).

Inclinómetros

En la Fig. 4.1.5.10 y 4.1.5.11 se presentan los registros de los inclinómetros TC-IN-1 y TC-IN-2 que corresponden al periodo del 9 de septiembre de 2014 al 15 de febrero de 2018. Los registros muestran que los movimientos horizontales medidos en la zona del hombro poniente (TC-IN-2) son mínimos y sólo se presentan a profundidades someras como consecuencia del proceso constructivo de la sección. Además, no se observan desplazamientos debidos a procesos de cambios volumétricos, lo cual es congruente con el principio de sustitución de masa debido a la compensación parcial entre el material retirado y el colocado, lo cual no debe de inducir por sí mismo efectos deformacionales significativos.

Por otra parte, los movimientos horizontales en la zona aledaña al hombro poniente (TC - IN-1) también son mínimos, y se presentan a consecuencia del proceso constructivo y a la fecha de elaboración de este informe presentan una tendencia incremental.



Sin embargo, es necesario considerar que los registros del 14 de junio y del 19 de julio de 2016 de los dos inclinómetros presentan deformaciones horizontales significativamente mayores con respecto a los registros previos. Lo anterior, podría asociarse a las pruebas de placa que se llevaron a cabo en la zona de celdas de presión TC-CP-01 y TC-CP-04 entre el 26 de mayo y el 16 de junio de 2016, en las que se aplicaron hasta 38 toneladas de carga. Dichas pruebas pudieron haber influido en el comportamiento del terraplén generando deformaciones permanentes adicionales.

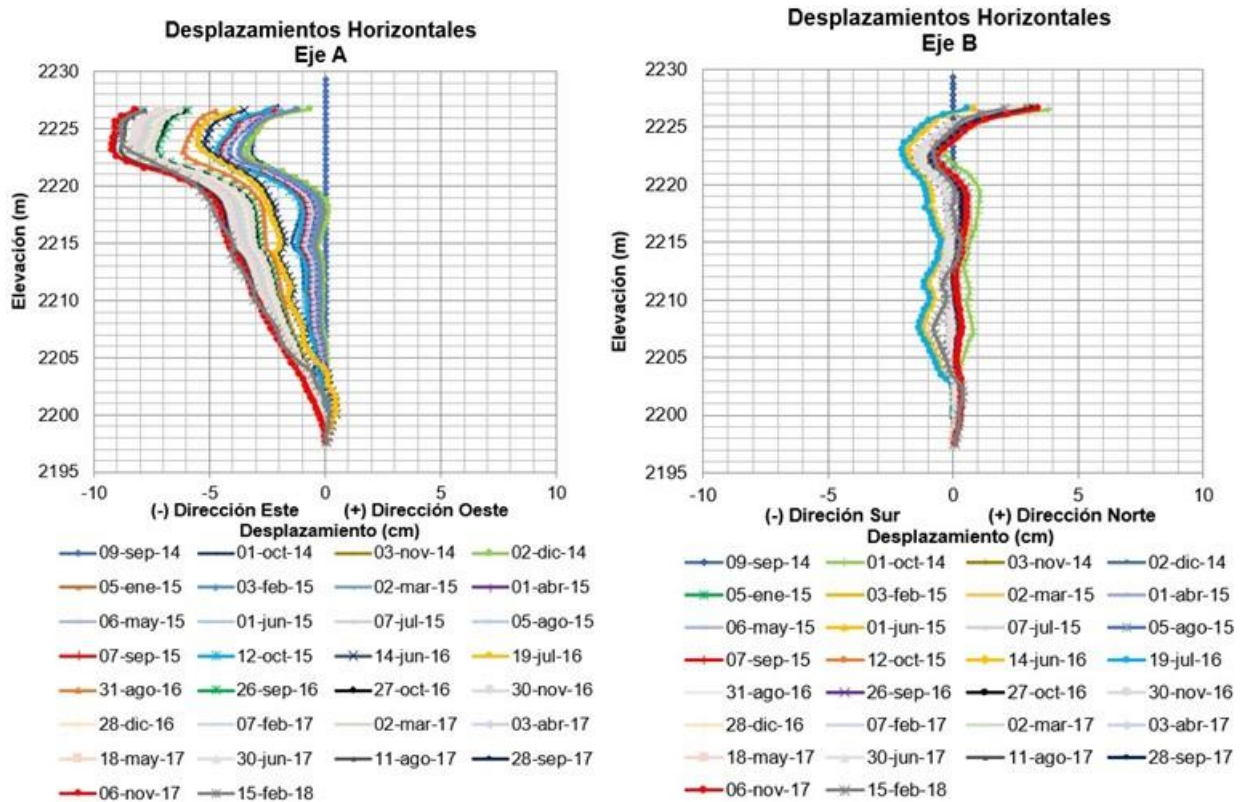


Fig. 4.1.5.10 Inclinómetro TC-IN-01.

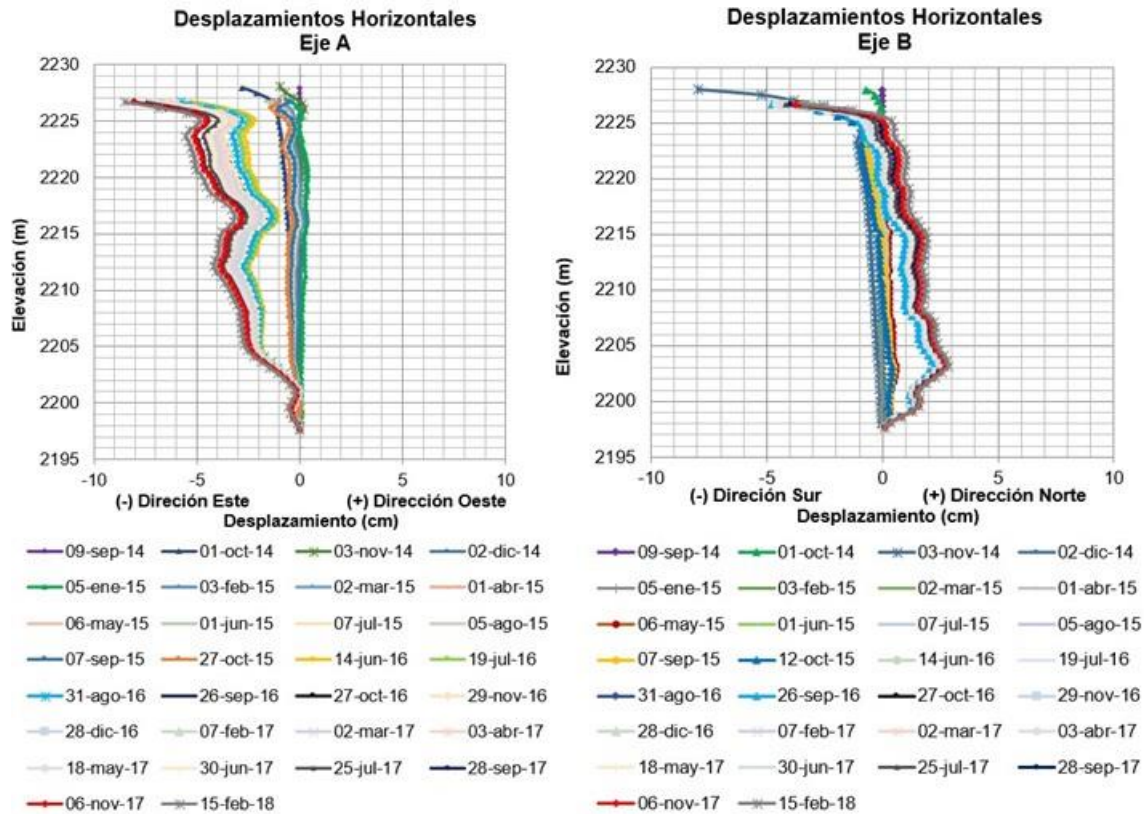


Fig. 4.1.5.11 Inclínómetro TC-IN-02.

Piezómetros

En las Fig. 4.1.5.12 y 4.1.5.13 se presentan los registros de los 3 piezómetros instalados en la sección compensada. En la Fig. 4.14.2.12 se muestran los registros de los piezómetros tomando en cuenta la profundidad de instalación, cabe mencionar que la cota de estos instrumentos ha sido modificada debido al hundimiento del suelo, no obstante no se cuenta con información a detalle que permita actualizar la posición de los instrumentos. En dichas figuras se observa que durante la construcción se generó un exceso en la presión de poro como consecuencia de la colocación de la estructura del pavimento. Posteriormente, este exceso de presión inició un proceso de disipación que se estima se disipo casi en su totalidad alrededor de los 250 días desde el inicio del proceso de construcción, tal como se aprecia en la Fig. 4.1.5.13.

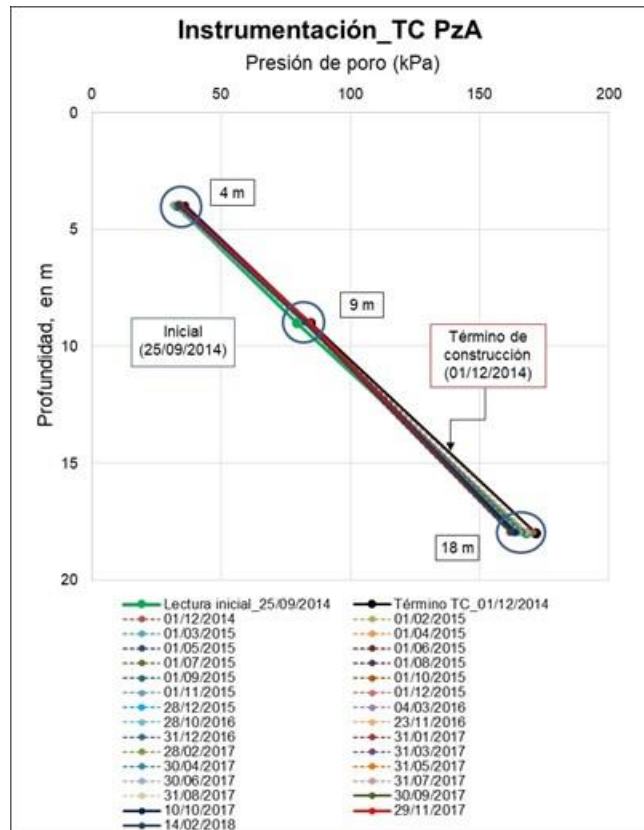


Fig. 4.1.5.12. Piezómetros.

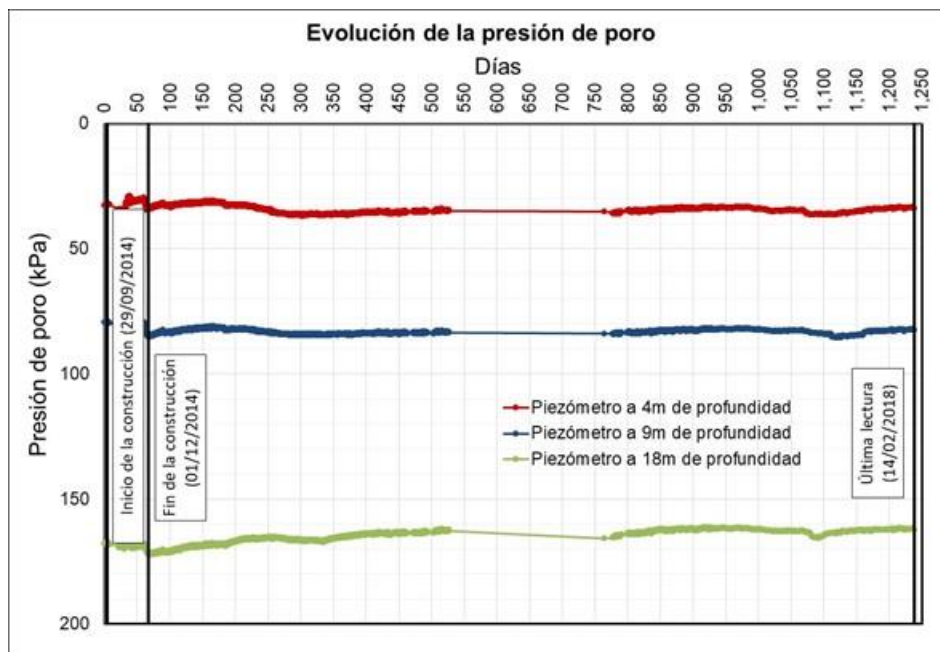


Fig. 4.1.5.13. Evolución de la presión de poro en la EPZ-2.



Celdas de presión

En la Fig. 4.1.5.14 se presentan los registros de las cinco celdas de presión ubicadas a diferentes profundidades y zonas de la sección compensada. Los registros son congruentes con el proceso constructivo y con las cargas impuestas por la estructura. No obstante, los instrumentos TC-CP 03 y 04 presentan un incremento gradual de presión posterior al término de la construcción y hasta el mes de abril de 2016, lo cual podría deberse a un proceso de acomodado de estos, ya que en todos los casos están apoyados sobre tezontle, lo cual puede crear problemas iniciales de ligeros desplazamientos relativos en la base del instrumento o reacomodo de las partículas de tezontle. Por otra se puede observar que no se reportan lecturas entre abril y agosto de 2016 debido a que durante dicho periodo los instrumentos de lectura se encontraban en mantenimiento. En adelante los registros presentan un comportamiento casi constante con pequeñas variaciones que pueden atribuirse a las fluctuaciones estacionales del nivel freático.

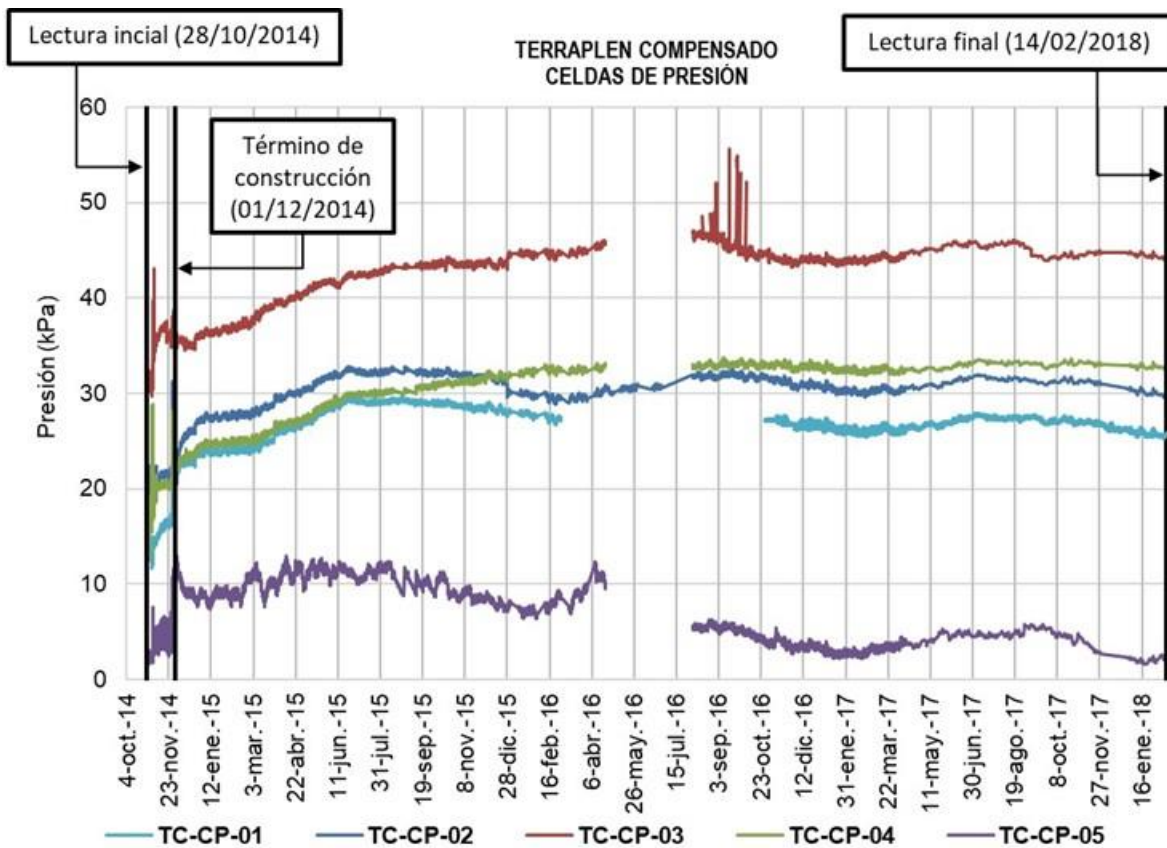


Fig. 4.1.5.14 Celdas de presión.



4.1.5.2 Modelación numérica

Se llevaron a cabo análisis comparativos y predictivos del comportamiento del tramo de prueba mediante modelado numérico bidimensional utilizando el programa PLAXIS 2D v2011. Para tal efecto, se construyó un modelo de elementos finitos de deformación plana de 10037 elementos y 80863 nodos (Fig. 4.1.5.15). Este comprende la estratigrafía y estructura del pavimento esquematizadas en la Fig. 4.1.5.16 cuyas características y propiedades se presentan en el inciso 4.G.2 del Informe final del proyecto “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” (II-UNAM, 2016). Se adoptaron los modelos de comportamiento Soft Soil Creep (SSC) y Mohr Coulomb (MC) para los suelos compresibles y no compresibles, respectivamente. Asimismo, el comportamiento de las capas de pavimento se consideró de tipo elástico lineal.

Debido a las razones expuestas en párrafos anteriores, en los análisis comparativos no fueron incluidas las lecturas de los bancos de nivel, es por ello que el análisis de asentamientos de la sección compensada se realizó únicamente con base en los registros de las referencias superficiales.

La secuencia constructiva utilizada en el análisis numérico del comportamiento de la sección compensada corresponde a la definida por II-UNAM (2016). Así mismo, la condición piezométrica inicial utilizada en el análisis corresponde a la registrada el 25 de septiembre de 2014 (ver Fig. 4.1.5.17). No obstante, debido a la ausencia de información piezométrica para profundidades superiores a los 18 m, se decidió extrapolar el comportamiento piezométrico a mayores profundidades, con base en los registros de la estación piezométrica de la zona de referencia ubicada por fuera del área de los tramos de prueba.

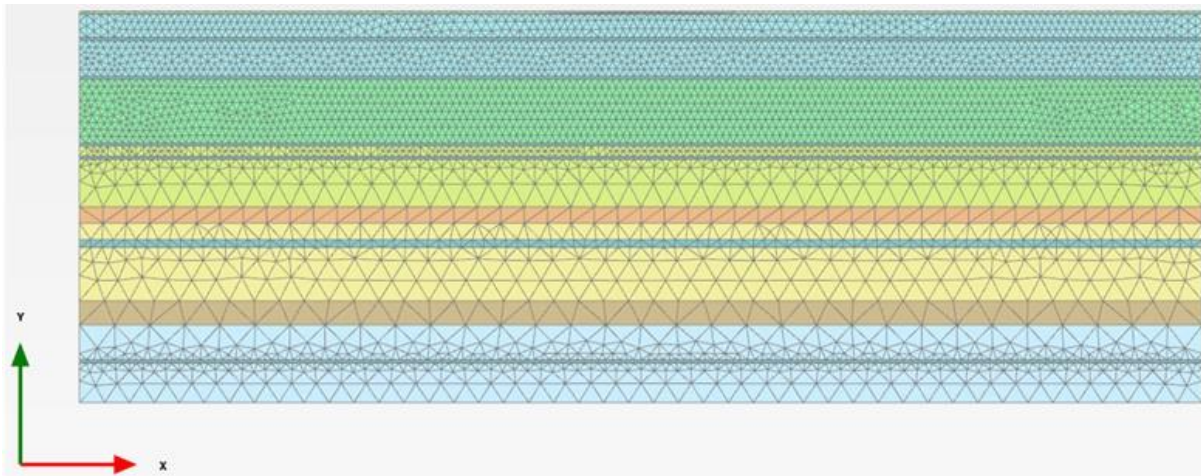


Fig. 4.1.5.15. Malla de elementos finitos en Plaxis 2D.

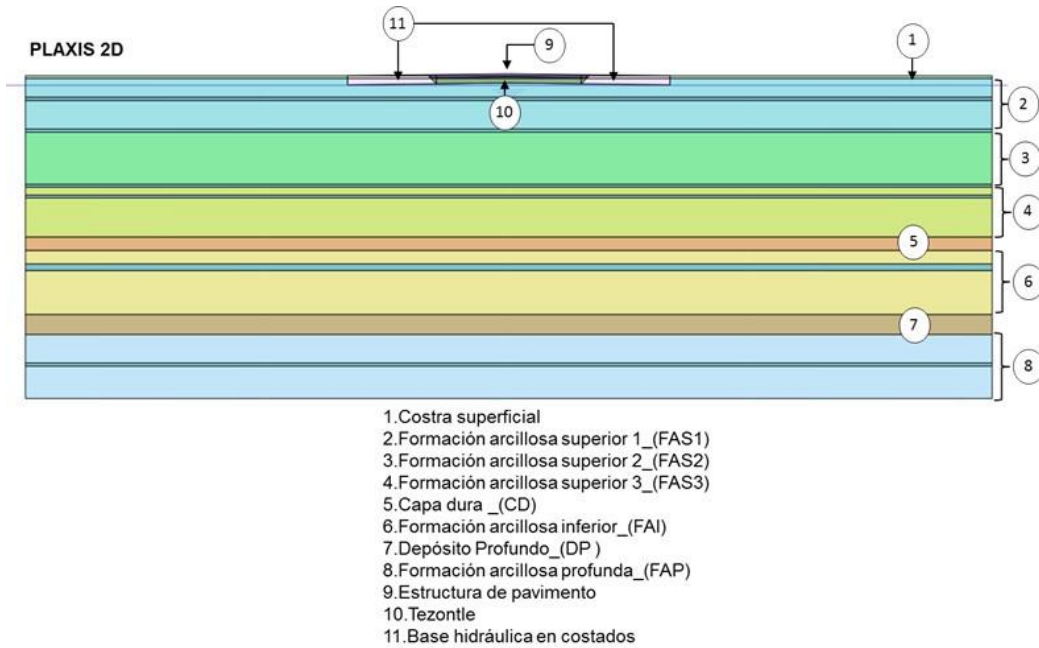


Fig. 4.1.5.16. Estratigrafía del sitio y estructura del pavimento.

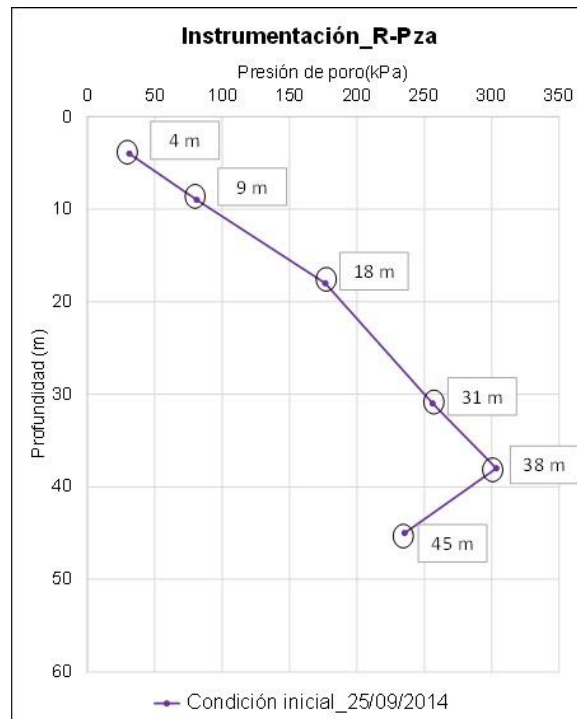


Fig. 4.1.5.17 Condición piezométrica al inicio de la modelación numérica.

A continuación se presentan los resultados de la modelación numérica de la sección compensada, los cuales incluyen la evolución en el tiempo de los asentamientos y la presión de poro debidos al incremento de esfuerzos efectivos en la masa del suelo.



Evolución de asentamientos a febrero de 2018

Con el fin de asegurar que las modelaciones numéricas de la sección compensada simulan de manera adecuada el comportamiento esfuerzo-deformación, se comparan los resultados de presiones y asentamientos calculados mediante la modelación con los registros piezométricos y las lecturas de referencias superficiales obtenidos a partir de diciembre de 2014, al término de la construcción, y hasta el mes de febrero de 2018, lo cual corresponde a un intervalo de 1171 días.

En la Fig. 4.1.5.18 se presenta los resultados de la evolución de la presión de poro a 4, 9 y 18 m, obtenidos con el programa PLAXIS 2D así como los registros de 3 piezómetros ubicados en el sitio a las mismas profundidades (hasta el 14 de febrero de 2018). En la figura se observa una buena similitud entre los resultados de las mediciones de campo y los obtenidos a través de la modelación numérica para las profundidades de 4 y 9 m. Sin embargo, se puede observar que la presión de poro a los 18 m en el modelo numérico es ligeramente mayor que la registrada por el piezómetro abierto a esta profundidad. Lo anterior, se puede atribuir a la posibilidad de existencia de grietas y a posibles imprecisiones en la caracterización de las arcillas a estas profundidades.

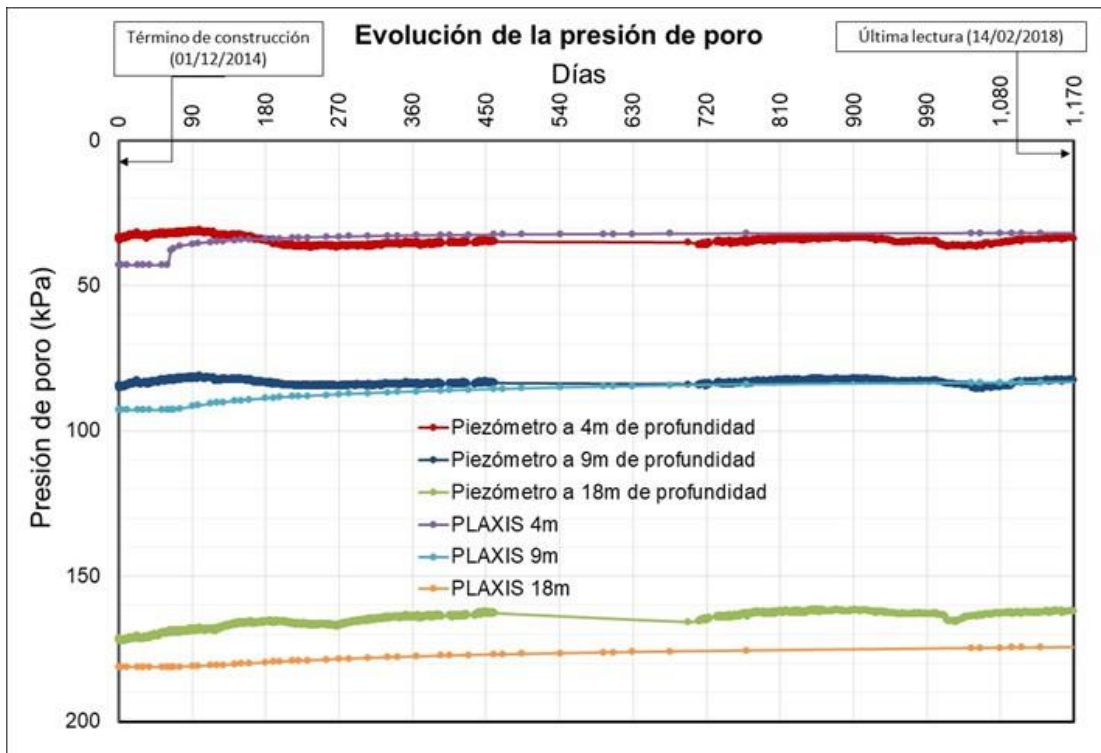


Fig. 4.1.5.18. Evolución de la presión de poro a los 1171 días desde el fin de la construcción.

En la Fig. 4.1.5.19 se presenta la evolución de los asentamientos por consolidación debidos a las sobrecargas superficiales impuestas por la construcción, para los primeros

1172 días después de terminada la construcción. Adicionalmente en las Figs. 4.1.5.20 a 4.1.5.36, se presenta la evolución en el tiempo de los perfiles transversales de la estructura compensada. En todos los casos los asentamientos presentados son referidos a la posición del centro de la sección (Punto E) al término de la construcción.

Es importante mencionar que para comparar los valores de asentamientos registrados en campo con los obtenidos con el PLAXIS 2D, los primeros fueron corregidos a fin de tomar en cuenta el hundimiento regional, el cual de acuerdo a los registros actualizados punto K-12 instalado cerca al tramo y monitoreado por el II-UNAM, presenta una velocidad promedio de 11 cm por año.

Tal como se observa en las Figs. 4.1.5.20 a 4.1.5.36, las modelaciones numéricas presentan diferencias en los resultados de asentamientos con respecto a los registrados en campo del orden de 0.14 m y 0.19 m (centro y hombros) a los 1172 días (3 años), las cuales pueden ser atribuibles a posibles imprecisiones en los valores de la permeabilidad y los parámetros de consolidación secundaria de las series arcillosas, la posibilidad de existencia de grietas y por las suposiciones formuladas para las condiciones piezométricas iniciales para profundidades mayores a los 18 metros. Basados en lo anterior, se considera que el modelo numérico describe de manera aceptable el comportamiento de la sección compensada.

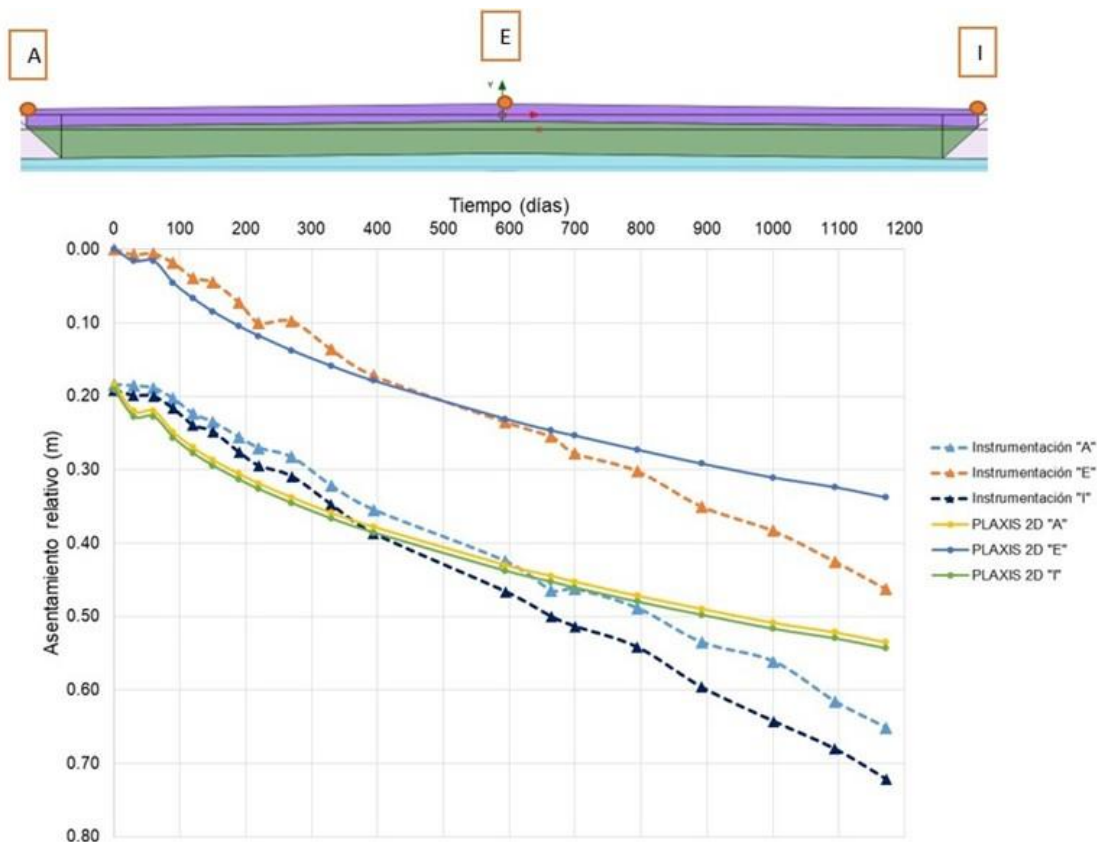


Fig. 4.1.5.19. Evolución de la consolidación en los primeros 1172 días.

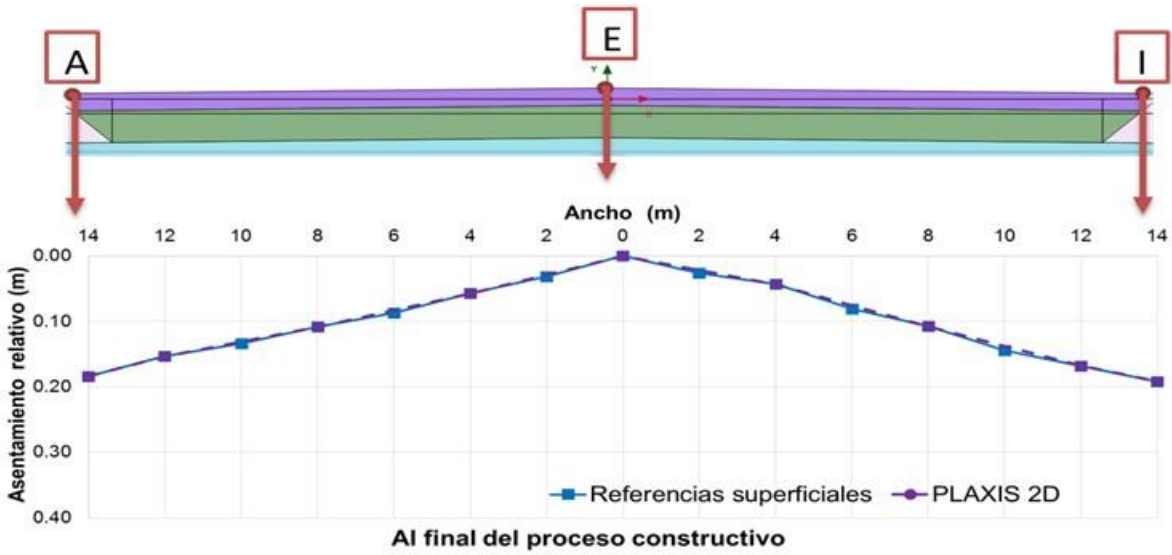


Fig. 4.1.5.20. Sección transversal de la sección al final de la construcción.

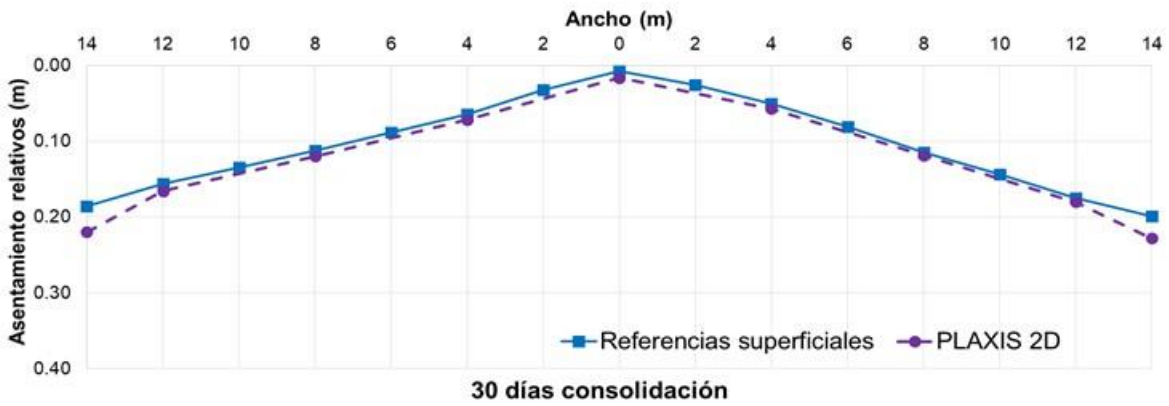


Fig. 4.1.5.21. Sección transversal a los 30 días del final del proceso constructivo.

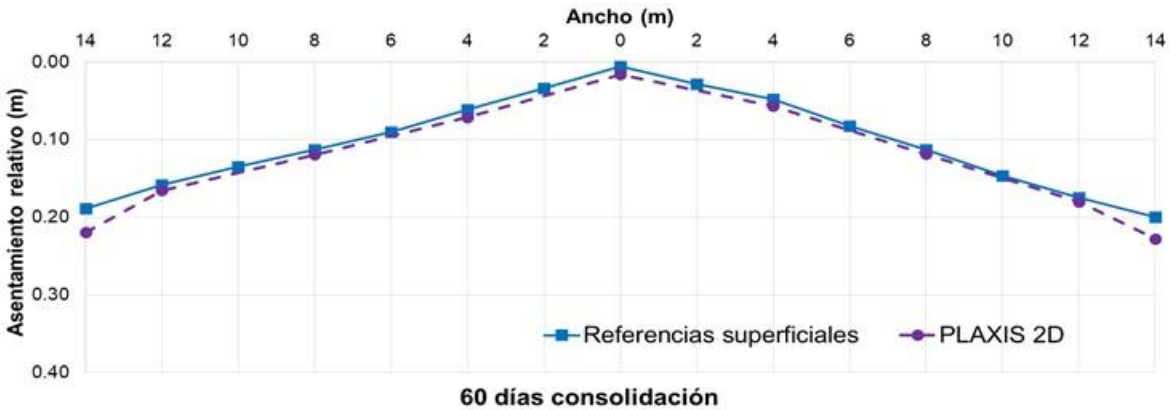


Fig. 4.1.5.22. Sección transversal a los 60 días del final del proceso constructivo.

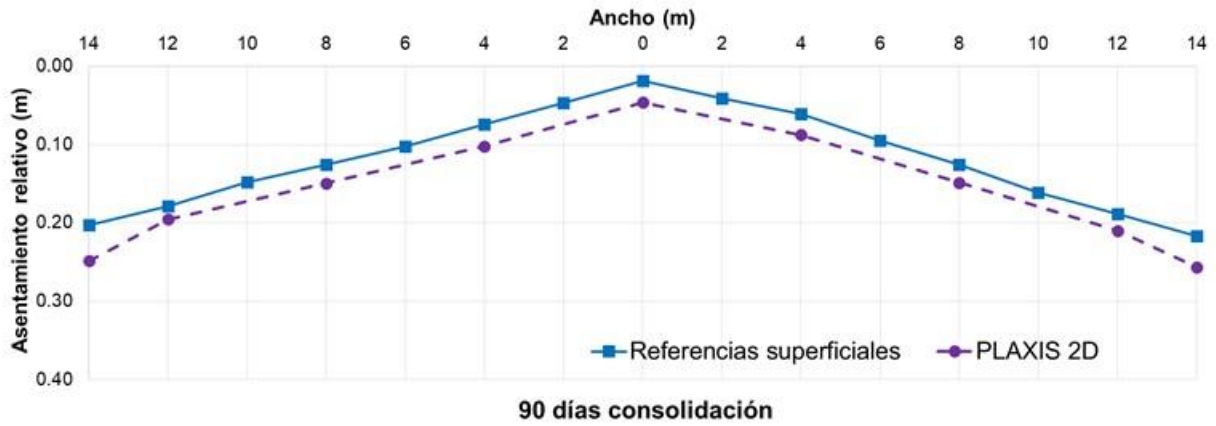


Fig. 4.1.5.23. Sección transversal a los 90 días del final del proceso constructivo.

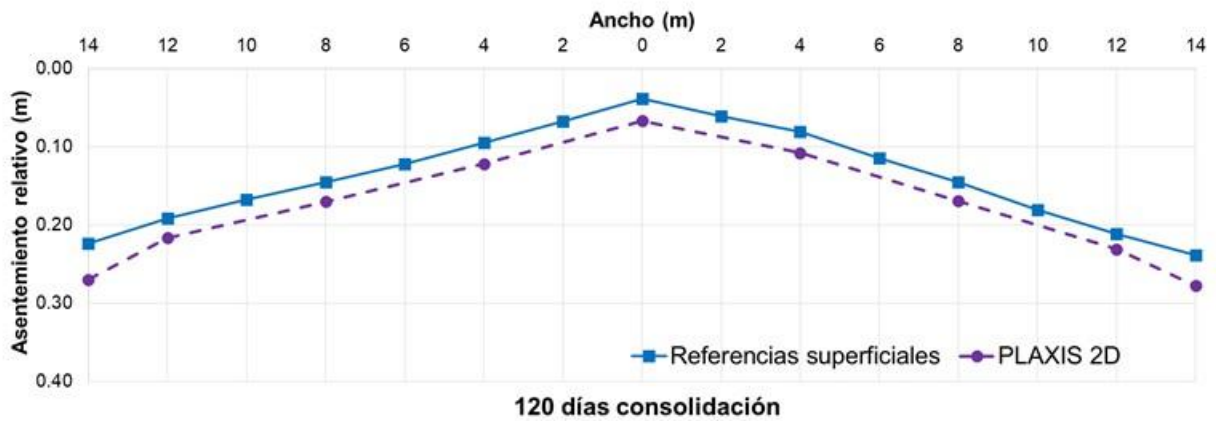


Fig. 4.1.5.41. Sección transversal a los 120 días del final del proceso constructivo.

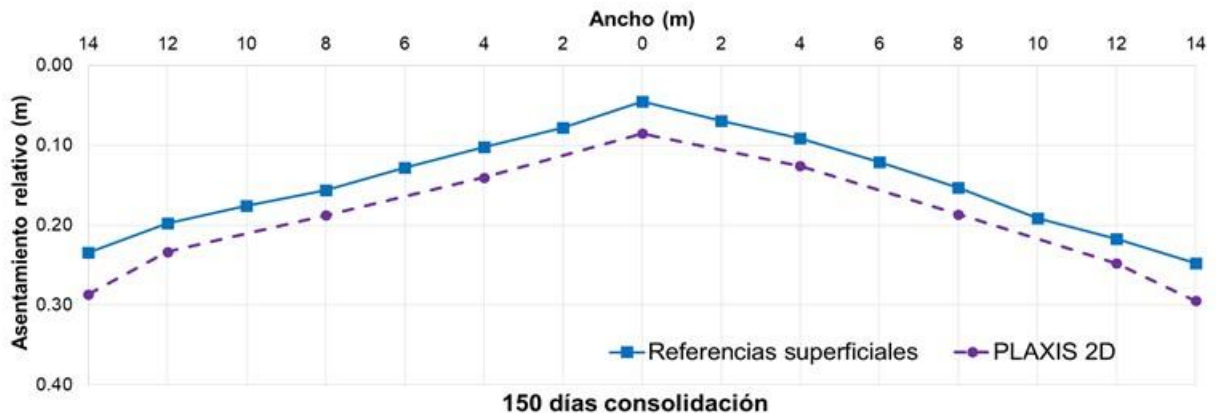


Fig. 4.1.5.24. Sección transversal a los 150 días del final del proceso constructivo.

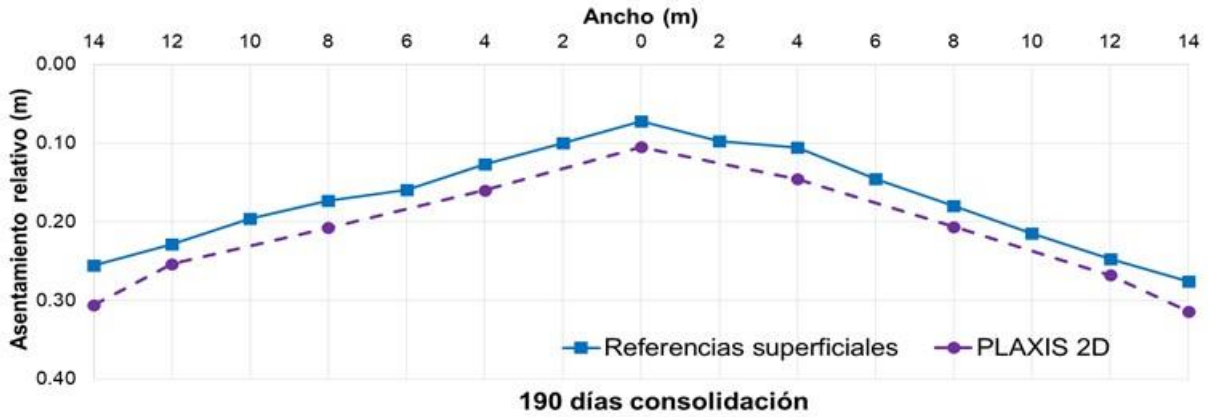


Fig. 4.1.5.25. Sección transversal a los 190 días del final del proceso constructivo.

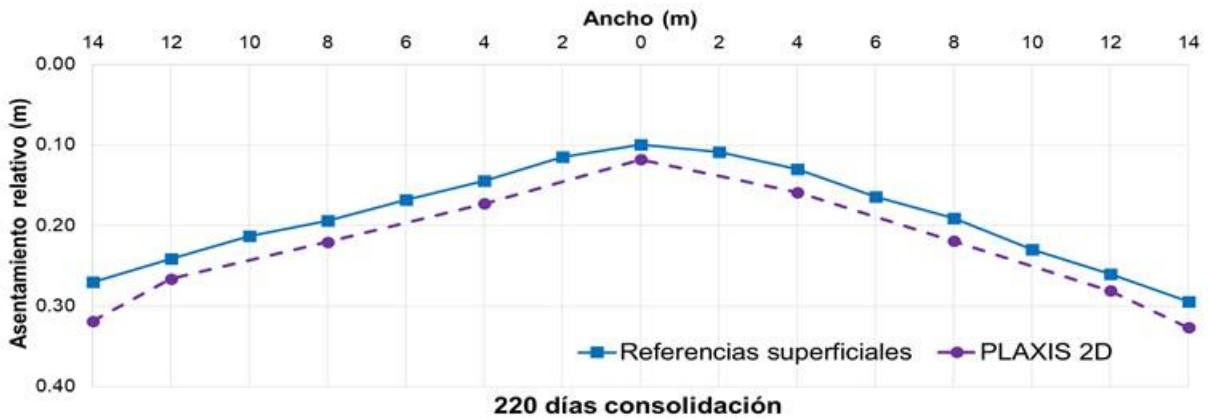


Fig. 4.1.5.26. Sección transversal a los 220 días del final del proceso constructivo.

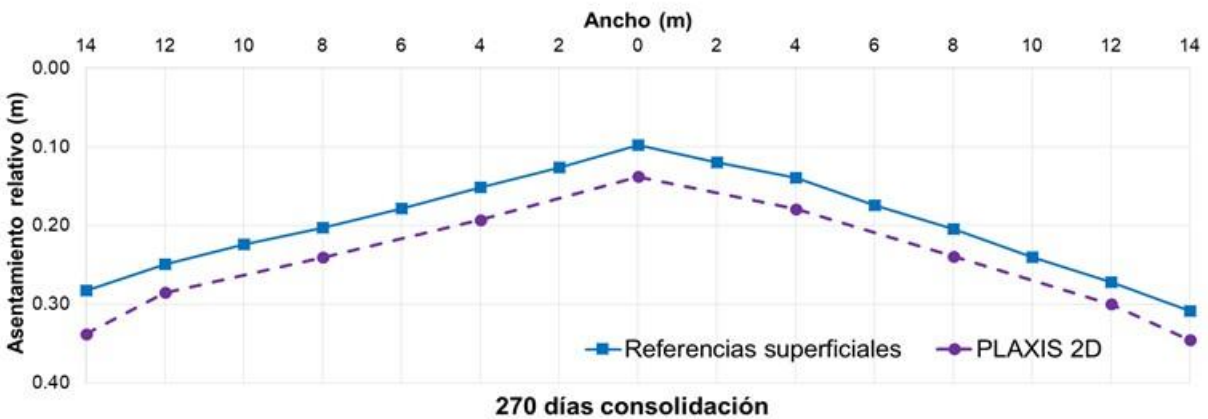


Fig. 4.1.5.27. Sección transversal a los 270 días del final del proceso constructivo.

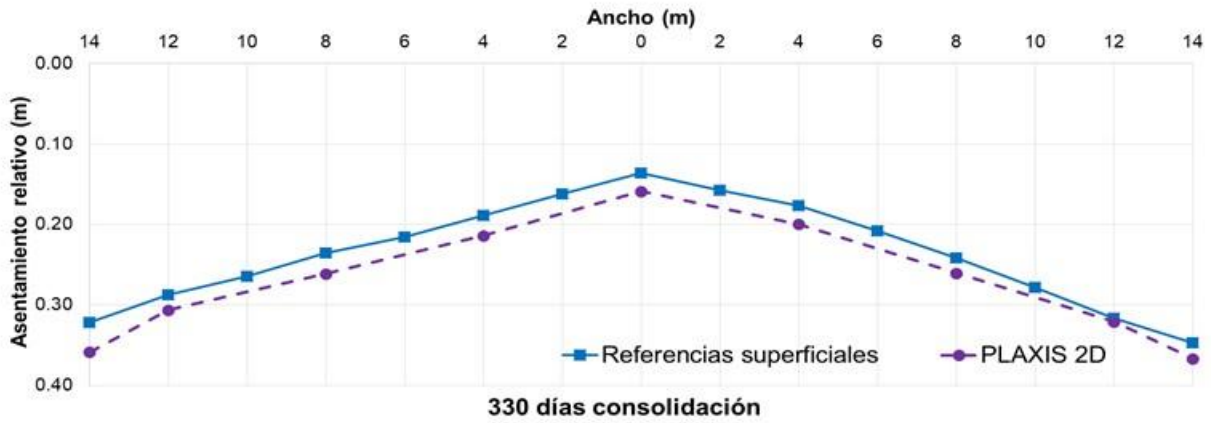


Fig. 4.1.5.28. Sección transversal a los 330 días del final del proceso constructivo

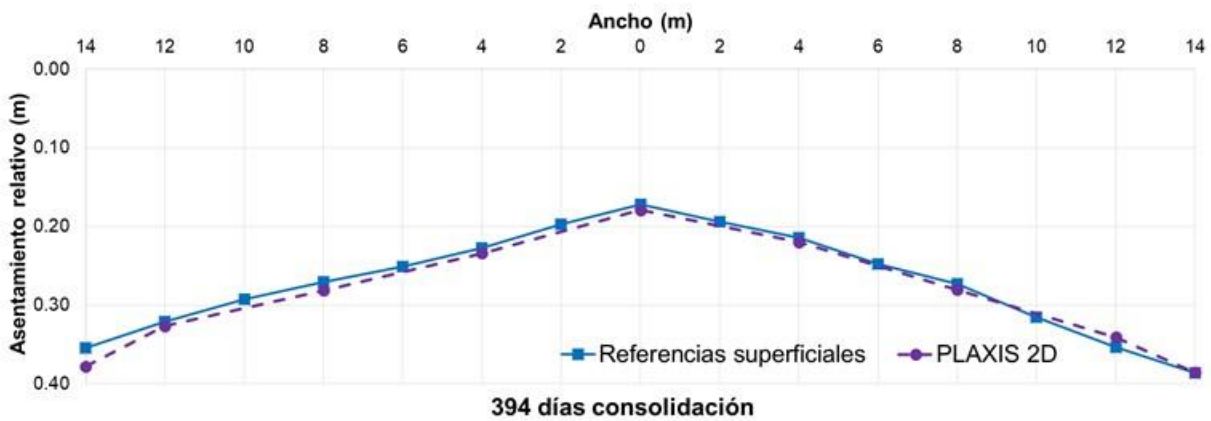


Fig. 4.1.5.29. Sección transversal a los 394 días del final del proceso constructivo

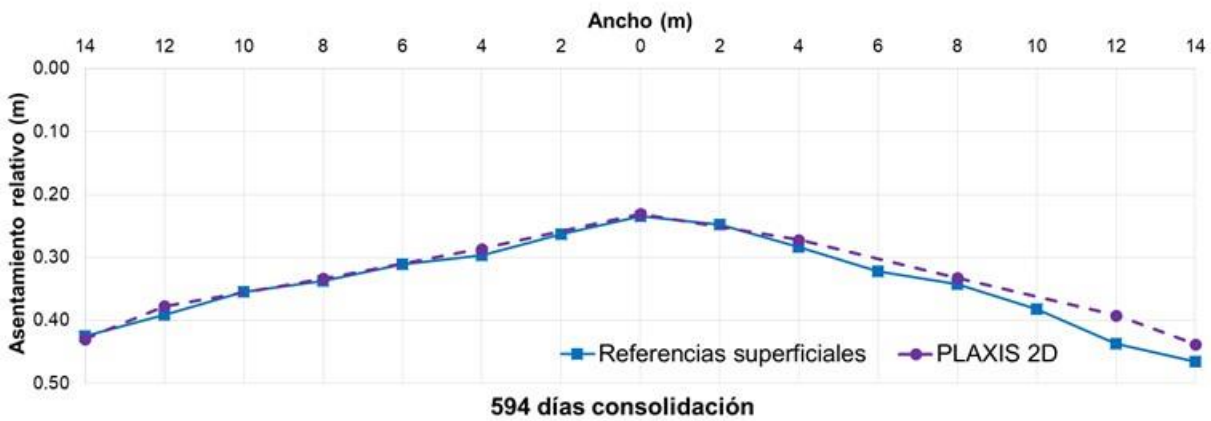


Fig. 4.1.5.30. Sección transversal a los 594 días del final del proceso constructivo

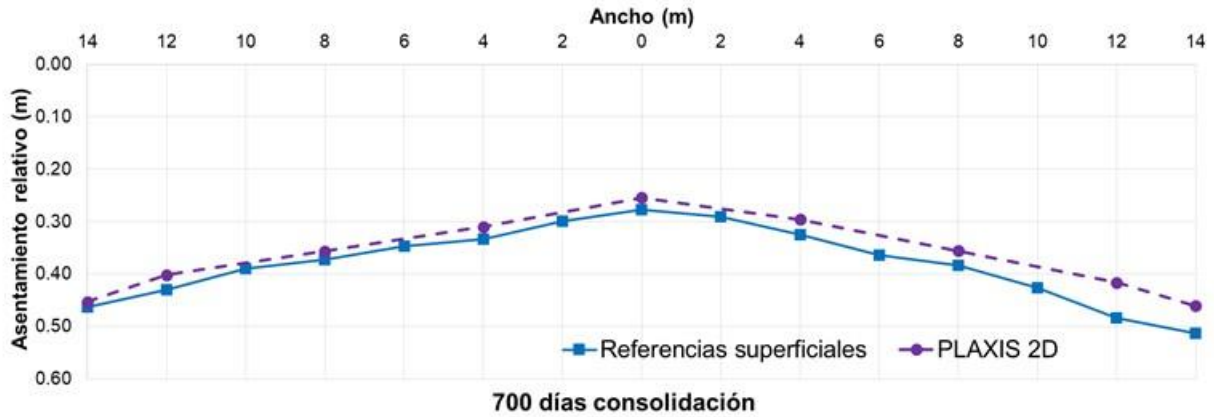


Fig. 4.1.5.31. Sección transversal a los 700 días del final del proceso constructivo

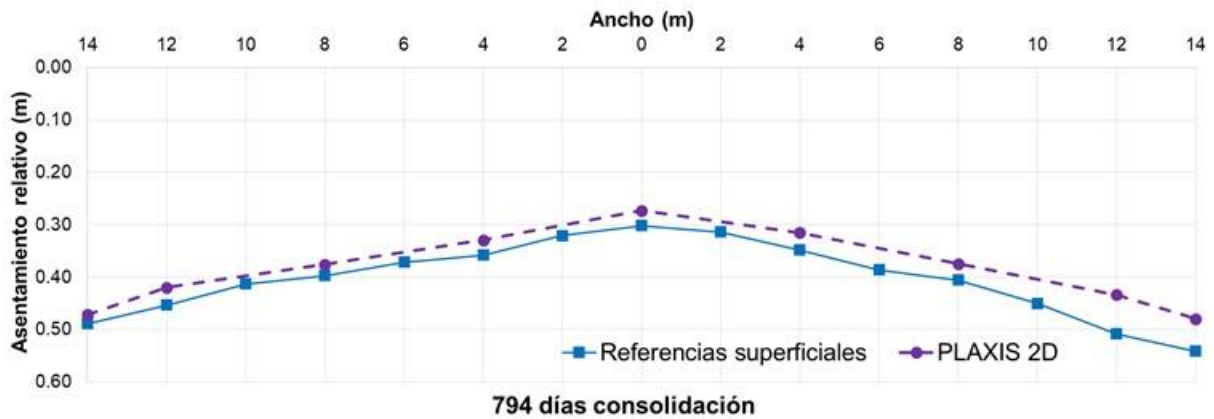


Fig. 4.1.5.32. Sección transversal a los 794 días del final del proceso constructivo

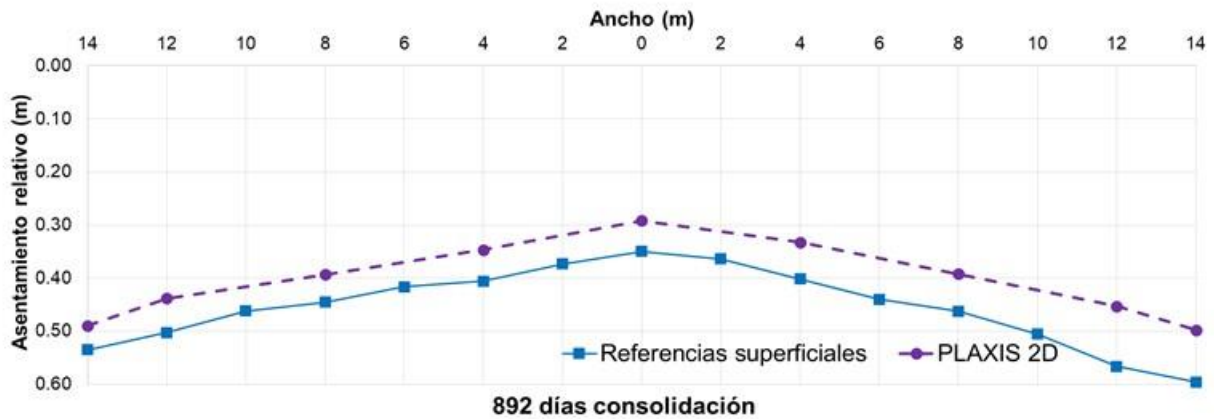


Fig. 4.1.5.33. Sección transversal a los 892 días del final del proceso constructivo

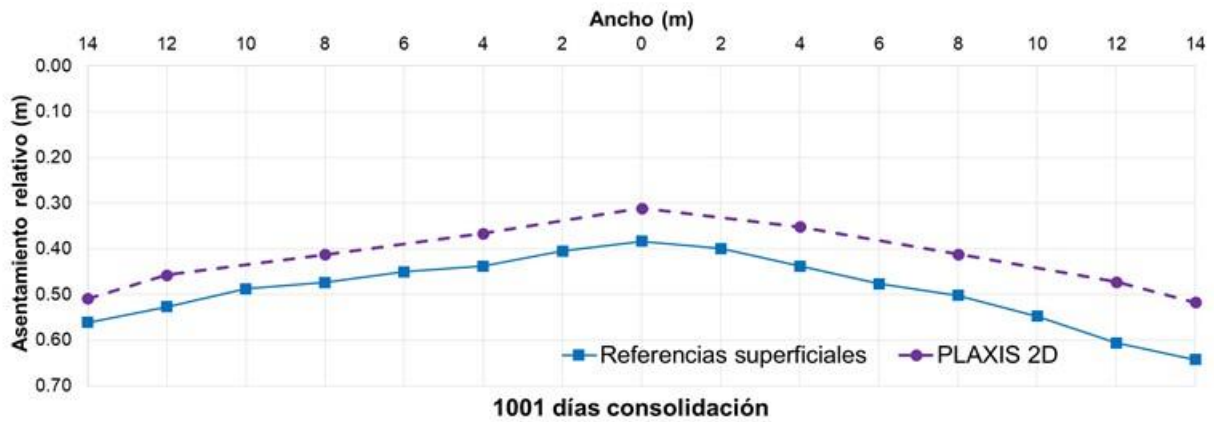


Fig. 4.1.5.34. Sección transversal a los 1001 días del final del proceso constructivo

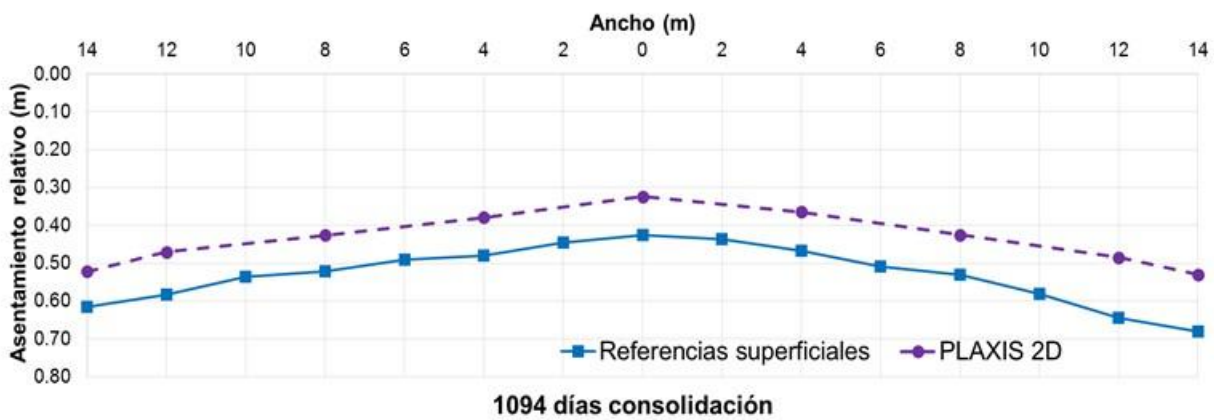


Fig. 4.1.5.35. Sección transversal a los 1094 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.5.36. Sección transversal a los 1172 días del final del proceso constructivo



En la Tabla 4.1.5.3, se presentan los valores de las pendientes de los cuerpos poniente y oriente determinados por medio de los registros de las referencias superficiales ubicadas en el eje N (ver Fig. 4.1.5.5) y los calculados con la modelación numérica. Al comparar los dos grupos de resultados se observa que las diferencias entre ellos son mínimas durante los primeros 600 días de monitoreo aproximadamente cumpliendo con los requisitos especificados por la Organización de Aviación Civil Internacional OACI (2013). Para tiempos posteriores a esta fecha las diferencias en la pendientes transversales estimadas y monitoreadas en el costado oriente empiezan a ser significativas y probablemente obedezcan al historial de esfuerzo del sitio.

Tabla 4.1.5.3. Evolución de las pendientes transversales en los cuerpos poniente y oriente de la sección compensada durante los siguientes 1094 días

	Instrumentación (Referencias superficiales)		PLAXIS 2D	
	Cuerpo poniente	Cuerpo oriente	Cuerpo poniente	Cuerpo oriente
Inicial	1.22%	1.28%	1.22%	1.28%
30 días	1.19%	1.28%	1.36%	1.41%
60 días	1.22%	1.30%	1.36%	1.41%
90 días	1.23%	1.32%	1.35%	1.40%
120 días	1.24%	1.34%	1.35%	1.40%
150 días	1.27%	1.35%	1.34%	1.39%
190 días	1.22%	1.36%	1.34%	1.39%
220 días	1.14%	1.41%	1.34%	1.38%
270 días	1.23%	1.41%	1.33%	1.38%
330 días	1.24%	1.41%	1.33%	1.38%
394 días	1.22%	1.43%	1.32%	1.38%
594 días	1.26%	1.54%	1.32%	1.37%
700 días	1.23%	1.57%	1.32%	1.38%
794 días	1.25%	1.60%	1.32%	1.38%
892 días	1.23%	1.64%	1.32%	1.37%
1001 días	1.19%	1.73%	1.32%	1.37%
1094 días	1.27%	1.70%	1.32%	1.37%

Estimación de los asentamientos a mediano y largo plazo

Una vez calibrado el modelo numérico, se realizaron estimaciones de los asentamientos relativos futuros debidos a la construcción de la sección compensada.

En las Figs. 4.1.5.37 y 4.1.5.38 se presentan las estimaciones de asentamientos futuros relativos referidos al Punto E (al término de la construcción). Así mismo, en la Tabla



4.1.5.4, se presentan los valores de las pendientes transversales de los cuerpos poniente y oriente calculados a partir de los resultados de asentamientos. De acuerdo a estos resultados, se espera que la sección compensada experimente asentamientos del orden de 0.90 y 1.10 m (centro y hombros) a lo largo de su sección transversal y que sus pendientes no se modifiquen de manera significativa en el tiempo. No obstante, a dichos asentamientos deberán sumarse los generados por hundimiento regional.

Tabla 4.1.5.4. Estimación de la evolución a 50 años de las pendientes transversales en los cuerpos poniente y oriente de la sección compensada

	PLAXIS 2D	
	Cuerpo poniente	Cuerpo oriente
5 años	1.31%	1.36%
10 años	1.30%	1.36%
20 años	1.30%	1.36%
30 años	1.30%	1.36%
40 años	1.30%	1.36%
50 años	1.30%	1.35%

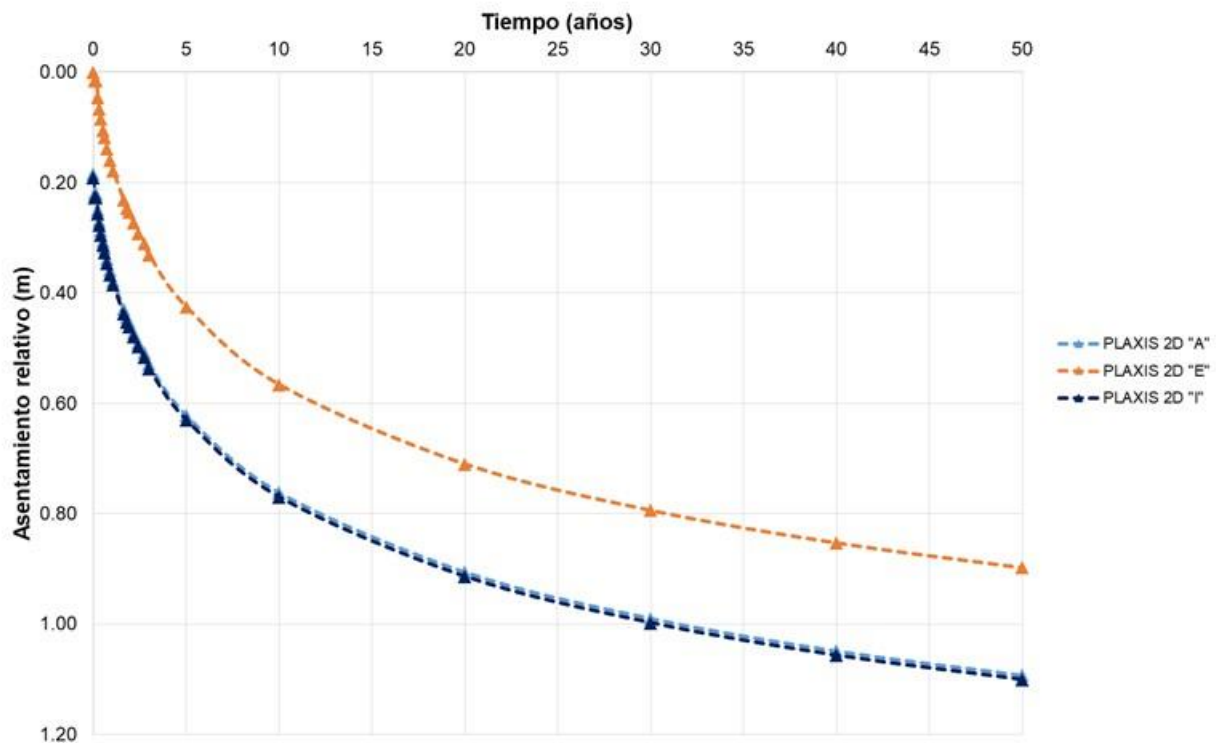


Fig. 4.1.5.37. Evolución de los asentamientos en los extremos (Puntos A, I) y centro (Punto E) de la porción pavimentada de la sección compensada

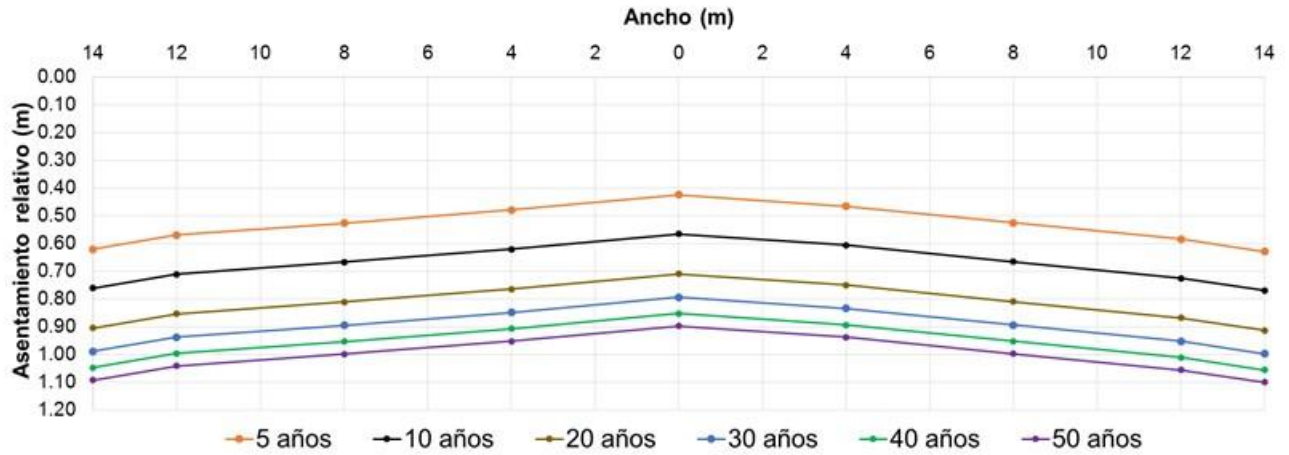


Fig. 4.1.5.38. Evolución a futuro de los asentamientos referidos al punto E

4.1.5.3 Visitas Técnicas

Personal del II-UNAM realizó diferentes visitas técnicas al tramo de prueba de sección compensada, a continuación se presenta un registro fotográfico de cada una de ellas:

En las Figs. 4.1.5.39 a 4.1.5.41 se presenta las fotos de la visita técnica del 22 de junio de 2017.



Fig. 4.1.5.39. Visita técnica 22 de junio de 2017



Fig. 4.1.5.40. Visita técnica 22 de junio de 2017



Fig. 4.1.5.41. Visita técnica 22 de junio de 2017



En las Figs. 4.1.5.42 a 4.1.5.43 se presenta las fotos de la visita técnica del 6 de febrero de 2018.



Fig. 4.1.5.42. Visita técnica 6 de febrero de 2018



Fig. 4.1.5.43. Visita técnica 6 de febrero de 2018



4.1.5.4 Comentarios y conclusiones

La solución que se presenta en este inciso del informe corresponde a una técnica de compensación de esfuerzos efectivos del suelo. En particular los resultados mostrados corresponden a una sección con compensación parcial de los esfuerzos que transmite la estructura del pavimento al terreno natural.

Los resultados de las modelaciones numérica indican que el tramo de prueba de sección compensada experimentará asentamientos del orden de hasta 1 m en los próximos 50 años, a los cuales deberá sumárselas aquellos ocasionados por el fenómeno de hundimiento regional.

Se estima que a pesar de que las pendientes transversales de la sección compensada no sufrirán cambios importantes durante la vida útil del pavimento, las diferencias de asentamientos entre dicha sección y el terreno original que la circunda podrán generar problemas de drenaje, por lo cual es posible que se presenten encharcamientos.

Debe tenerse presente que las condiciones geotécnicas que imperan en el tramo de prueba analizado pudieran no ser representativas de la generalidad de la zona del NAICM. En particular conviene hacer mención de que las bondades manifiestas de la sección compensada sólo se presentan cuando la superficie del terreno coincide o dista muy poco la rasante de la pista. Esta solución deja de ser aplicable cuando sean necesario construir terraplenes o cuando existan depresiones en el terreno que pudieran provocar inundaciones, como ocurre en el aeropuerto actual, en detrimento de su funcionalidad y como se detalla posteriormente.

4.1.5.5 Referencias

II-UNAM (2016). Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” . Informe Final presentado a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México. Diciembre.

OACI (2013). Convenio sobre Aviación Internacional Civil. Anexo 14, Vol. 1: Diseño y operaciones de aeródromos. Cuarta edición.



4.1.6 Terraplén con precarga y drenes verticales (TPDV)

4.1.6.1 Antecedentes

4.1.6.1.1 Sistema de Precarga

Para las pistas, rodajes y plataformas del NAICM será necesario construir terraplenes para salvar algunas depresiones (zonas bajas, canales, drenes) o elevar la rasante en algunos tramos para evitar inundaciones y facilitar el drenaje. El peso de los terraplenes requeridos conducirá a asentamientos no uniformes y de magnitud inaceptable. En estos casos, la solución consistente en precargar el terreno es aplicable. Esta técnica de mejoramiento del subsuelo ha sido considerada como la más atractiva por ARUP (2013) y TASANA (2015).

La precarga simple consiste en colocar sobre el terreno con cierta antelación a la construcción una carga igual a la carga definitiva, logrando lo siguiente:

- Acelerar el desarrollo de los asentamientos de consolidación primaria.
- Acelerar la aparición y el desarrollo de asentamientos de consolidación secundaria.
- Aumentar la resistencia al corte no drenado del terreno.

También es posible colocar sobre el terreno una precarga igual a la carga definitiva, aumentada con una sobrecarga. La sobrecarga disminuye el tiempo de consolidación requerido para alcanzar determinado grado de consolidación bajo la precarga. Una vez que se presentan los asentamientos esperados, la sobrecarga se retira (Fig. 4.1.6.1). En este caso, los dos primeros efectos son dominantes: la sobrecarga se remueve cuando los asentamientos inducidos garantizan el buen comportamiento de la obra futura. El último efecto se logra generalmente mediante una construcción por etapas y resulta útil cuando la resistencia inicial del suelo es insuficiente para soportar la estructura definitiva sin que se presente la falla. Cada etapa conduce a un mejoramiento del suelo que permite la realización de la etapa siguiente.

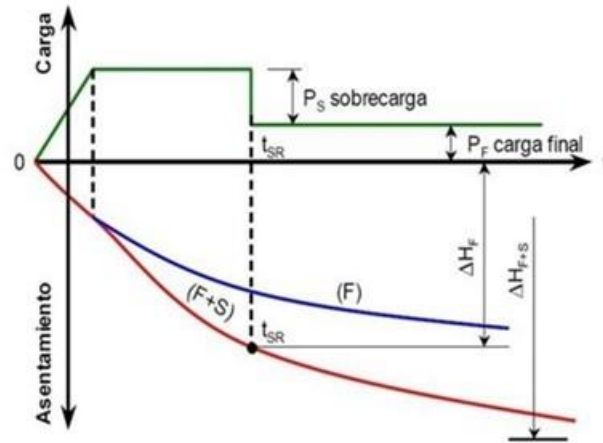


Fig. 4.1.6.1 Proceso de precarga y descarga en el tiempo.

El aumento del grado de consolidación del suelo se logra incrementando el esfuerzo efectivo dentro del mismo, lo cual puede obtenerse aumentando el esfuerzo total o disminuyendo la presión intersticial. El mejoramiento de los suelos finos consiste por tanto en actuar sobre alguno de estos factores o sobre los dos simultáneamente.

Para acelerar el proceso de precarga es posible recurrir a drenes verticales (Barron, 1948; PEMEX, 1974; LCPC, 1985; SMIG, Auvinet, 1979). Los drenes verticales (Fig. 4.1.6.2) permiten acelerar el proceso de consolidación durante el proceso de precarga.

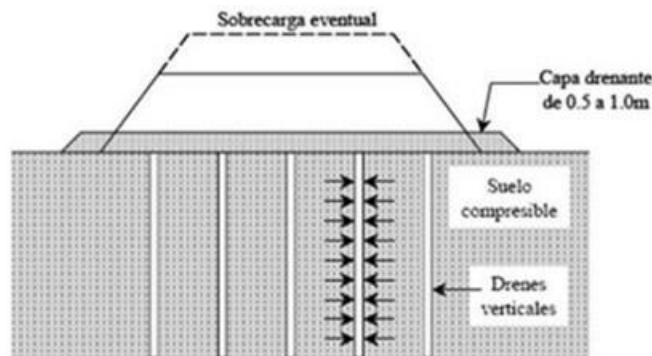


Fig. 4.1.6.2 Precarga y drenes verticales

El sistema, inicialmente inerte, se vuelve activo cuando se carga el suelo. Los drenes verticales, generalmente colocados en tresbolillo, pueden ser de arena o prefabricados (cartón o plástico). Los drenes de arena son más costosos que los drenes prefabricados pero presentan la ventaja de que contribuyen en cierta medida a reforzar el suelo y a uniformar su compresibilidad.

Para el diseño de drenes verticales es necesario elegir el diámetro y la separación entre los drenes de acuerdo con el espesor de la capa compresible y su permeabilidad horizontal y vertical para obtener el grado de consolidación deseada. Los drenes verticales pueden ser de arena o prefabricados y dispuestos en una malla cuadrada o en tresbolillo (Fig. 4.1.6.3). Para los drenes de arena, se deberá usar arena uniforme con bajo contenido de finos. Es indispensable que se realicen pruebas de laboratorio y de campo para verificar la permeabilidad de los materiales disponibles.

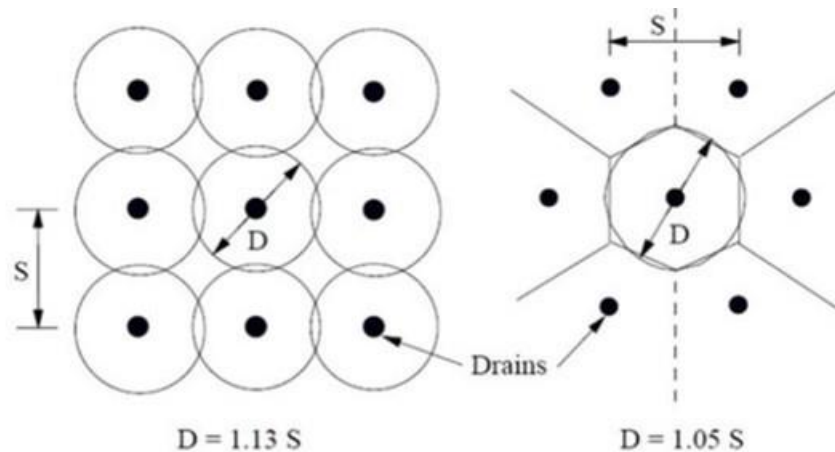


Fig. 4.1.6.3 Distribución en planta de drenes verticales (Indraratna y Bamunawita, 2005)

Una condición para que los drenes cumplan eficientemente con su función es que el procedimiento constructivo de los mismos evite en todo lo posible el remoldeo del suelo circundante (Casagrande y Poulos, 1969). En efecto, el remoldeo tiende a reducir la permeabilidad y a aumentar la compresibilidad del suelo. Se considera que los métodos que inducen pocos desplazamientos en los suelos son los que causan menores perturbaciones. Tomando en cuenta lo anterior, el procedimiento que consiste en recurrir a barrenos helicoidales huecos (“Continuous Flight Augers”) es preferible al hincado previo de tubos para la colocación de la arena. Los barrenos helicoidales permiten además cruzar los lentes resistentes con mayor facilidad.

Los suelos tratados con drenes se recubren siempre con una capa drenante con un espesor de por lo menos 0.5 a 1 m y, en todo caso, superior al asentamiento esperado. Debe preverse el drenaje de esta capa hacia cárcamos de bombeo laterales mediante trincheras transversales que pueden estar espaciadas de varias decenas de metros. Es conveniente que el material de la capa drenante sea ligero tomando en cuenta que una parte importante del mismo permanecerá en el sitio después de remover la sobrecarga. Esta capa se coloca generalmente antes de construir los drenes para facilitar el tránsito de los equipos de perforación y de servicio. Para evitar la incrustación de la capa drenante



en el suelo blando, es necesario apoyarla sobre un lecho de geotextil o una combinación de geotextil y geomalla.

En este documento se presentan los estudios preliminares realizados por el II-UNAM en relación con la posible aplicación del sistema de precarga a las condiciones del lago de Texcoco así como la evaluación del comportamiento del terraplén de prueba con precarga y drenes verticales (TPDV).

4.1.6.1.2 Información geotécnica y modelo geotécnico inicial. Campaña de exploración 2013

Se utilizaron los mismos estudios previos para definir la estratigrafía del Terraplén de Referencia (TR) (zona sur de las pistas centrales; Geotec, 2013). La Tabla 4.1.6.1 muestra las propiedades del modelo geotécnico

Tabla 4.1.6.1 Propiedades del modelo geotécnico.

Estrato	Profundidad		w %	γ kN/m ³	E' Mpa	ν	e ₀	C _p	C _c	OCR	C _v kPa	c kPa	φ°	K ₀	K _v m ² /día	C _v m ² /día
	de m	a m														
Costra	0.0	1.0	60	14.5	4.50	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	100	10	0.83	0.86	-----
SAS1	1.0	10.0	225	12	0.51	0.30	5.60	0.18	2.22	1	12	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS2	10.0	15.0	275	12.2	0.33	0.30	8.70	0.28	5.03	1	20	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS3	15.0	25.0	225	12.5	0.40	0.30	6.90	0.15	3.40	1	18	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS4	25.0	30.0	225	12	0.31	0.30	9.50	0.28	5.85	1	20	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
C.D.	30.0	32.0	52	18	10.00	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	50	35	0.43	8.64	-----
SAI	32.0	44.0	175	13	0.32	0.30	4.70	0.19	3.04	1	62	0	40	0.36	1.4E-05	9.0E-04
D.P.	44.0	60.0	80	19	30.00	0.33	-----	-----	-----	-----	-----	50	35	0.43	7.5	-----

w= contenido de agua C_p= índice de descarga φ°= ángulo de fricción efectivo
 γ= peso volumétrico C_c= índice de compresión K₀= coeficientes de presi'pm de tierras en reposo
 E' = módulo de elasticidad drenado OCR= relación de sobre-cortante k_v= permeabilidad vertical
 ν= relación de Poisson drenada C_v= resistencia al corte no-drenada C_v= coeficiente de consolidación vertical
 e₀= relación de vacíos iniciales C= cohesión

Las propiedades de permeabilidad también se obtuvieron de los resultados reportados por Herrera et al. (1974) y de algunos trabajos de campo y laboratorio realizados previamente para la construcción de los lagos artificiales del proyecto Texcoco.

El perfil de presión de poro se obtuvo a partir de lecturas en la estación piezométrica 5PzA (Fig. 4.1.6.4), suponiendo un nivel de aguas freáticas a una profundidad de 1.18m.

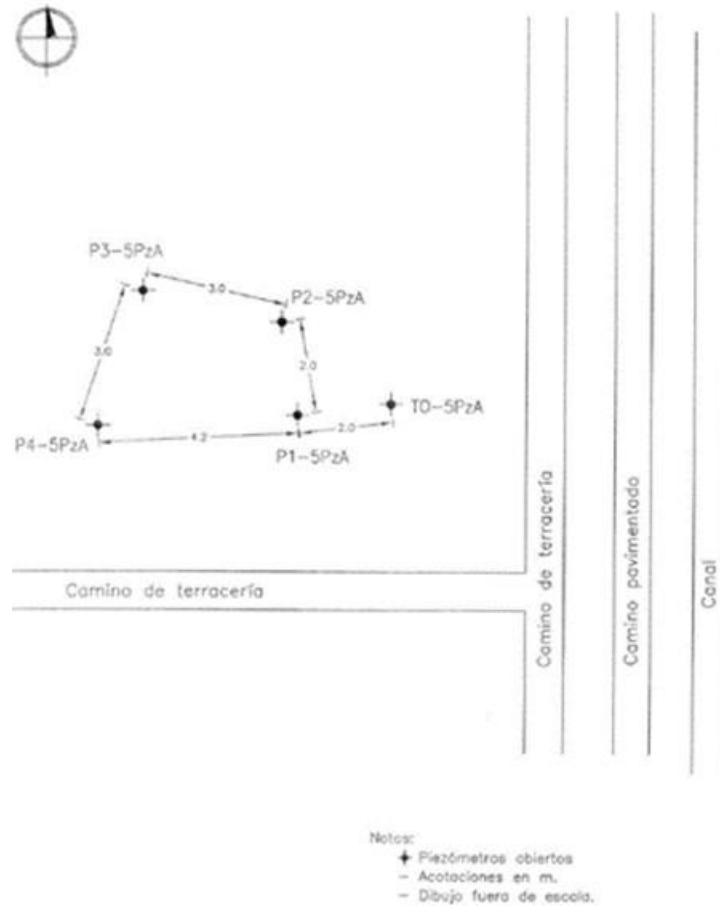


Fig. 4.1.6.4 Distribución de piezómetros en la estación 5PzA

4.1.6.1.3 Estudios preliminares para la aplicación de precarga en el lago de Texcoco. Modelado numérico preliminar

Se realizó un modelo bidimensional en deformación plana con el método de los elementos finitos (Fig. 4.1.6.5). Este modelo se desarrolló empleando el algoritmo Plaxis 2D V 2012, que permite considerar la corrección por sumersión, que es de gran relevancia para suelos bajo un nivel de aguas freáticas como los de la ciudad de México (Auvinet, 1979). Los modelos utilizados para representar el comportamiento de los materiales fueron: Soft Soil para las series arcillosas superior e inferior (SAS y SAI) y Mohr-Coulomb para costra seca (CS), lentes de arena (LA), capa dura (CD) y depósitos profundos (DP).

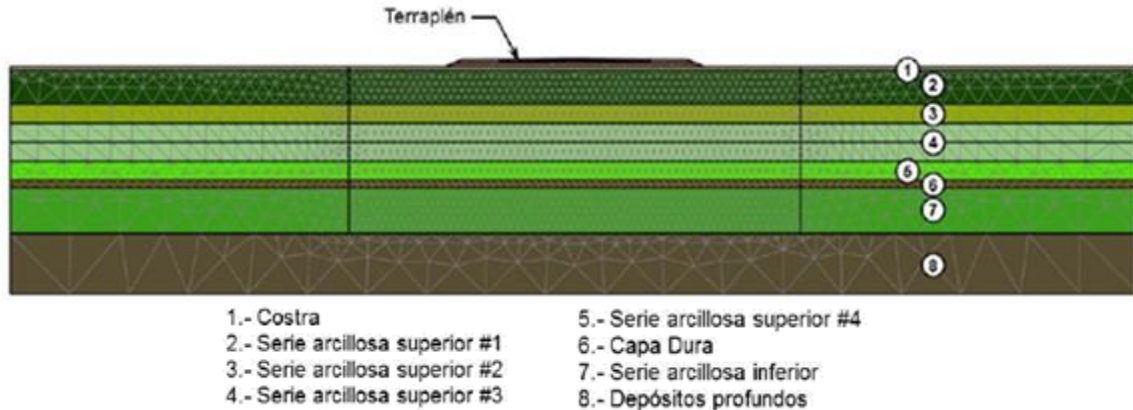


Fig. 4.1.6.5 Malla de elementos finitos para el terraplén sin precarga ni drenes (terraplén de referencia; estado de deformación plana)

La Fig. 4.1.6.6 muestra la variación con el tiempo del desplazamiento vertical obtenido al centro del terraplén con y sin la corrección por sumersión. Se observa que para el desarrollo del 100% de la consolidación deben transcurrir 650 meses (54 años, aprox.) y que al omitir dicha corrección se sobrestiman los desplazamientos hasta en un 100%.

El asentamiento con corrección ($\delta=1.6\text{m}$) deberá considerarse como referencia para definir la altura del material ligero que deberá colocarse por debajo de la estructura de los terraplenes para las pistas. Se considera que medio metro adicional podría ser un buen valor del asentamiento objetivo para retirar la sobrecarga

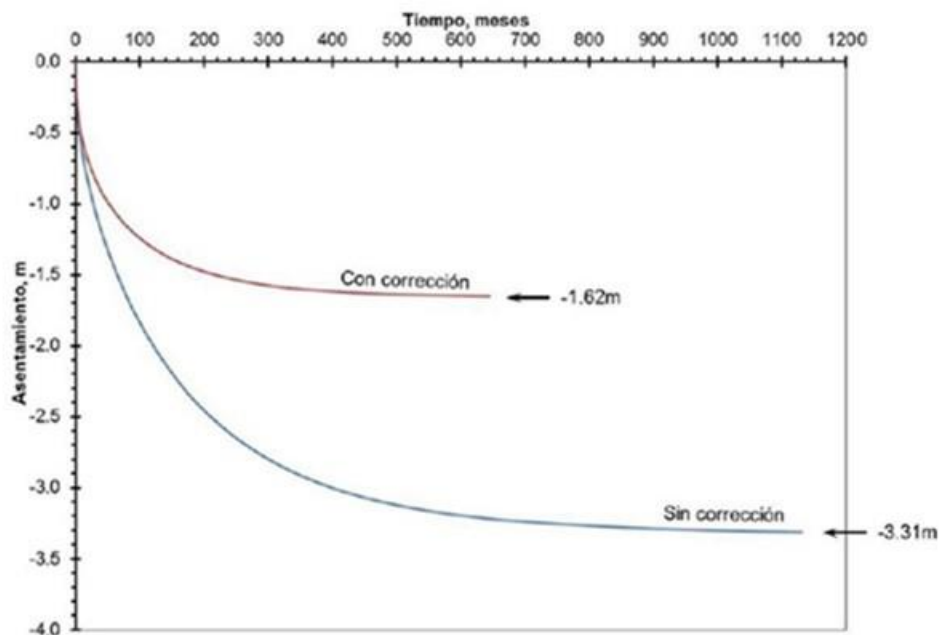


Fig. 4.1.6.6 Asentamientos al centro del terraplén vs tiempo con y sin considerar la corrección por sumersión



4.1.6.1.3.1 Aplicación del sistema de precarga

La secuencia constructiva para el uso de la técnica de precarga con o sin drenes verticales puede ser la siguiente:

- La primera capa del terraplén será constituida por tezontle y tendrá un espesor δ (Fig. 4.1.6.7), equivalente al asentamiento vertical estimado del terraplén (este material quedará por debajo del terreno natural debido a los asentamientos).
- La segunda capa tendrá una altura h de material con CBR adecuado (tepetate compactado).
- La tercera capa tendrá una altura H equivalente a la precarga (correspondiente al peso del pavimento) más una sobrecarga adicional (por ejemplo de 10kPa)

De lo anterior, la altura total HT del terraplén con sobrecarga (Fig. 4.1.6.7) se define como:

$$HT = \delta + h + H \quad (4.1.6.1)$$

donde

δ es la altura del tezontle (asentamiento objetivo)

h es la altura del material con CBR adecuado (tepetate)

H es la altura equivalente al pavimento más la sobrecarga

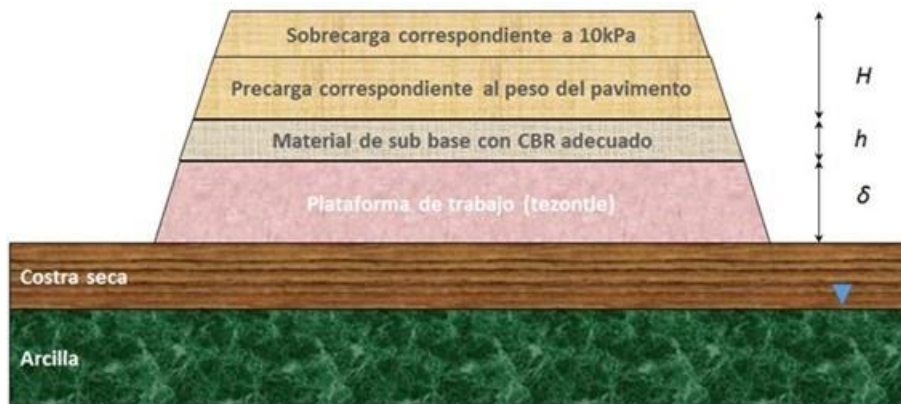


Fig. 4.1.6.7 Materiales y alturas iniciales del terraplén

La altura H se calcula con la siguiente ecuación:

$$H = (\gamma_P \times p + \text{sobrecarga}) / \gamma_s \quad (4.1.6.2)$$

donde

- γ_P es el promedio pesado del peso volumétrico del pavimento
- γ_S es el peso volumétrico del material empleado para la sobrecarga
- p es el espesor de la estructura del pavimento igual a 0.6m

De acuerdo con lo anterior, la altura del terraplén al final del tiempo de precarga HF (Fig. 4.1.6.8), será:

$$HF = h+H \quad (4.1.6.3)$$

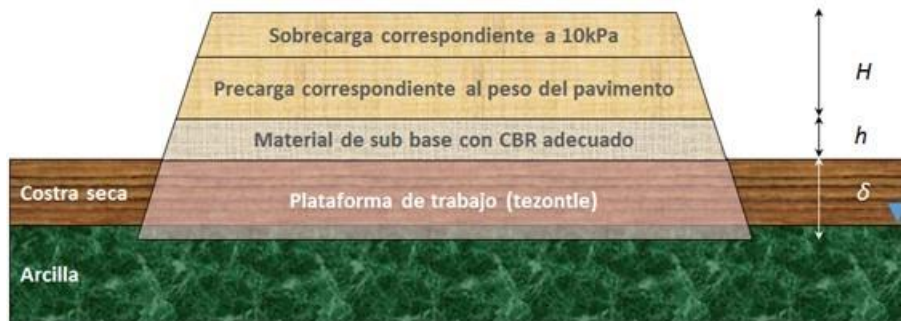


Fig. 4.1.6.8 Altura del terraplén al final del tiempo de observación $HF = h+H$

por lo que la altura de proyecto (Fig. 4.1.6.9) será:

$$HP = h+p \quad (4.1.6.4)$$



Fig. 4.1.6.9 Altura del proyecto $HP = h+p$

4.1.6.1.3.2 Cálculo de la precarga

Como se planteó en el inciso anterior, la tercera capa tendrá una altura de sobrecarga H (Fig. 4.1.6.10) equivalente al pavimento más una sobrecarga que se considera igual a 10kPa.

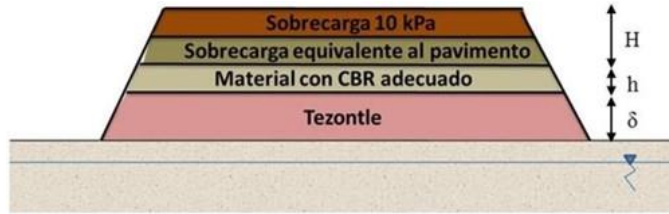


Fig. 4.1.6.10. Materiales y alturas iniciales del terraplén

La altura H se calcula con la ecuación 4.1.6.2:

$$H = (\gamma_P \times p + \text{sobrecarga}) / \gamma_s \tag{4.1.6.2}$$

donde

γ_P es el promedio pesado del peso volumétrico del pavimento (22.7kPa)

γ_s es el peso volumétrico del material empleado para la sobrecarga (18kN/m³)

p es el espesor de la estructura del pavimento igual a 0.6m

De esta ecuación, la altura de sobrecarga equivalente es H=1.3m

4.1.6.1.3.3 Separación de los drenes

Para definir la separación de los drenes verticales se utilizó el programa ASENT-2014 (Rodríguez y Auvinet, 2002), desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El programa combina la solución aproximada de Absi (1964) para la consolidación de sistemas multicapas con el planteamiento de Barron (1947). Se trata de un método numérico para el análisis de esfuerzos y deformaciones en medios estratificados que se consolidan debido a cargas externas y/o al abatimiento de las presiones intersticiales. Los incrementos de esfuerzos pueden calcularse mediante las teorías de Boussinesq, Westergard y Frohlich y los asentamientos con las curvas de compresibilidad obtenidas de pruebas de consolidación unidimensional. El algoritmo permite el diseño de drenes verticales tomando en cuenta el efecto del remoldeo durante la perforación. Las características de los drenes consideradas en los análisis, se resumen en la Tabla 4.1.6.2.

Tabla 4.1.6.2 Propiedades de los drenes.

Tipo de dren	Sección transversal	Desplante de la punta	Zona remoldeada	Relación de la permeabilidad horizontal en la zona no alterada entre la permeabilidad en la zona remoldeada
De arena	Circular de 30cm de diámetro	A 3m de la capa dura	Despreciable	-----
Prefabricado	Rectangular de xx x xx	En la capa dura	10cm	2.0



4.1.6.1.3.4 Drenes de arena sin considerar su rigidez

En la Fig. 4.1.6.11 se muestra la variación con el tiempo del grado de consolidación y del asentamiento en el centro del terraplén para separaciones entre drenes de arena de 1 a 4m. Se observa que el asentamiento correspondiente a un grado de consolidación $U > 80\%$, para una separación de 1m se alcanza en 0.3 meses, para 2m en menos de 2 meses, para 3m en poco más de 5 meses y para 4m en un tiempo mayor a 10 meses.

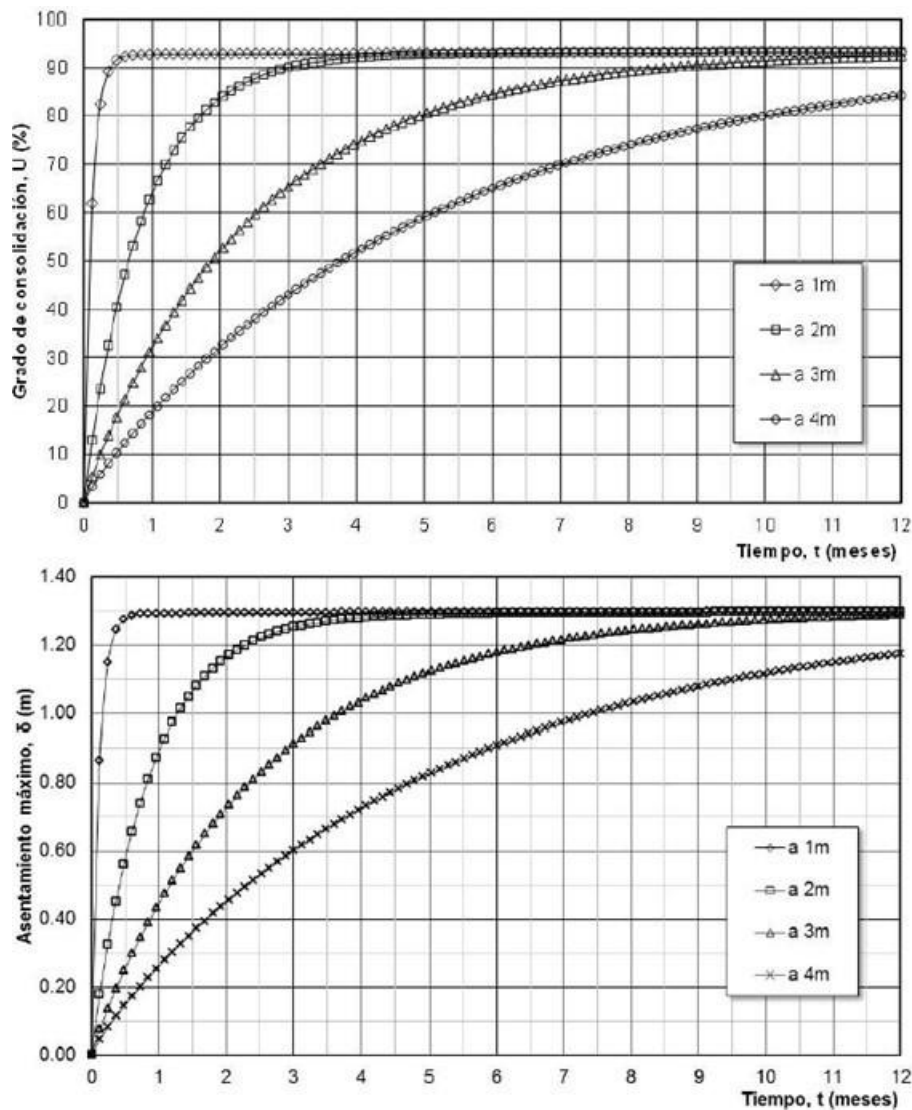


Fig. 4.1.6.11. Variación con el tiempo del grado de consolidación y del asentamiento máximo para separaciones entre drenes de arena de 1 a 4m

En la Fig. 4.1.6.12 se presenta la variación del hundimiento desarrollado con la separación entre drenes para tiempos de 3 a 12 meses. Si se considera que un periodo adecuado para mantener la precarga es de 6 meses, entonces la separación entre drenes de 3m es adecuada, ya que se obtiene prácticamente el mismo hundimiento (9% menor) que para separaciones inferiores.

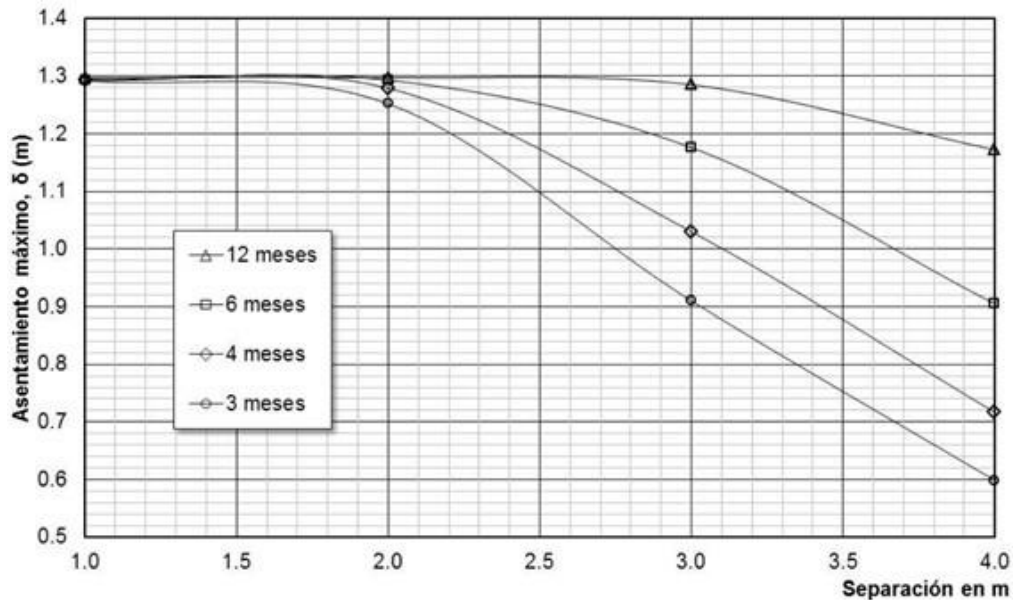


Fig. 4.1.6.12. Variación del asentamiento máximo con la separación entre drenes de arena, para tiempos de consolidación de 3 a 12 meses

4.1.6.1.3.5 Drenes prefabricados

Siguiendo el mismo criterio de los drenes de arena, los resultados obtenidos para los drenes prefabricados se muestran en la Fig. 4.1.6.13. Se observa que la separación requerida para un tiempo de precarga de 6 meses ($U > 80\%$), es de 2m.

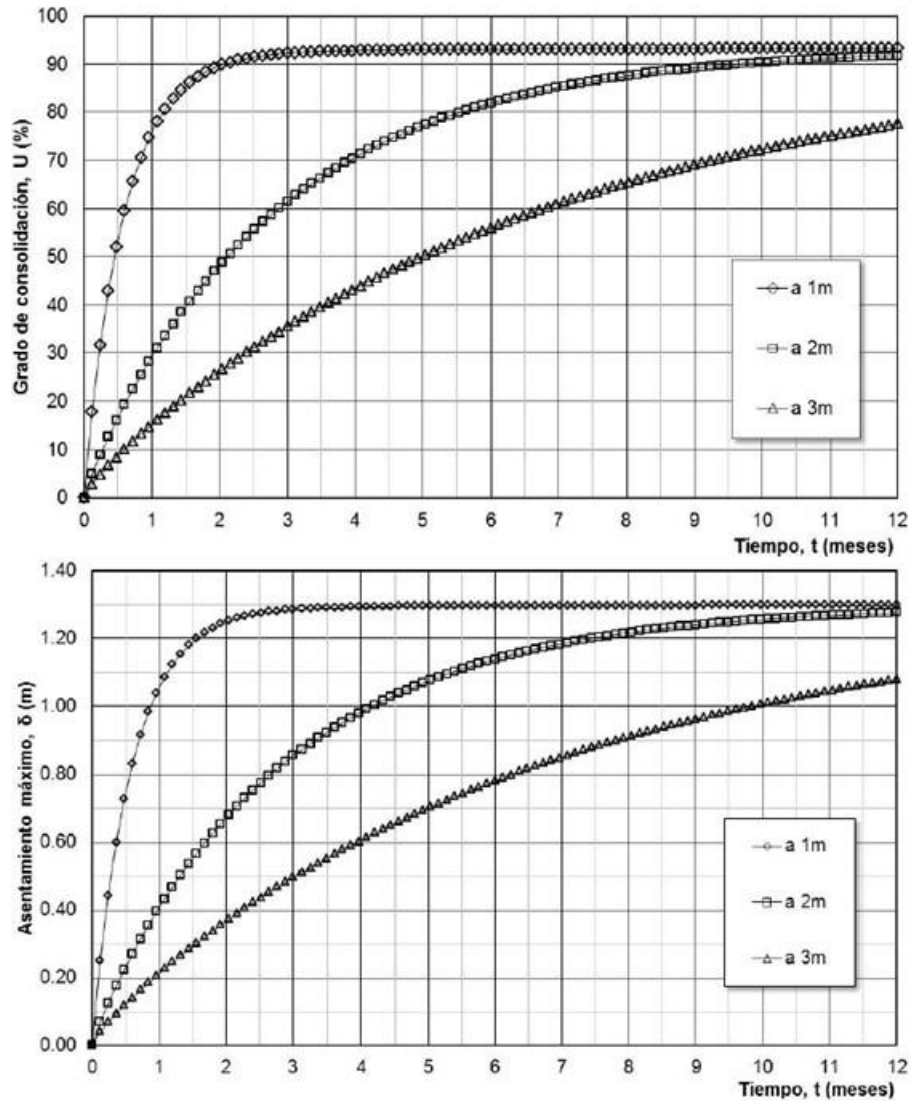


Fig. 4.1.6.13. Variación con el tiempo del grado de consolidación y del asentamiento máximo para separaciones entre drenes prefabricados de 1 a 3m

4.1.6.1.3.6 *Espesor de tezontle requerido*

Para la evaluación del espesor de tezontle requerido δ , se empleó un modelo de elementos finitos axisimétrico (Fig. 4.1.6.14). Se consideró un grupo de drenes de arena supuesto infinito con la distribución en planta que se presentó en la Fig. 4.1.6.3. Se modelaron drenes de arena de 27m de longitud, 30cm de diámetro y 3m de separación entre ejes. Este modelo permite introducir la rigidez de los drenes de arena; se utilizó un módulo de deformación $E=30,000\text{kPa}$.

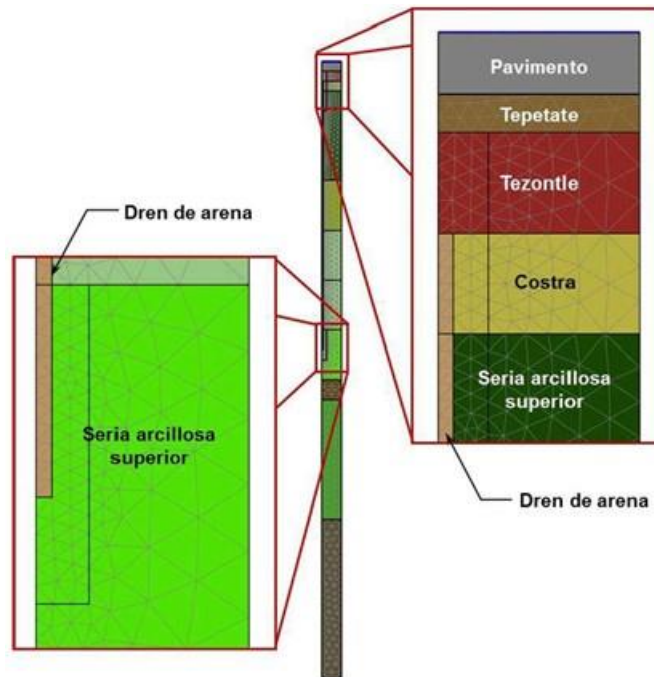


Fig. 4.1.6.14 Malla de elementos finitos axisimétrica para el modelado del terraplén con drenes de arena, considerándolos como inclusiones rígidas

El modelo de la Fig. 4.1.6.14, pero sin drenes de arena, fue validado con los resultados obtenidos del modelo en estado plano de deformaciones de la Fig. 4.1.6.5. Los resultados de dicha validación se presentan en la Fig. 4.1.6.15.

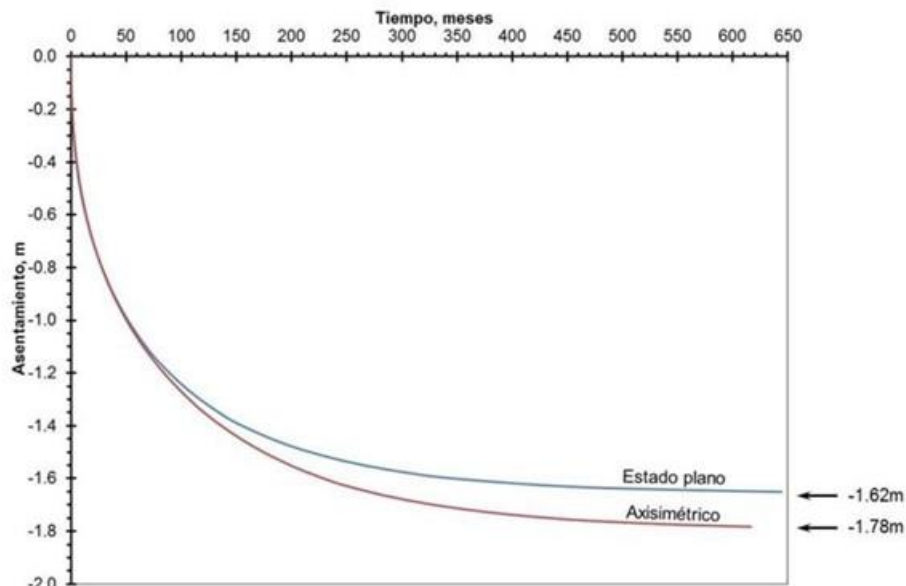


Fig. 4.1.6.15 Asentamientos obtenidos con modelos en deformación plana y axisimétricos (sin drenes)

A continuación se presentan dos casos de análisis de asentamientos:

Caso 1. La Fig. 4.1.6.16 muestra los resultados de asentamientos δ , obtenidos con el modelo axisimétrico para distintas alturas h de material base (tepetate), considerando y sin considerar el efecto de refuerzo de los drenes. Se observa que al incluir la rigidez de los drenes el valor de δ puede disminuir hasta un 30%.

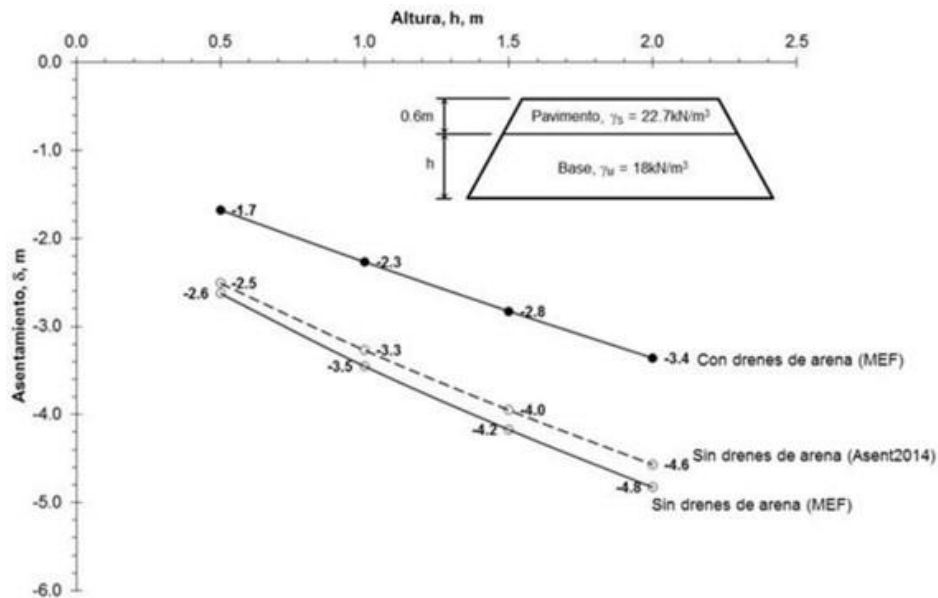


Fig. 4.1.6.16 Estimación de los asentamientos para distintas alturas h , considerando y sin considerar el efecto de refuerzo de los drenes de arena (caso 1)

Caso 2. Para disminuir la magnitud de δ puede sustituirse el tepetate por tezontle. Para este fin, se consideró constante un espesor de la capa de tepetate de 0.5m y se varió el espesor de la capa de tezontle (Fig. 4.1.6.17). Esta alternativa resulta eficiente para alturas h superiores a un metro.

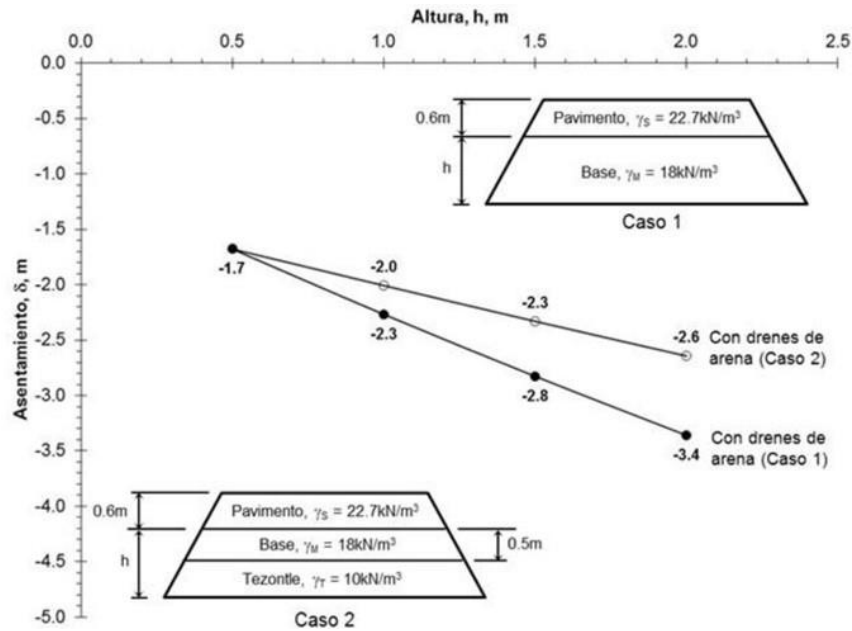


Fig. 4.1.6.17. Estimación de los asentamientos para distintas alturas h (casos 1 y 2)

4.1.6.1.3.7 Altura total del terraplén con sobrecarga

Para la evaluación de la altura total del terraplén con sobrecarga (HT), se aplicó la ecuación 1 para los distintos casos analizados en el inciso anterior. Los resultados obtenidos se presentan en la Fig. 4.1.6.18.

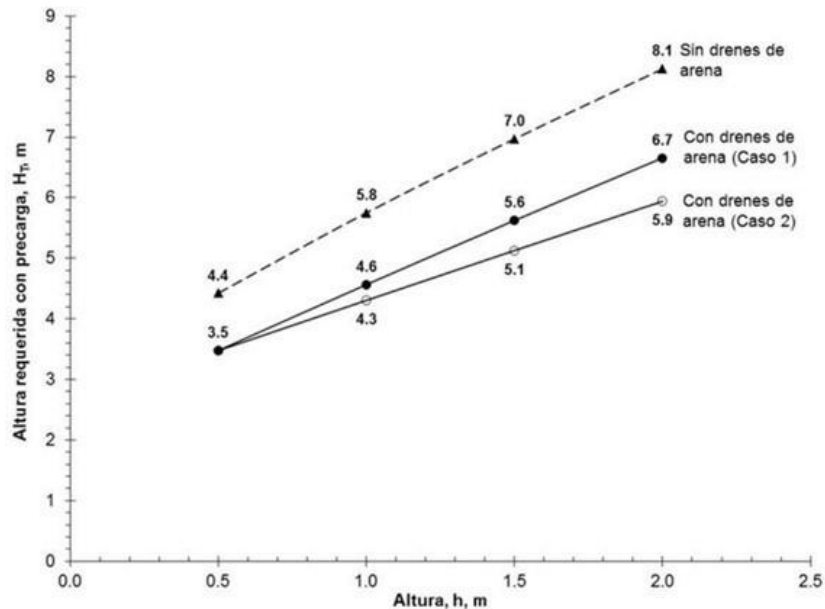


Fig. 4.1.6.18 Altura total del terraplén con sobrecarga (HT) para los distintos casos analizados



A lo largo de las pistas del NAICM existen zonas bajas sujetas a inundación que requerirán alturas de terraplén que pueden resultar críticas debido a la baja resistencia al corte del suelo a corto plazo. En la Fig. 4.1.6.19 se compara la presión unitaria aplicada al terreno con la capacidad de carga límite para diferentes alturas del terraplén. Se consideró una cohesión c igual a 15kPa y un coeficiente de Skempton N_c igual a 5.14. Se observa que para alturas totales de más de 3,5m se rebasa la capacidad de carga límite, la cual se afectó con un factor de reducción F_R igual a 0.7, necesario para evitar grandes deformaciones.

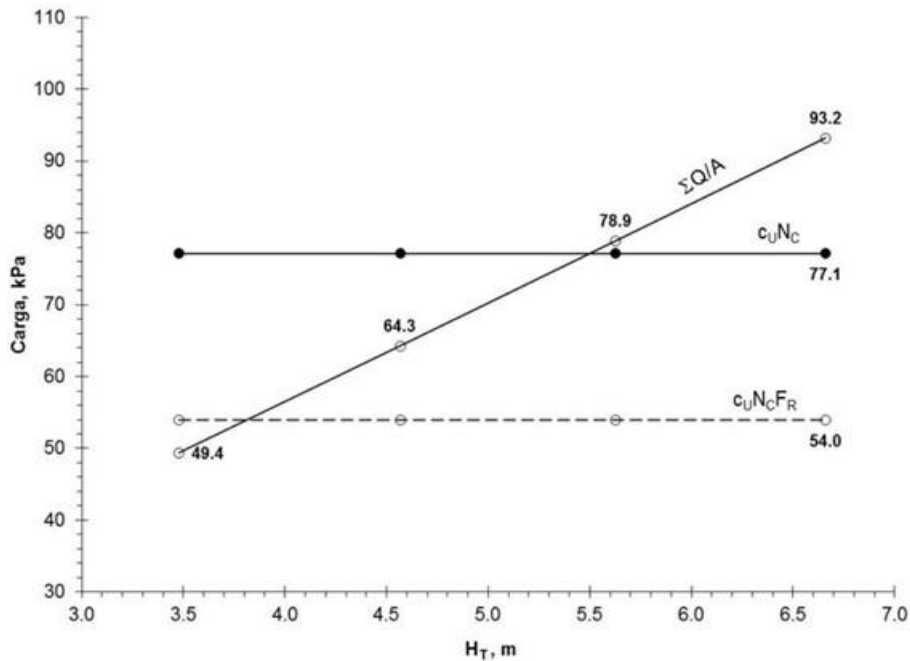


Fig. 4.1.6.19 Capacidad de carga límite sin y con factor de reducción para diferentes alturas totales (HT)

El cálculo mostrado en la Fig. 4.1.6.19 es conservador ya que ignora la presencia de la costra superficial y de los drenes de arena, así como la geometría de los taludes del terraplén; sin embargo, pone en evidencia que la precarga tendrá que aplicarse generalmente en dos etapas. La presencia de los drenes favorecerá la disipación de la presión de poro y el aumento de la resistencia al corte del suelo durante las primeras etapas de carga.

4.1.6.1.3.8 Simulación del comportamiento del sistema de precarga con drenes de arena

Con el modelo axisimétrico descrito en el inciso anterior, se simuló el comportamiento del sistema de precarga con drenes de arena en el tiempo. Se consideró una altura del terraplén con precarga $HT = 3.5\text{m}$ correspondiente a una altura $h=0.5\text{m}$ (Fig. 4.1.6.20).

Se consideraron los siguientes tiempos de análisis:

- Construcción hasta alcanzar la altura HT : 3 meses
- Reposo con sobrecarga: 3 meses
- Retiro de la sobrecarga y construcción del pavimento: 3 meses
- Hundimiento remanente por consolidación: 50 años

La Fig. 4.1.6.20 presenta los resultados del análisis. Los resultados muestran que la metodología desarrollada permite obtener la altura de proyecto (HP), una vez que la sobrecarga es retirada sin que se desarrollen hundimientos remanentes importantes.

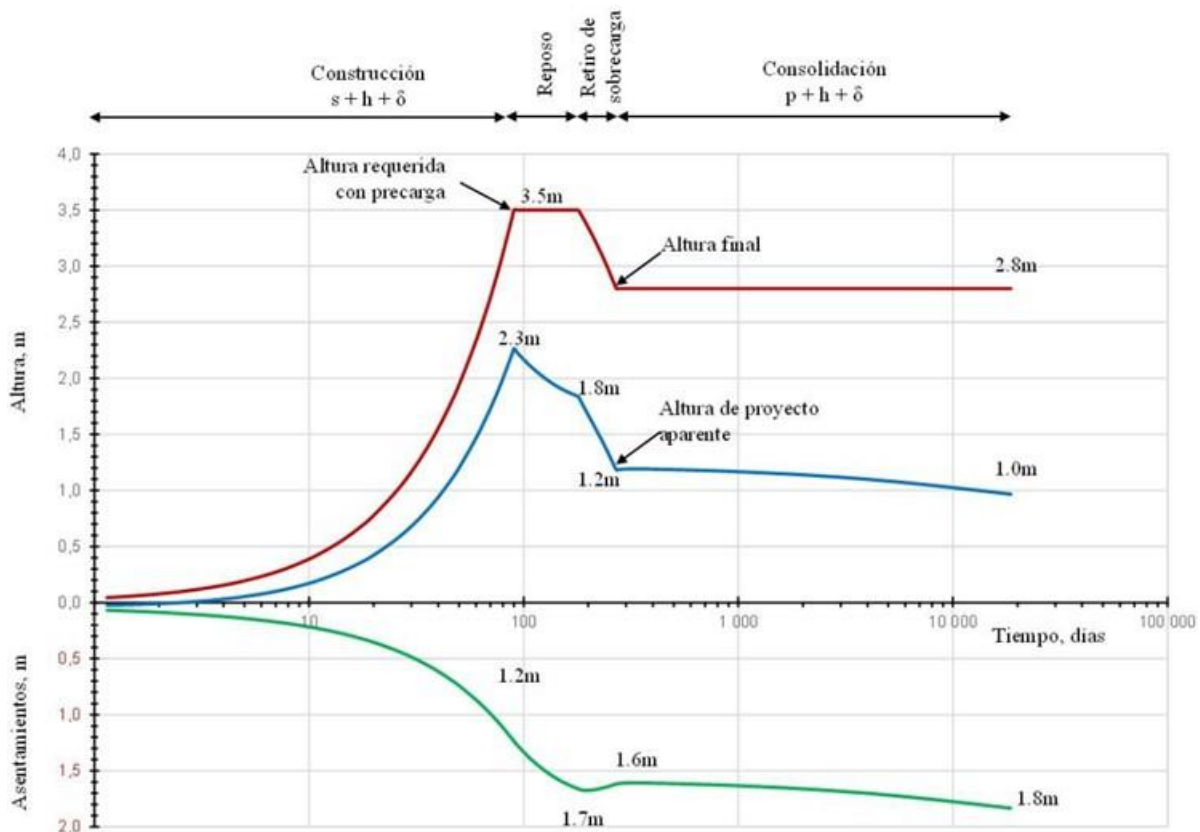


Fig. 4.1.6.20 Comportamiento del sistema de precarga con drenes de arena para $h=0.5\text{m}$ en el tiempo

4.1.6.1.4 Información geotécnica y modelo geotécnico final. Campaña de exploración 2014

El polígono de tramos de pruebas se ubica al sur de la zona del NAICM (Fig. 4.1.6.21), muy cerca de la cabecera sur de la pista 36R. La Fig. 4.1.6.22 muestra la ubicación del TPDV dentro del polígono de terraplenes de prueba.



Fig. 4.1.6.21 Ubicación del polígono de tramos de prueba (zona de terraplenes de prueba)



Fig. 4.1.6.22 Ubicación del TPDV

En la Fig. 4.1.6.23 se muestran los sondeos que se realizaron en la campaña de exploración en la zona del TPDV.



Fig. 4.1.6.23 Ubicación de los sondeos en el TPDV

En la Fig. 4.1.6.24 se muestra el concentrado de los perfiles de resistencia de punta dinámica (q_d , en kg/cm^2) de los sondeos realizado en el TPDV, hasta una profundidad de sondeo de 6m. En los primeros 70cm se observan resistencias mayores que las correspondientes a los estratos inmediatamente inferiores. De esta manera es posible identificar con cierta claridad el espesor de la costra superficial endurecida por secado (CS).

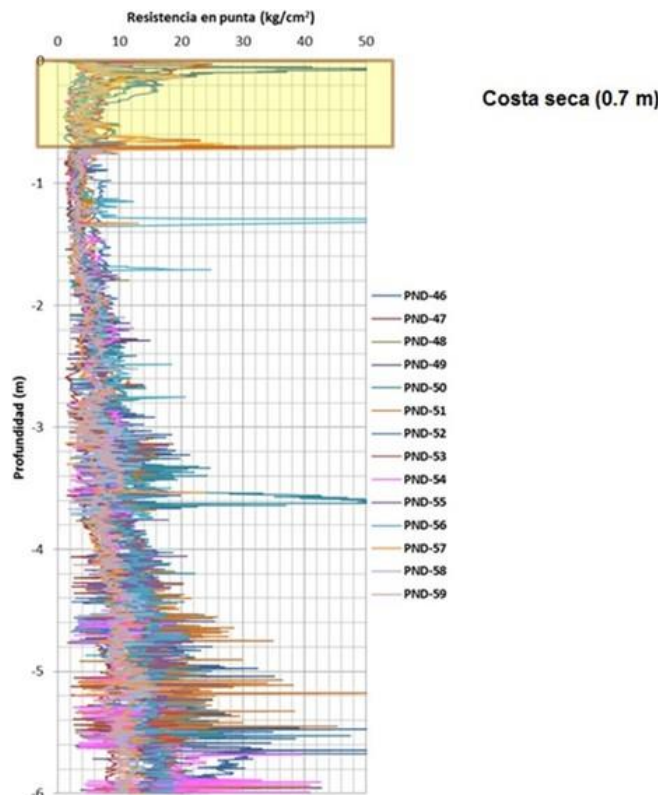


Fig. 4.1.6.24 Perfiles de resistencia de punta dinámica en el TPDV



En la Fig. 4.1.6.25 se muestra otro agrupamiento de las resistencias de punta dinámica. Nuevamente se pone en evidencia el contraste de resistencia entre la CS y los materiales blandos subyacentes. Las líneas de tendencia (líneas punteadas) representan los incrementos de resistencia de punta; es decir, menor pendiente, mayor resistencia. El estrato de 0.7 a 1.2m de profundidad (color verde) presenta la menor resistencia. Esto coincide con el alto contenido de agua a la misma profundidad, registrado en la tabla 4.1.6.3. Se trata de un material blando en medio de dos materiales con mayor rigidez. Bajo esta condición, las cargas por construcción del terraplén generan grandes desplazamientos del material blando, tanto laterales como verticales, principalmente en la zona debajo de los taludes de dicho terraplén.

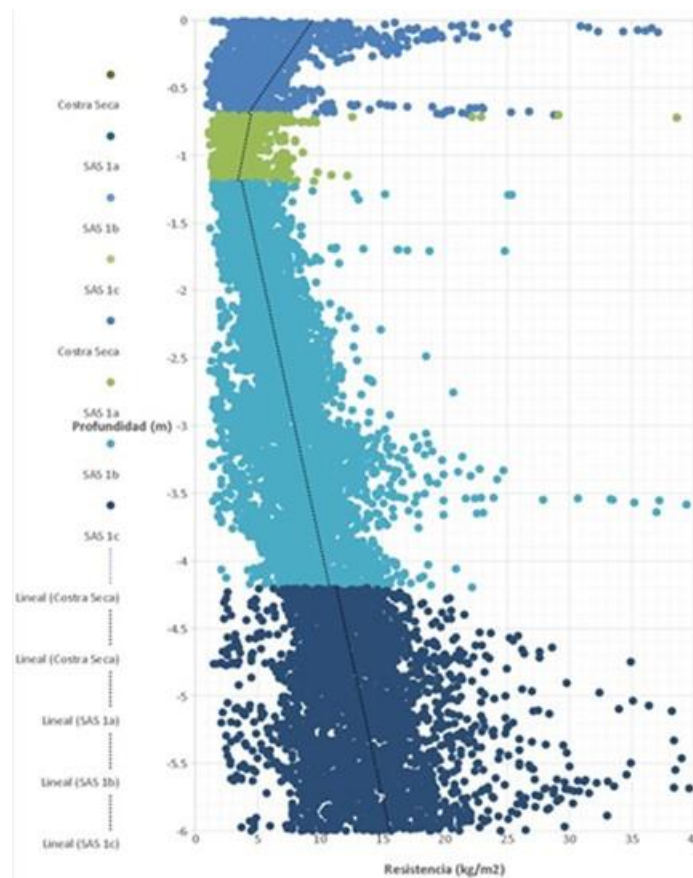


Fig. 4.1.6.25 Valores de resistencia de punta dinámica en el TPDV

Tabla 4.1.6.3 Contenidos de agua promedio (primeros 6m de profundidad)

Profundidad m		w %
0.00	0.70	73.73
0.70	1.20	201.01
1.20	1.80	102.47
1.80	2.40	95.33
2.40	3.00	145.77
3.00	3.60	129.93
3.60	4.20	125.04
4.20	4.80	211.89
4.80	5.40	225.22
5.40	6.00	239.49

En la Fig. 4.1.6.26 se muestra un re-agrupamiento de los perfiles por nivel de resistencia. El objetivo es identificar la distribución espacial en cuanto a resistencias y espesores de CS, en la zona donde se construirá el TPDV (Fig. 4.1.6.27)

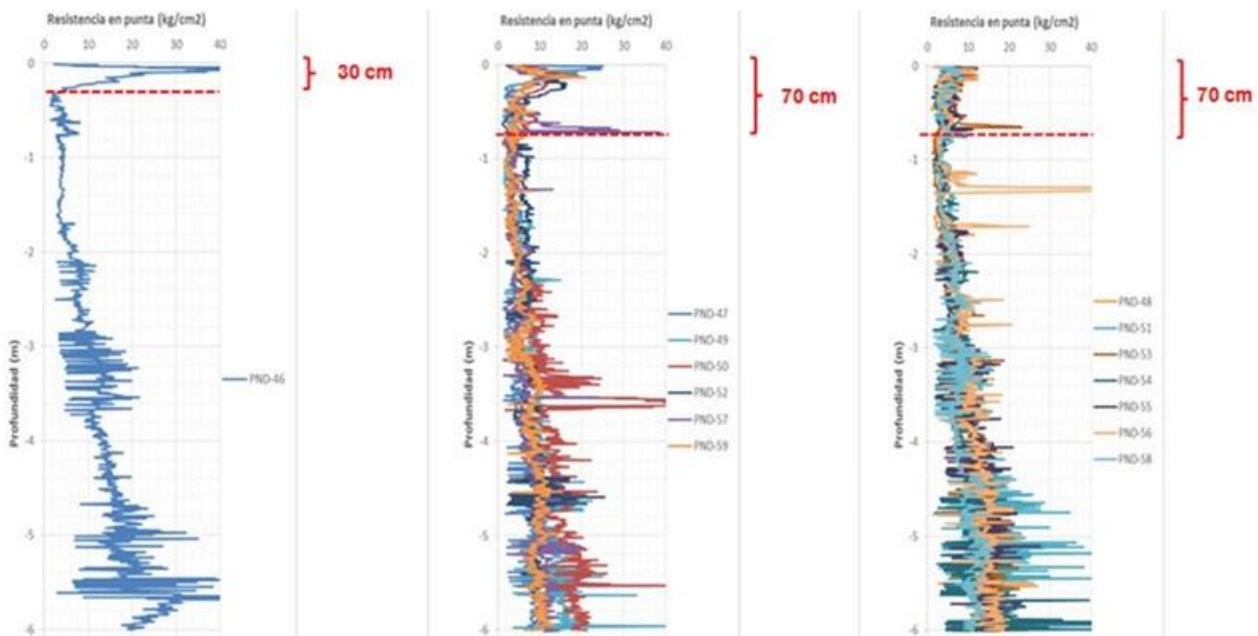


Fig. 4.1.6.26 Re-agrupamiento de los perfiles de resistencia de punta dinámica con base en su nivel de resistencia

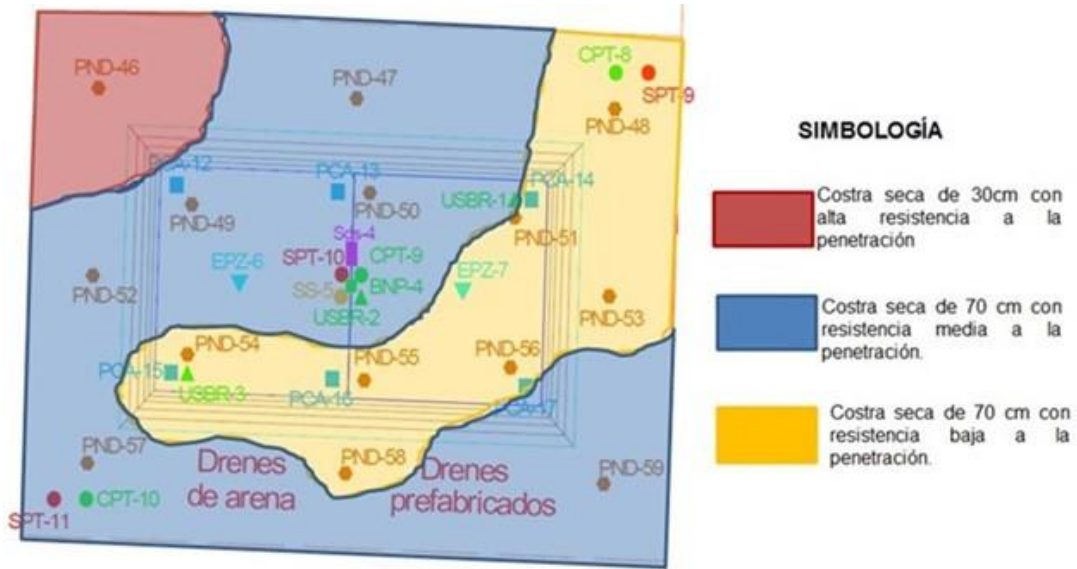


Fig. 4.1.6.27 Distribución espacial de la CS en la zona del TPDV, con base en su nivel de resistencia y espesor

Con la finalidad de identificar la profundidad de los lentes de arena (LA), capa dura (CD) y depósitos profundos (DP) en el sitio en estudio, se realizaron 11 sondeos con cono eléctrico (CPT). Los CPT 8, 9 y 10 se ubican en la zona del TPDV (Fig. 4.1.6.28). En la tabla 4.1.6.4 se muestran los tipos de conos utilizados para realizar la exploración en cada sondeo.

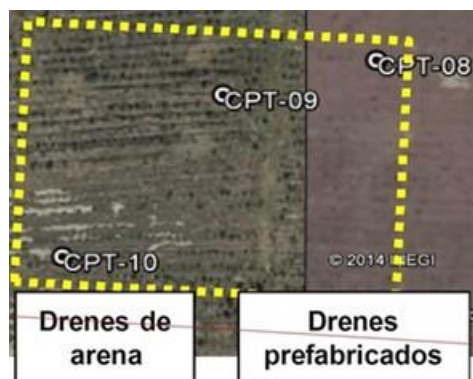


Fig. 4.1.6.28 Ubicación de los sondeos con cono eléctrico (CPT) en la zona del TPDV

Tabla 4.1.6.4 Tipos de conos eléctricos y profundidades de exploración

Sondeo No.	Profundidad de exploración m				
	Van Den Berg 7.5t	Flopac 1.5t	Cono Flopac 5t	Penetración Estandar SPT	Avance controlado AC
CPT-08	0.00-29.62		29.62-63.4	63.4-65.49	65.4-80.0
CPT-09	0.00-30.02				64.6-80.0
CPT-10	0.00-29.32	29.32-63.70	30.02-64.6	63.7-80.0	

Los valores de resistencia de punta (q_c) se registraron a cada 10cm. En la gráfica de la Fig. 4.1.6.29 se muestran los perfiles de resistencia de punta obtenidos con el cono eléctrico Van Den Berg (7.5t). Se observa una correlación aceptable entre los sondeos CPT-08 y CPT-09. No sucede lo mismo con el sondeo CPT-10 donde se observa un nivel de resistencia de punta mayor (hasta 2kg/cm²) respecto a los dos anteriores a pesar de la relativa cercanía entre los sondeos CPT. Por lo tanto, no es recomendable la determinación de parámetros por medio de correlaciones con este tipo de pruebas.

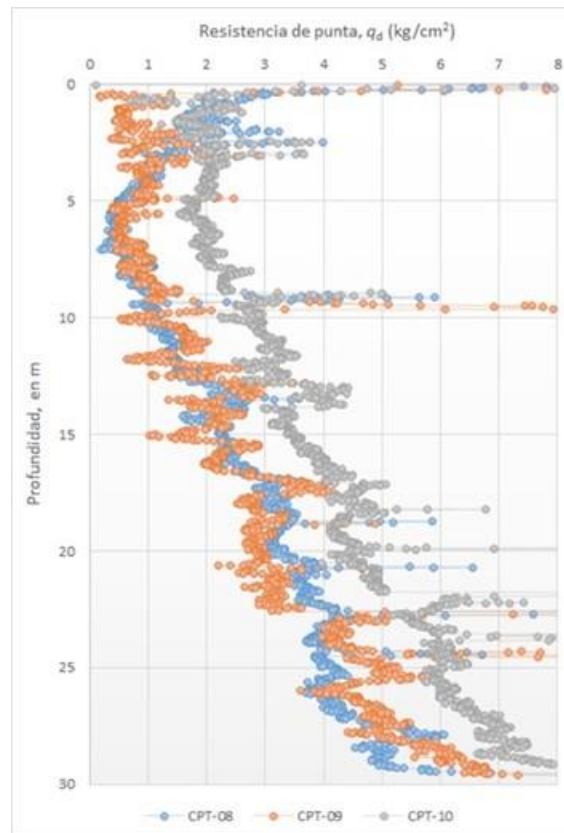


Fig. 4.1.6.29 Perfiles de resistencia de punta (CPT) en el TPDV



Los sondeos con cono eléctrico permiten identificar la ubicación de estratos rígidos y blandos pero no permiten conocer la estratigrafía a detalle de los materiales compresibles.

Con la finalidad de determinar las características estratigráficas y propiedades índices del suelo en el sitio en estudio, se realizaron 11 sondeos de penetración estándar (SPT). Los SPT 9, 10 y 11 se ubican en la zona del TPDV (Fig. 4.1.6.30). Las coordenadas de dichos sondeos se muestran en la tabla 4.1.6.5.

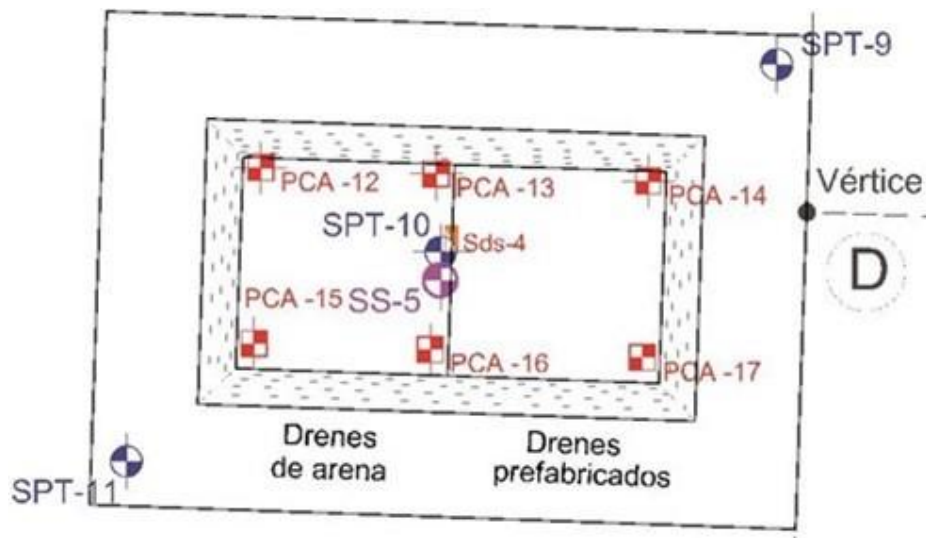


Fig. 4.1.6.30 Ubicación de los sondeos de penetración estándar (SPT) en la zona del TPDV

Tabla 4.1.6.5 Coordenadas y profundidad de los sondeos SPT-9, SPT-10 y SPT-11

Sondeo	Coordenadas		Profundidad alcanzada m
	X	Y	
SPT-9	501024.14	2155692.06	60.00
SPT-10	500976.64	2155665.20	60.00
SPT-11	500932.07	2155635.23	60.00

De los SPT 9, 10 y 11 fueron recuperadas muestras alteradas con las que se obtuvieron contenidos de agua a cada 60cm de avance. Los perfiles de contenido de agua, además de permitir identificar estratos blandos y rígidos, permiten identificar sub-estratos de suelos blandos con diferente rigidez y así obtener un modelo estratigráfico más realista (Fig. 4.1.6.31).

De las muestras alteradas obtenidas también pueden obtenerse granulometrías, pesos volumétricos y límites de consistencia los cuales permiten completar la clasificación de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

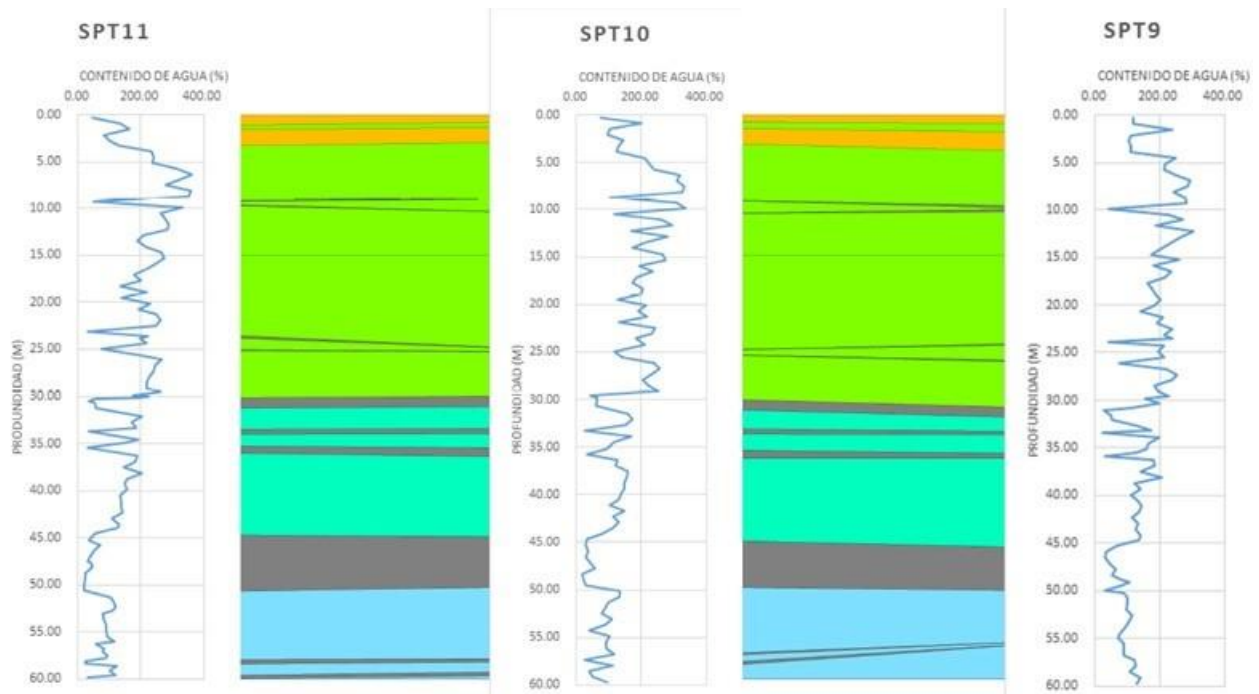


Fig. 4.1.6.31 Perfiles de contenido de agua en el TPDV y estratigrafía propuesta

Con la finalidad de obtener las características de rigidez, resistencia y compresibilidad se extrajeron muestras de suelo, utilizando muestreadores tipo Shelby. Esta técnica se aplica selectivamente con el propósito de suministrar al laboratorio especímenes inalterados a profundidades específicas (Fig. 4.1.6.32) para complementar la caracterización del terreno que se requiere para el diseño geotécnico.

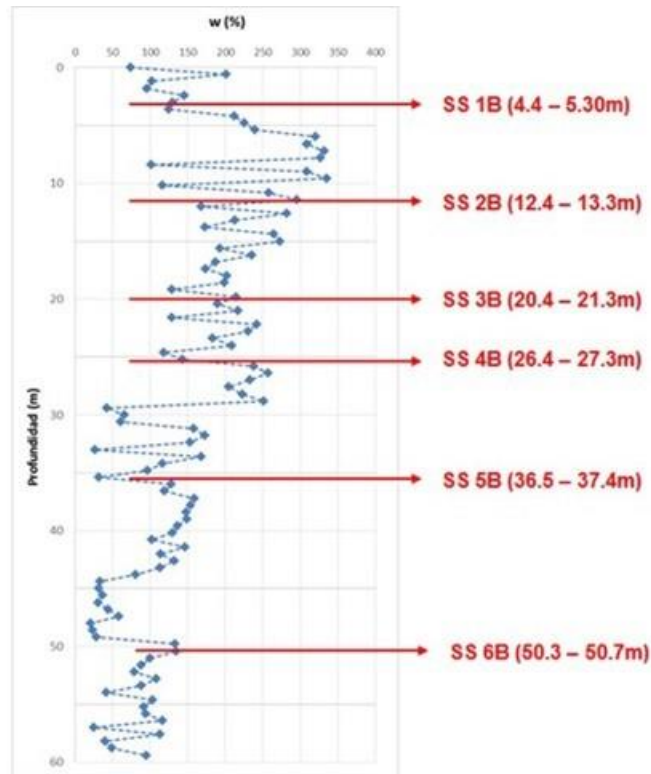


Fig. 4.1.6.32 Profundidades de extracción de muestras inalteradas en la zona del TPDV

En las tablas 4.1.6.6 y 4.1.6.7 se muestran los resultados de las pruebas triaxiales CU y UU, respectivamente. En la tabla 4.1.6.8 se muestran los resultados de las pruebas de consolidación.

Tabla 4.1.6.6 Parámetros de resistencia de pruebas triaxiales CU

Profundidad m	Prueba No.	w_i %	e_i	Presión de poro u kg/cm ²	Esfuerzo efectivo kg/cm ²	Esfuerzo cortante kg/cm ²	Ss	ϕ° CU
4.40 - 5.30	1B	221.75	6.35	0.41	0.61	0.30	2.69	36.1
12.40 - 13.30	2B	270.91	7.01	1.06	1.54	0.26	2.68	21.855
20.40 - 21.30	3B	241.50	6.57	2.17	2.70	0.48	2.71	36.869
26.40 - 27.30	4B	204.92	5.62	2.57	3.32	0.55	2.71	24.91
36.50 - 37.40	5B	162.59	5.62	2.29	3.08	0.75	2.71	32.29
50.30 - 50.70	6B	126.33	3.59	3.05	4.26	2.20	2.69	39.82



Tabla 4.1.6.7 Parámetros de resistencia de pruebas triaxiales UU

Profundidad m	w _i %	e _i	G _w %	γ _{mi} ton/m ³	Cohesión ton/m ²	S _s
4.40 - 5.30	238.06	5.27	99.94	1.19	1.5	2.21
12.40 - 13.30	217.44	5.45	100.38	1.24	1.4	2.51
20.40 - 21.30	115.79	3.09	99.63	1.40	2.9	2.66
26.40 - 27.30	217.32	5.87	99.91	1.25	4.2	2.70
36.50 - 37.40	191.91	5.21	99.81	1.27	4.9	2.71
50.30 - 50.70	132.70	3.40	100.02	1.36	11.3	2.57

Tabla 4.1.6.8 Parámetros de compresibilidad

Profundidad m	e _i	Cr	Cc	σ _P kg/cm ²	ep
4.40 - 5.30	6.87	3.07	0.27	0.45	6.38
12.40 - 13.30	7.41	4.92	0.43	0.80	6.89
20.40 - 21.30	7.91	6.51	0.37	1.30	7.47
26.40 - 27.30	8.43	8.29	0.45	1.69	8.04
36.50 - 37.40	6.69	4.90	0.26	1.96	6.34
50.30 - 50.70	4.23	0.14	0.05	1.67	4.10

Se realizaron 18 pruebas de permeabilidad: nueve del tipo USBR y nueve del tipo Lefranc. Los pozos de prueba se ubicaron en tres sitios en la zona del TPDV: USBR 1, USBR 2 y USBR 3 (Fig. 4.G.3.74). En cada sitio se excavaron pozos a 1, 3 y 5m de profundidad con el objetivo de determinar la permeabilidad k (m/s), en la CS y en las arcillas superficiales. En la tabla 4.1.6.9 se muestran los resultados obtenidos y las coordenadas de los sitios.

Tabla 4.1.6.9 Ubicación de las pruebas tipo USBR y permeabilidades obtenidas

Pruebas	Permeabilidad m/s	Coordenadas UTM	
		X	Y
USBR-1-1m	9.35E-08	501003.42	2155674.77
USBR-1-3m	-	501003.42	2155674.77
USBR-1-5m	-	501003.42	2155674.77
USBR-2-1m	7.06E-09	500979.62	2155661.78
USBR-2-3m	4.72E-10	500979.62	2155661.78
USBR-2-5m	4.06E-10	500979.62	2155661.78
USBR-3-1m	-	500952.73	2155651.69
USBR-3-3m	1.50E-08	500952.73	2155651.69
USBR-3-5m	1.02E-07	500952.73	2155651.69



En las pruebas USBR 1-3m y 1-5m no se logró infiltrar un gasto perceptible. Lo anterior sugiere una permeabilidad muy baja de las arcillas que no fue posible medir con esta técnica. En la prueba USBR 3-1m, no se pudo establecer el flujo, lo que sugiere que la costra se encontraba muy agrietada en este sitio. Se repitió el ensaye a unos metros y el resultado fue el mismo.

Los coeficientes de permeabilidad que se asocian a la CS son los correspondientes a las pruebas USBR 1-1m y 2-1m; es decir: $9.35 \times 10^{-8} \text{ (m/s)} = 8.1 \times 10^{-3} \text{ (m/día)}$ y $7.06 \times 10^{-9} \text{ (m/s)} = 6.1 \times 10^{-4} \text{ (m/día)}$, respectivamente. Se considera que la permeabilidad de la CS es mayor que la permeabilidad promedio de la serie arcillosa superior SAS ($4.7 \times 10^{-4} \text{ m/día}$; Herrera, et. al, 1974); por lo tanto, se acepta que el primer valor ($8.1 \times 10^{-3} \text{ m/día}$) representa dicha permeabilidad.

Las pruebas tipo Lefranc se ubicaron en los mismos sitios que las USBR. En cada sitio se realizaron pruebas a 10, 30 y 46m de profundidad para determinar la permeabilidad en un lente de arena (LA), en la capa dura (CD) y en los depósitos profundos (DP), respectivamente. En la tabla 4.1.6.10 se muestran las permeabilidades en cada prueba y su ubicación

Tabla 4.1.6.10 Ubicación de las pruebas tipo Lefranc y permeabilidades obtenidas

Pruebas	Permeabilidad m/s	Coordenadas UTM	
		X	Y
LF-1-10m	1.07E-08	501003.42	2155674.77
LF-1-31m	9.69E-09	501003.42	2155674.77
LF-1-46m	8.38E-10	501003.42	2155674.77
LF-2-10m	5.93E-09	500979.62	2155661.78
LF-2-31m	2.55E-08	500979.62	2155661.78
LF-2-46m	6.10E-09	500979.62	2155661.78
LF-3-10m	5.36E-09	500952.73	2155651.69
LF-3-31m	1.07E-09	500952.73	2155651.69
LF-3-46m	3.28E-08	500952.73	2155651.69

De los resultados obtenidos con las pruebas Lefranc se determinó que los coeficientes de permeabilidad: $1.07 \times 10^{-8} \text{ (m/s)} = 9.25 \times 10^{-4} \text{ (m/día)}$; $2.55 \times 10^{-8} = 2.2 \times 10^{-3}$ y $3.28 \times 10^{-8} = 2.8 \times 10^{-3}$, representan las permeabilidades de los LA (en la SAS), CD y DP, respectivamente.



Se realizaron mediciones de disipación de presión de poro a 20 m y 40 m de profundidad en once sitios correspondientes a la ubicación de los sondeos de cono eléctrico (CPT-01 a CPT-11). En el TPDV se realizaron este tipo de pruebas en la ubicación de los sondeos CPT 8 al 10.

Durante el hincado de los piezómetros de cuerda vibrante se genera un exceso de presión de poro que se disipa hasta alcanzar una presión de poro de equilibrio que en teoría debería ser igual a la piezometría inicial. El tiempo de disipación depende de la permeabilidad del suelo. En los suelos arcillosos de Texcoco dicho exceso se disipó en 24hrs, aproximadamente. En la tabla 4.1.6.11 se muestra la profundidad de las pruebas, tipo de instrumento utilizado y las presiones de poro de equilibrio e iniciales en cada sondeo.

Tabla 4.1.6.11 Profundidad, tipo de instrumento y presiones de poro de equilibrio e iniciales en las pruebas de disipación de presión de poro

Sondeo	Profundidad m	Equipo	U1 kPa	U2 kPa	Uo* kPa
CPT-08	20	SLOPE INDICATOR	197	198	195
	40	SLOPE INDICATOR	259	260	395
CPT-09	20	RST	196	200	195
	40	RST	328	333	395
CPT-10	20	SLOPE INDICATOR	181	182	195
	40	RST	288	301	395

De los registros de disipación de presión de poro en cada prueba se obtuvieron los coeficientes de permeabilidad aplicando el método de Baligh y Levadoux (1986), basado en la teoría de consolidación de Terzaghi. El método proporciona valores del factor tiempo (T) para diferentes grados de consolidación en función del tipo de cono y la posición del elemento poroso. El método permite determinar los coeficientes horizontales de consolidación y permeabilidad. Para obtener los coeficientes en la dirección vertical es necesario aplicar correlaciones empíricas que consideran estratificación o existencia de lentes de arena en el depósito de arcilla (Baligh y Levadoux, 1980). En la tabla 4.1.6.12 se presentan los coeficientes de permeabilidad obtenidos.



Tabla 4.1.6.12 Coeficientes de permeabilidad obtenidos a partir de los resultados de pruebas de disipación de presión de poro e interpretados con el método de Baligh y Levadoux (1986)

Prueba	Ch	kh	kv	Cv
CPT-08 (Depth= 20 m)	1.92E-02	2.15E-03	4.30E-04	3.83E-03
CPT-08 (Depth= 40 m)	2.06E-02	2.31E-03	4.63E-04	4.13E-03
CPT-09 (Depth= 20 m)	5.14E-03	1.52E-03	3.03E-04	1.03E-03
CPT-09 (Depth= 40 m)	6.35E-03	2.68E-04	5.37E-05	1.27E-03
CPT10 20m pz slope ind def	1.55E-01	1.74E-02	3.47E-03	3.10E-02
CPT-10 (Depth= 40 m)	6.62E-03	2.79E-04	5.59E-05	1.32E-03

Para la definición del modelo geotécnico (Tabla 4.1.6.13) se empleó toda la información mostrada anteriormente.

Tabla 4.1.6.13 Modelo geotécnico actualizado

Material	Profundidad de	w %	γ kN/m ³	E' kPa	ν'	e0	Cc	Cr	ϕ' °	c kPa	Kh	Kv
CS	0.00	0.70	47.78	15.00	10,000.00	0.33	-	-	50.00	35.00	8.10E-02	8.10E-02
SAS1	0.70	3.60	123.65	12.50	-	0.30	3.28	1.98	0.20	35.00	1.52E-03	3.03E-04
SAS2	3.60	9.00	299.04	11.93	-	0.30	6.87	3.07	0.27	36.10	1.52E-03	3.03E-04
L1	9.00	9.60	47.89	15.00	15,000.00	0.33	-	-	40.00	20.00	1.07E-03	1.07E-03
SAS3	9.60	12.60	289.95	12.38	-	0.30	7.41	4.92	0.43	21.86	1.52E-03	3.03E-04
SAS4	12.60	22.80	215.34	14.03	-	0.30	7.91	6.51	0.37	36.87	1.52E-03	3.03E-04
L2	22.80	23.40	31.82	15.00	15,000.00	0.33	-	-	40.00	20.00	1.07E-03	1.07E-03
SAS5	23.40	24.60	211.86	12.40	-	0.30	5.61	3.39	0.34	35.00	1.52E-03	3.03E-04
L3	24.60	25.20	77.17	15.00	15,000.00	0.33	-	-	40.00	20.00	1.07E-03	1.07E-03
SAS6	25.20	30.20	223.89	12.46	-	0.30	8.43	8.29	0.45	24.91	1.52E-03	3.03E-04
CD	30.20	31.30	47.68	16.00	20,000.00	0.33	-	-	40.00	30.00	2.55E-03	2.55E-03
SAI 1	31.30	38.40	152.95	12.74	-	0.30	6.69	4.90	0.26	32.29	2.79E-04	5.59E-05
SAI 2	38.40	44.10	136.85	13.50	-	0.30	3.63	2.19	0.22	35.00	2.79E-04	5.59E-05
DP1	44.10	50.00	38.43	18.00	30,000.00	0.33	-	-	40.00	30.00	3.28E-03	3.28E-03
SAP	50.00	60.00	87.35	13.56	-	0.30	4.23	0.14	0.05	39.82	2.79E-04	5.59E-05

4.1.6.1.5 Secuencia constructiva e instrumentación en el TR

En las Figs. 4.1.6.33 y 4.1.6.34 se presentan la geometría en planta y la sección transversal (al centro del terraplén) del TPDV, respectivamente. Se observa que el terraplén está dividido en dos partes: una mitad con drenes de arena (TPDA) y la otra con drenes prefabricados (TPDP). En la Fig. 4.1.6.35 se muestran los detalles indicados en la Fig. 4.1.6.34. Estas figuras reflejan los resultados obtenidos en los análisis preliminares.

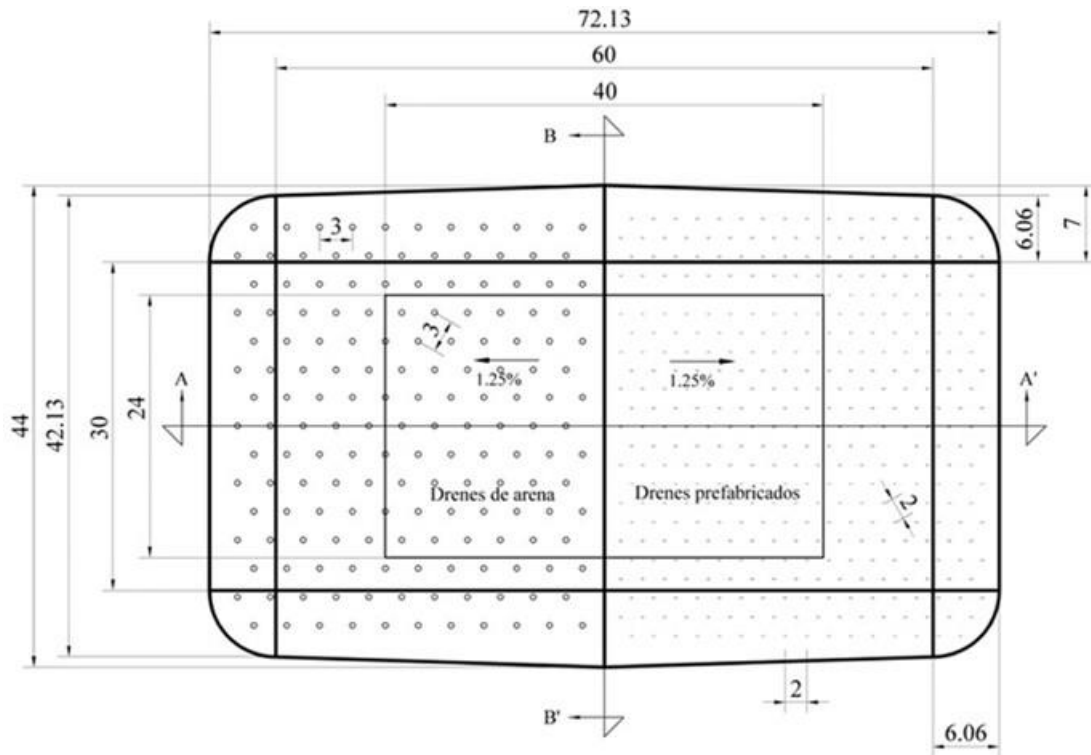


Fig. 4.1.6.33 Vista en planta

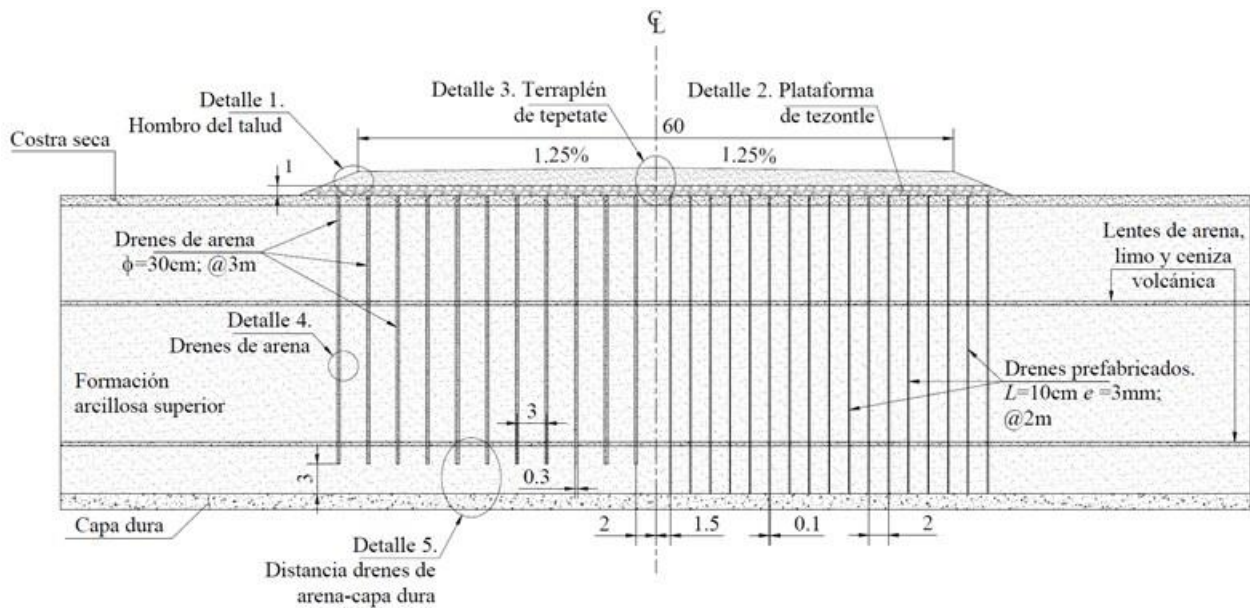


Fig. 4.1.6.34 Sección transversal A-A'

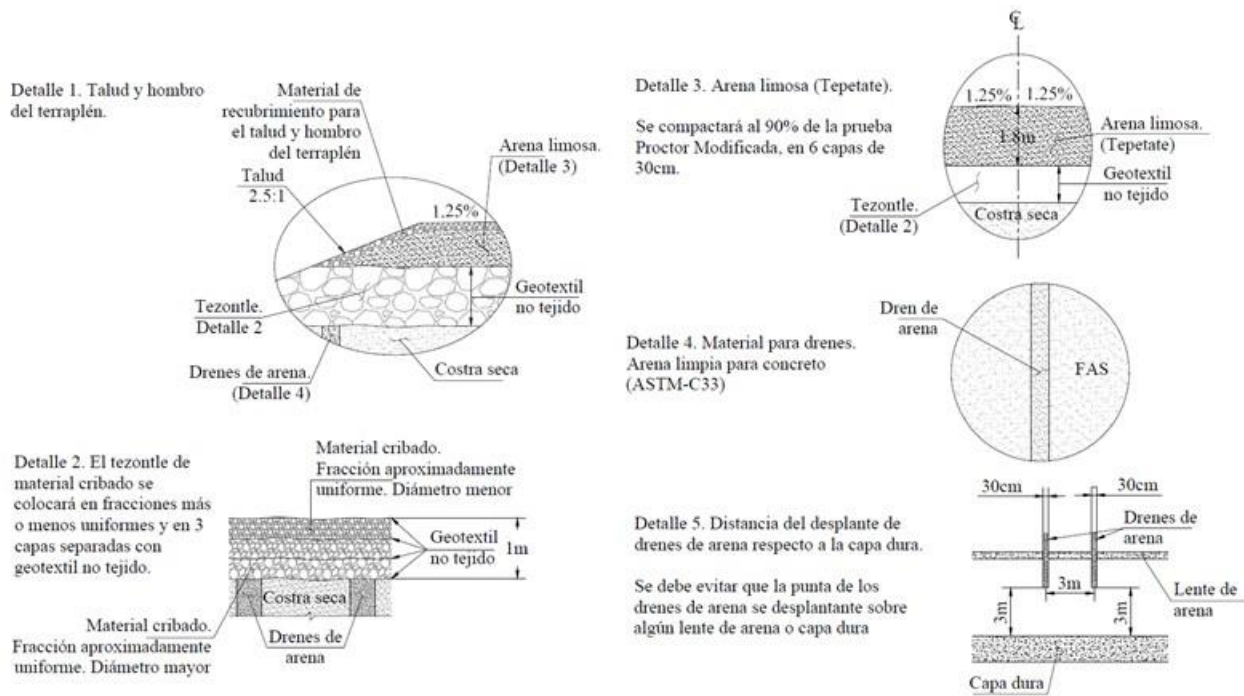


Fig. 4.1.6.35 Detalles indicados en la Fig. 4.1.6.34

Al inicio de la construcción de este sistema se llevaron a cabo trabajos previos tales como limpieza, trazo y nivelación del terreno. Posteriormente a la limpieza y el trazo se construyeron las trincheras drenantes perimetrales e internas de 60 x 60 cm. Simultáneamente con estos trabajos se colocó el sistema de instrumentación.

El día 23 de septiembre de 2014 inició la construcción del TPDV (Fig. 4.1.6.36). Se inició con la construcción de la plataforma de trabajo de 1 m de espesor, la cual se realizó colocando material granular (tezontle) en tres lechos separados por un geotextil no tejido; además, se colocó un geotextil entre el terreno natural y el primer lecho de tezontle.

Estructura	Inicio	Término	Peso volumétrico promedio kg/m ³	Estructura	Inicio	Término	Peso volumétrico promedio kg/m ³
Capa de subyacente	28-Oct.-14	30-Oct.-14	1,759	1ra Capa de Subyacente	28-Oct.-14	30-Oct.-14	1,808
Capa de Tezontle	23-Sep.-14	22-Oct.-14	1,133	Capa de Tezontle	23-Sep.-14	22-Oct.-14	1,133

Fig. 4.1.6.36 Secuencia constructiva hasta el 30 de octubre del 2014 y pesos volumétricos en el TPDP (lado izquierdo) y TPDA (lado derecho)



Con la plataforma lista se ubicó la posición de cada dren con estacas de madera. Los drenes prefabricados se instalaron desde la superficie de la plataforma de trabajo hasta 30m de profundidad, esto es 29m por debajo del nivel del terreno natural (NTN). Se instalaron hincando mandriles que protegieron al dren de desprendimientos, cortes o abrasión durante la instalación. Una vez colocados se realizó el corte del dren dejando una holgura de la parte superior de la plataforma de trabajo.

Terminada la colocación de todos los drenes prefabricados se procedió a colocar una primera capa de tepetate para colocar los drenes de arena. Esta capa permite la limpieza eficiente del material extraído. Posteriormente se situó el equipo que realizó la perforación en la posición de cada dren. Se colocó un ademe de acero de 40 cm de diámetro hasta la profundidad indicada. La colocación de arena se realizó mediante caída libre a través del tubo hasta que alcanzó el nivel inferior de la plataforma de trabajo. Fue necesario aplicar vibración en la tolva y aire al final de la tubería.

Una vez concluida la construcción de los drenes se colocó el tepetate por capas, de espesor no especificado por la contratista. La fecha al final de la construcción fue el 26 de noviembre de 2014.

La forma en que fue construido el TPDV ha tenido gran relevancia en su respuesta y comportamiento. Inicialmente se definió un procedimiento para llevar a cabo su construcción; sin embargo, en campo se presentaron imprevistos que obligaron a modificar los siguientes aspectos:

- El diámetro de los drenes de arena. Se definió un diámetro de 30cm con base en modelaciones que permitieron comprobar que la eficiencia en cuanto a drenaje era óptima; sin embargo, la máquina con la que contaba la contratista realizaba barrenos de 40cm. Esto provocó un sobre volumen de arena del 78% aproximadamente.
- La colocación de la arena en la perforación. A pesar de que en la literatura internacional se menciona la construcción de drenes de arena con perforadora helicoidal con vástago hueco, la contratista no pudo colocar la arena en la perforación a través de dicho vástago. El argumento fue que se generaba un efecto de arco que impedía que la arena se depositara; por lo tanto, fue necesario implementar una metodología diferente que consistía en retirar la perforadora, introducir una tubería y depositar la arena a través de la misma. Lo anterior no resolvió el problema ya que continuaba presentándose el mismo efecto. Fue necesario utilizar una bomba de aire y una máquina para generar vibración en la tubería y así “romper” el efecto de arco. Las consecuencias fue un gran remoldeo en las paredes de la perforación y retrasos importantes.

- El tipo de arena. Se especificó arena limpia para concreto (ASTM-C33). La contratista argumentó que ese tipo de arena no existía en los bancos que se tenían contemplados para la extracción de los materiales de construcción. Se utilizó arena de tezontle la cual contenía hasta 6% de finos.
- El material de reposición en el espesor de la costra seca. Se especificó grava arenosa limpia (Arena >15% y Finos <5%). Se colocó el mismo tipo de arena que en el dren.
- La profundidad de los drenes prefabricados. Se especificó que estos drenes deberían alcanzar la profundidad de la capa dura. Sondeos iniciales cercanos a la zona indicaban una profundidad de 30m. Los sondeos en la zona del TPDV indicaban 32m de profundidad. Los drenes prefabricados llegaron a 29m.

En la Fig. 4.1.6.37 se presenta la ubicación esquemática de la instrumentación geotécnica en el TPDV

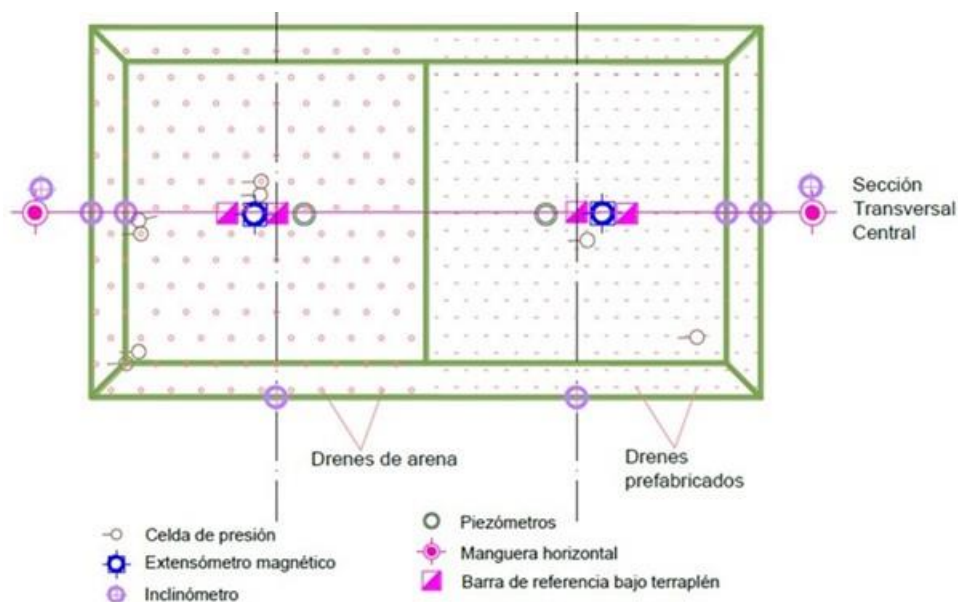


Fig. 4.1.6.37 Esquema en planta de la instrumentación del TPDV

Las celdas de presión se encuentran ubicadas en los contactos terreno-tezontle, dren de arena-tezontle y tezontle-tepetate. El objetivo de estos instrumentos es verificar la magnitud y distribución de la presión transmitida al terreno por el terraplén (estimada a partir de los pesos volumétricos de los materiales). Para el TR, se instalaron cinco celdas de presión. Cuatro de estas se instalarán en la sección central transversal al eje del trazo, bajo el terraplén, directamente sobre el terreno natural, distribuidas de la siguiente forma: una al centro, una más a 10 m de la celda del centro y dos más en los extremos (al eje de los hombros). Finalmente, una celda se colocará en el centro, pero bajo la estructura de pavimento.



La estación piezométrica permitirá determinar el perfil piezométrico inicial y los excesos de presión de poro inducidos en las diferentes etapas de la construcción. Se colocará una estación compuesta por cinco piezómetros. Esta estación será colocada justo al centro del terraplén. Los piezómetros se instalarán a 4 m, 9 m, 18 m, 29 m y 38 m de profundidad, conservando su brocal una separación de 2 m.

La manguera horizontal transversal por debajo del tezontle será de utilidad para determinar el perfil de asentamientos al nivel del terreno natural. Esta se instaló en la base del terraplén, pasando por la sección central transversal al eje del trazo. La elevación de la manguera se determina midiendo la presión del fluido que contiene.

Los inclinómetros permitirán medir la distribución de desplazamientos horizontales en el suelo con la profundidad, principalmente debajo de los hombros del talud. Se instalarán cuatro tubos para inclinómetro, todos a 31 m de profundidad (PCD). Tres inclinómetros se instalarán en la sección central transversal al eje del trazo, de la siguiente forma: uno en el hombro del terraplén, otro al pie del talud del terraplén y uno más a 5 m de distancia del pie del talud. El cuarto inclinómetro se instalará en la sección central longitudinal, al pie del talud.

4.1.6.2 Comportamiento observado

4.1.6.2.1 Estaciones piezométricas

La Fig. 4.1.6.38 muestra la ubicación en planta de las dos estaciones piezométricas instaladas en el TPDV. En los lados izquierdo y derecho se observan los piezómetros instalados en el TPDA y TPDP, respectivamente. En ambos terraplenes, las profundidades de los piezómetros son de 4, 9 y 18m.

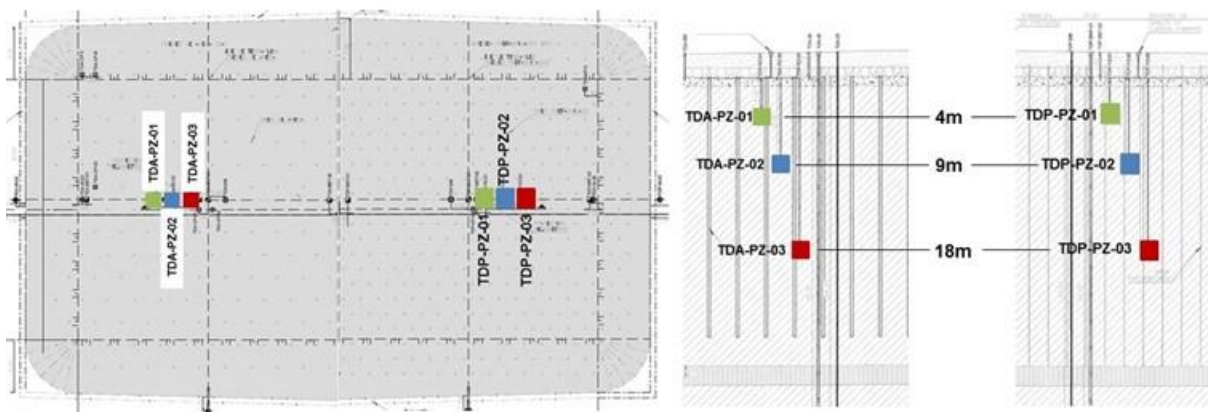


Fig. 4.1.6.38 Estaciones piezométricas en el TPDV



Las Figs. 4.1.6.39 y 4.1.6.40 muestran los excesos de presión de poro en el terreno con el tiempo, en los piezómetros instalados en el TPDV. Las líneas negras (vertical y horizontal) indican la fecha final de construcción y la presión teórica correspondiente al peso del terraplén. Las oscilaciones de las presiones registradas podrían asociarse con variaciones del NAF.

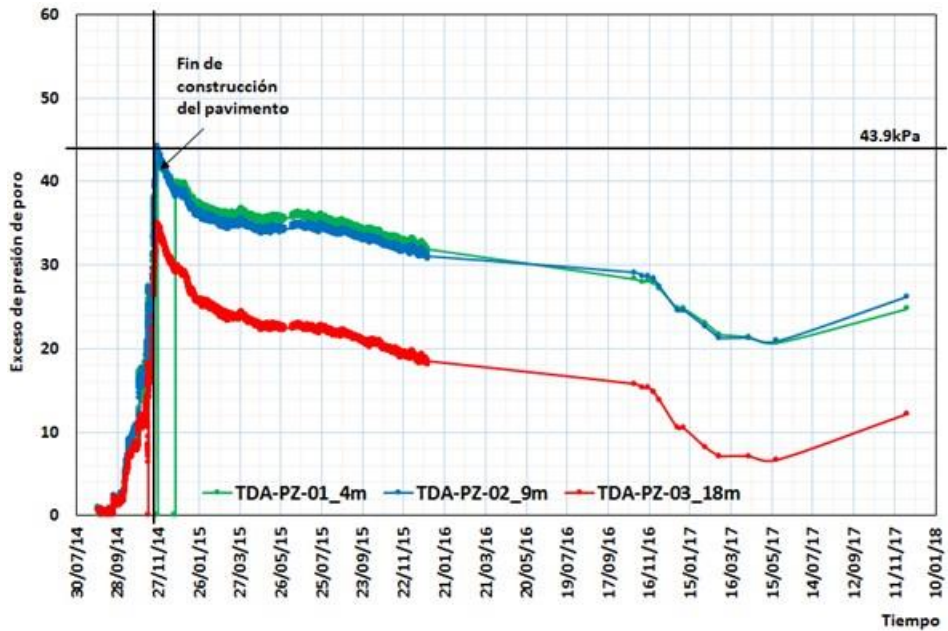


Fig. 4.1.6.39 Evolución de presión de poro en el TPDA

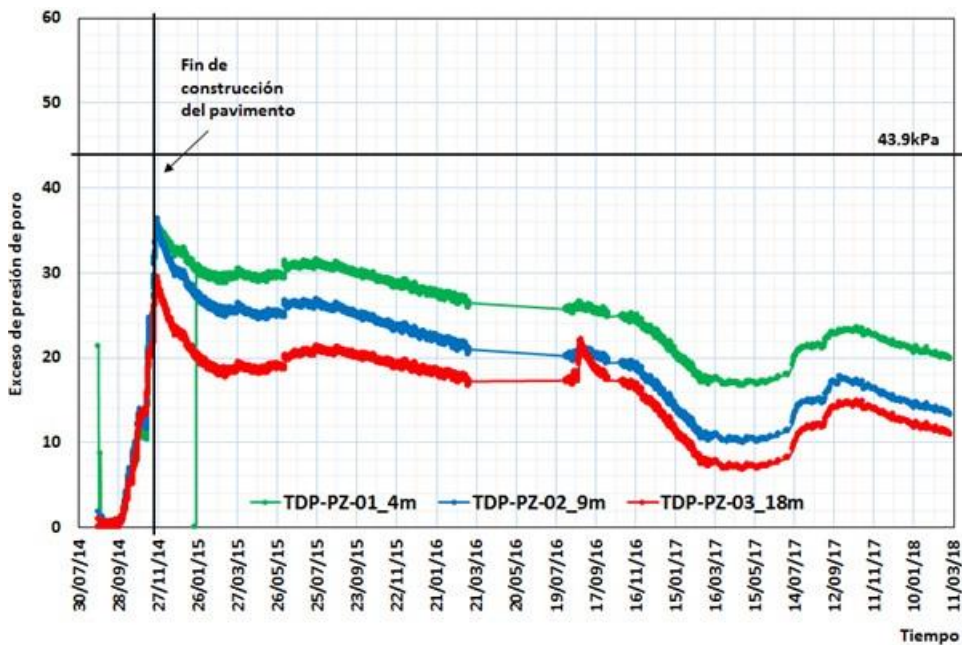


Fig. 4.1.6.40 Evolución de presión de poro en el TPDV



En los piezómetros más superficiales del TPDV (TDA-PZ-01 y 02) se observa que los esfuerzos teóricos son aproximadamente iguales a los medidos. Sin embargo, durante la construcción existen disipaciones de presiones de poro, además los piezómetros superficiales están a 4 y 9m de profundidad; por lo que las presiones medidas deberían ser un poco menores que las teóricas. Si dichos excesos de presión medidos al final de la construcción del terraplén, son iguales a la presión teórica, entonces se confirma la colocación de sobre-volúmenes de materiales.

No sucede lo mismo con los piezómetros más superficiales del TPDP (TDP-PZ-01 y 02) donde las mediciones son significativamente menores. Esto indica una mayor disipación del exceso de presión de poro en el TPDP durante la construcción.

La respuesta de los piezómetros con el tiempo, es la resultante de dos efectos:

- La disipación de exceso de presión de poro provocado por el peso del terraplén
- El incremento de presión debido al cambio de posición del piezómetro respecto al nivel freático, por hundimiento.

En más de tres años de observación los piezómetros TDA-PZ-01 y 02 y TDP-PZ-01, reportan reducciones aparentes de aproximadamente 20kPa, respecto al esfuerzo teórico debajo del terraplén (44kPa). En enero del presente año, se estima que estos piezómetros habían bajado 300cm (Fig. 4.1.4.34). Esto quiere decir que los incrementos de las presiones de poro en los piezómetros fueron de aproximadamente 30kPa. Entonces, las disipaciones de presión de poro se pueden estimar en 50kPa. Por lo tanto, las presiones de poro en exceso se han disipado en ambos terraplenes.

Los piezómetros TDA-PZ-03 y TDP-PZ-03 miden disipaciones importantes de excesos de presiones después de la construcción.

Todos los piezómetros en el TPDV fueron instalados antes de la construcción del terraplén, por lo que registran excesos de presiones de poro desde el inicio de la construcción. Por tanto, es posible identificar con cierta precisión las etapas constructivas del TPDV (Figs. 4.1.6.41 y 4.1.6.42).

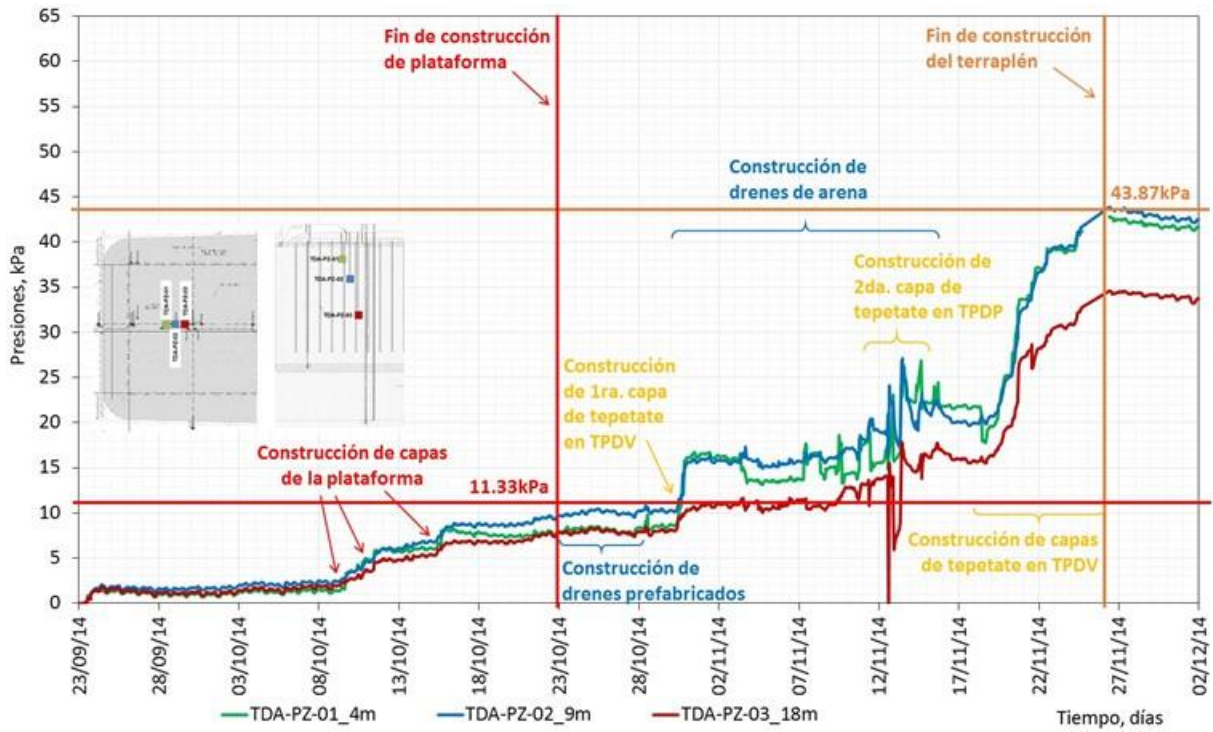


Fig. 4.1.6.41 Excesos de presión de poro durante la construcción del TPDA

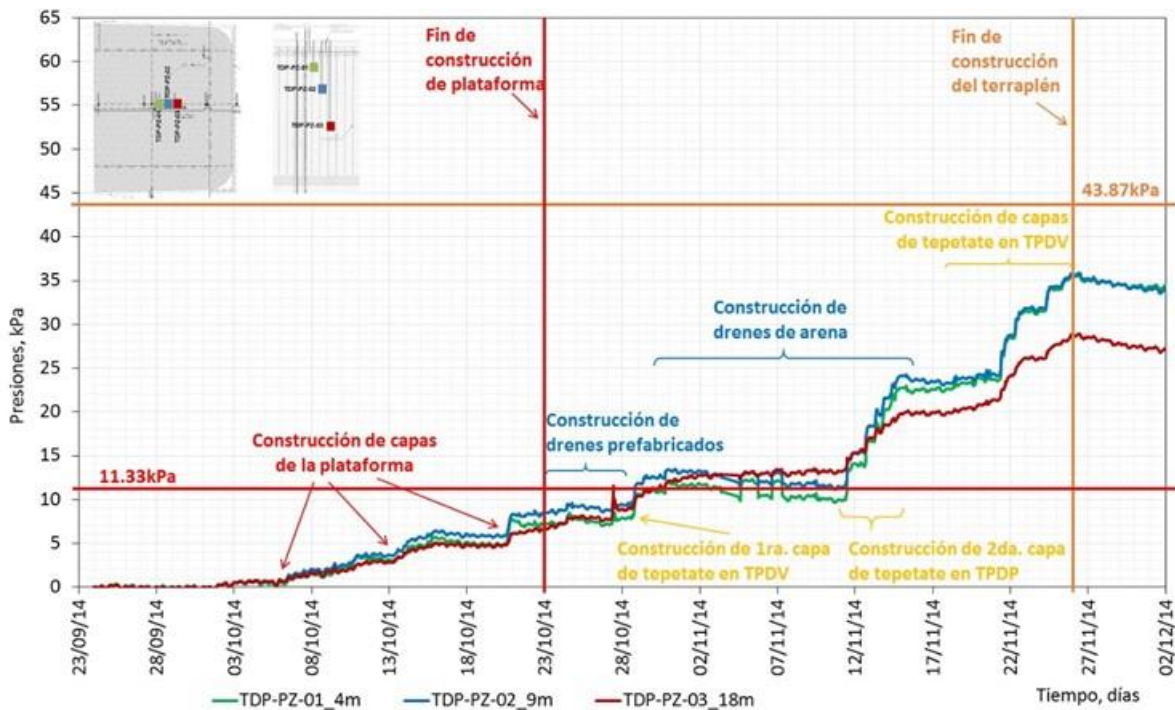


Fig. 4.1.6.42 Excesos de presión de poro durante la construcción del TPDP

4.1.6.2.2 Manguera horizontal transversal por debajo del tezontle

En la Fig. 4.1.6.43 se muestra un esquema de la manguera horizontal flexible que pasa por la base un terraplén en su sección transversal.

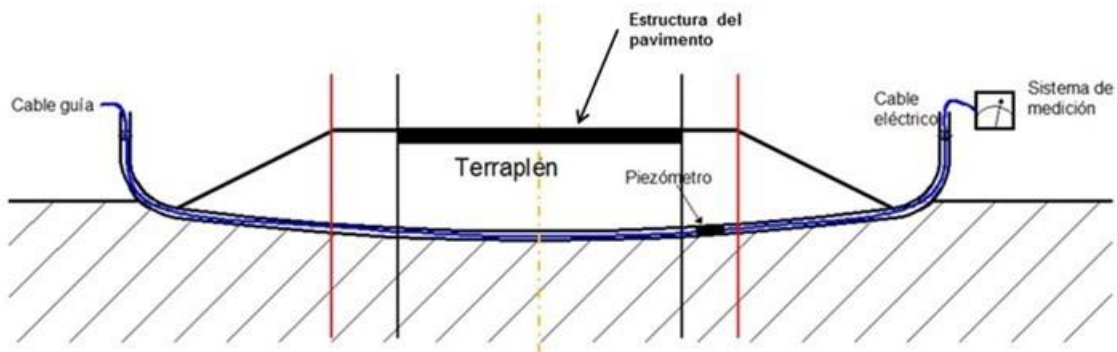


Fig. 4.1.6.43 Esquema de manguera transversal por debajo de un terraplén

En la Fig. 4.1.6.44 se muestran las distribuciones de asentamientos en el tiempo. En esta figura se resalta el color de las gráficas correspondientes a las siguientes fechas:

- 26 de noviembre de 2014; final de la construcción del terraplén de tepetate (rojo)
- 15 de enero de 2018; lectura final (negro)

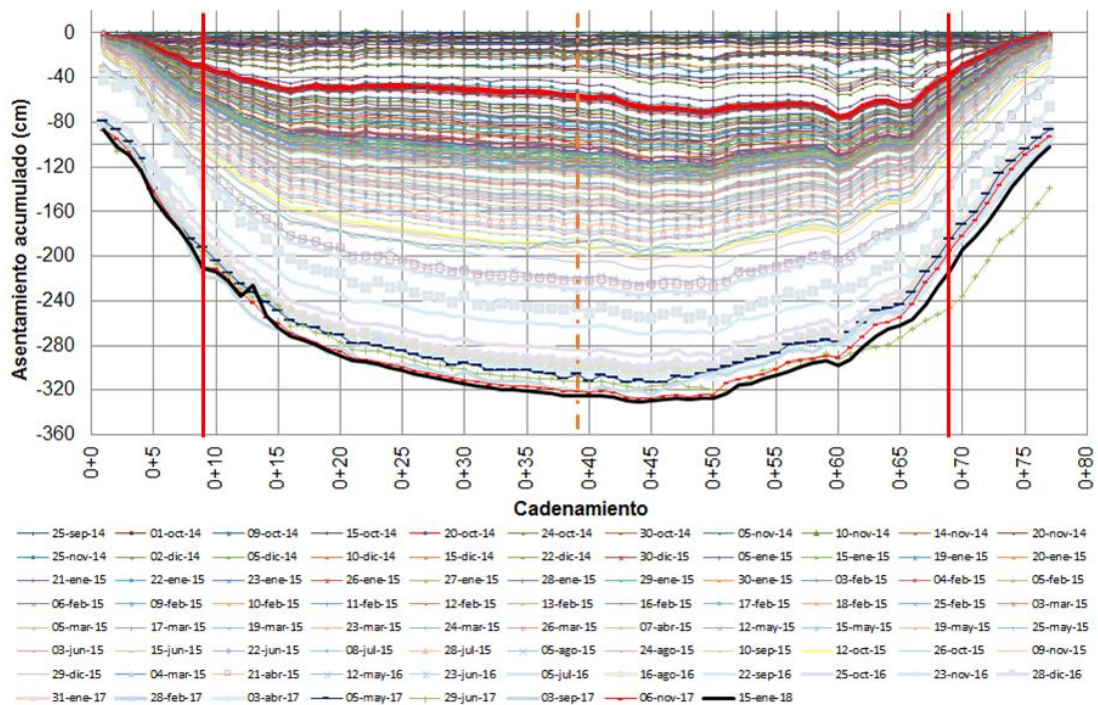


Fig. 4.1.4.44 Perfiles de asentamientos con el tiempo



Se observa lo siguiente:

- La curva de color rojo representa la distribución de asentamientos al final de la construcción del terraplén (26 de nov del 2014). Estos asentamientos son siempre mayores del lado del terraplén con drenes prefabricados (lado izquierdo). Esto se debe al mejoramiento del terreno que proporcionan los drenes de arena (lado derecho)
- Los asentamientos al final de la construcción del terraplén son aproximadamente de 40 a 80cm, de los drenes de arena a los prefabricados, respectivamente.
- Después de más de 3 años de iniciada la construcción del TR, este presenta una distribución de asentamientos no simétrica (mayor de lado de los drenes prefabricados). El asentamiento máximo es de 320cm.
- El asentamiento correspondiente al periodo de observación después de la construcción, que ha sido de 40 meses (por consolidación del exceso de presión de poro) es de 240cm, aproximadamente.

En la Fig. 4.1.4.45 se muestra la gráfica de asentamientos con el tiempo al centro del terraplén. Se observa un cambio drástico de pendiente en la tendencia de la curva a partir de los 20 meses del final de la construcción. Este cambio podría asociarse con una variación del NAF. Al bajar el NAF aumentarían los esfuerzos efectivos y se aceleraría el asentamiento. Esta hipótesis se ve reforzada por los abatimientos piezométricos registrados a partir de la misma fecha (Fig. 4.1.6.39 y 4.1.6.40). Es muy recomendable verificar la posición actual del NAF y seguir su evolución en el futuro.

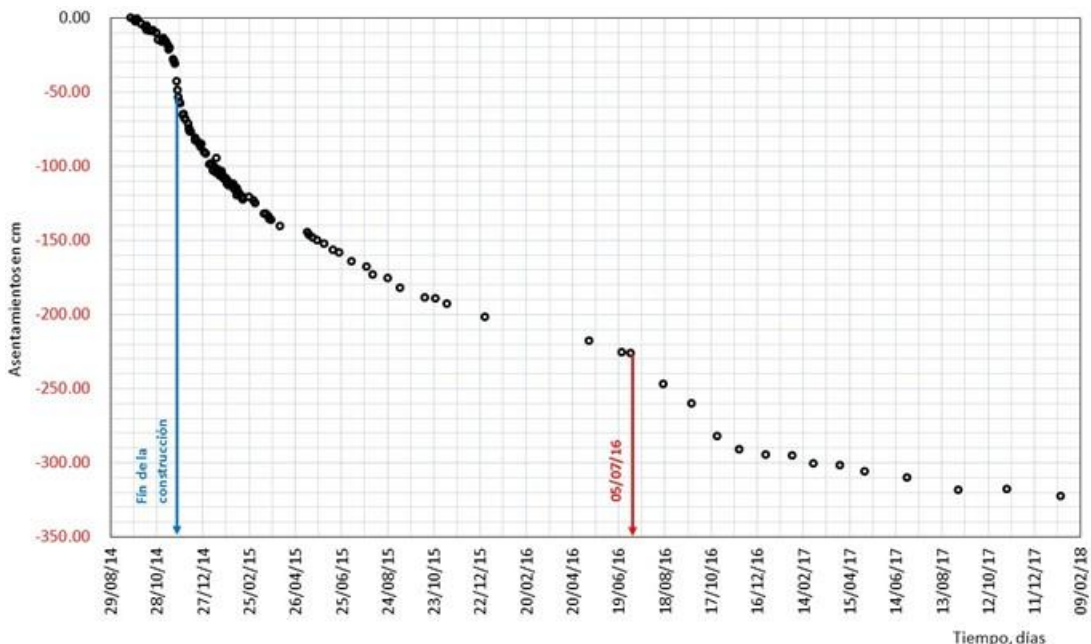


Fig. 4.1.4.45 Asentamientos con el tiempo al centro del TPDV



4.1.7 Terraplén estructural piloteado

En la literatura técnica mundial se reconoce que cuando se trata de minimizar los asentamientos de un terraplén, bien se puede recurrir a una solución a base de pilotes prefabricados. Dadas las condiciones que impone el hundimiento regional que prevalece en la zona, dichos pilotes deben trabajar fundamentalmente por fricción; esto es, su punta no debe tocar estratos duros, sino que toda su longitud debe estar embebida en la Formación Arcillosa Superior (FAS). Sobre su cabeza, los pilotes cuentan con un capitel que constituye una ampliación de su sección transversal, y que tiene por objetivo propiciar la transferencia de cargas del terraplén a éstos, además de impedir que se desarrolle un posible mecanismo de penetración del pilote en los suelos del terraplén (Fig. 4.1.7.1).

El suelo que queda fuera del área cubierta por los capiteles tiene la tendencia a asentarse generando con ello un fenómeno de arqueo, con lo que se propicia que buena parte del peso propio del terraplén se transfiera al capitel de los pilotes; y de éstos a estratos más profundos, menos compresibles.

Se tiene conocimiento, que este tipo de sistema se ha empleado para terraplenes carreteros, terraplenes para vías férreas, áreas de estacionamiento y pisos industriales, en lugares con suelos blandos.

La mayor virtud que puede reconocerse a este sistema de cimentación, es el seguimiento muy cercano que se puede lograr entre los movimientos del terraplén, y los que impone el hundimiento regional; en efecto, la flexibilidad del sistema que permite ajustar separación y dimensiones de pilotes, incluyendo su longitud, y las de capiteles, permite lograr mínimo asentamiento de un terraplén, con respecto a la superficie del terreno con hundimiento regional. El uso cotidiano de pilotes de fricción en el Valle de México asegura una solución bien conocida y probada, que podría resultar económicamente rentable, porque si bien los pilotes llevan acero de refuerzo, la separación entre ellos puede ser mayor que para inclusiones rígidas sin capiteles, no requiere el transporte y disposición en sitios de tiro del material excavado, no emplea grandes y pesadas grúas, y no depende del suministro extranjero de drenes artificiales, o bien no requiere de arenas limpias, muy escasas por cierto en el Valle de México.

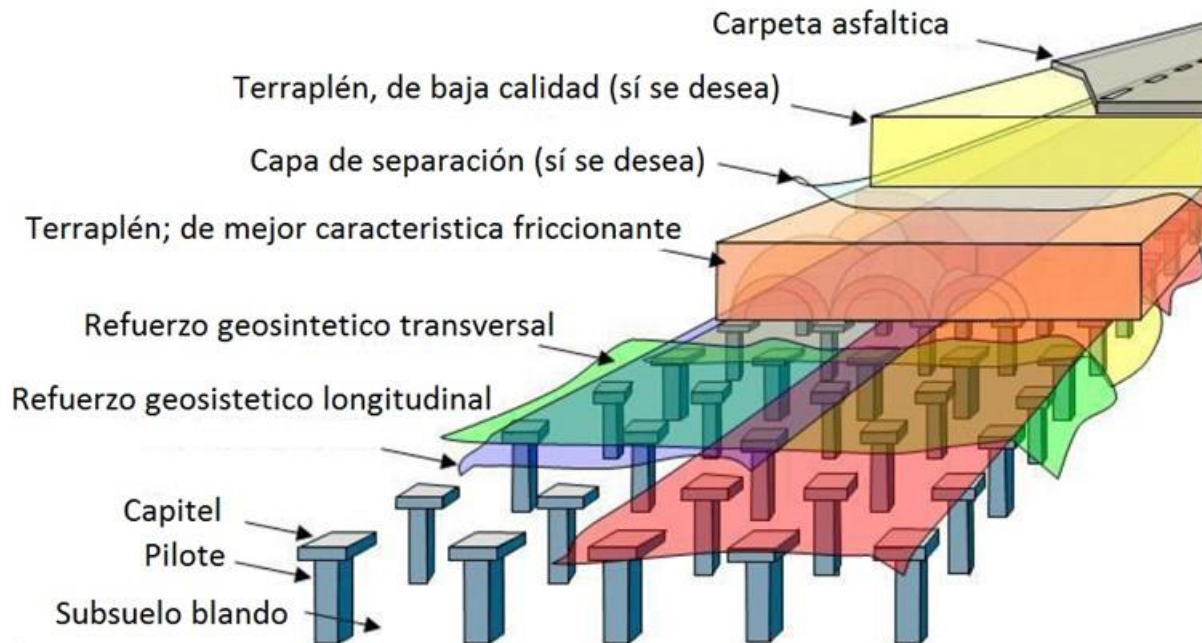


Fig. 4.1.7.1. Esquema del terraplén estructural piloteado (Eekelen, 2015).

Para conocer el comportamiento de un terraplén estructural piloteado y comparar su comportamiento con otras soluciones empleadas en la construcción de terraplenes, se construyó e instrumentó uno junto con otras soluciones en la cabecera sur de la pista 3. Se eligió tal ubicación dado que en el proyecto en esa zona de última aproximación de las aeronaves sólo se tiene contemplada la construcción de ayudas a la navegación; así, estos tramos de prueba tendrán una larga vida y se podrá conocer su comportamiento no solo durante el procedimiento constructivo sino a muy largo plazo. El terraplén piloteado se construyó contiguo a un terraplén con inclusiones rígidas.

La instrumentación contempló la instalación de piezómetros eléctricos de cuerda vibrante dentro de la masa de suelo a diferentes profundidades. Celdas de presión en diferentes zonas debajo del terraplén, sobre capiteles y entre ellos. Un perfil de asentamientos que permite conocer la configuración de las deformaciones verticales justo al centro del terraplén. También se colocaron puntos de referencia sobre el terraplén en el pavimento y alrededor del terraplén ubicados sobre el suelo, estos puntos son monitoreados topográficamente y permiten conocer las deformaciones en toda la superficie. Además, se miden con inclinómetros los desplazamientos laterales cerca del pie de uno de los taludes del terraplén, justo en el pie y en uno de los hombros.

El terraplén piloteado, junto con las demás opciones para soportar terraplenes en suelos blandos fueron construidas en septiembre de 2014 y en cada informe entregado se han presentado las mediciones. En lo que sigue se comentan los resultados más significativos

de las mediciones de los instrumentos instalados en este terraplén tras tres años y medio de monitoreo; las gráficas con todas las mediciones se presentarán en extenso en una nota técnica que está por emitirse.

Debido a la construcción del terraplén, la presión de poro se incrementó, en la Fig. 4.1.7.2 se presenta la evolución del exceso de presión de poro medida con los piezómetros a diferentes profundidades. El mayor exceso fue de 20 kPa en las tres profundidades. La disipación ha sido más rápida a la profundidad de cuatro metros, esto es debido a que la distancia hacia un estrato drenante, en este caso la costra superficial, es más corta que en los otros dos casos. Las mediciones en las otras dos profundidades indican que se ha disipado un poco más de la mitad del exceso total.

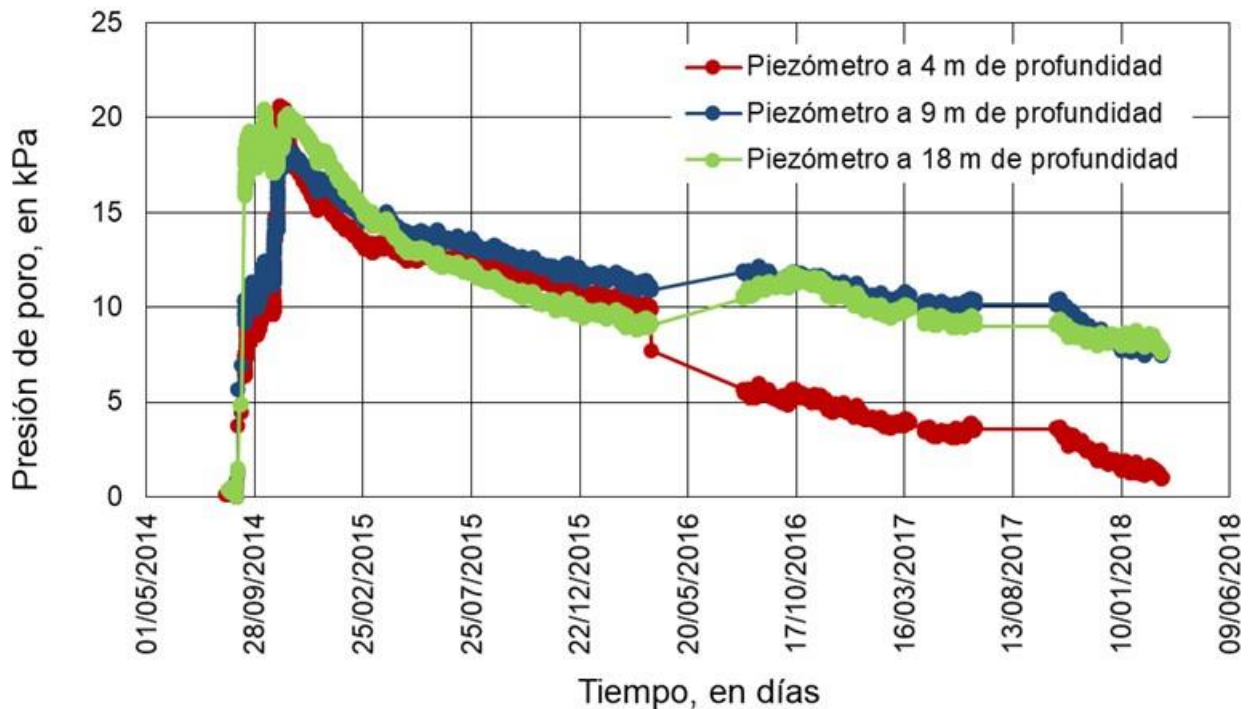


Fig. 4.1.7.2. Evolución del exceso de la presión de poro.

Con estas mediciones se realizó un cálculo utilizando la teoría de consolidación de Terzaghi (1943). Se obtuvo que el tiempo total para que el terraplén se alcance el 95 % de consolidación es de 8.7 años, ya que han transcurrido tres años y medio, faltan poco más de cinco años; esto es con respecto a la consolidación primaria.

Las mediciones de las celdas de presión se presentan en la Fig. 4.1.7.3. Hubo tres eventos atípicos en los que la presión cambió abruptamente, dos de ellos fueron sismos y otro fue durante la ejecución de las pruebas de placa. En general, las presiones mayores están sobre los capiteles, mientras que entre capiteles la presión es menor.

Estas mediciones ratifican el diseño de este terraplén, que contempló la concentración de presión en los capiteles para propiciar que las cargas principalmente sean transmitidas a los pilotes. Esto mismo ocasionó un menor exceso de la presión de poro que en otros terraplenes como en el de referencia, en el que el peso va directamente hacia el suelo. Esto se ve reflejado en los asentamientos, ya que a mayor exceso de presión de poro mayores asentamientos.

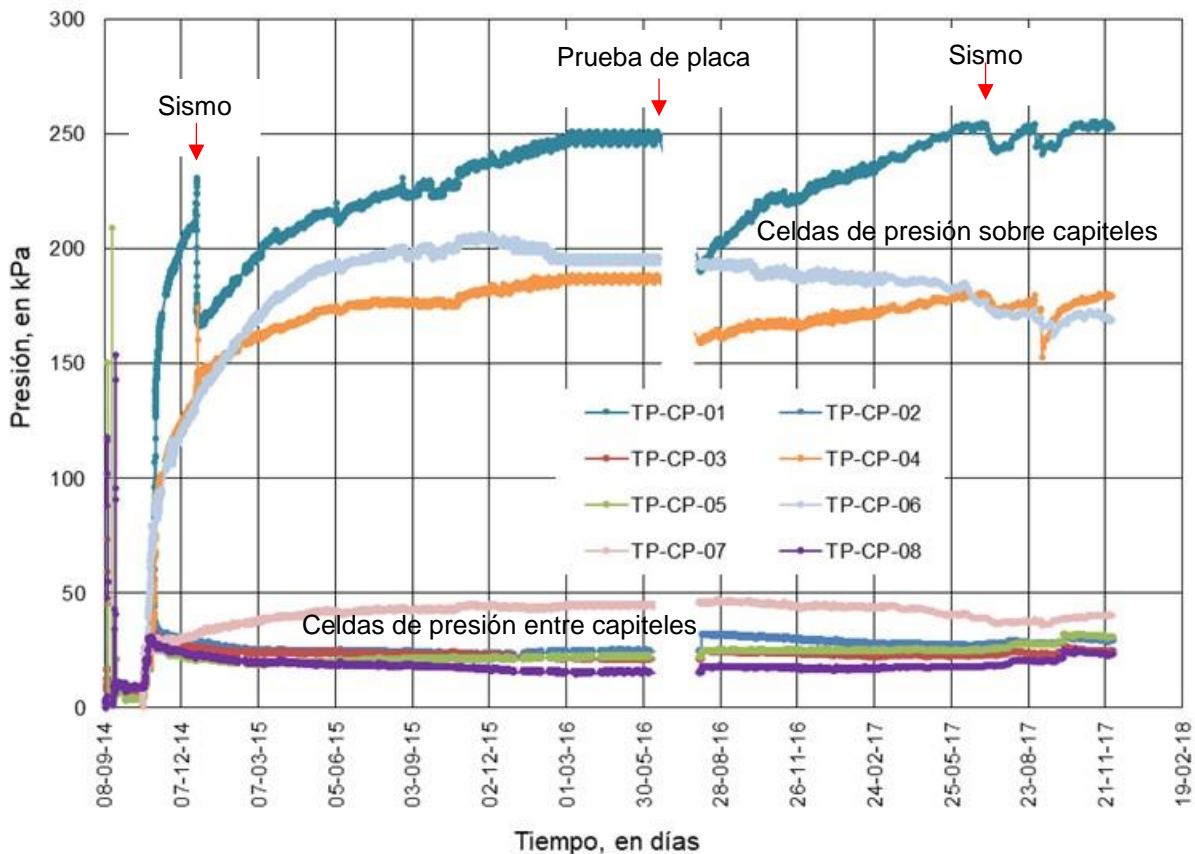


Fig. 4.1.7.3. Evolución de la presión total debajo del terraplén.

En lo que respecta a lo medido con los inclinómetros, en general, las deformaciones medidas fueron hacia afuera del terraplén, y la mayor magnitud se presentó durante la construcción. En la Fig. 4.1.7.4 se presentan las mediciones en el inclinómetro ubicado en el pie de un talud del terraplén, en donde sucedieron los mayores desplazamientos. El valor máximo fue de 21 cm hacia el oeste después de la construcción a 3 m de profundidad; con el tiempo alcanzó un desplazamiento máximo de 23 cm. Progresivamente los desplazamientos se han dado en sentido contrario, hacia el este.

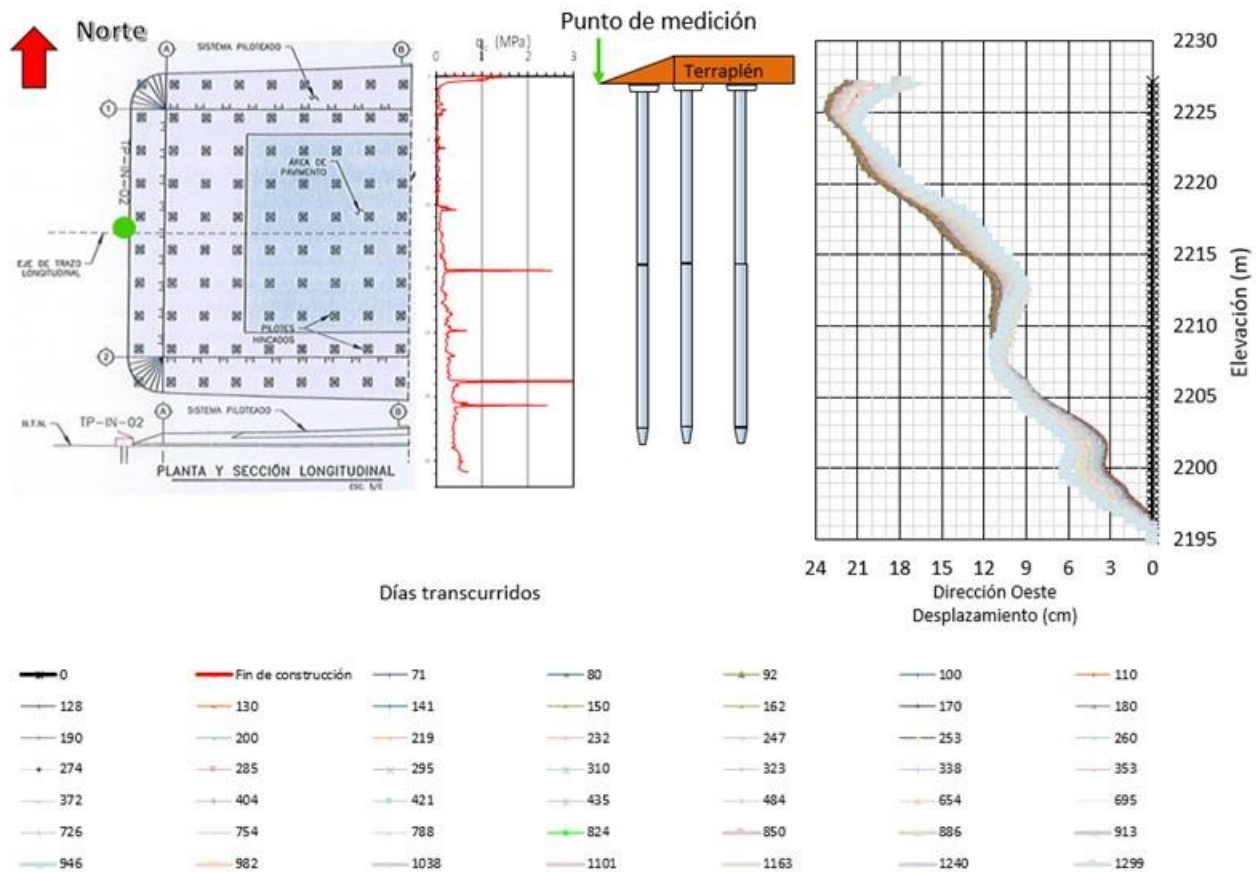


Fig. 4.1.7.4. Evolución de la presión total debajo del terraplén.

Los asentamientos medidos con la manguera colocada inmediatamente debajo de la superficie del terreno bajo el terraplén piloteado, se muestran en la Fig. 4.1.7.5. El asentamiento máximo medido en el terraplén piloteado y en el de inclusiones rígidas es muy parecido, de entre 75 y 80 cm. Inicialmente las mediciones se efectuaban diariamente, durante la etapa de construcción. Con el tiempo se han ido espaciando; las mediciones más recientes se vienen realizando bimestralmente. Esto se hizo así porque el asentamiento medido cada vez es menor, como puede verse en los últimos perfiles que ya están casi sobrepuestos, lo cual nos dice que las deformaciones verticales son cada vez menores. El hincado de los pilotes provocó algunas deformaciones en la manguera por la que se introduce el perfil para medir, en las últimas mediciones estas deformaciones, aunadas al asentamiento ocurrido, han impedido que el sensor transite libremente, impidiendo la medición del perfil completo. Sin embargo, hasta ahora ha podido resolverse haciendo el barrido introduciendo el sensor por un extremo y por el otro, cada vez hasta donde ya no es posible que éste pase.

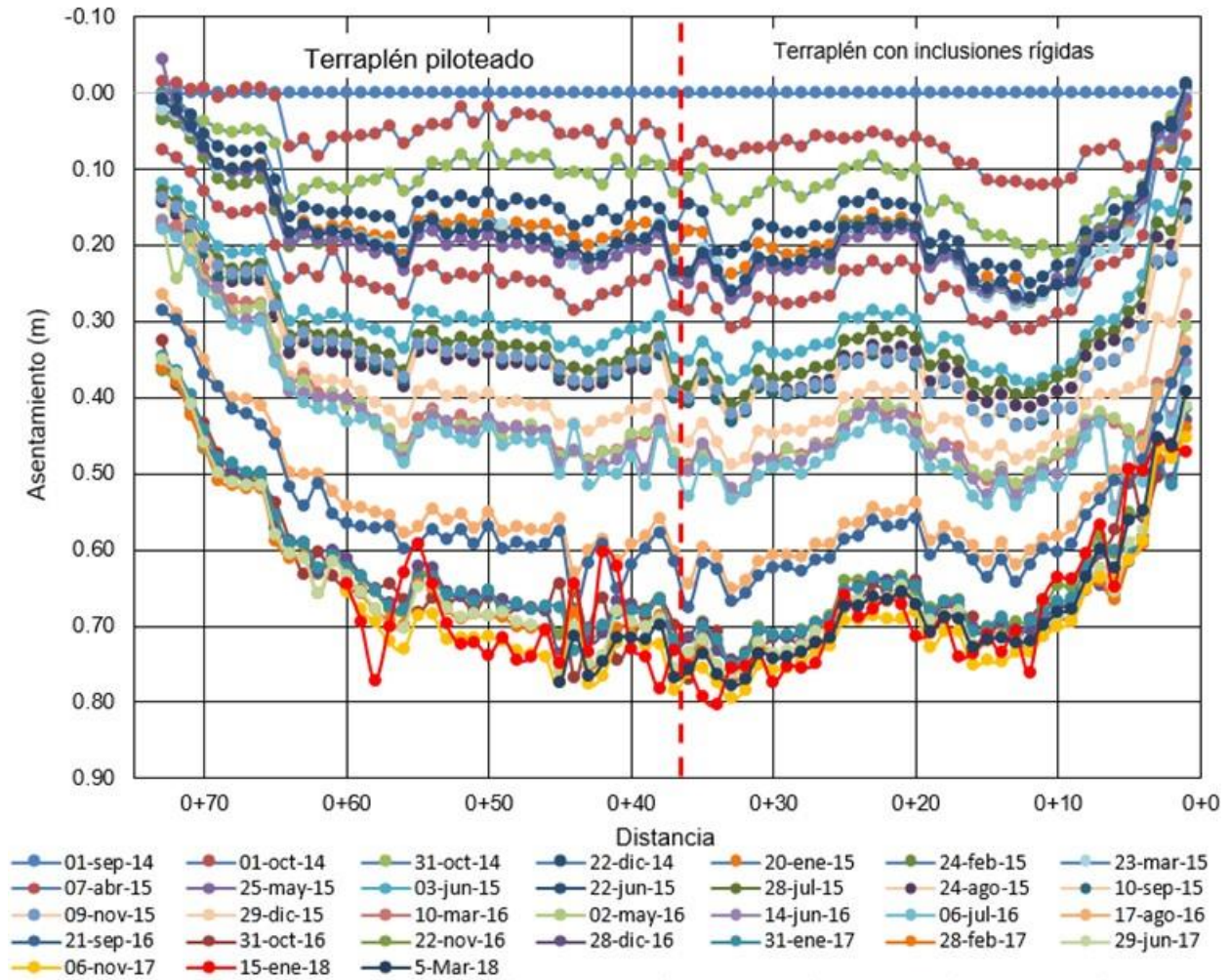


Fig. 4.1.7.5. Evolución de los asentamientos medidos con la manguera horizontal, en el terraplén con pilotes de fricción o inclusiones rígidas.

Las deformaciones también se han medido topográficamente. En la Fig. 4.2.7.6 se presentan las mediciones realizadas en el pavimento justo al centro del terraplén. El asentamiento máximo es de 60 cm, sin embargo, no puede compararse directamente con lo medido con el perfil de asentamientos. Las referencias topográficas se instalaron al finalizar la construcción del terraplén, por tanto, no fue posible medir las deformaciones debidas a la construcción. Además, las deformaciones medidas con las referencias sobre el pavimento incluyen los efectos de los asentamientos del propio terraplén. Así que, las mediciones topográficas son comparables con lo medido con el perfil de asentamientos siempre teniendo en cuenta lo antes mencionado.

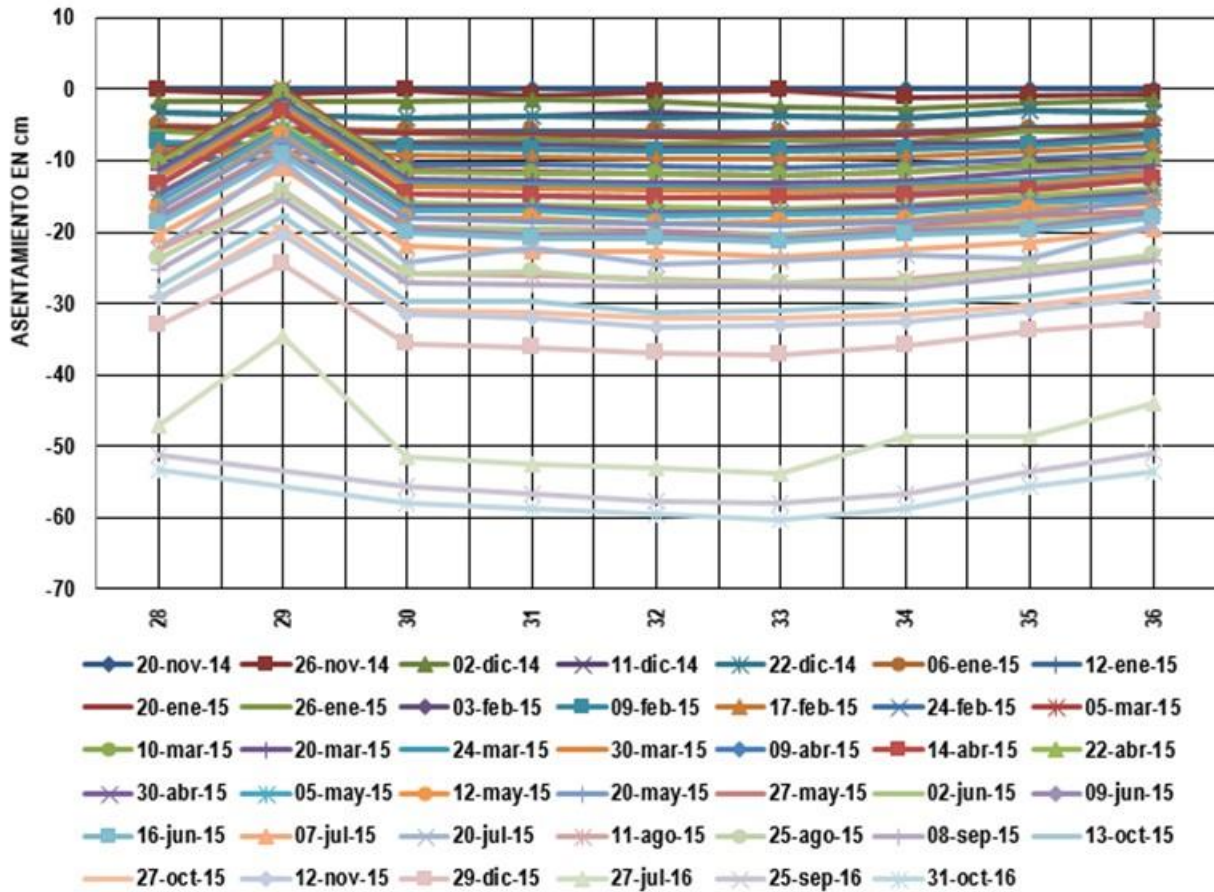


Fig. 4.1.7.6. Evolución de los asentamientos medidos con la manguera horizontal, en el terraplén con pilotes de fricción o inclusiones rígidas.

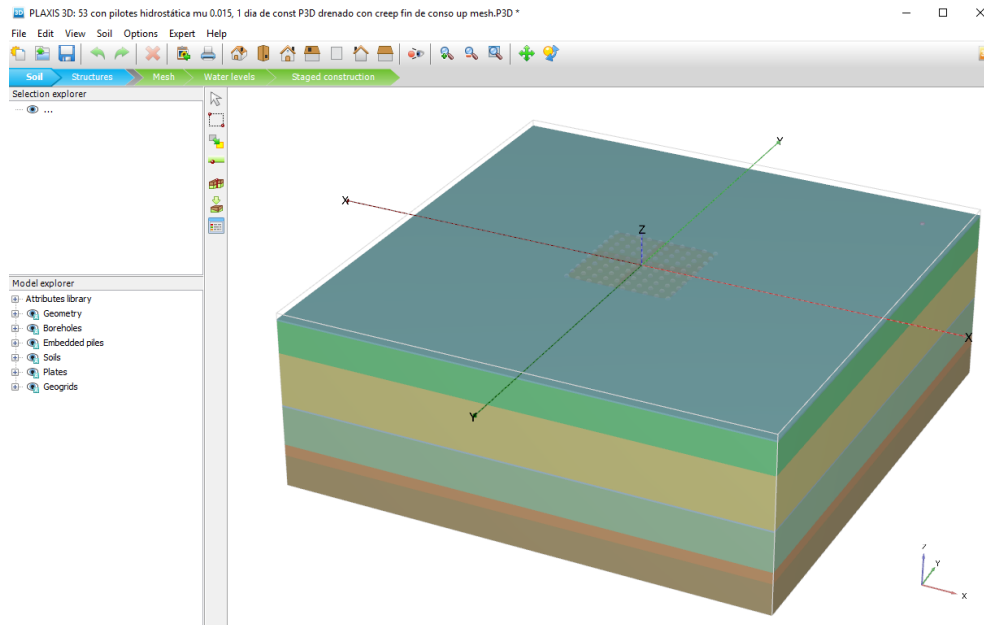
Como parte de los trabajos, se llevaron a cabo sondeos en los que se obtuvieron muestras inalteradas de suelo. Con estas muestras se labraron probetas y se realizaron diferentes pruebas en el laboratorio. Dentro de las pruebas se efectuaron ensayos de consolidación y triaxiales consolidadas no drenadas (CU). Con los resultados de estas pruebas se obtuvieron parámetros con los que se analizó numéricamente el tramo de prueba en estudio. Para modelarlo se utilizó el programa PLAXIS que utiliza el método del elemento finito para calcular esfuerzos y deformaciones en problemas geotécnicos. Se utilizaron las propiedades de resistencia y de deformación que se presentan en la Tabla 4.1.7.1. Se reprodujeron las diferentes etapas constructivas y se obtuvieron los desplazamientos tanto horizontales como verticales para cada una de ellas; la geometría adoptada para el análisis del proceso de consolidación, se presenta en la Fig. 4.1.7.7a, b y c. Inicialmente se adoptó un modelo conocido como *Soft Soil* pero se observó que los asentamientos medidos eran mayores que los calculados por lo que se recurrió al modelo constitutivo conocido como *Soft Soil Creep*, que toma en consideración los asentamientos



debidos a la consolidación secundaria. De esta forma se logró hacer una proyección de los asentamientos que se esperan hacia el futuro (Fig. 4.1.7.8); en efecto para un lapso de 30 años se prevé un asentamiento de 97 cm.

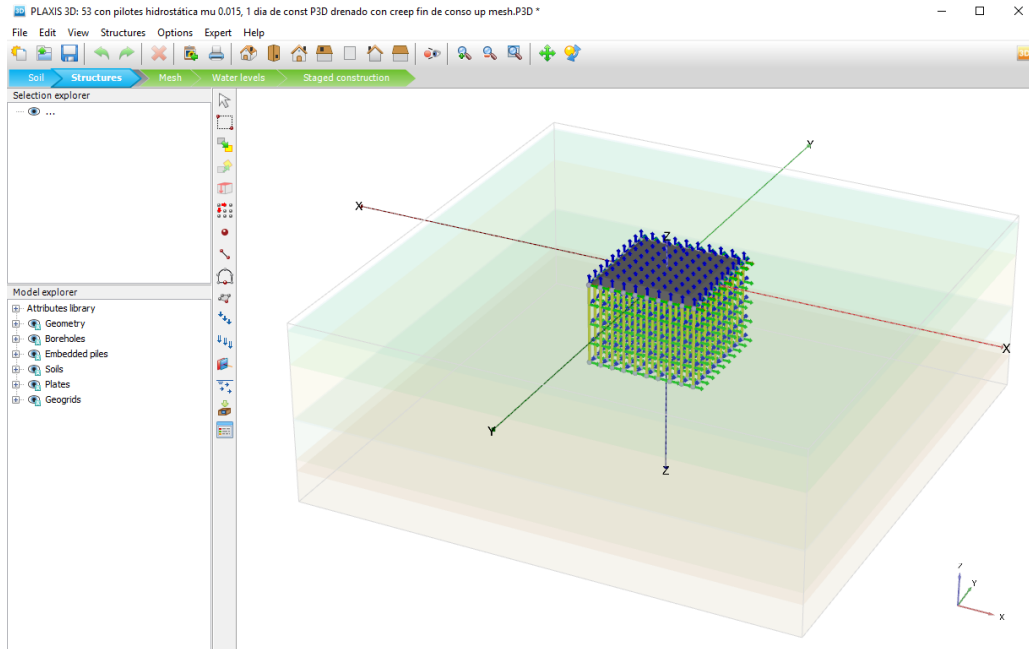
Tabla. 4.1.7.1. Propiedades geotécnicas de resistencia y de deformación utilizadas en el modelo numérico del terraplén piloteado

Estrato	Profundidad (m)		γ (kN/m ³)	Modelo reológico	E' (kPa)	ν'	ϕ' (°)	K_0	C_u (kPa)	e_0	λ^*	κ^*	OCR	ν_{ur}'	K_0^{NC}	k (cm/s)
	De	A														
Costra	0	0.5	14.5	MC	4825	0.25	35	0.54	125	-	-	-	1.5	-	-	1×10^{-3}
FAS1	0.5	15	11.6	SS	-	-	44	0.854	-	6.68	0.27	0.074	4.5	0.15	-	1×10^{-8}
FAS2	15	35	12.3	SS	-	-	44	0.575	-	6.31	0.407	0.039	1.96	0.15	-	1×10^{-7}
CD1	35	36	18	MC	10000	0.33	45	0.29	-	-	-	-	-	-	-	1×10^{-3}
FAI	36	44	13.8	SS	-	-	46	-	-	3.45	0.212	0.032	1	0.15	0.4	1×10^{-7}
CD2	44	49	18	MC	10000	0.33	45	0.29	-	-	-	-	-	-	-	1×10^{-3}
FAP	49	60	13	SS	-	-	40	-	-	3.78	0.21	0.012	1	0.15	0.4	1×10^{-8}

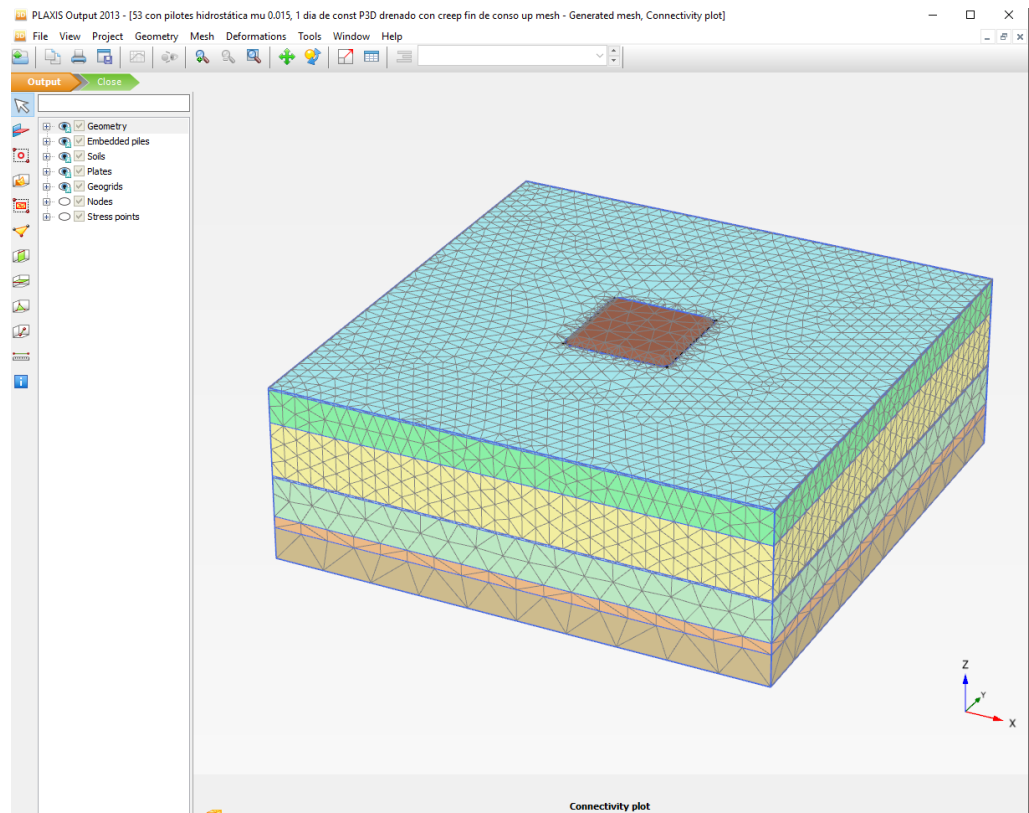


a) Estratigrafía del suelo

Fig. 4.1.7.7. Geometría empleada para el modelo numérico.



b) Pilotes y terraplén.



c) Malla empleada

Continuación Fig. 4.1.7.7. Geometría empleada para el modelo numérico.

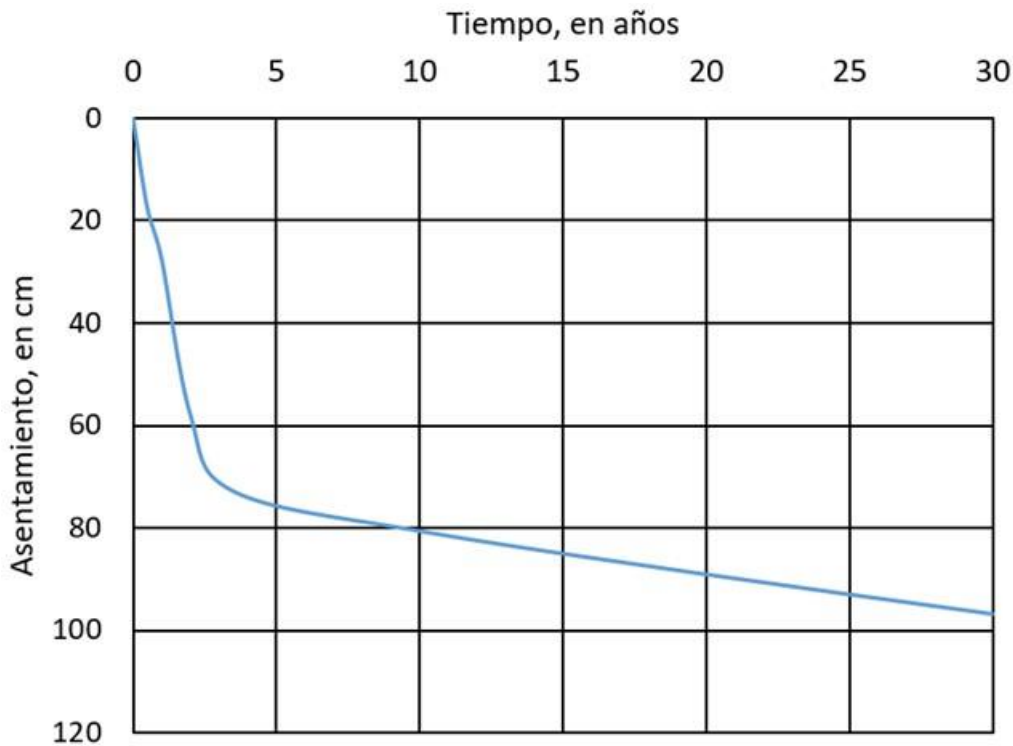


Fig. 4.1.7.8. Proyección numérica de los asentamientos al centro del terraplén, calculados a 30 años.

El modelo numérico calcula casi instantáneamente los asentamientos debidos al procedimiento constructivo, sin embargo, estos van sucediendo con el tiempo. En el modelo a escala real que se está estudiando se sobreponen los efectos de los asentamientos debidos al procedimiento constructivo, consolidación primaria y la secundaria. Es complicado asociar la naturaleza y comportamiento del suelo al asentamiento debido a las cargas que impone el terraplén. Las propiedades de deformación cambian con el tiempo dadas las condiciones piezométricas y de deformación. Es preciso continuar con el monitoreo de los tramos de prueba y realizar sus modelos numéricos correspondientes para entender mejor su comportamiento a largo plazo.

Para calcular los asentamientos sucedidos durante la etapa constructiva y los primeros años del terraplén se realizó un análisis por etapas. Cada uno de los procedimientos constructivos constituyó un tiempo, para éste se calculó un asentamiento y así se pudo definir de mejor forma la curva deformación vs tiempo.



En la Fig. 4.1.7.9 se presenta un valor medio de cinco puntos de medición (cubren 5 m) de los asentamientos medidos con la manguera en la zona donde se ubica el terraplén piloteado, justo al centro del mismo; en tal figura se muestra también el resultado de lo obtenido con el modelo numérico durante los primeros tres años y medio del terraplén. Por otra parte, las referencias sobre pavimento presentan un asentamiento un poco mayor que lo reportado con la manguera de asentamientos dado que éstas toman en consideración el asentamiento regional. Sin embargo, los valores presentados son cualitativamente muy parecidos, lo que nos lleva a concluir que con dos sistemas diferentes se miden asentamientos prácticamente iguales.

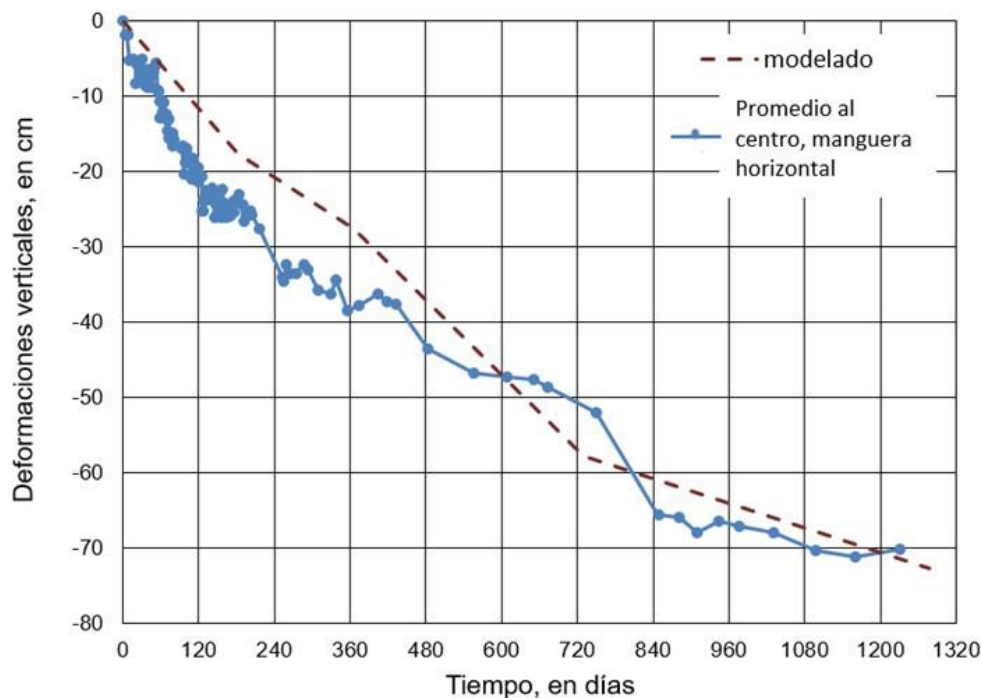


Fig. 4.1.7.9. Comparación de lo medido con la manguera horizontal y con las referencias sobre pavimento, en el terraplén piloteado.

Referencias

Terzaghi, K (1943) Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York, USA, 510 pp.

Van Eekelen, S J M (2015) Basal reinforced piled embankments; experiments, field studies and the development and validation of a new analytical design model, Tesis Doctoral, Universidad Tecnológica de Delft.



4.1.8 Terraplén con Inclusiones Rígidas (TIR)

4.1.8.1 Antecedentes

Las inclusiones son elementos estructurales de forma cilíndrica que sirven como refuerzo de estratos compresibles ayudando a reducir los asentamientos ocasionados por la consolidación de un medio debida a cargas superficiales y/o por el abatimiento de las presiones intersticiales. Las inclusiones pueden insertarse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas como el hincado de elementos de concreto prefabricados o de tubos de acero, la inyección a baja presión, el jet grouting y la perforación previa con relleno de materiales granulares (columnas balastadas) o de una mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas de cal-cemento).

Para el terraplén de prueba con esta solución, se consideró que la técnica más aplicable era la de inclusiones rígidas coladas en el lugar. El uso de este tipo de inclusiones para el control de asentamientos es una técnica de cimentación que se utiliza cada vez con mayor frecuencia en la zona lacustre de la ciudad de México. Se piensa que esta solución es satisfactoria debido al buen comportamiento que han presentado varias estructuras desplantadas sobre este tipo de cimentación. Asimismo, este sistema ha demostrado ser más económico que soluciones tales como cajón de cimentación o pilotes de fricción, debido principalmente a que:

- Las inclusiones no requieren de acero de refuerzo, ya que su diseño se realiza en términos de asentamientos (previa verificación que en términos de capacidad de carga la cimentación sobre losa sin inclusiones es estable)
- La losa de cimentación no requiere de refuerzo para transmitir la carga a los elementos ya que la punta superior de estos se desplantan a una profundidad suficiente para evitar que las inclusiones transmitan cargas puntuales a esta
- El procedimiento constructivo permite obtener altos rendimientos, de hasta 20 inclusiones por jornada
- Desde el punto de vista sísmico (Mánica, 2013); las inclusiones rígidas no introducen una modificación significativa en los movimientos en campo libre, tanto en términos de la respuesta espectral, como en términos de las aceleraciones y esfuerzos máximos.

4.1.8.1.1 Información geotécnica y modelo geotécnico inicial. Campaña de exploración 2013

Se utilizaron los mismos estudios previos para definir la estratigrafía del Terraplén de Referencia (TR) (zona sur de las pistas centrales; Geotec, 2013). La Tabla 4.1.8.1 muestra las propiedades del modelo geotécnico



Tabla 4.1.8.1 Propiedades del modelo geotécnico.

Estrato	Profundidad		w %	γ kN/m ³	E' Mpa	ν	e ₀	C _p	C _c	OCR	C _u kPa	c kPa	φ°	K ₀	K _v m ² /día	C _v m ² /día
	de m	a m														
Costra	0.0	1.0	60	14.5	4.50	0.33	---	---	---	---	---	100	10	0.83	0.86	---
SAS1	1.0	10.0	225	12	0.51	0.30	5.60	0.18	2.22	1	12	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS2	10.0	15.0	275	12.2	0.33	0.30	8.70	0.28	5.03	1	20	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS3	15.0	25.0	225	12.5	0.40	0.30	6.90	0.15	3.40	1	18	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
SAS4	25.0	30.0	225	12	0.31	0.30	9.50	0.28	5.85	1	20	0	40	0.36	4.7E-04	9.0E-03
C.D.	30.0	32.0	52	18	10.00	0.33	---	---	---	---	---	50	35	0.43	8.64	---
SAI	32.0	44.0	175	13	0.32	0.30	4.70	0.19	3.04	1	62	0	40	0.36	1.4E-05	9.0E-04
D.P.	44.0	60.0	80	19	30.00	0.33	---	---	---	---	---	50	35	0.43	7.5	---

w= contenido de agua C_p= índice de descarga φ°= ángulo de fricción efectivo
 γ= peso volumétrico C_c= índice de compresión k₀= coeficientes de presi'pm de tierras en reposo
 E' = módulo de elasticidad drenado OCR= relación de sobre-cortante k_v= permeabilidad vertical
 ν= relación de Poisson drenada C_u= resistencia al corte no-drenada C_v= coeficiente de consolidación vertical
 e₀= relación de vacios iniciales C= cohesión

Las propiedades de permeabilidad también se obtuvieron de los resultados reportados por Herrera et al. (1974) y de algunos trabajos de campo y laboratorio realizados previamente para la construcción de los lagos artificiales del proyecto Texcoco.

El perfil de presión de poro se obtuvo a partir de lecturas en la estación piezométrica 5PzA (Fig. 4.1.8.1), suponiendo un nivel de aguas freáticas a una profundidad de 1.18m.

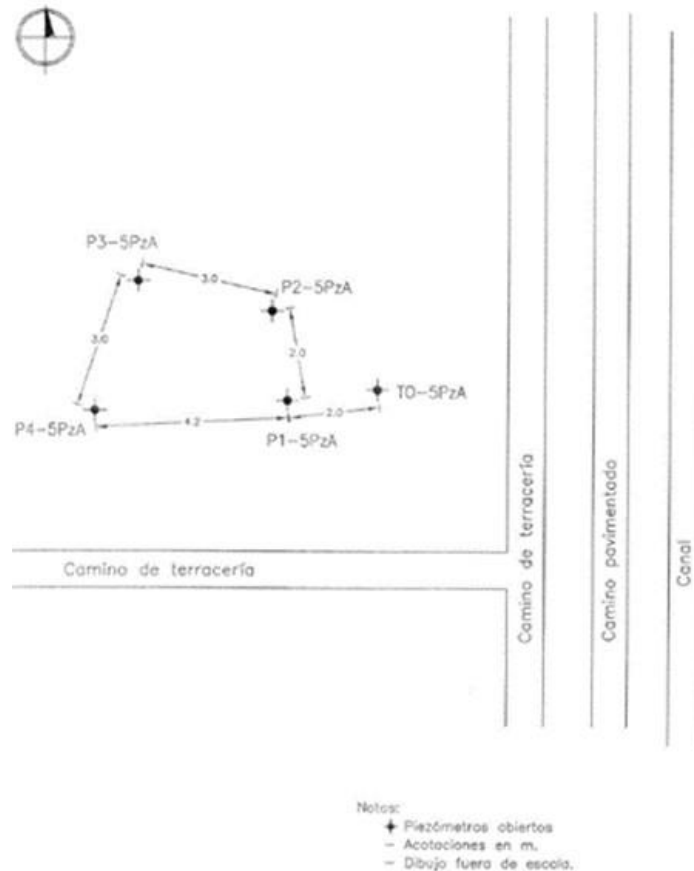


Fig. 4.1.8.1 Distribución de piezómetros en la estación 5PzA

4.1.8.1.2 Estudios preliminares

Se realizó un modelo bidimensional en deformación plana con el método de los elementos finitos (Fig. 4.1.8.2). Este modelo se desarrolló empleando el algoritmo Plaxis 2D V 2012, que permite considerar la corrección por sumersión, que es de gran relevancia para suelos bajo un nivel de aguas freáticas como los de la ciudad de México (Auvinet, 1979). Los modelos utilizados para representar el comportamiento de los materiales fueron: Soft Soil para las series arcillosas superior e inferior (SAS y SAI) y Mohr-Coulomb para costra seca (CS), lentes de arena (LA), capa dura (CD) y depósitos profundos (DP).

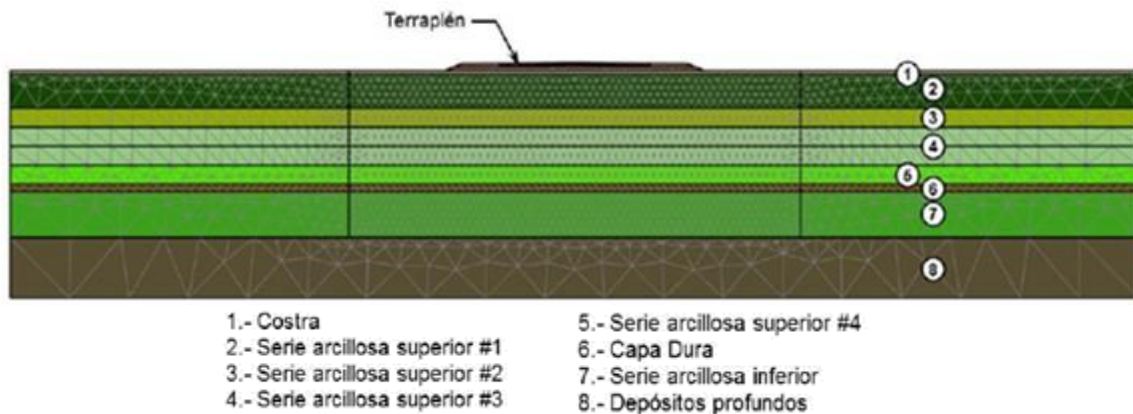


Fig. 4.1.8.2 Malla de elementos finitos para el terraplén sin precarga ni drenes (terraplén de referencia; estado de deformación plana)

La Fig. 4.1.8.3 muestra la variación con el tiempo del desplazamiento vertical obtenido al centro del terraplén con y sin la corrección por sumersión. Se observa que para el desarrollo del 100% de la consolidación deben transcurrir 650 meses (54 años, aprox.) y que al omitir dicha corrección se sobrestiman los desplazamientos hasta en un 100%.

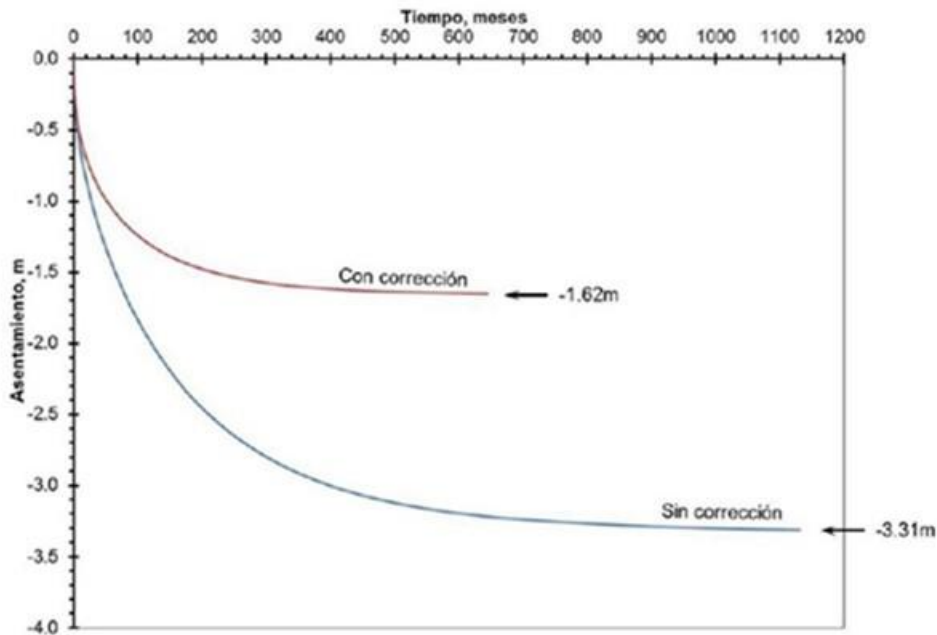


Fig. 4.1.8.3 Asentamientos al centro del terraplén vs tiempo con y sin considerar la corrección por sumersión

4.1.8.1.3 Modelado del terraplén con inclusiones rígidas

Se empleó un modelo axisimétrico basado en el método de los elementos finitos, en el cual se supone un número infinito de inclusiones rígidas distribuidos de acuerdo con una retícula hexagonal (Rodríguez, 2001; Rodríguez y Auvinet 2002; Auvinet y Rodríguez, 2003 y 2006). Se consideraron inclusiones de concreto pobre con una resistencia f_c de 100kg/cm^2 . Se supuso la punta superior de la inclusión recargada en la costra superficial (a 1m de profundidad, aproximadamente) y a la inferior a una distancia de 3m de la capa dura. La malla de elementos finitos desarrollada se muestra en la Fig. 4.1.8.4.

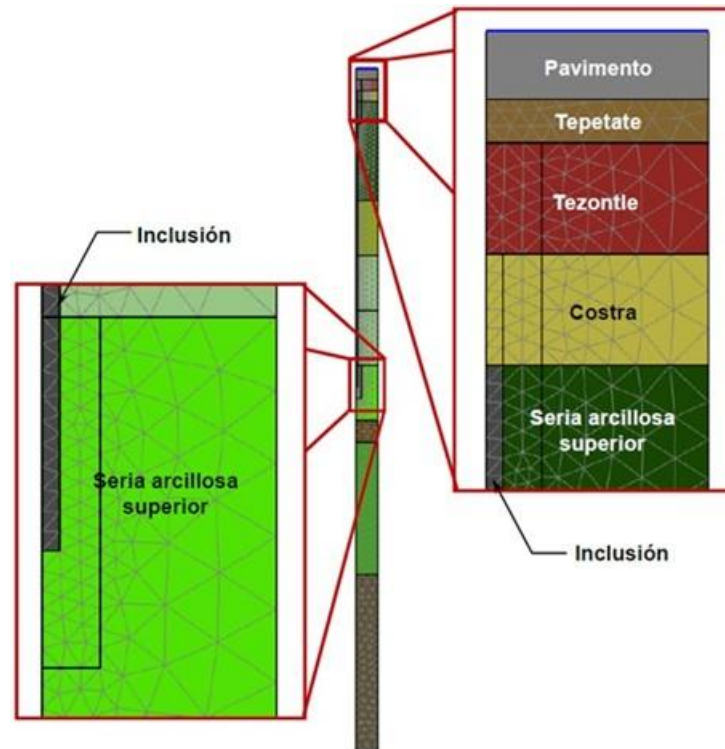


Fig. 4.1.8.4 Malla de elementos finitos axisimétrica para el modelado del terraplén con inclusiones

Se decidió emplear a la costra superficial como capa de repartición ya que sus propiedades de rigidez y de resistencia se consideraron significativamente superiores a las del suelo reforzado, asimismo, esto nos permitirá mantener a la cabeza del elemento lo suficientemente profunda para evitar que el bulbo de esfuerzos influya en el comportamiento de la carpeta asfáltica. Esta posibilidad ya se ha considerado en varios proyectos importantes, obtenido un comportamiento adecuado de las inclusiones después de varios años de haberse construido.

En los análisis previos no se consideró el efecto del hundimiento regional ya que el periodo en el que se efectuaron mediciones en los terraplenes de prueba sería relativamente corto para que el abatimiento generado influya en el comportamiento de las inclusiones.

Considerando las dimensiones del terraplén de las pistas (60m de ancho y 5km de longitud), el problema puede considerarse como axisimétrico. Esto puede verificarse comparando los asentamientos máximos obtenidos entre el modelo axisimétrico con el de estado plano (Fig. 4.1.8.5). De acuerdo con esta figura, el modelo axisimétrico sobrestima los asentamientos en tan solo un 8%.

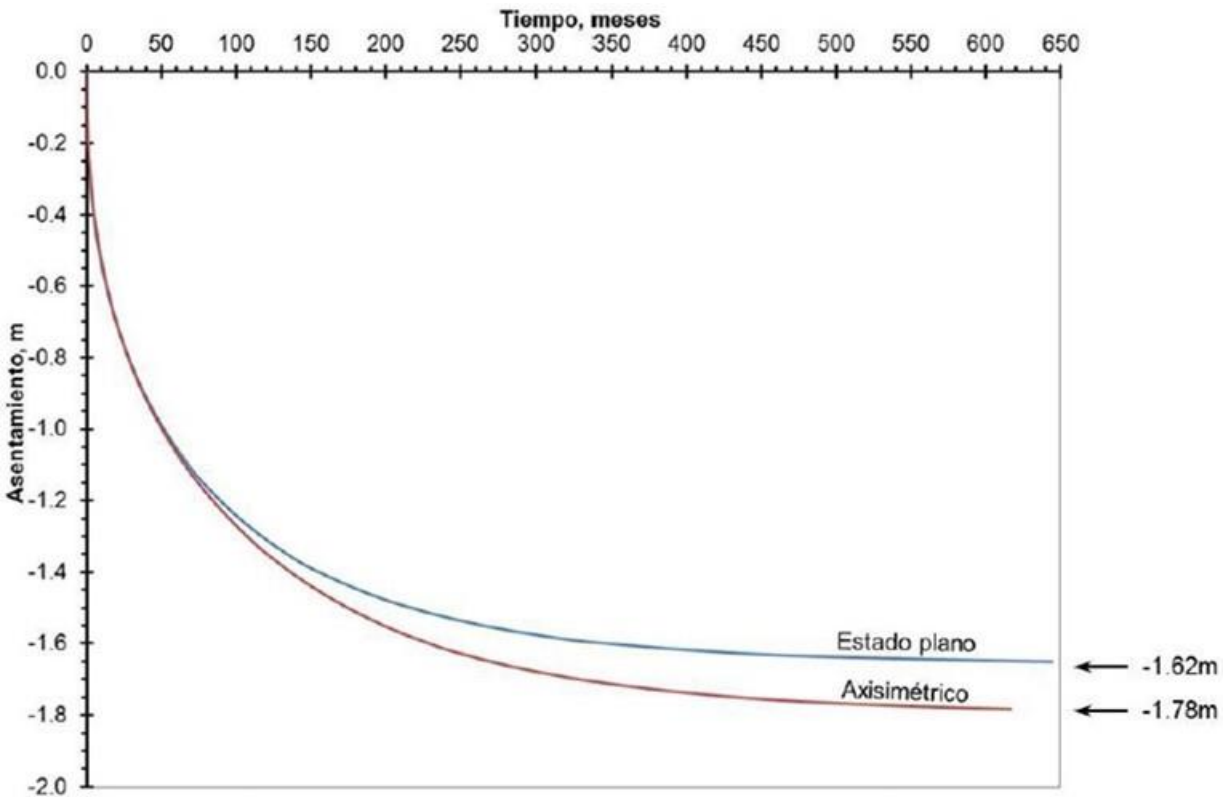


Fig. 4.1.8.5 Variación con el tiempo de los desplazamientos verticales obtenidos sin inclusiones para los modelos considerando axisimetría y estado plano de deformaciones

En la Fig. 4.1.8.6 se presentan los asentamientos obtenidos al variar la separación entre inclusiones. Puede observarse que, el asentamiento mínimo se presenta para una separación entre inclusiones de 2m (0.8m). Esto quiere decir que las inclusiones contribuyen a la reducción del hundimiento máximo del terraplén sin refuerzo en un 55%. Ya que la diferencia en el hundimiento obtenido entre elementos espaciados a 2 y 3m no es muy significativa, se decidió que las inclusiones en el tramo de prueba se coloquen a una distancia de 3m.

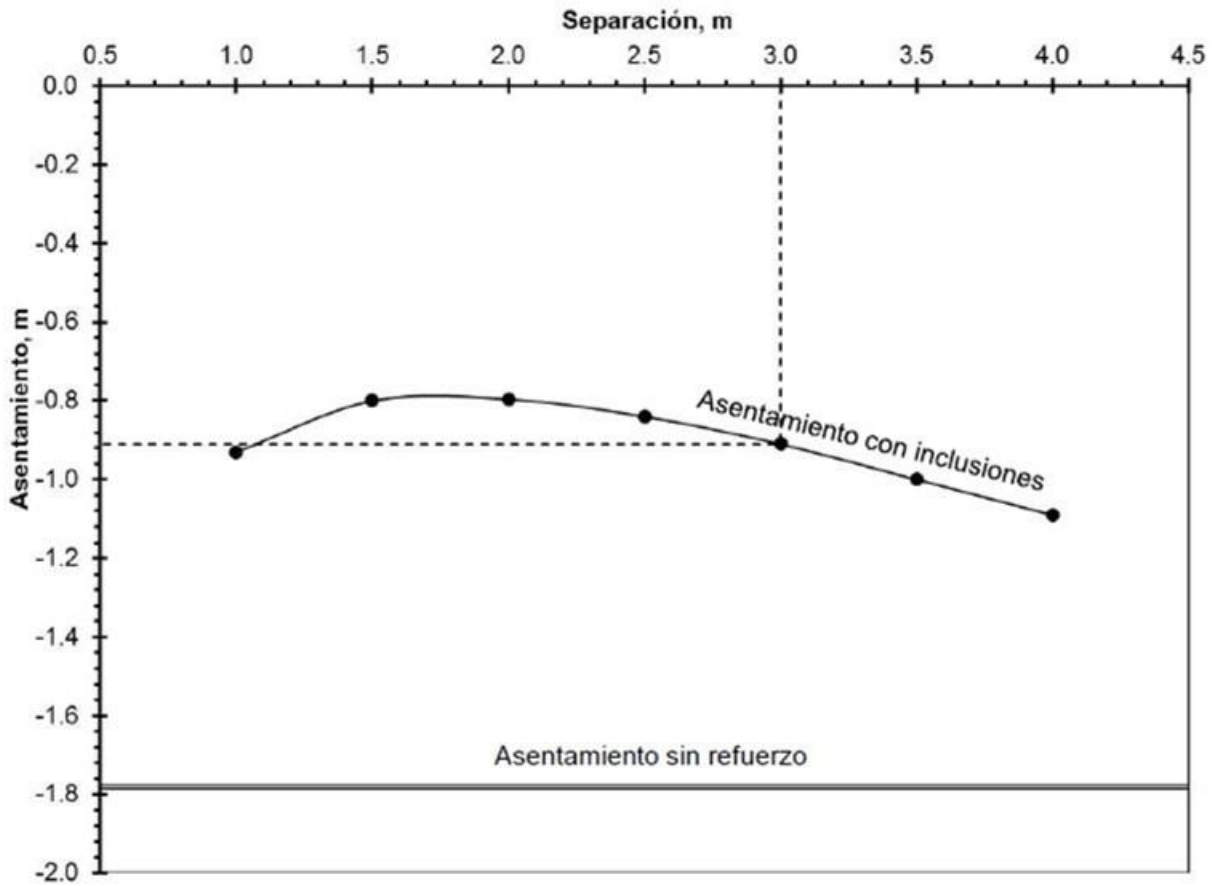


Fig. 4.1.8.6 Variación del asentamiento con la separación entre inclusiones

En la Fig. 4.1.8.7 se presenta la variación con el tiempo de los desplazamientos verticales obtenidos sin y con inclusiones (@ 3m). Puede observarse que para las inclusiones, el tiempo en el que se desarrollan la mayor parte de los asentamientos disminuye drásticamente en comparación con el caso sin reforzar. Es decir que, para un periodo de 12 meses el terraplén con inclusiones desarrolla más del 50% del hundimiento total calculado, mientras el que no tiene refuerzo apenas el 30%.

De acuerdo con estos resultados, para el caso de las pistas, sería necesario darle al terraplén una sobreelevación para que al final del proceso de consolidación se respete la elevación mínima de operación. Asimismo, debido a que la velocidad de consolidación se incrementa con las inclusiones sería posible dejar trabajar al terraplén como una precarga hasta que los principales hundimientos se presenten y luego colocar la carpeta asfáltica. Las mediciones topográficas que se efectúen en el terraplén de prueba nos permitirán calibrar los modelos y, por tanto, efectuar más adelante estimaciones más precisas de la magnitud de los asentamientos y de los tiempos requeridos para su desarrollo.

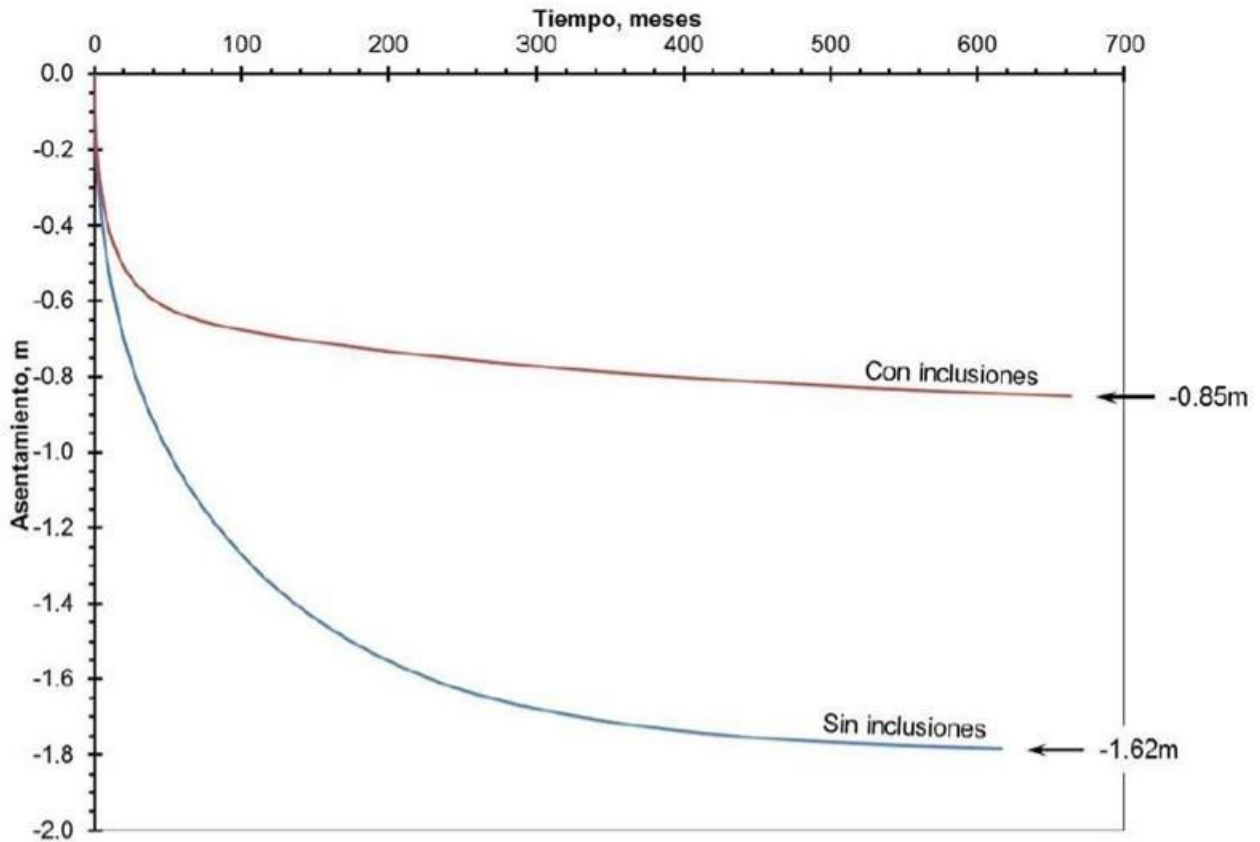


Fig. 4.1.8.7 Variación con el tiempo de los desplazamientos verticales obtenidos sin y con inclusiones (a cada 3m)

Como se muestra en la Fig. 4.1.8.8, el incremento en la velocidad de consolidación generado por las inclusiones se debe a que, a diferencia del caso sin reforzar, el exceso de presión de poro (incremento de los esfuerzos efectivos) generado por el peso del terraplén, se concentra en la cercanía de la cabeza y punta de la inclusión, disminuyendo de manera considerable el exceso de presión en la parte media de la serie arcillosa superior, lo que facilita el flujo de agua por consolidación hacia los estratos permeables (costra y capa dura). Este comportamiento podrá verificarse en los terraplenes de prueba con la instalación de piezómetros a distintas profundidades.

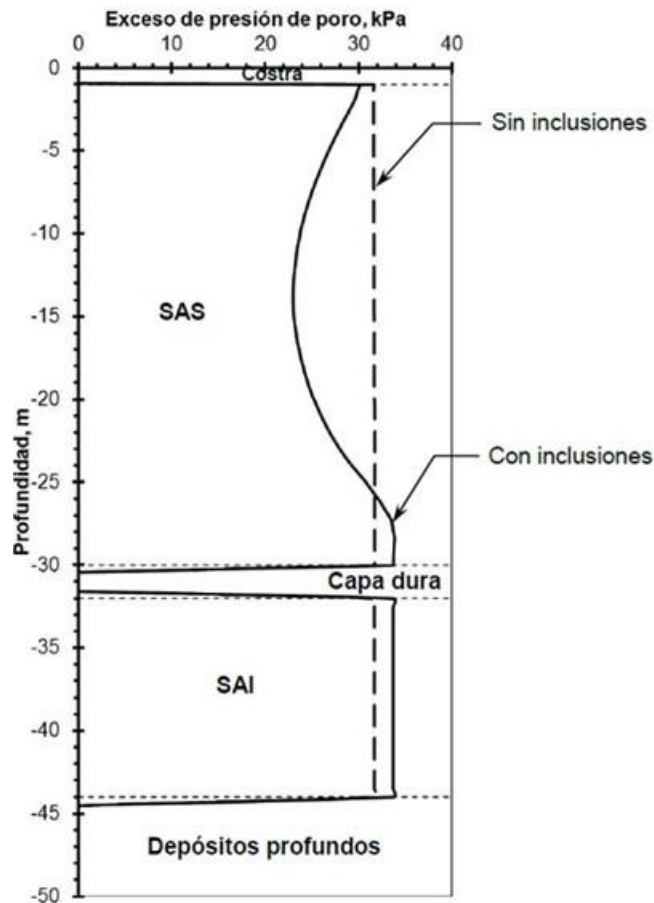


Fig. 4.1.8.8 Exceso de presión de poro generado por el peso del terraplén para los casos con y sin inclusiones

Por otra parte, en la Fig. 4.1.8.9.a se muestran los puntos plastificados obtenidos en el suelo alrededor de la cabeza de la inclusión y los desplazamientos verticales. Se observa que la cabeza prácticamente está penetrando en la costra aproximadamente 15cm; sin embargo, dicho comportamiento no induce desplazamientos ni esfuerzos indeseados a la carpeta asfáltica, estos se concentran básicamente en la costra.

Para evaluar con mayor precisión la magnitud de la penetración de la cabeza de la inclusión en la costra, es necesario efectuar un estudio detallado de esta capa, en el que se definan con menor incertidumbre sus parámetros, tanto de compresibilidad, como de resistencia a largo plazo. Esto será considerado en los trabajos de exploración y muestreo propuestos para los terraplenes de prueba.

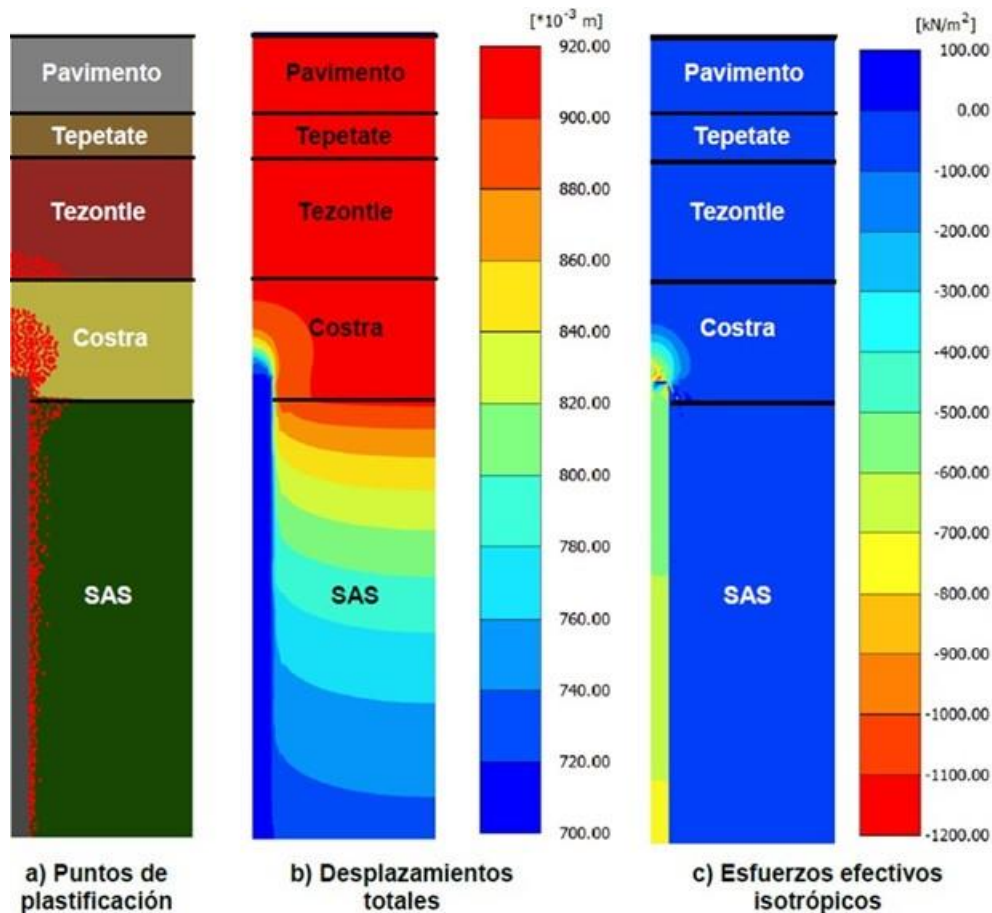


Fig. 4.1.8.9 Esfuerzos transmitidos y desplazamientos generados por la cabeza de la inclusión

En la Fig. 4.1.8.10 se presenta la carga axial desarrollada a lo largo del cuerpo de la inclusión. Estos diagramas son muy útiles ya que nos permiten evaluar la magnitud de las cargas por fricción negativa, positiva y por punta (superior e inferior). Asimismo, es posible estimar la carga axial máxima a la que estará sometido el elemento, que para el caso analizado, resulta ser de tan solo 2,882 kPa (28.8 kg/cm²), es decir que, un concreto con resistencia f_c de 10 MPa (100 kg/cm²) resulta más que suficiente. La instalación de celdas de carga en las cabezas de las inclusiones permitirá verificar los resultados obtenidos y, por tanto, incrementar la confiabilidad en las herramientas empleadas para el diseño de este tipo de cimentación.

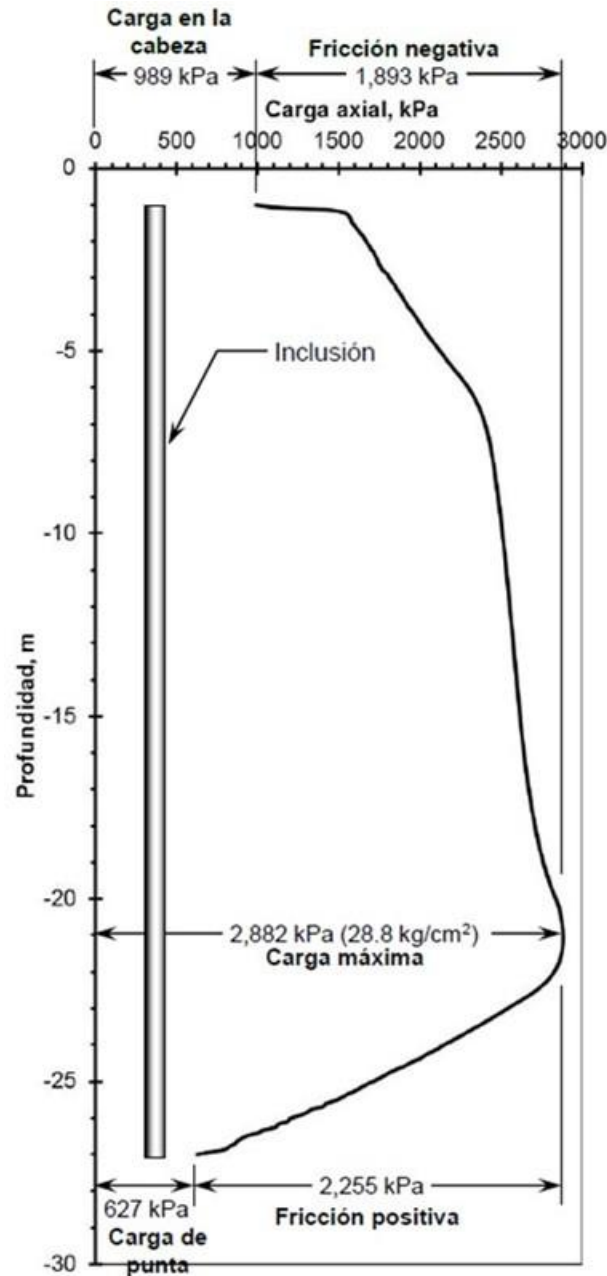


Fig. 4.1.8.10 Carga axial desarrollada en el cuerpo de la inclusión

4.1.8.1.4 Información geotécnica y modelo geotécnico final. Campaña de exploración 2014

El polígono de tramos de pruebas se ubica al sur de la zona del NAICM (Fig. 4.1.8.11), muy cerca de la cabecera sur de la pista 36R. La Fig. 4.1.8.12 muestra la ubicación del TIR dentro del polígono de terraplenes de prueba.



Fig. 4.1.8.11 Ubicación del polígono de tramos de prueba (zona de terraplenes de prueba)



Fig. 4.1.8.12 Ubicación del TIR

En la Fig. 4.1.8.13 se muestran los sondeos que se realizaron en la campaña de exploración en la zona del Terraplén con Inclusiones y Pilotes (TIP).

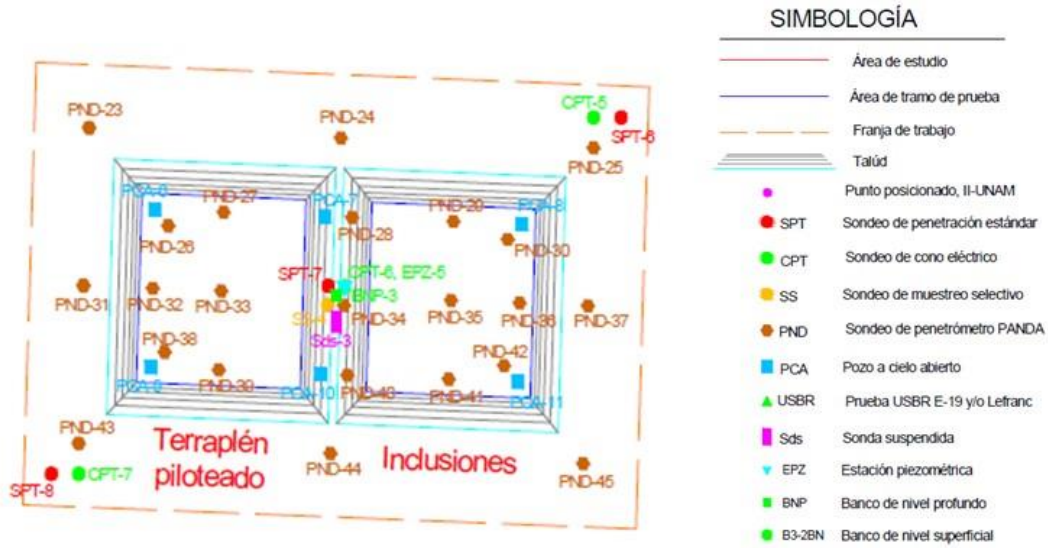


Fig. 4.1.8.13 Ubicación de los sondeos en el TIP

En la Fig. 4.1.8.14 se muestra el concentrado de los perfiles de resistencia de punta dinámica (q_d , en kg/cm^2) de los sondeos realizado en el TIP, hasta una profundidad de sondeo de 6m. En los primeros 70cm se observan resistencias mayores que las correspondientes a los estratos inmediatamente inferiores. De esta manera es posible identificar con cierta claridad el espesor de la costra superficial endurecida por secado (CS).

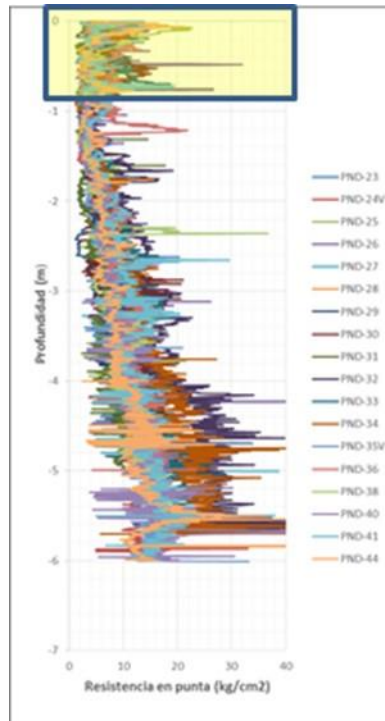


Fig. 4.1.8.14 Perfiles de resistencia de punta dinámica en el TIP

En la Fig. 4.1.8.15 se muestra otro agrupamiento de las resistencias de punta dinámica. Nuevamente se pone en evidencia el contraste de resistencia entre la CS y los materiales blandos subyacentes. Las líneas de tendencia (líneas punteadas) representan los incrementos de resistencia de punta; es decir, menor pendiente, mayor resistencia. El estrato de 0.7 a 1.4m de profundidad (color rojo) presenta la menor resistencia. Bajo esta condición, las cargas por construcción del terraplén generan grandes desplazamientos del material blando, tanto laterales como verticales, principalmente en la zona debajo de los taludes de dicho terraplén.

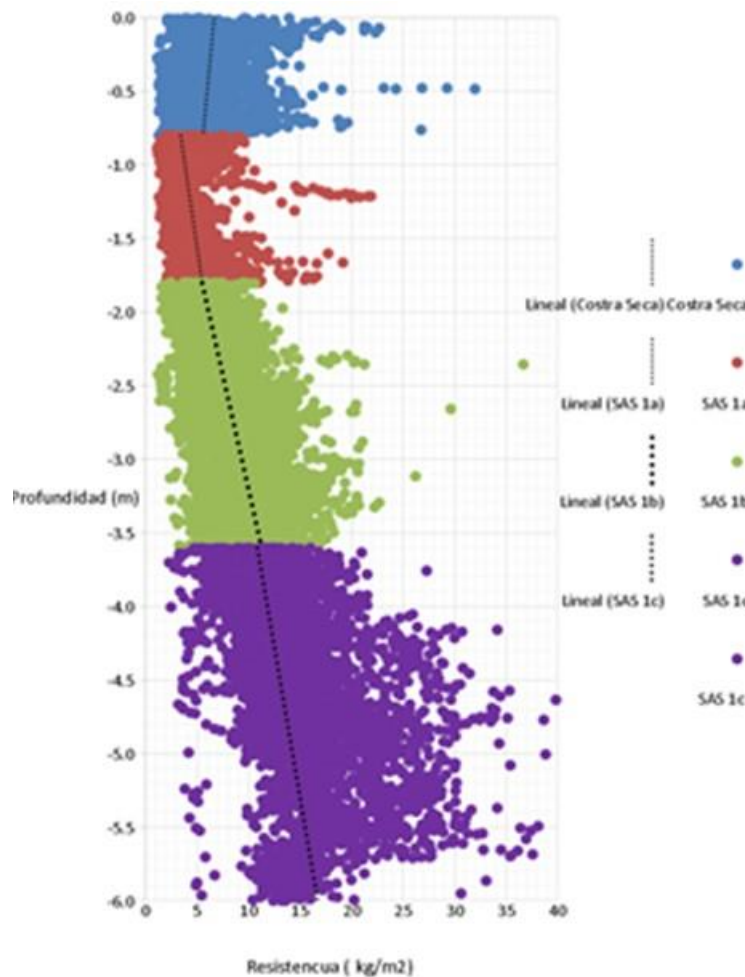


Fig. 4.1.8.15 Valores de resistencia de punta dinámica en el TIP

En la Fig. 4.1.8.16 se muestra la distribución espacial en cuanto a resistencias y espesores de CS, en la zona donde se construyó el TIP.

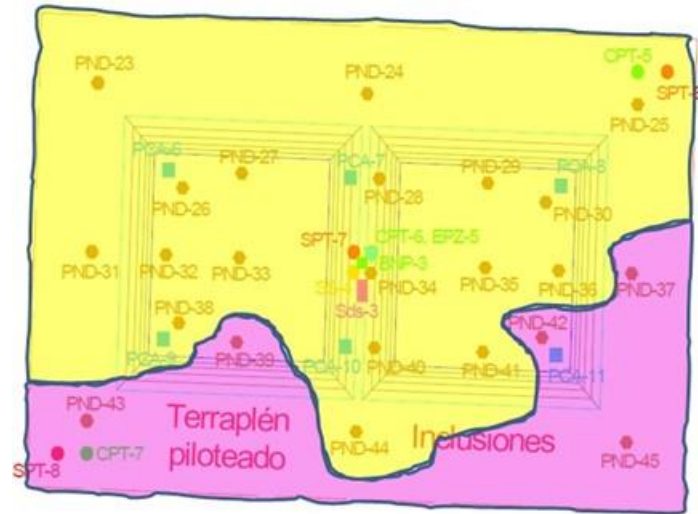


Fig. 4.1.8.16 Distribución espacial de la CS en la zona del TIP, con base en su nivel de resistencia y espesor

Con la finalidad de determinar las características estratigráficas y propiedades índices del suelo en el sitio en estudio, se realizaron 11 sondeos de penetración estándar (SPT). Los SPT 6, 7 y 8 se ubican en la zona del TIP.

De los SPT 6, 7 y 8 fueron recuperadas muestras alteradas con las que se obtuvieron contenidos de agua a cada 60cm de avance. Los perfiles de contenido de agua, además de permitir identificar estratos blandos y rígidos, permiten identificar sub-estratos de suelos blandos con diferente rigidez y así obtener un modelo estratigráfico más realista (Fig. 4.1.8.17).

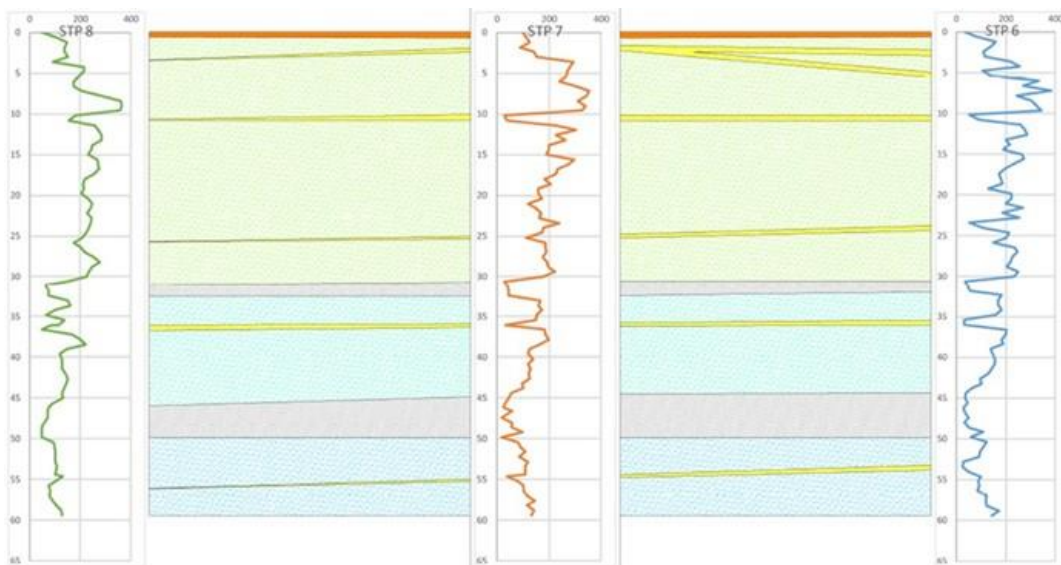


Fig. 4.1.8.17 Perfiles de contenido de agua en el TIP y estratigrafía propuesta

Con la finalidad de obtener las características de rigidez, resistencia y compresibilidad se extrajeron muestras de suelo, utilizando muestreadores tipo Shelby. Esta técnica se aplica selectivamente con el propósito de suministrar al laboratorio especímenes inalterados a profundidades específicas (Fig. 4.1.8.18) para complementar la caracterización del terreno que se requiere para el diseño geotécnico.

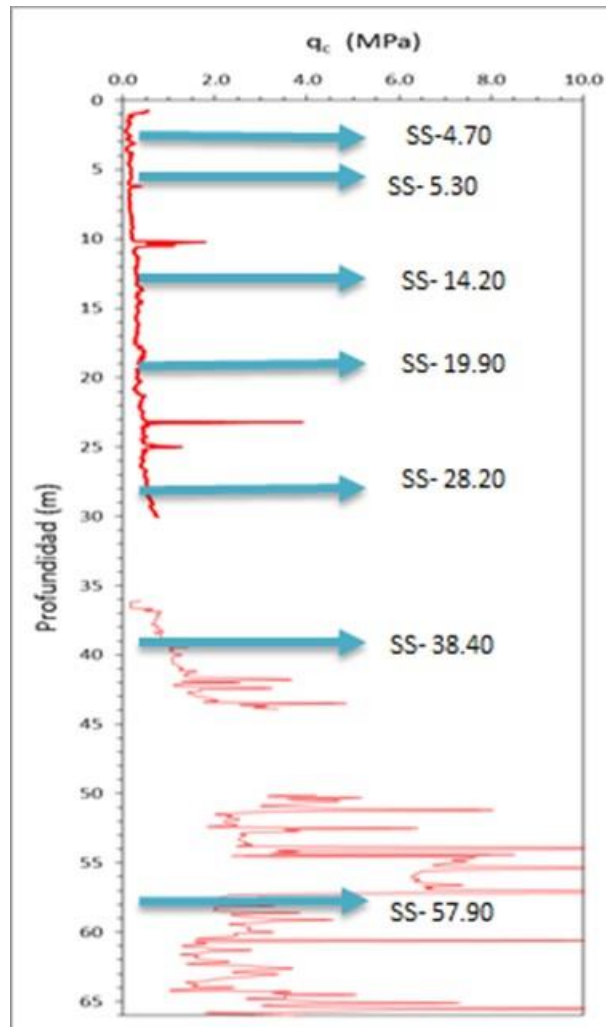


Fig. 4.1.8.18 Profundidades de extracción de muestras inalteradas en la zona del TIP

Se realizaron 18 pruebas de permeabilidad: nueve del tipo USBR y nueve del tipo Lefranc. Los pozos de prueba se ubicaron en tres sitios en la zona del TPDV: USBR 1, USBR 2 y USBR 3. En cada sitio se excavaron pozos a 1, 3 y 5m de profundidad con el objetivo de determinar la permeabilidad k (m/s), en la CS y en las arcillas superficiales. En la tabla 4.1.8.2 se muestran los resultados obtenidos y las coordenadas de los sitios.



Tabla 4.1.8.2 Ubicación de las pruebas tipo USBR y permeabilidades obtenidas

Pruebas	Permeabilidad m/s	Coordenadas UTM	
		X	Y
USBR-1-1m	9.35E-08	501003.42	2155674.77
USBR-1-3m	-	501003.42	2155674.77
USBR-1-5m	-	501003.42	2155674.77
USBR-2-1m	7.06E-09	500979.62	2155661.78
USBR-2-3m	4.72E-10	500979.62	2155661.78
USBR-2-5m	4.06E-10	500979.62	2155661.78
USBR-3-1m	-	500952.73	2155651.69
USBR-3-3m	1.50E-08	500952.73	2155651.69
USBR-3-5m	1.02E-07	500952.73	2155651.69

En las pruebas USBR 1-3m y 1-5m no se logró infiltrar un gasto perceptible. Lo anterior sugiere una permeabilidad muy baja de las arcillas que no fue posible medir con esta técnica. En la prueba USBR 3-1m, no se pudo establecer el flujo, lo que sugiere que la costra se encontraba muy agrietada en este sitio. Se repitió el ensaye a unos metros y el resultado fue el mismo.

Los coeficientes de permeabilidad que se asocian a la CS son los correspondientes a las pruebas USBR 1-1m y 2-1m; es decir: $9.35 \times 10^{-8} \text{ (m/s)} = 8.1 \times 10^{-3} \text{ (m/día)}$ y $7.06 \times 10^{-9} \text{ (m/s)} = 6.1 \times 10^{-4} \text{ (m/día)}$, respectivamente. Se considera que la permeabilidad de la CS es mayor que la permeabilidad promedio de la serie arcillosa superior SAS ($4.7 \times 10^{-4} \text{ m/día}$; Herrera, et. al, 1974); por lo tanto, se acepta que el primer valor ($8.1 \times 10^{-3} \text{ m/día}$) representa dicha permeabilidad.

Las pruebas tipo Lefranc se ubicaron en los mismos sitios que las USBR. En cada sitio se realizaron pruebas a 10, 30 y 46m de profundidad para determinar la permeabilidad en un lente de arena (LA), en la capa dura (CD) y en los depósitos profundos (DP), respectivamente. En la tabla 4.1.8.3 se muestran las permeabilidades en cada prueba y su ubicación



Tabla 4.1.8.3 Ubicación de las pruebas tipo Lefranc y permeabilidades obtenidas

Pruebas	Permeabilidad m/s	Coordenadas UTM	
		X	Y
LF-1-10m	1.07E-08	501003.42	2155674.77
LF-1-31m	9.69E-09	501003.42	2155674.77
LF-1-46m	8.38E-10	501003.42	2155674.77
LF-2-10m	5.93E-09	500979.62	2155661.78
LF-2-31m	2.55E-08	500979.62	2155661.78
LF-2-46m	6.10E-09	500979.62	2155661.78
LF-3-10m	5.36E-09	500952.73	2155651.69
LF-3-31m	1.07E-09	500952.73	2155651.69
LF-3-46m	3.28E-08	500952.73	2155651.69

De los resultados obtenidos con las pruebas Lefranc se determinó que los coeficientes de permeabilidad: $1.07 \times 10^{-8} \text{ (m/s)} = 9.25 \times 10^{-4} \text{ (m/día)}$; $2.55 \times 10^{-8} = 2.2 \times 10^{-3}$ y $3.28 \times 10^{-8} = 2.8 \times 10^{-3}$, representan las permeabilidades de los LA (en la SAS), CD y DP, respectivamente.

Se realizaron mediciones de disipación de presión de poro a 20 m y 40 m de profundidad en once sitios correspondientes a la ubicación de los sondeos de cono eléctrico (CPT-01 a CPT-11). En el TIP se realizaron este tipo de pruebas en la ubicación de los sondeos CPT 5 al 7.

Durante el hincado de los piezómetros de cuerda vibrante se genera un exceso de presión de poro que se disipa hasta alcanzar una presión de poro de equilibrio que en teoría debería ser igual a la piezometría inicial. El tiempo de disipación depende de la permeabilidad del suelo. En los suelos arcillosos de Texcoco dicho exceso se disipó en 24hrs, aproximadamente. Se continúan trabajando estos resultados

Finalmente, se cuenta con el siguiente modelo geotécnico



Tabla 4.1.8.4 Modelo geotécnico preliminar

Estrato	Profundidad		W %	Peso vol. kN/m ³	E kPa	v	e0	Cr	Cc	cu	c'	φ'	KO	Kh	Kv	
	De	A								kPa	kPa			m/día	m/día	
CS	0	0,8	61,30	14	10000	0,3	1,624	0,098	0,980758	20	0	35	0,426424	8,10E-03	8,10E-03	
SAS1	1A	0,8	3,6	127,62	13	-	0,3	3,382	0,204	2,041912	6	0	45	0,292893	3,97E-05	1,99E-04
	1B	3,6	10,2	269,43	12,52	-	0,3	6,188	0,665	3,845	7,000	0	40,7	0,347902	3,96E-05	1,98E-04
L1	10,2	11,4	91,78	15	15000	0,3	2,432	0,147	1,468551	25	0	35	0,426424	1,07E-03	1,07E-03	
SAS 2	2B	11,4	19,2	237,92	12,12	-	0,3	10,228	0,665	6,286	18,000	0	40	0,357212	2,18E-03	4,35E-04
	2A	19,2	25,2	195,30	13,97	-	0,3	3,125	0,175	1,948	14,000	0	45	0,292893	2,18E-03	4,35E-04
L2	25,2	25,8	174,98	15	15000	0,3	4,637	0,280	2,799657	25	0	35	0,426424	1,07E-03	1,07E-03	
SAS3	25,8	30	213,77	12,68	-	0,3	7,780	0,580	5,674	19,000	0	40	0,357212	2,18E-03	4,35E-04	
CD	30	32,55	98,46	18	30000	0,3	1,852	0,158	1,575368	30	0	40	0,357212	2,55E-03	2,55E-03	
SAS4	32,55	36	142,16	12,5	-	0,3	3,767	0,227	2,274633	60	0	40	0,357212	2,18E-03	4,35E-04	
L3	36	36,6	58,93	15	15000	0,3	4,637	0,094	0,94288	25	0	35	0,426424	1,07E-03	1,07E-03	
SAI	36,6	43,2	147,81	13,67	-	0,3	7,780	0,090	0,622	115,000	0	45,48	0,286994	4,99E-04	9,97E-05	
DP	43,2	50	66,80	18	50000	0,3	1,770	0,107	1,068789	35	0	45	0,292893	3,28E-03	3,28E-03	
SAP	50	60	101,70	13,79	-	0,3	7,780	0,136	0,504	85,000	0	46,478	0,27489	4,99E-04	9,97E-05	

4.1.8.1.5 Secuencia constructiva e instrumentación en el TR

Al inicio de la construcción de este sistema se llevaron a cabo trabajos previos tales como limpieza, trazo y nivelación del terreno. Posteriormente a la limpieza y el trazo se colocó el sistema de instrumentación.

El día 02 de septiembre de 2014 inició la construcción del TIR (Tabla 4.1.8.5). Se inició con la construcción de la plataforma de trabajo de 1 m de espesor, la cual se realizó colocando material granular (tezontle) en tres lechos. Estos materiales se colocaron a volteo y se acomodaron con un tractor ligero separados por un geotextil no tejido; además, se colocó un geotextil entre el terreno natural y el primer lecho de tezontle.

Con la plataforma lista se ubicaron topográficamente las inclusiones rígidas. Luego se hizo la perforación mediante un barrenos con hélice continua de 12" de diámetro. Se ubicó el equipo y se hizo la perforación mediante rotación a una velocidad constante hasta alcanzar la profundidad máxima de excavación (2196.4 MSNM).

Posteriormente, mientras la hélice fue extraída, se vació el mortero a través del vástago hueco hasta alcanzar el nivel superior de la plataforma de trabajo. La dosificación del mortero vaciado fue tal que permite obtener una resistencia a la compresión simple a los 28 días de 100kg/cm².

Luego de lo anterior, se procedió con la excavación del material circundante a las inclusiones. Una vez excavado hasta el nivel de terreno natural, se descabezó la inclusión y se colocó el material de reposición encima de la cabeza de cada inclusión, hasta el nivel superior del tezontle colocado; el material utilizado para rellenar la excavación fue arena.



Después se instaló el material del cuerpo del terraplén comenzando por el material areno limoso (Tepetate) con calidad de subyacente colocado en dos capas de 25 cm y hasta alcanzar 0.50 m de espesor. Posteriormente se colocó la estructura de pavimento comenzando con la base granular de 25 cm, después con la base estabilizada de 10 cm compactada al 100% de su peso volumétrico seco máximo de la prueba AASHTO modificada, posteriormente la base asfáltica de 25 cm y finalmente la carpeta de asfalto de 10 cm. Se alcanzó el espesor de 2.10 m al centro del terraplén, respetando la pendiente transversal, de 1.25. La fecha al final de la construcción fue el 07 de noviembre de 2014.

Tabla 4.1.8.5 Secuencia constructiva en el TIR

ESTRUCTURA	INICIO	TÉRMINO
CARPETA ASFÁLTICA	07-11-14	07-11-14
CAPAS DE BASE ASFÁLTICA	05-11-14	06-11-14
CAPA DE BASE ESTABILIZADA	03-11-14	03-11-14
CAPA DE BASE HIDRÁULICA	25-10-14	30-10-14
CAPA DE SUBYACENTE	23-10-14	29-10-14
CAPA DE TEZONTLE	02-09-14	21-09-14

En la Fig. 4.1.8.19 se presenta la ubicación esquemática de la instrumentación geotécnica en el TIP

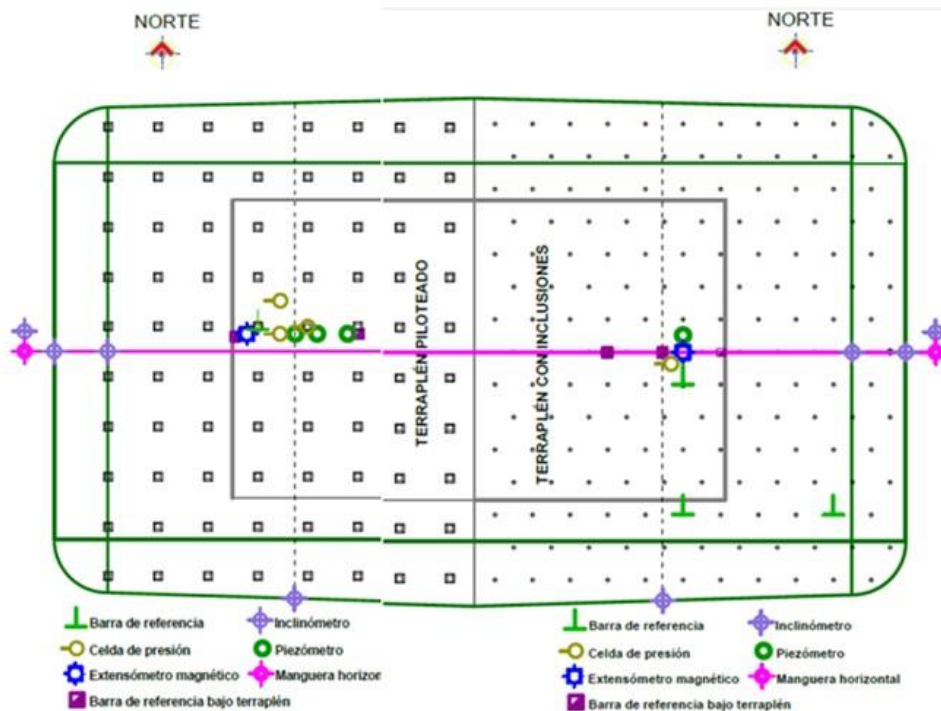


Fig. 4.1.8.19 Esquema en planta de la instrumentación del TIP



Las celdas de presión se encuentran ubicadas en los contactos terreno-tezontle, dren de arena-tezontle y tezontle-tepetate. El objetivo de estos instrumentos es verificar la magnitud y distribución de la presión transmitida al terreno por el terraplén (estimada a partir de los pesos volumétricos de los materiales). Para el TR, se instalaron cinco celdas de presión. Cuatro de estas se instalarán en la sección central transversal al eje del trazo, bajo el terraplén, directamente sobre el terreno natural, distribuidas de la siguiente forma: una al centro, una más a 10 m de la celda del centro y dos más en los extremos (al eje de los hombros). Finalmente, una celda se colocará en el centro, pero bajo la estructura de pavimento.

La estación piezométrica permitirá determinar el perfil piezométrico inicial y los excesos de presión de poro inducidos en las diferentes etapas de la construcción. Se colocará una estación compuesta por cinco piezómetros. Esta estación será colocada justo al centro del terraplén. Los piezómetros se instalarán a 4 m, 9 m, 18 m, 29 m y 38 m de profundidad, conservando su brocal una separación de 2 m.

La manguera horizontal transversal por debajo del tezontle será de utilidad para determinar el perfil de asentamientos al nivel del terreno natural. Esta se instaló en la base del terraplén, pasando por la sección central transversal al eje del trazo. La elevación de la manguera se determina midiendo la presión del fluido que contiene.

Los inclinómetros permitirán medir la distribución de desplazamientos horizontales en el suelo con la profundidad, principalmente debajo de los hombros del talud. Se instalarán cuatro tubos para inclinómetro, todos a 31 m de profundidad (PCD). Tres inclinómetros se instalarán en la sección central transversal al eje del trazo, de la siguiente forma: uno en el hombro del terraplén, otro al pie del talud del terraplén y uno más a 5 m de distancia del pie del talud. El cuarto inclinómetro se instalará en la sección central longitudinal, al pie del talud.

4.1.8.2 Comportamiento observado

4.1.8.2.1 Estaciones piezométricas

La Fig. 4.1.8.20 muestra la ubicación en planta de la estación piezométricas instaladas en el TIR. Las profundidades de los piezómetros son de 4, 9 y 18m.

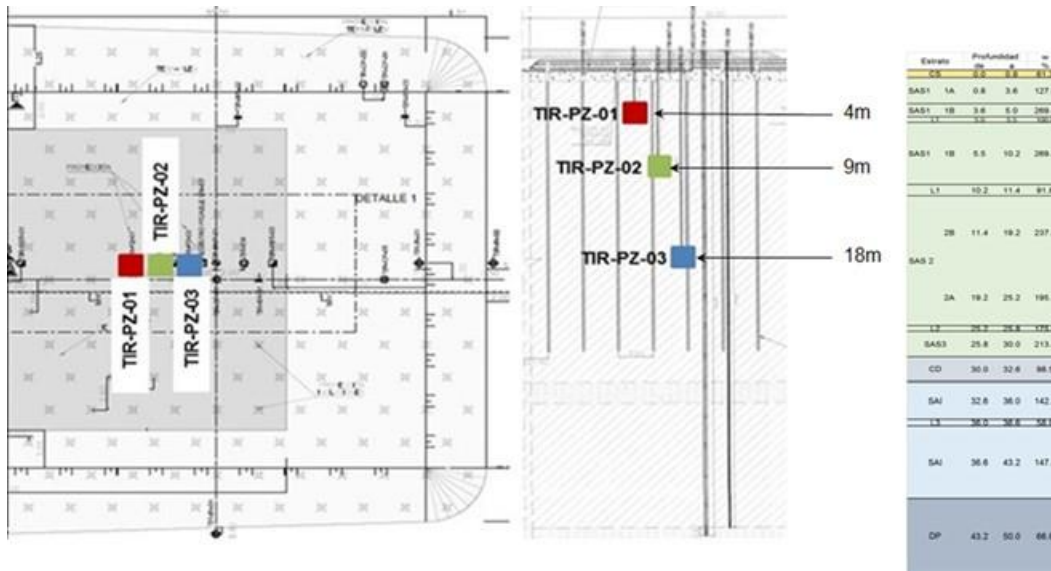


Fig. 4.1.8.20 Estaciones piezométricas en el TIR

La Fig. 4.1.8.21 muestra gráfica de excesos de presión de poro contra tiempo de cada uno de los piezómetros instalados en el TIR. Las líneas negras (vertical y horizontal) indican la fecha final de construcción y la presión teórica correspondiente al peso del terraplén, respectivamente. Se observa que los esfuerzos teóricos son mayores a los medidos.

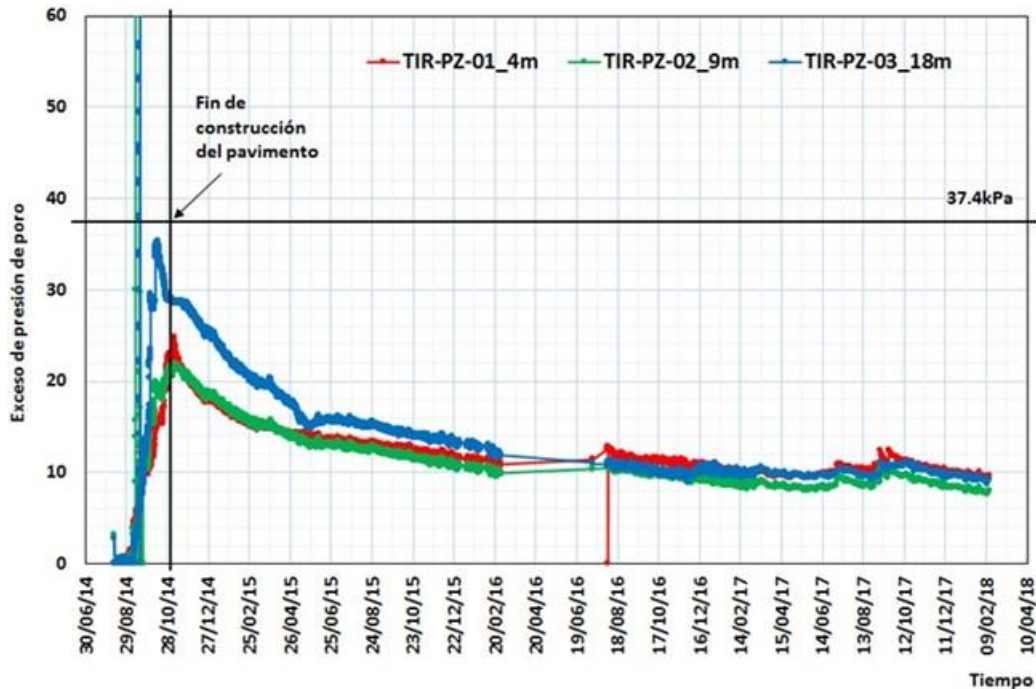


Fig. 4.1.8.21 Excesos de presión de poro en el TIR

En los piezómetros más superficiales del TIR (TIR-PZ-01 y 02) se observa que los esfuerzos teóricos son significativamente menores a los medidos. Esto indica una disipación del exceso de presión de poro importante en el TIR durante su construcción. No sucede lo mismo con el piezómetro más profundo del TIR (TIR-PZ-03), instalado a 18m de profundidad. Este piezómetro registra un exceso de presión casi igual al peso del terraplén.

La respuesta de los piezómetros con el tiempo, es la resultante de dos efectos:

- La disipación de exceso de presión de poro provocado por el peso del terraplén
- El incremento de presión debido al cambio de posición del piezómetro respecto al nivel freático, por hundimiento.

En más de 2 años de observación los piezómetros reportan reducciones aparentes de aproximadamente 28kPa, respecto al esfuerzo teórico debajo del terraplén (37.4kPa). Al 5 de diciembre del presente año, se estima que estos piezómetros habían bajado 75cm (Fig. 4.1.8.23), respectivamente. Esto quiere decir que los incrementos de las presiones de poro en los piezómetros fueron de aproximadamente 7.5kPa. Entonces, las disipaciones de presión de poro se pueden estimar en 35.5kPa. Por lo tanto, las presiones de poro en exceso se han disipado casi totalmente. Esto muestra que las inclusiones funcionan como drenes.

4.1.8.2.2 Manguera horizontal transversal por debajo del tezontle

En la Fig. 4.1.8.22 se muestra un esquema de la manguera horizontal flexible que pasa por la base un terraplén en su sección transversal.

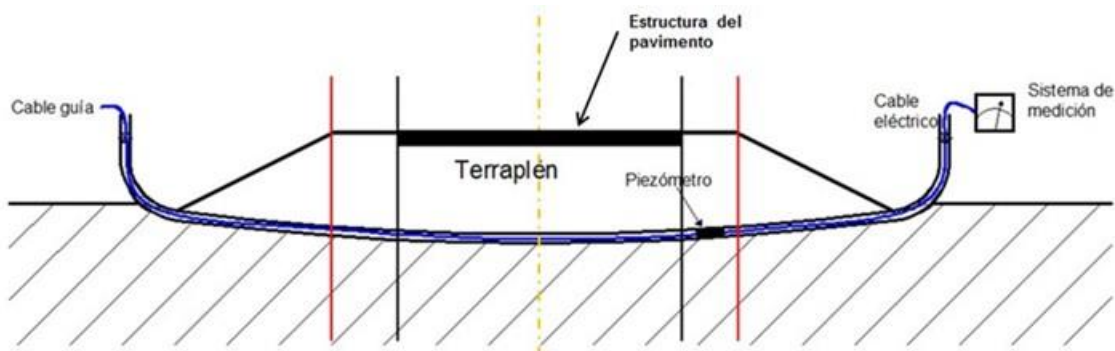


Fig. 4.1.8.22 Esquema de manguera transversal por debajo de un terraplén

En la Fig. 4.1.8.23 se muestran las distribuciones de asentamientos en el tiempo. En esta figura se resalta el color de la gráfica correspondiente al final de la construcción.

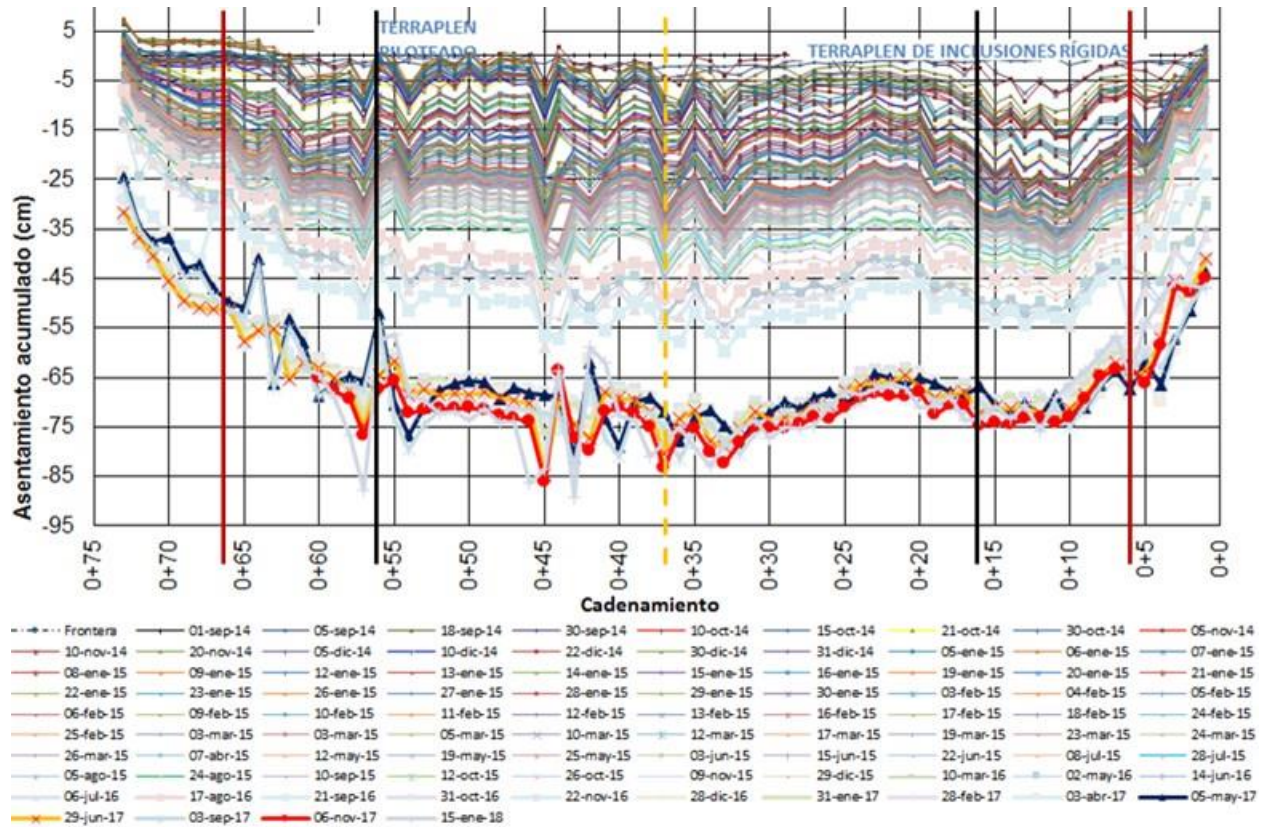


Fig. 4.1.8.23 Perfiles de asentamientos con el tiempo

En la Fig. 4.1.8.24 se muestra la gráfica de asentamientos con el tiempo al centro del terraplén. Se observa un cambio drástico de pendiente en la tendencia de la curva a partir de los 20 meses del final de la construcción. Este cambio, que coincide con el que se observa en otros tramos de prueba, podría corresponder a una variación del NAF en la zona. Al bajar el NAF aumentarían los esfuerzos efectivos y se aceleraría el asentamiento.

Se observa que últimamente el asentamiento ya se estabilizó al funcionar las inclusiones como drenes verticales. Las inclusiones reducen significativamente el asentamiento respecto al del terraplén de referencia. Además, estos asentamientos son más uniformes, lo que resultaría favorable para el pavimento.

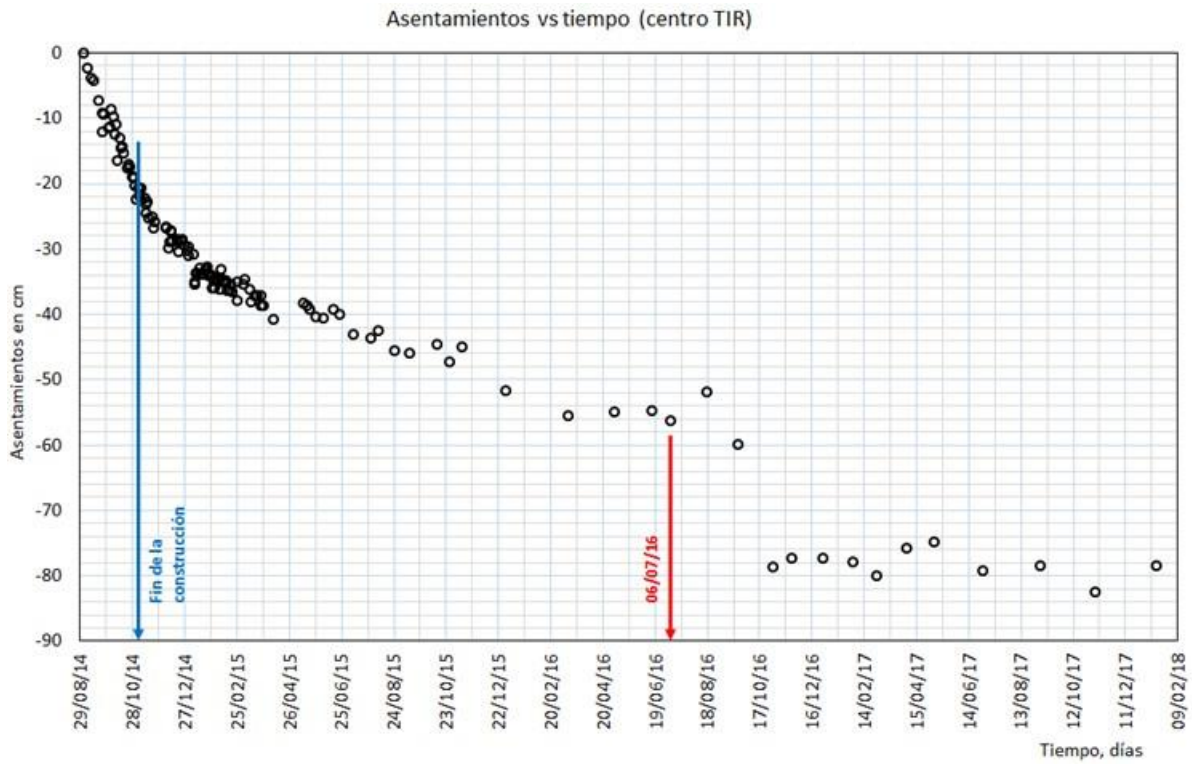


Fig. 4.1.8.24 Asentamientos con el tiempo al centro del TIR



4.1.9 Plataforma Estructurada de Postensa, Plataforma A

En este inciso se presenta una actualización a febrero de 2018 de los análisis e interpretaciones del monitoreo del tramo de prueba de la Plataforma estructurada de Postensa A que fue construido entre el los meses de noviembre y diciembre de 2014.

La información relacionada con la ubicación, exploración de campo ejecutada y definición del modelo geotécnico del sitio, el proceso constructivo y las actividades relacionadas con el acompañamiento del II-UNAM al GACM durante la construcción del tramo de prueba, se describen en detalle en el inciso 4.G.7 del Informe final del proyecto “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” (II-UNAM, 2016).

4.1.9.1 Instrumentación de campo

Con el objetivo de monitorear el comportamiento de la Plataforma A durante y después de la construcción, se instalaron instrumentos ubicados en diferentes zonas (Fig. 4.1.9.1) y profundidades, cuyas características se describen a continuación:

- 91 referencias superficiales espaciadas cada 5 m instaladas sobre la losa.
- 4 piezómetros abiertos de Casagrande ubicados a 4, 9 ,18 y 37.5 m de profundidad PZw-1A a 4A
- 3 inclinómetros con longitud de 30 m INC-1A a 3A
- 1 extensómetro magnético (EXT-1A) ubicado 44.0 m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.
- 1 manguera horizontal para medición de asentamientos RMH
- 3 celdas de presión (CP-1A a 3A), Tabla 4.1.9.2.

Tabla 4.1.9.2. Celdas de presión

Celda de presión	Ubicación	Elevación msnm
CP-1A	Desplantada en el terreno natural	2227.78
CP-2A	Desplantada en el terreno natural	2227.80
CP-3A	Desplantada en el terreno natural	2227.79

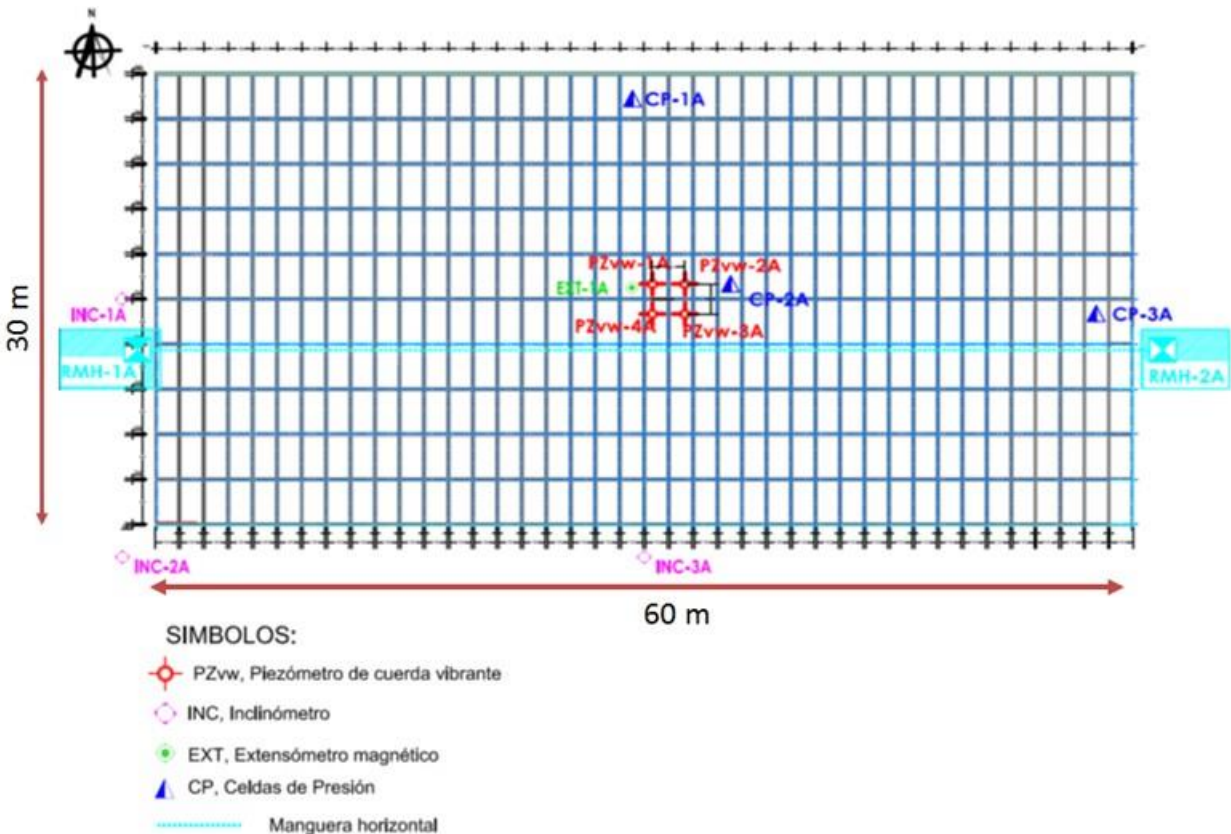


Fig. 4.1.9.1. Localización de la instrumentación de la Plataforma A

A continuación, se presentan los resultados de las mediciones de los instrumentos instalados en el sitio donde se construyó el tramo de prueba de Plataforma Estructurada de Postensa A que han sido realizadas en el periodo comprendido entre noviembre de 2014 y febrero de 2018.

Manguera horizontal

En la Fig. 4.1.9.2 se presentan las mediciones de desplazamiento vertical determinadas por medio de la manguera horizontal a partir del inicio de la construcción (noviembre 21 de 2014) siendo la base de referencia para las demás lecturas. En esta figura se observa que al término de la construcción (diciembre 4 de 2014) la plataforma presentó un desplazamiento en la parte central del orden de 2 cm, el cual ha ido aumentando progresivamente hasta valores iguales a los 70.64 cm de acuerdo con los registros obtenidos a finales de febrero de 2018.

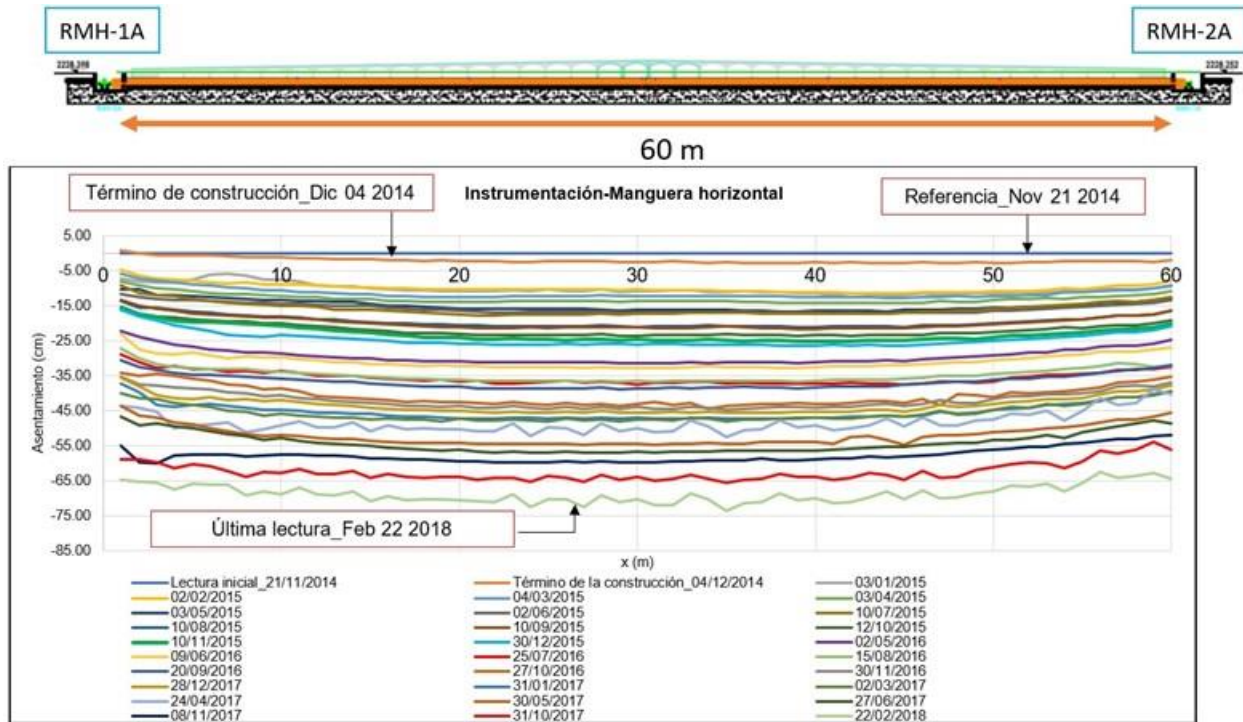


Fig. 4.1.9.2 Mediciones con la manguera horizontal de desplazamiento

Extensómetros

No se reportan los registros del extensómetro EXT-1A debido a que al parecer por problemas de instalación sus lecturas indican un comportamiento anómalo.

Referencias superficiales

En la Fig. 4.1.9.3 se muestra el perfil transversal de la Plataforma A, a lo largo del Eje D, el cual representa la primera lectura de elevaciones luego del término de la construcción (8 de diciembre de 2014), obtenido a partir de las nivelaciones topográficas de las referencias superficiales colocadas sobre la losa. También se muestran los perfiles sobre la misma sección a 231 días (23/07/2015), a 391 días (30/12/2015), a 601 días (27/07/2016), a 697 días (31/10/2016), a los 791 días (02/02/2017), a los 889 días (11/05/2017), a 937 días (28/08/2017), a los 1079 días (17/11/2017) y a los 1169 días del término de la construcción.

Se puede observar que los resultados de las mediciones a lo largo del eje D son ligeramente menores que las mediciones de desplazamientos de la manguera horizontal. Lo anterior, se podría asociar, a la rigidez de la plataforma que impide que la estructura

se deforme a la misma proporción que el suelo de cimentación. Por otro lado, las mediciones de las referencias superficiales indican que, al mes de febrero de 2018, las pendientes transversales del tramo de prueba han sufrido ligeros cambios.

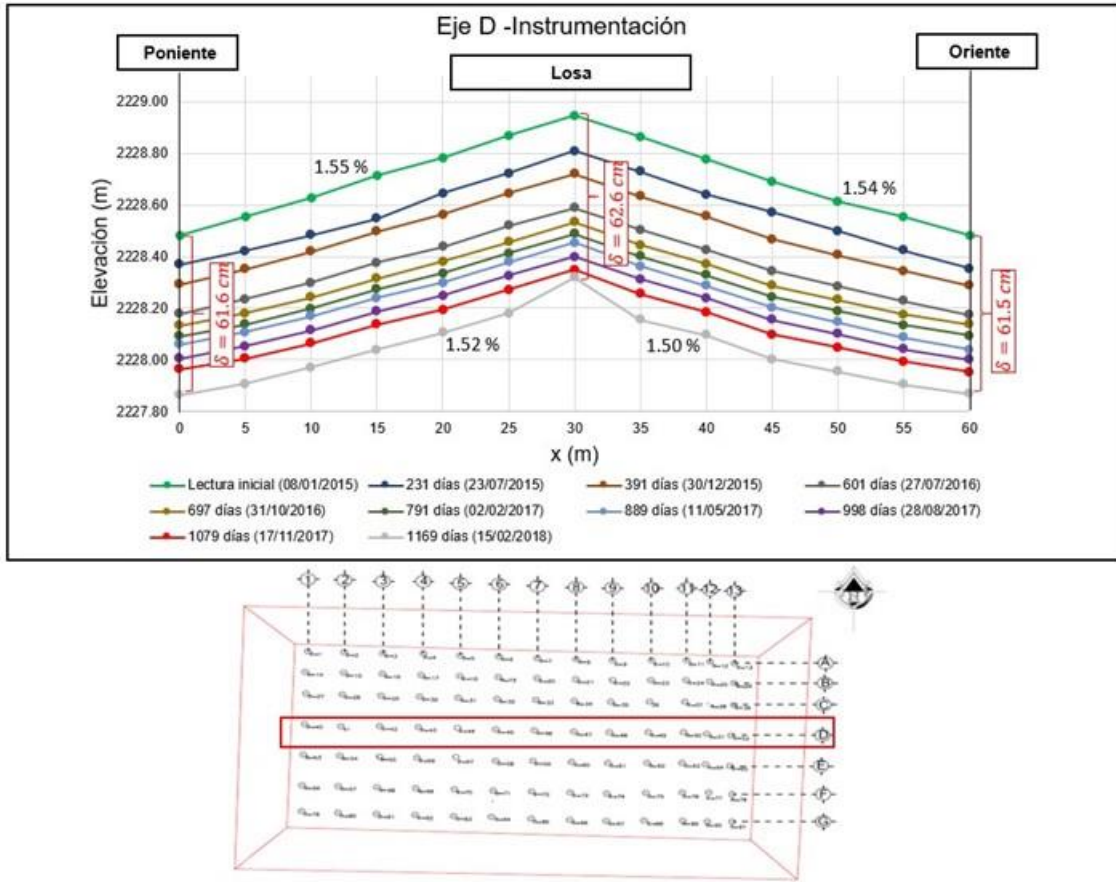


Fig. 4.1.9.3. Referencias superficiales en el eje

Adicionalmente, en las Figs. 4.1.9.4 a 4.1.9.13, se presentan los contornos de isohundimientos relativos, calculados a 92 días (6 de marzo de 2015), a 231 días (23 de julio de 2015), a 391 días (30 de diciembre 2015), a 601 días (27 de julio de 2016), a 697 días (31/10/2016), a los 791 días (02 de febrero de 2017), a los 889 días (11 de mayo de 2017), a los 998 días (28 agosto de 2017), a los 1079 días (17/11/2017) y a los 1169 días (15/02/2018) con respecto a los registros de elevaciones medidas en el eje central (N-S) de la plataforma al final del proceso constructivo. Estas figuras sugieren que los hundimientos en el sentido transversal (Este-Oeste) de la Plataforma A, en términos generales son simétricos con respecto al centro de la sección.

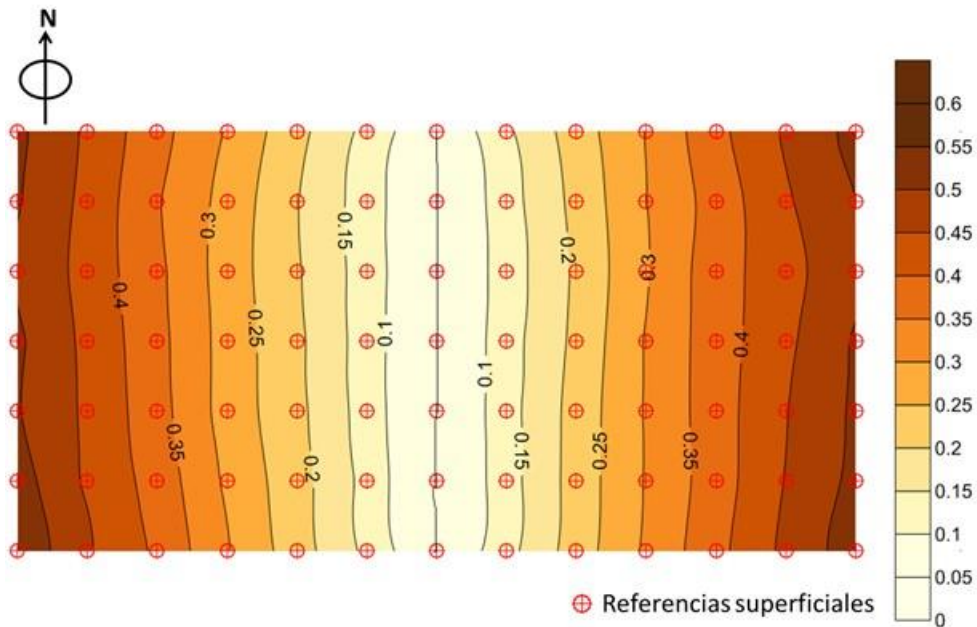


Fig. 4.1.9.4. Mapa de isohundimientos relativos al 6 de marzo de 2015
(92 días del término de la construcción)

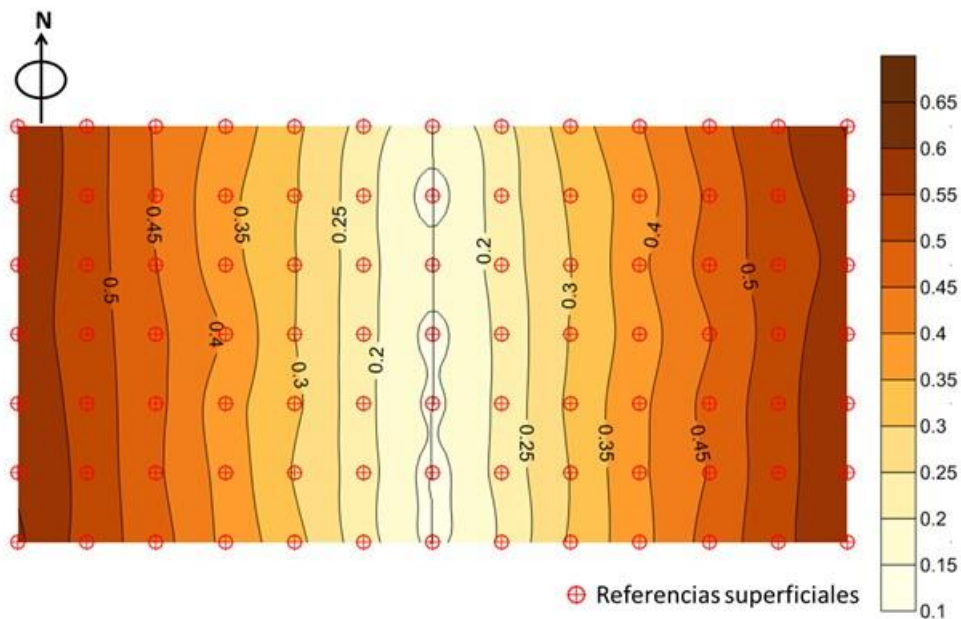


Fig. 4.1.9.5 Mapa de isohundimientos relativos al 23 de julio de 2015
(231 días del término de la construcción)

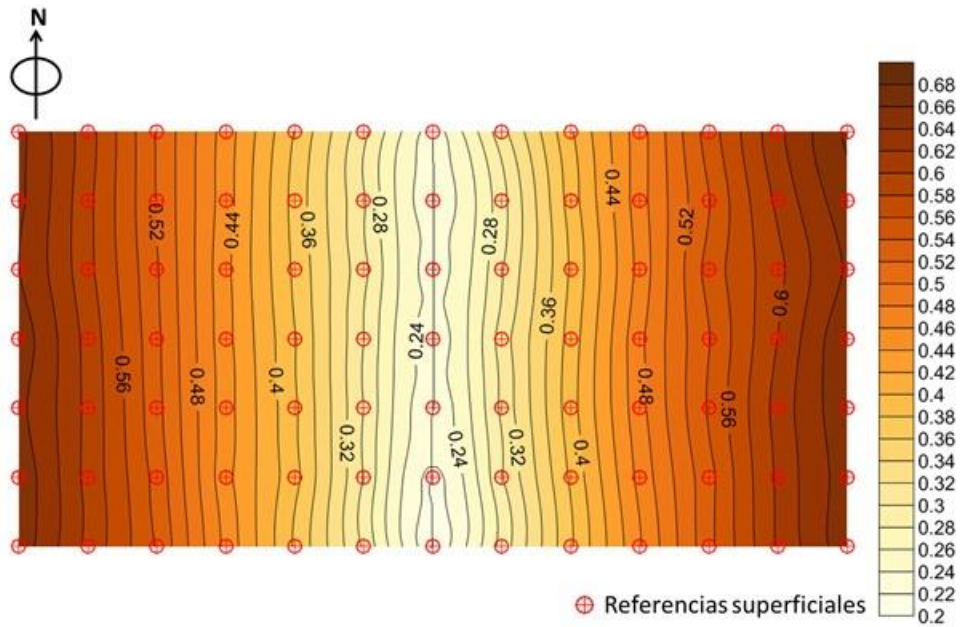


Fig. 4.1.9.6. Mapa de isohundimientos relativos al 30 de diciembre de 2015
(391 días del término de la construcción)

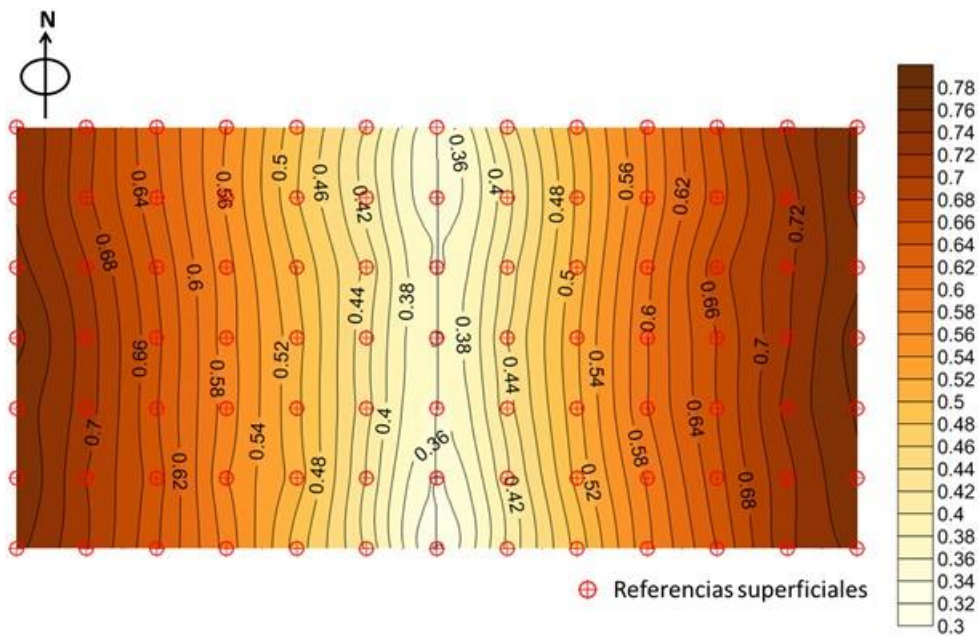


Fig. 4.1.9.7. Mapa de isohundimientos relativos al 27 de julio de 2016
(601 días del término de la construcción)

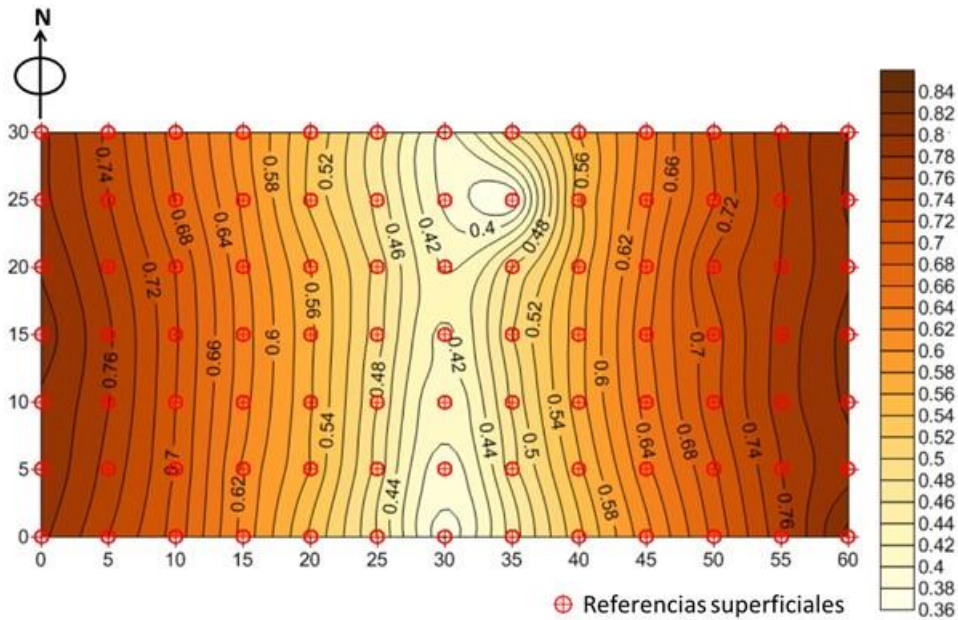


Fig. 4.1.9.8. Mapa de isohundimientos relativos al 31 de octubre de 2016 (697 días del término de la construcción)

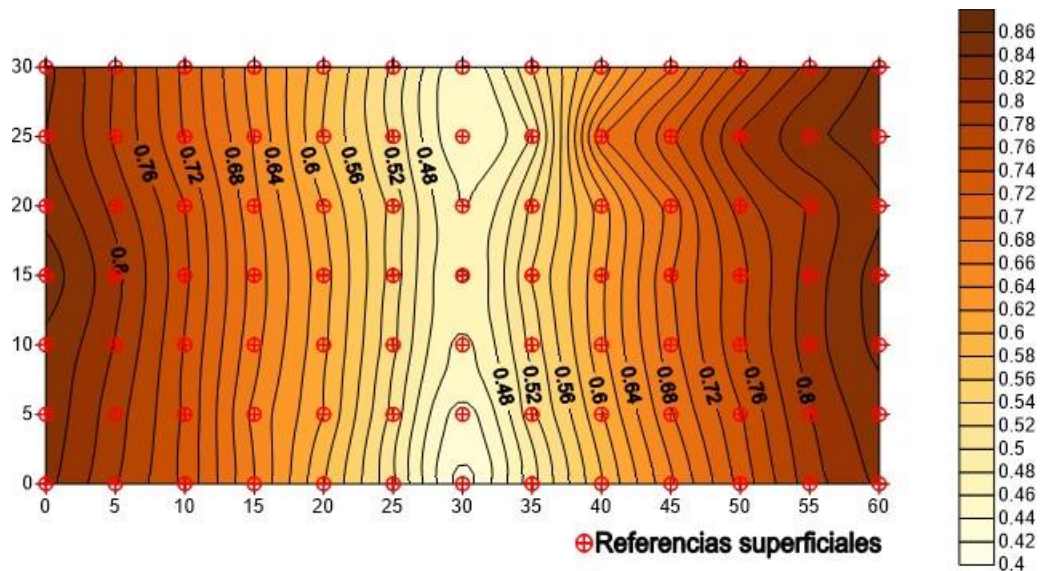


Fig. 4.1.9.9. Mapa de isohundimientos relativos al 02 de febrero de 2017 (791 días del término de la construcción)

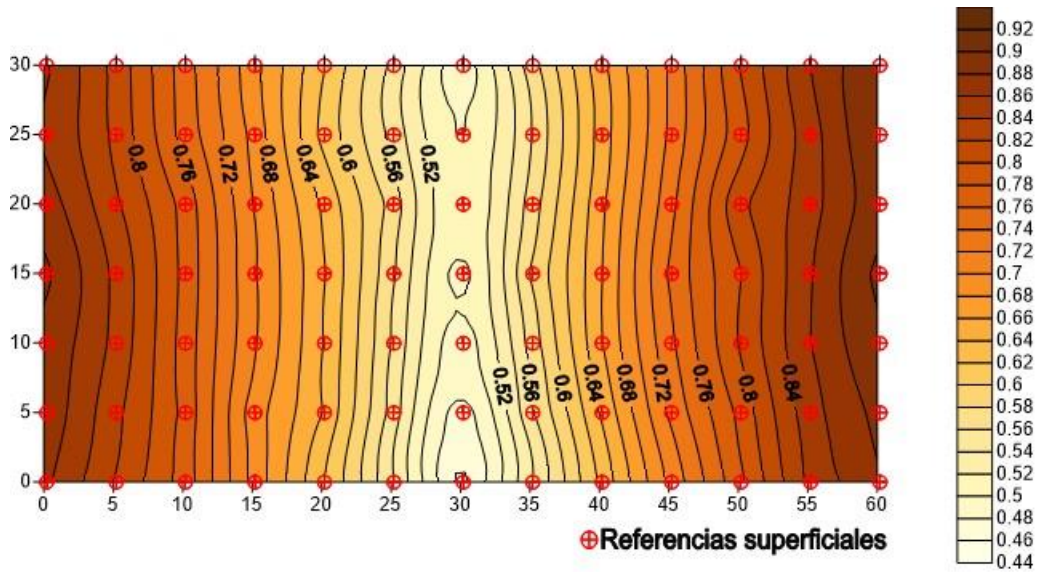


Fig. 4.1.9.10. Mapa de isohundimientos relativos al 11 de mayo de 2017 (889 días del término de la construcción)

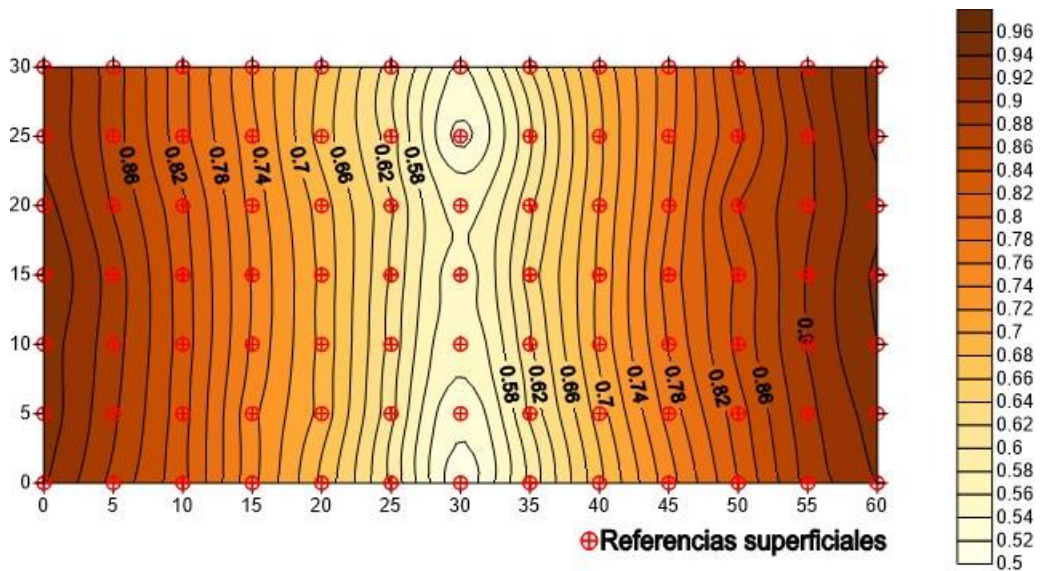


Fig. 4.1.9.11. Mapa de isohundimientos relativos al 28 de agosto de 2017 (998 días del término de la construcción)

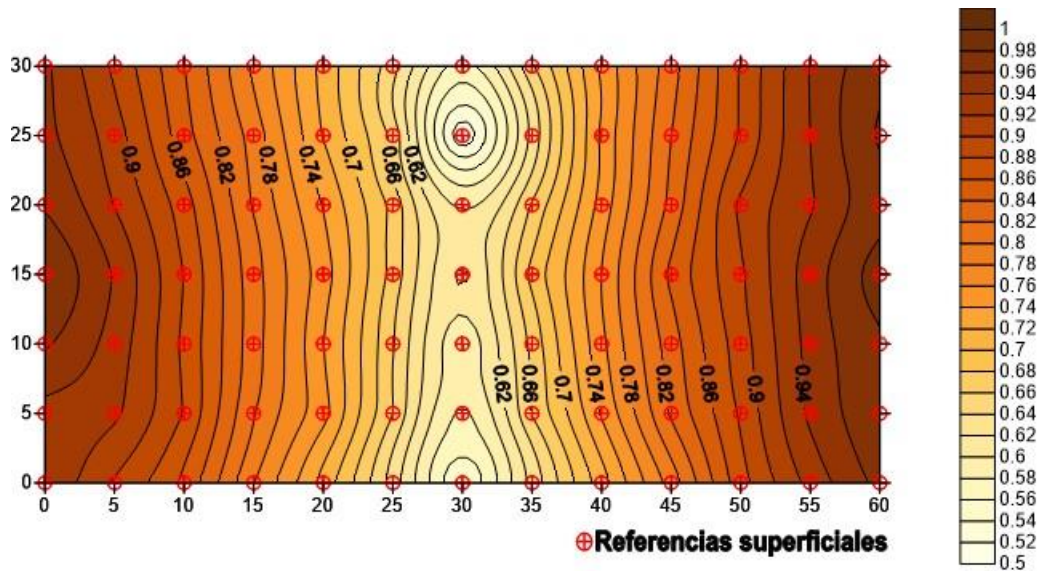


Fig. 4.1.9.12. Mapa de isohundimientos relativos al 17 de noviembre de 2017 (1079 días del término de la construcción)

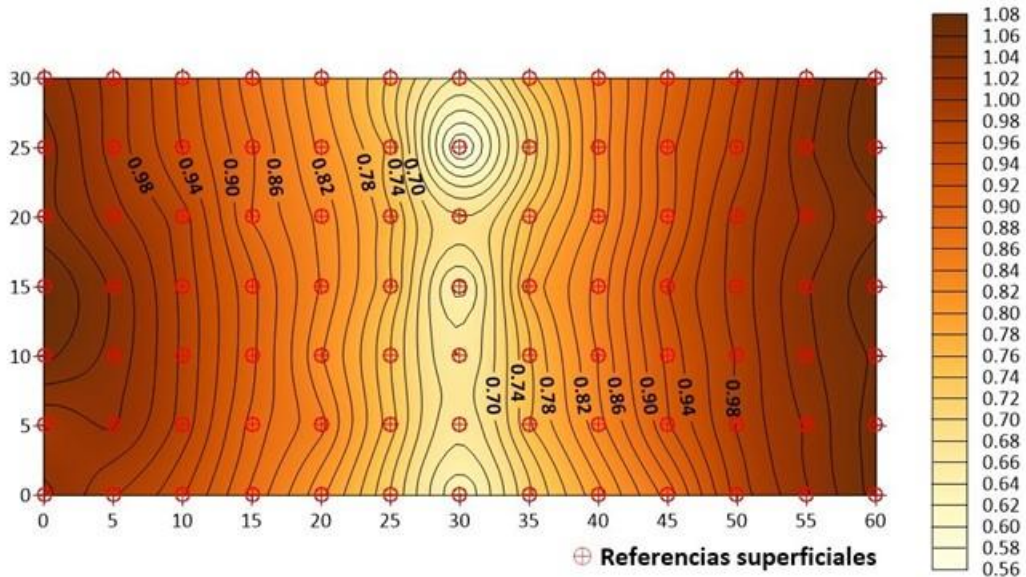


Fig. 4.1.9.13. Mapa de isohundimientos relativos al 15 de febrero de 2018 (1169 días del término de la construcción)

Piezómetros

En las Figs. 4.1.9.14 y 4.1.9.15 se presentan los registros de los 4 piezómetros instalados. En la Fig. 4.1.9.14 se muestran los registros de los piezómetros con respecto a la profundidad de instalación, cabe mencionar que la cota de estos instrumentos ha sufrido modificaciones debido al hundimiento del suelo, no obstante no se cuenta con



información a detalle que permita actualizar la posición de los instrumentos. En dichas figuras se observa, que durante la construcción se genera un exceso en la presión de poro como consecuencia de la colocación de la estructura de concreto. Posteriormente, este exceso de presión inició un proceso de disipación, el cual se aprecia a la fecha que se ha disipado casi en su totalidad.

Es importante notar que el piezómetro ubicado a 37.5 m presentó un comportamiento anómalo en las lecturas desde los primeros 140 días (Fig. 4.1.9.15), hecho que se tiene en cuenta en las calibraciones del modelo numérico, al no utilizarse las lecturas de este piezómetro para fechas posteriores.

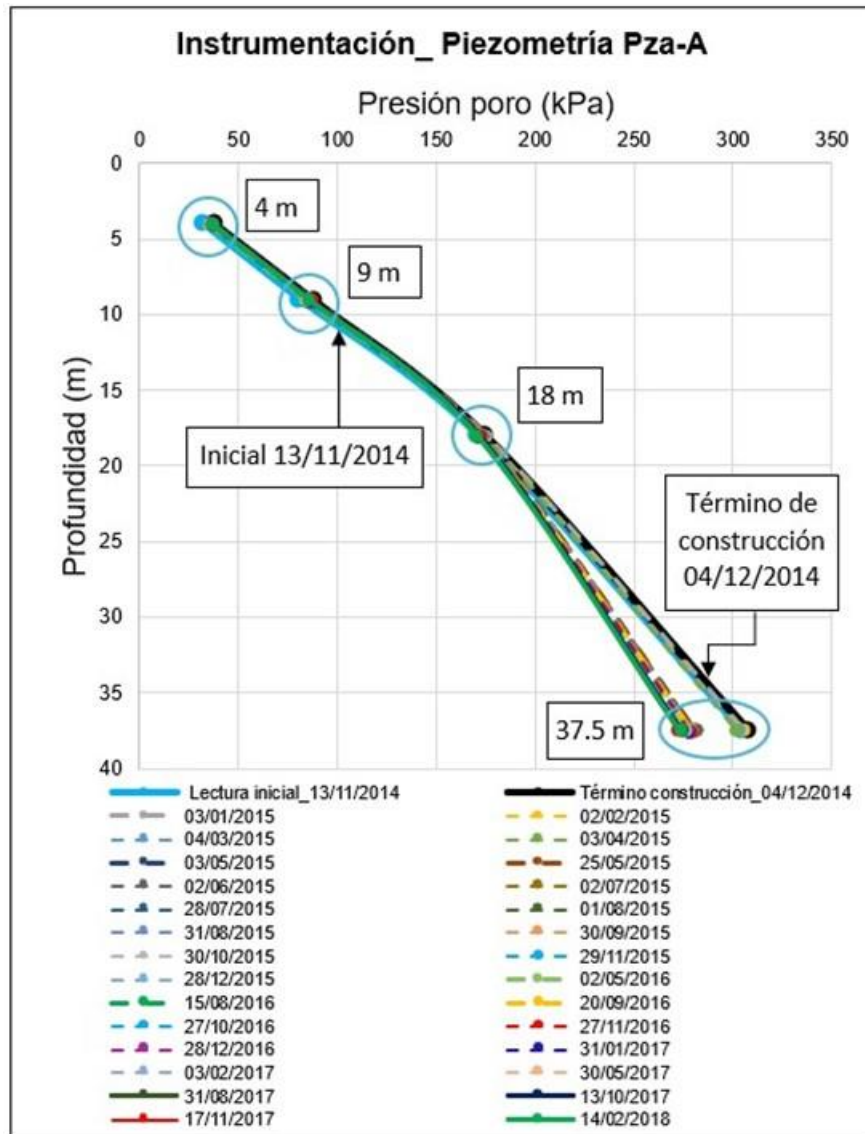


Fig. 4.1.9.14. Piezómetros en la Plataforma A

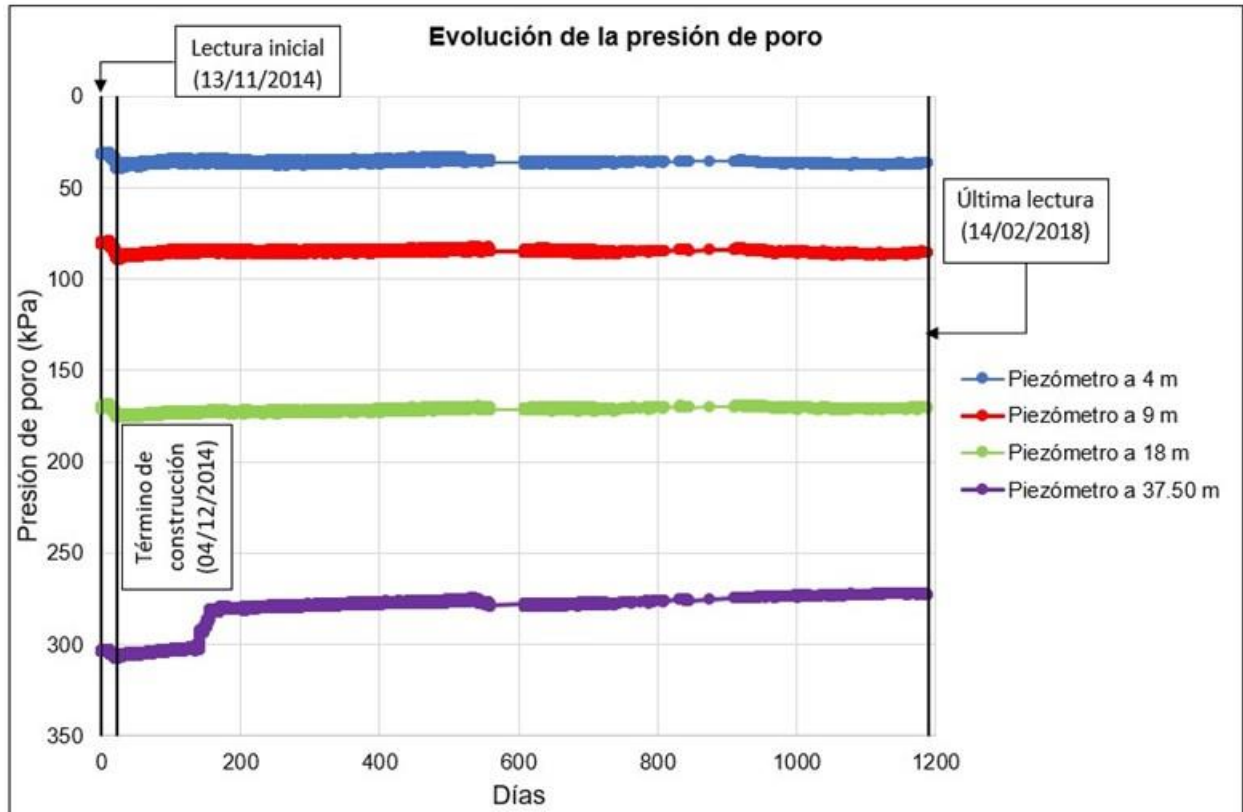


Fig. 4.1.9.15 Evolución de la presión de poro

Celdas de presión

En la Fig. 4.1.9.16 se presentan los registros de las 3 celdas de presión ubicadas a diferentes profundidades y sitios de la plataforma. Se observa como las celdas CP-2A y CP-3A presentan una variación en sus lecturas, no obstante sus registros permiten identificar claramente tendencias de comportamiento las cuales son congruentes con el proceso constructivo y con las cargas impuestas por la estructura.

Se puede observar que en el último periodo de medición, se registra un ligero decremento de la presión a partir del mes de noviembre de 2017 hasta el mes de febrero de 2018; esto ocurre en todas las celdas de presión instaladas y probablemente obedezca a las fluctuaciones estacionales del nivel de aguas freáticas.

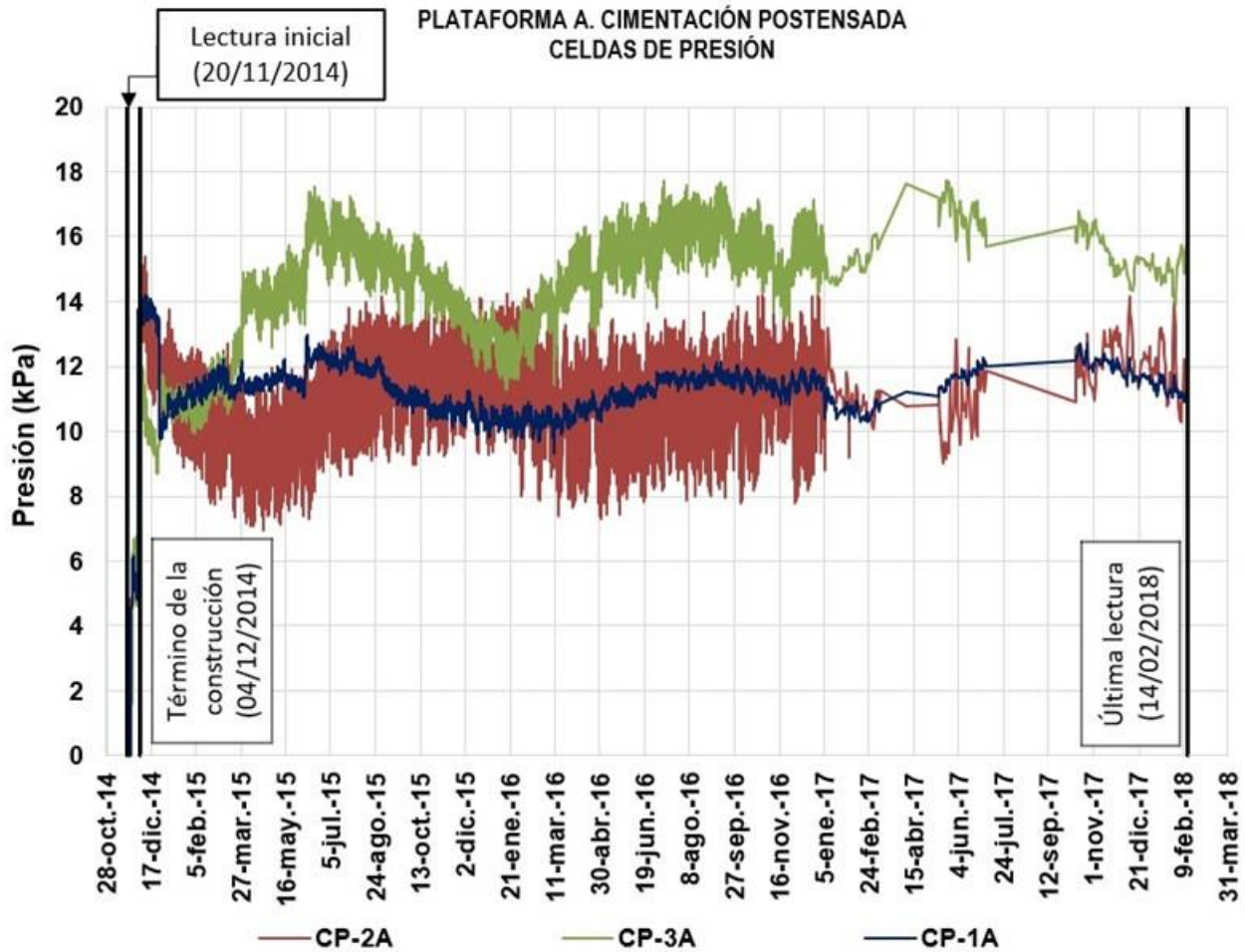


Fig. 4.1.9.16. Celdas de presión

Inclinómetros

En la Figs. 4.1.9.17 a 4.1.9.22 se presentan los registros de los inclinómetros INC-1A, INC-2A y INC-3A que corresponden al periodo del 10 de noviembre de 2014 al 22 de enero de 2018. Estos registros sugieren que los movimientos horizontales en el sentido Norte-Sur son mínimos en la superficie (aproximadamente de 5 cm). De igual manera, los desplazamientos Este-Oeste (aproximadamente 2.7 cm) no se consideran significativos.

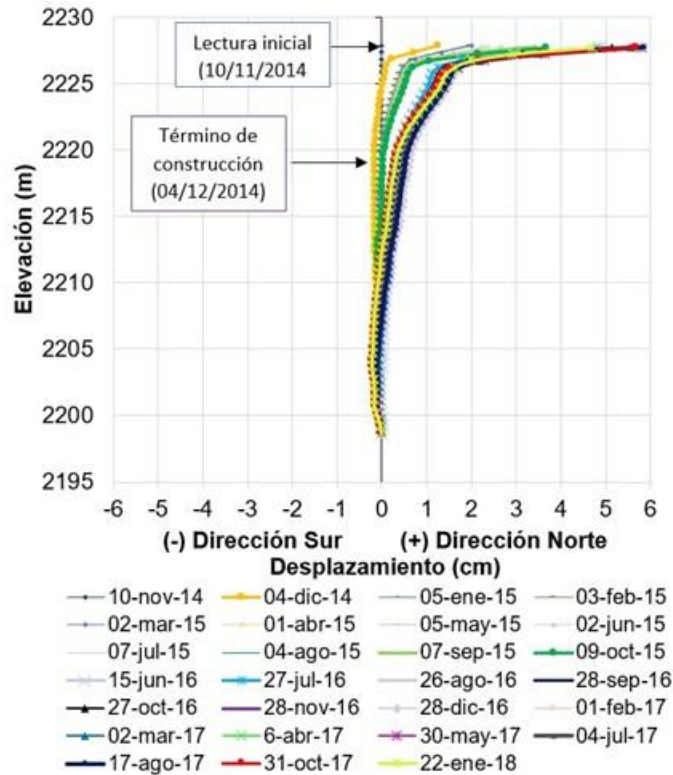


Fig. 4.1.9.17. Inclínómetro 1A Norte-Sur

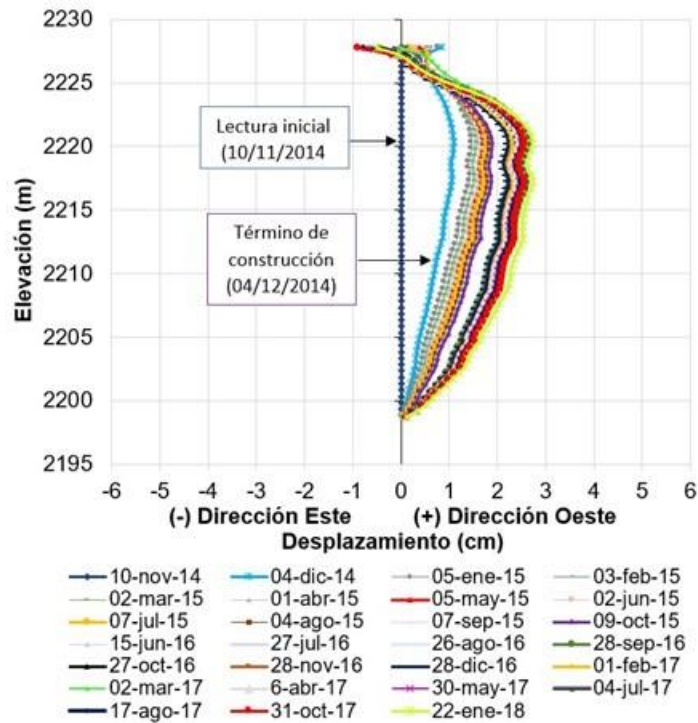


Fig. 4.1.9.18. Inclínómetro 1A Este-Oeste

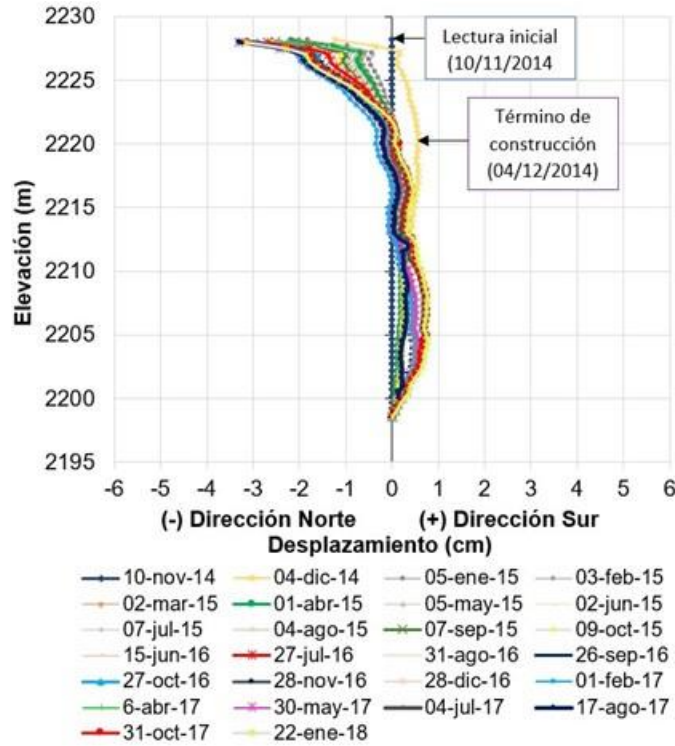


Fig. 4.1.9.19. Inclínómetro 2A Norte-Sur

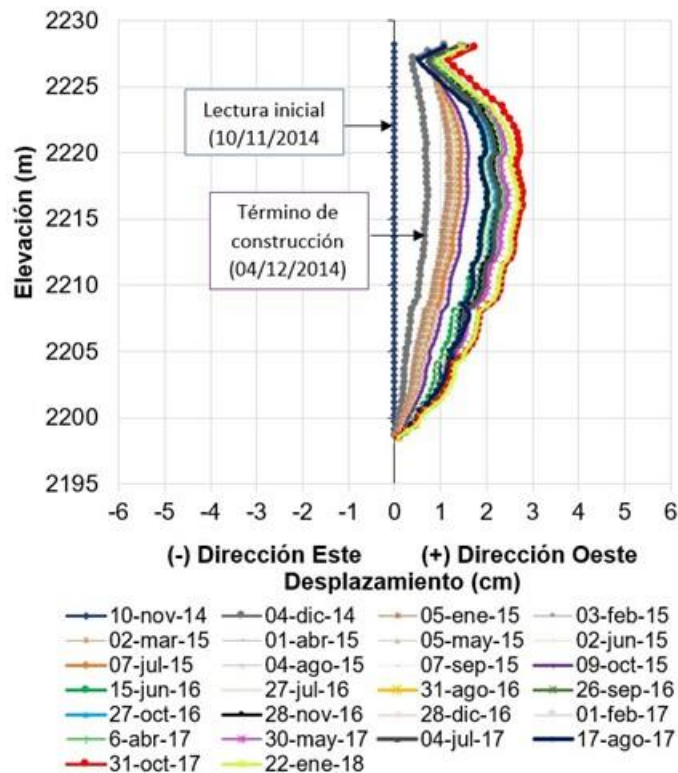


Fig. 4.1.9.20. Inclínómetro 2A Este-Oeste

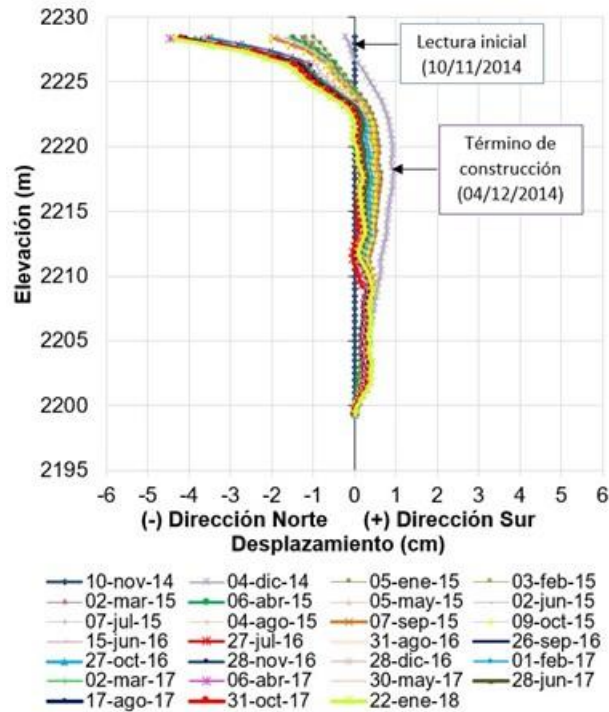


Fig. 4.1.9.21. Inclinómetro 3A Norte-Sur

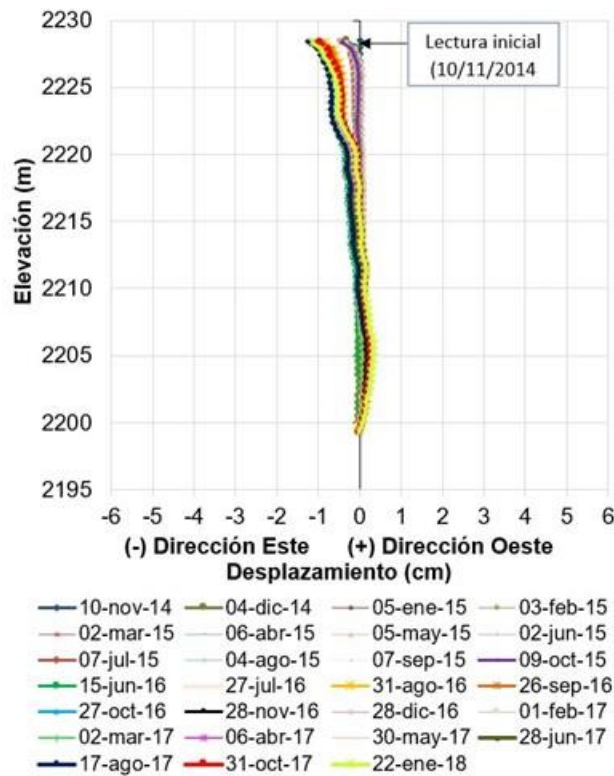


Fig. 4.1.9.22. Inclinómetro 3A Este-Oeste

4.1.9.2 Modelación numérica

Se llevaron a cabo análisis comparativos y predictivos del comportamiento del tramo de prueba mediante modelado numérico tridimensional utilizando el programa Plaxis 3D v AE.02. Para tal efecto, se construyó un modelo de elementos finitos de 83754 elementos y 118566 nodos (Fig. 4.1.9.23) el cual simula la estratigrafía y estructura del plataforma de concreto postensada cuya geometría, características y propiedades se presentan en el inciso 4.G.7 del Informe final del proyecto “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” (II-UNAM, 2016).

Para los análisis numéricos se adoptaron los modelos de comportamiento Soft Soil Creep (SSC) y Mohr Coulomb (MC) para los suelos compresibles y no compresibles, respectivamente.

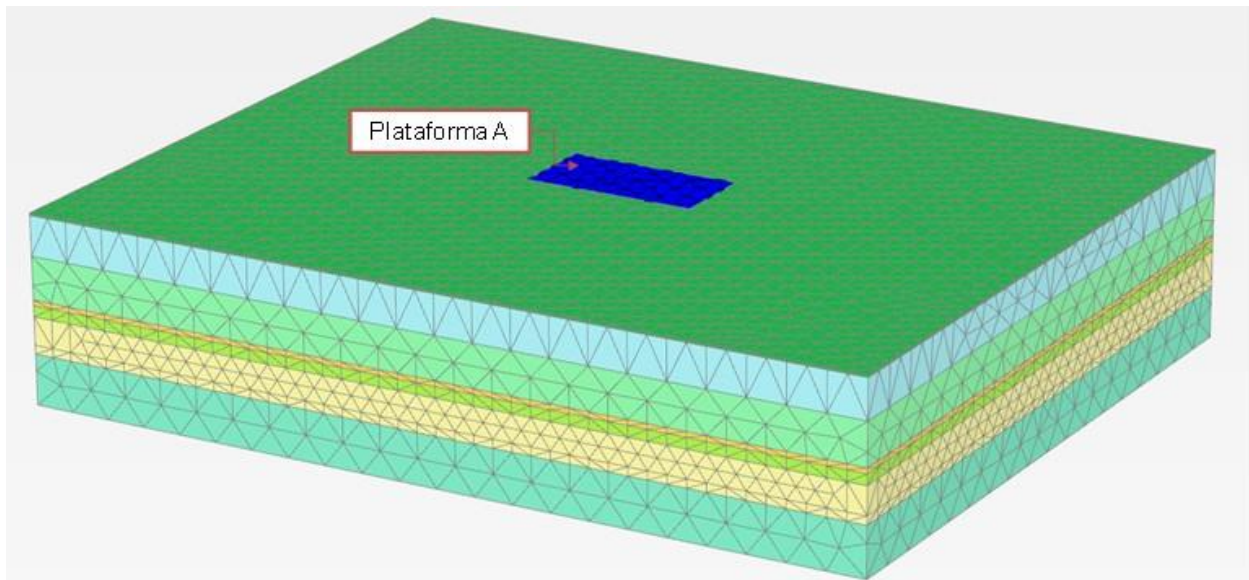


Fig. 4.1.9.23. Modelo de Losa Postensada en PLAXIS 3D

La secuencia constructiva utilizada en el análisis numérico del comportamiento de la Plataforma Postensada A corresponde a la definida por II-UNAM (2016). Así mismo, la condición piezométrica inicial utilizada en el análisis corresponde a la registrada el día 13 de noviembre de 2014 (Fig. 4.1.9.24). No obstante, debido a la ausencia de información piezométrica para profundidades superiores a los 37.5 metros, se decidió extrapolar el comportamiento piezométrico a mayores profundidades, con base en los registros de la estación piezométrica de la zona de referencia ubicada por fuera del área de los tramos de prueba.

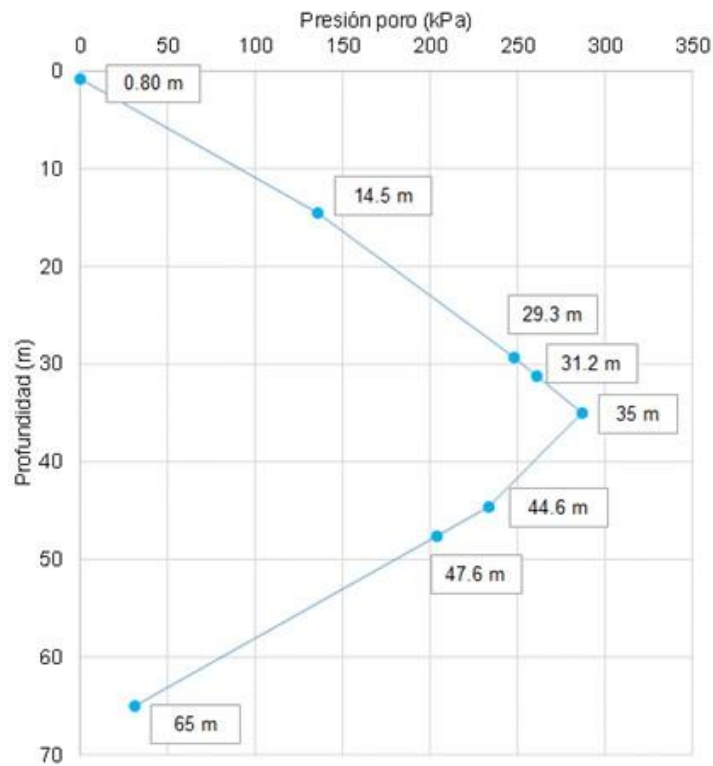


Fig. 4.1.9.24. Condición piezométrica al inicio de la modelación numérica

A continuación se presentan los resultados de la modelación numérica de la Plataforma A, los cuales incluyen la evolución en el tiempo de los asentamientos y la presión de poro debidos al incremento de los esfuerzos efectivos en la masa del suelo.

Evolución de la presión de poro y los asentamientos a febrero de 2018

Con el fin de asegurar que las modelaciones numéricas simulan de manera adecuada el comportamiento esfuerzo-deformación, se comparan los resultados de presiones de poro y asentamientos calculados mediante la modelación con los registros piezométricos y las lecturas de la manguera horizontal obtenidos a partir del mes noviembre 2014, cuando comenzó la construcción y hasta el mes de febrero de 2018, lo cual corresponde a un intervalo de 1168 días, respectivamente.

En la Fig. 4.1.9.25 se presentan los resultados de la evolución de la presión de poro obtenidos con el programa PLAXIS 3D y que corresponden a cuatro nodos ubicados al

inicio de la simulación del proceso constructivo a 4, 9, 18 y 37.5 m de profundidad. Se presentan en esta figura además, los registros de los 4 piezómetros instalados en el sitio a las mismas profundidades. Por otra parte, en las Figs. 4.1.9.26 a 4.1.9.38 se presenta la variación de la presión de poro en el tiempo a profundidades de 4, 9, 18 y 37.5 m obtenida de la modelación numérica, así como los registros piezómetros de campo. En términos generales los resultados de las Figs. 4.1.9.25 a 4.1.9.38 indican que existe similitud entre los resultados numéricos y de mediciones de campo. No obstante, debido a la incertidumbre en la lectura del piezómetro a 37.5 m a partir de los 140 días de observación, sus registros no se toman en cuenta posterior a esta fecha para realizar interpretaciones del comportamiento del tramo de prueba.

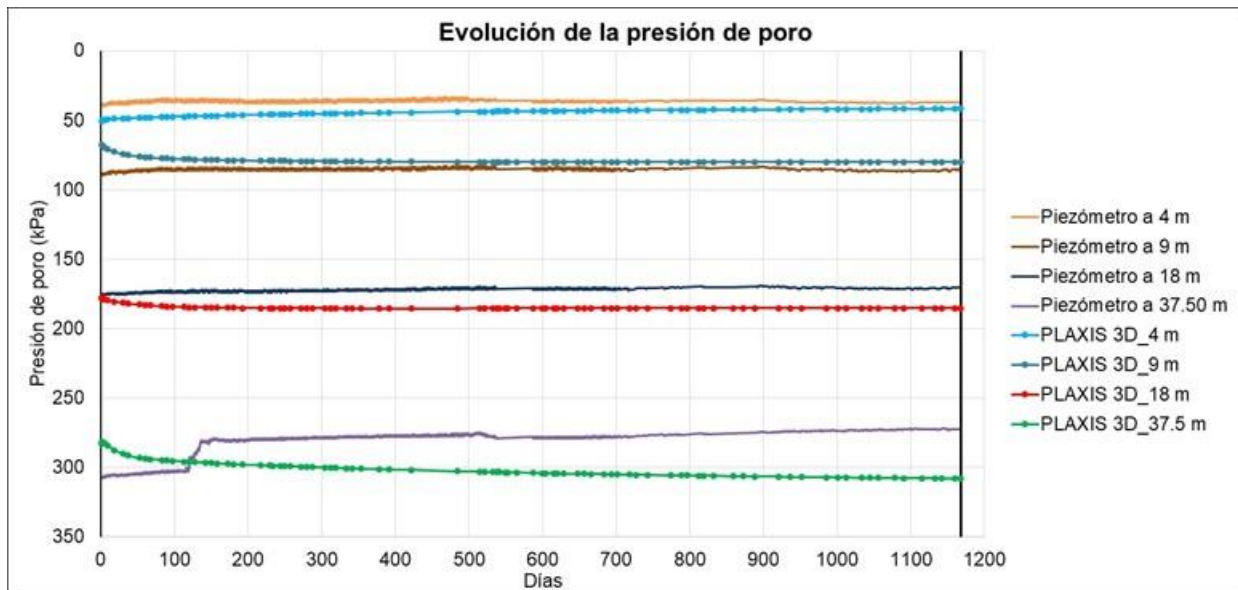


Fig. 4.1.9.25. Evolución de la presión de poro a 1168 días del término del proceso constructivo

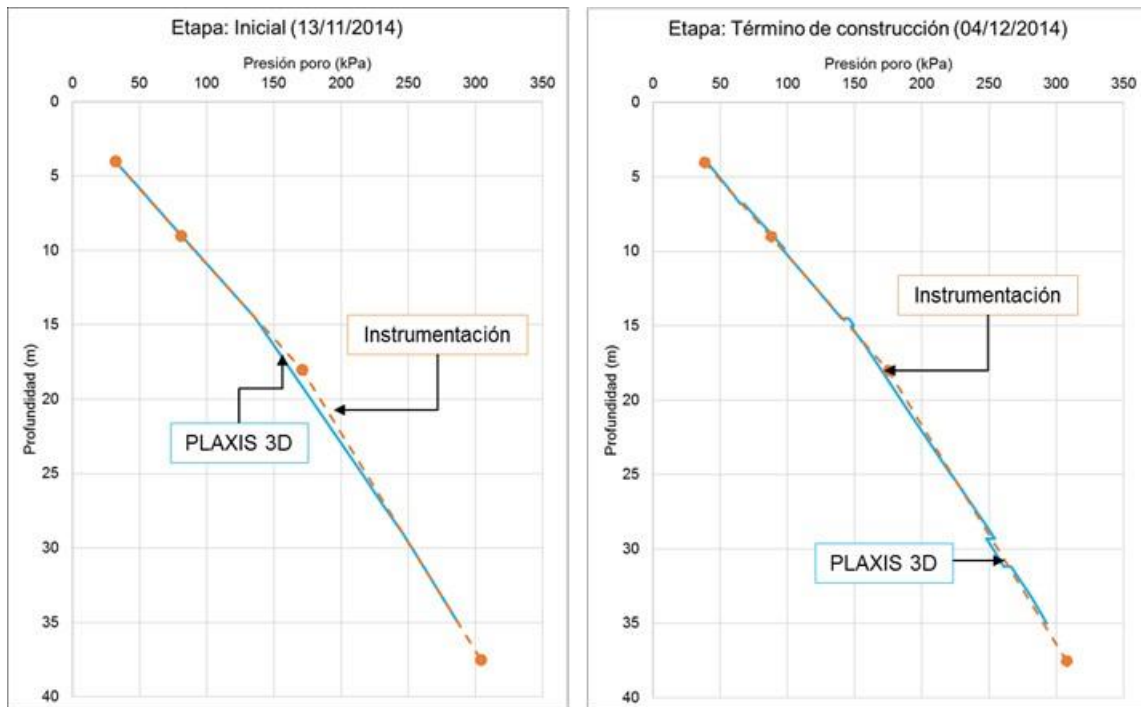


Fig. 4.1.9.26. Evolución de la presión de poro en el inicio de la construcción y al término de ésta.

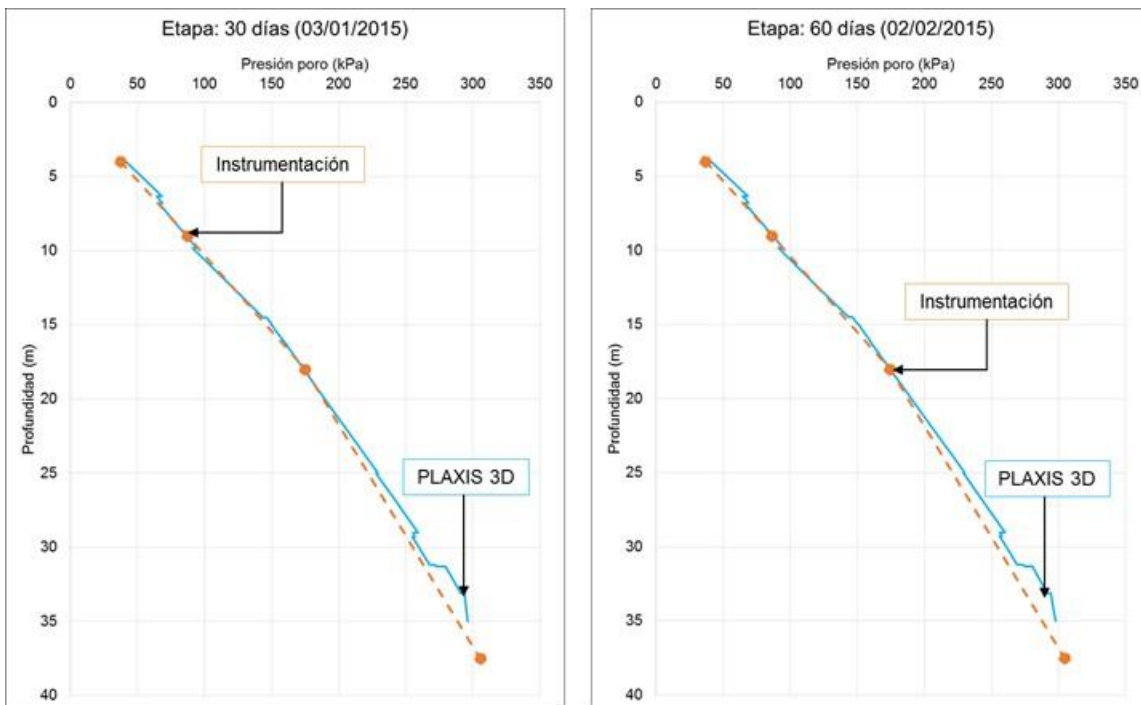


Fig. 4.1.9.27. Evolución de la presión a 30 y 60 días del término de construcción

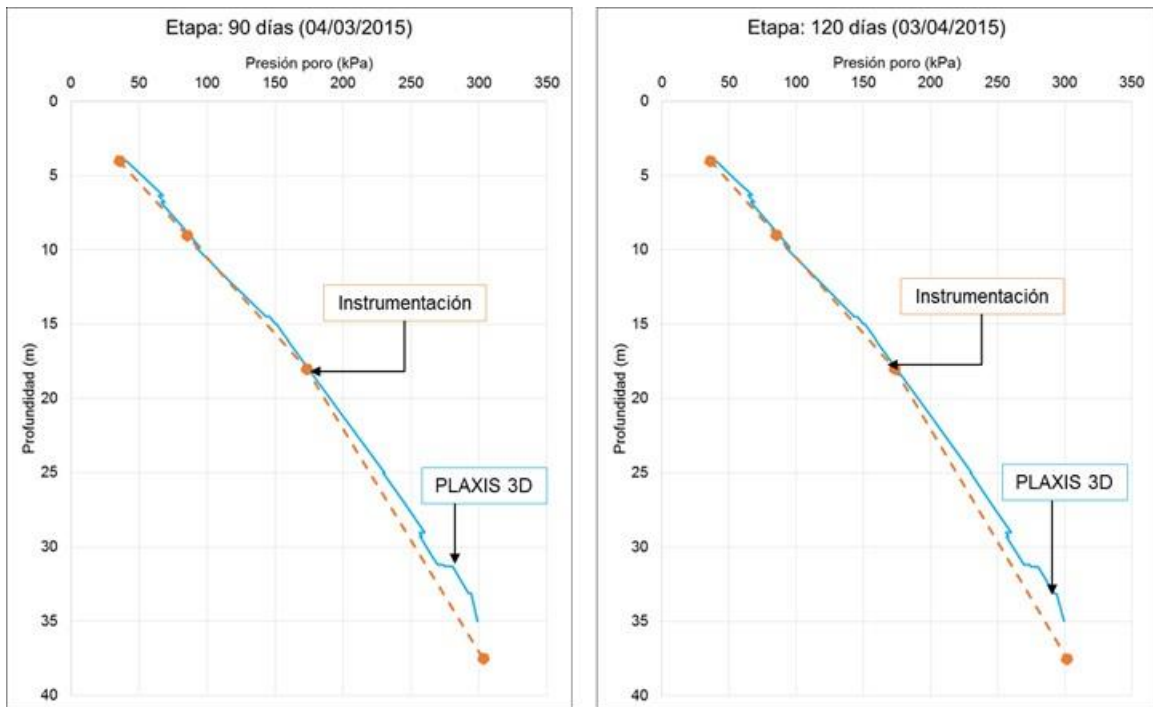


Fig. 4.1.9.28. Evolución de la presión a 90 y 120 días del término de construcción

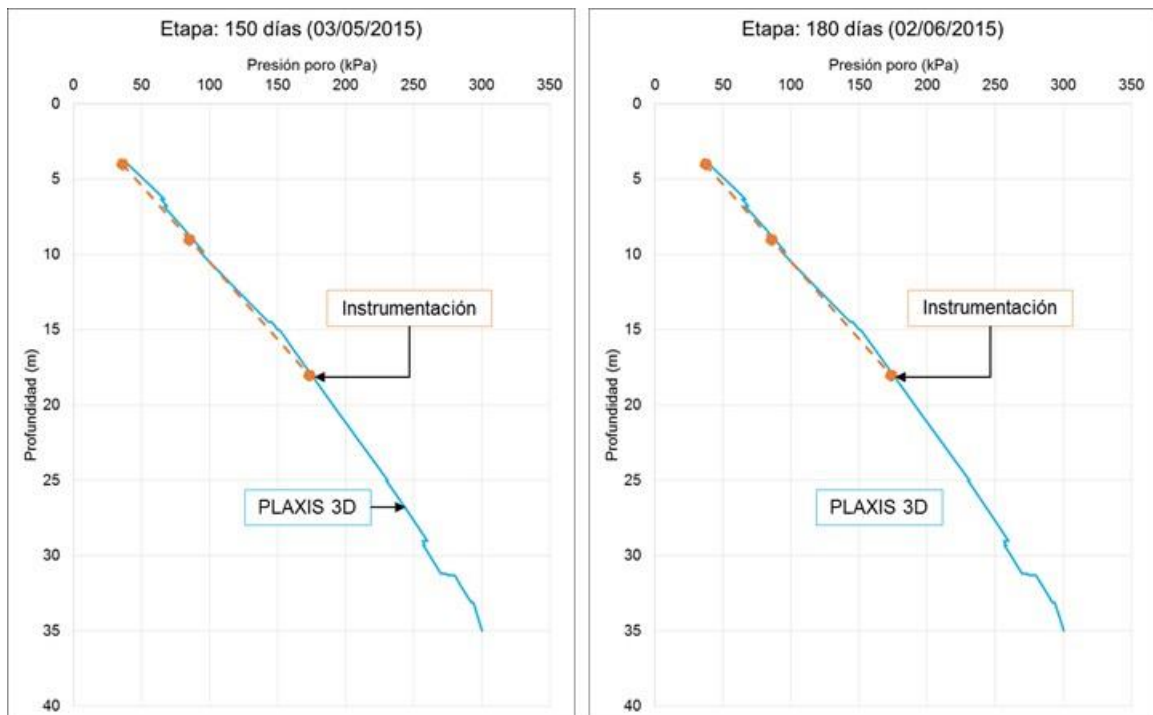


Fig. 4.1.9.29. Evolución de la presión a 150 y 180 días del término de construcción

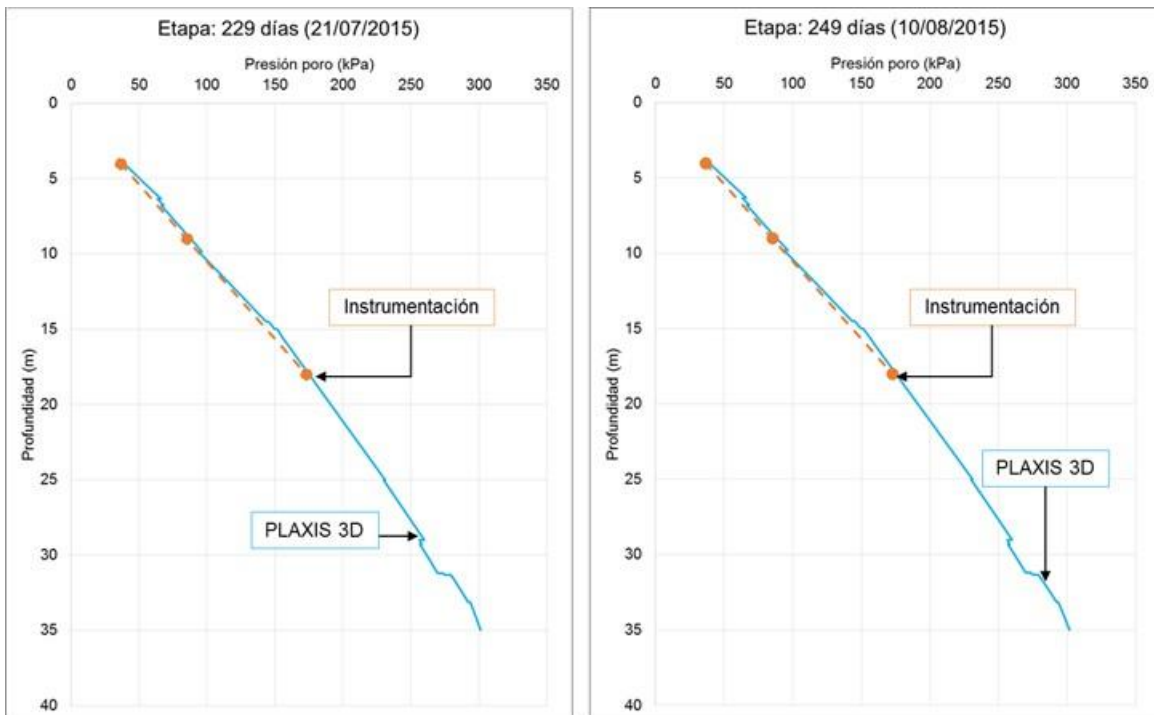


Fig. 4.1.9.30. Evolución de la presión a 229 y 249 días del término de construcción

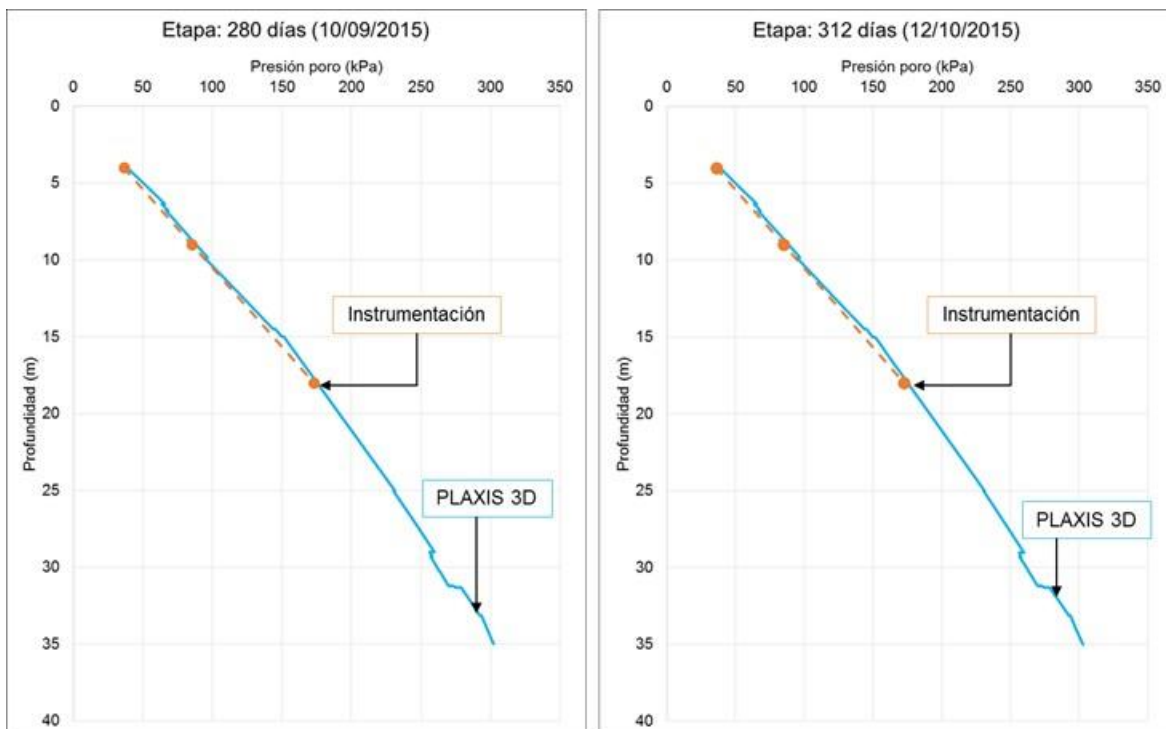


Fig. 4.1.9.31. Evolución de la presión a 280 y 312 días del término de construcción

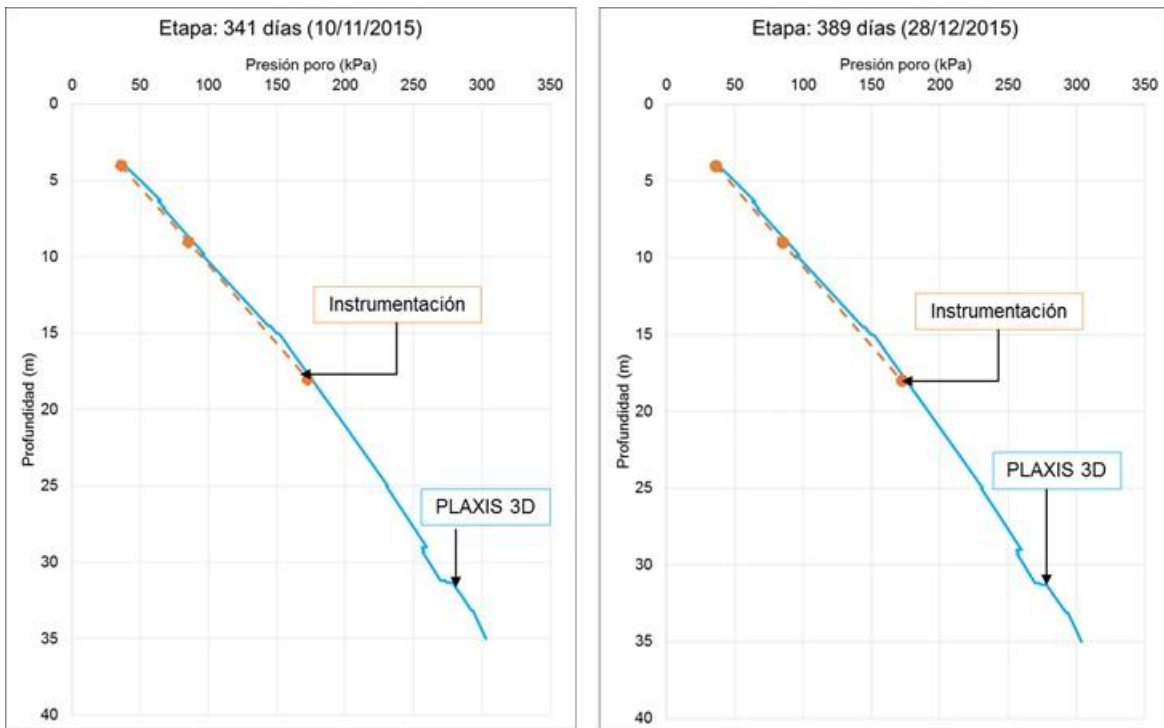


Fig. 4.1.9.32. Evolución de la presión a 341 y 389 días del término de construcción

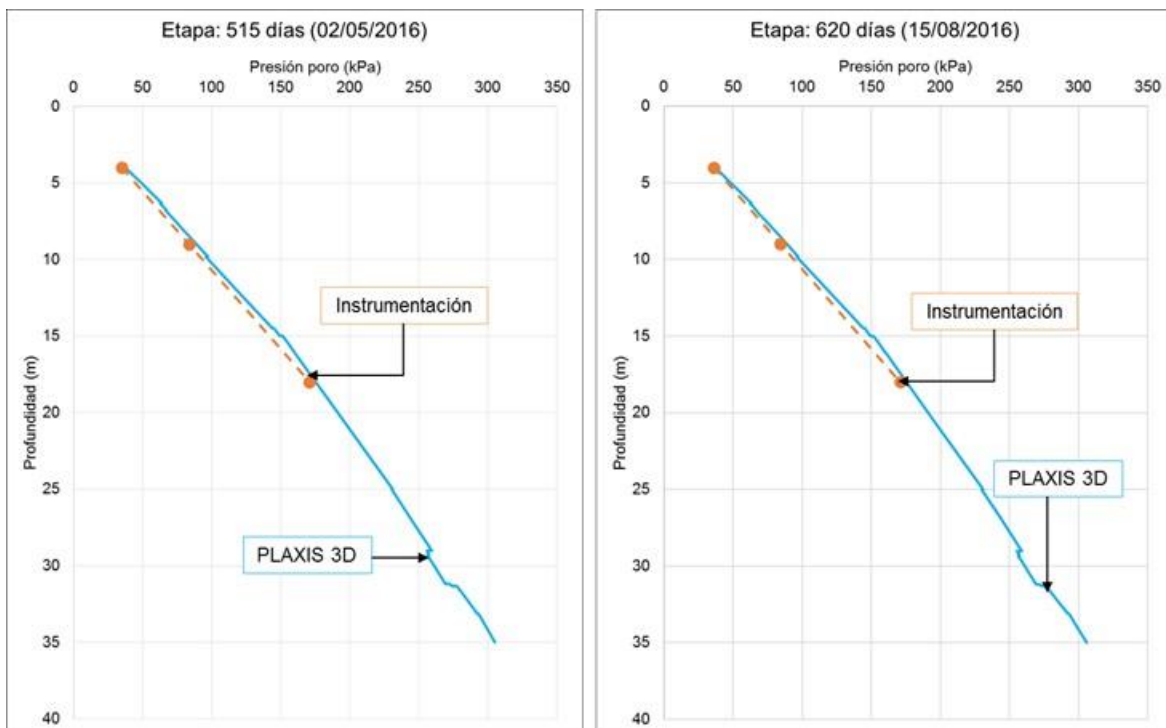


Fig. 4.1.9.33. Evolución de la presión a 515 y 620 días del término de construcción

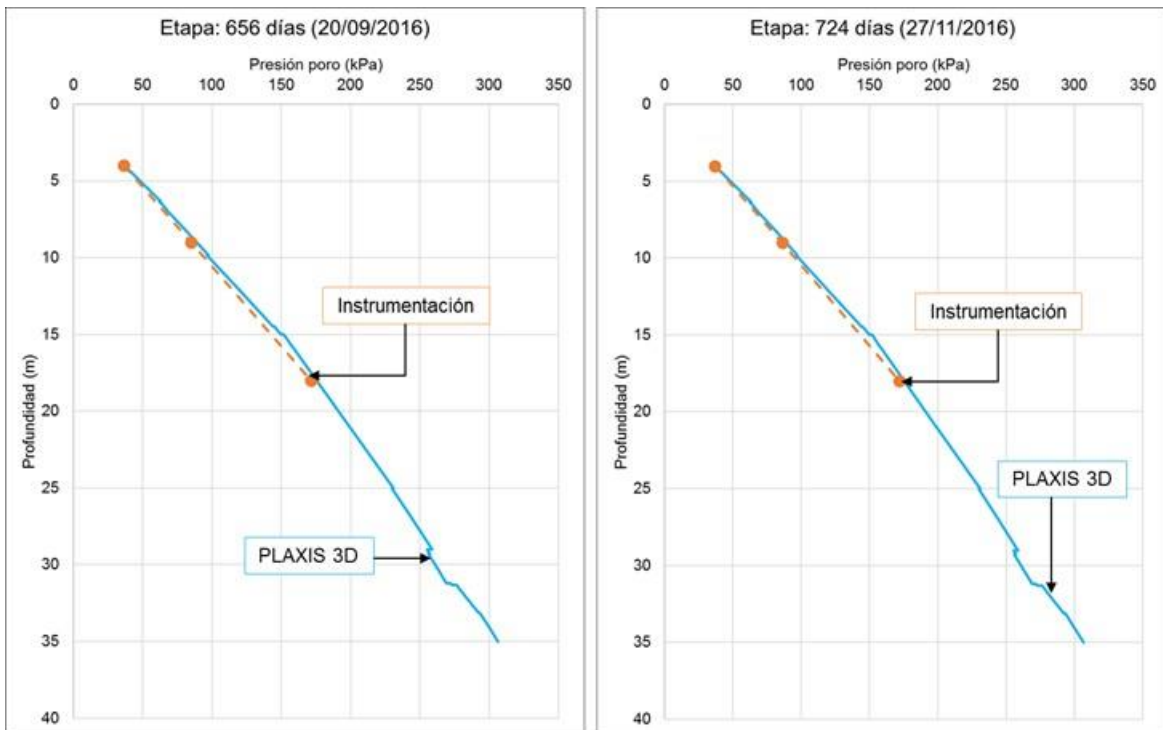


Fig. 4.1.9.34. Evolución de la presión a 656 y 724 días del término de construcción

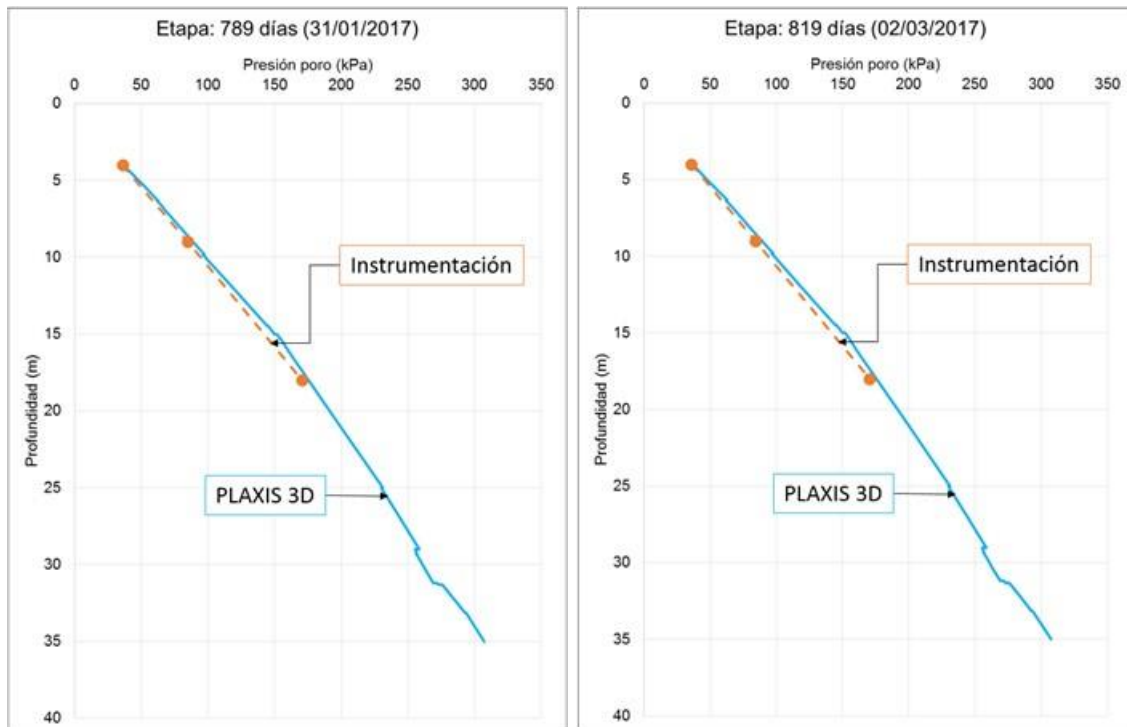


Fig. 4.1.9.35. Evolución de la presión a 789 y 819 días del término de construcción

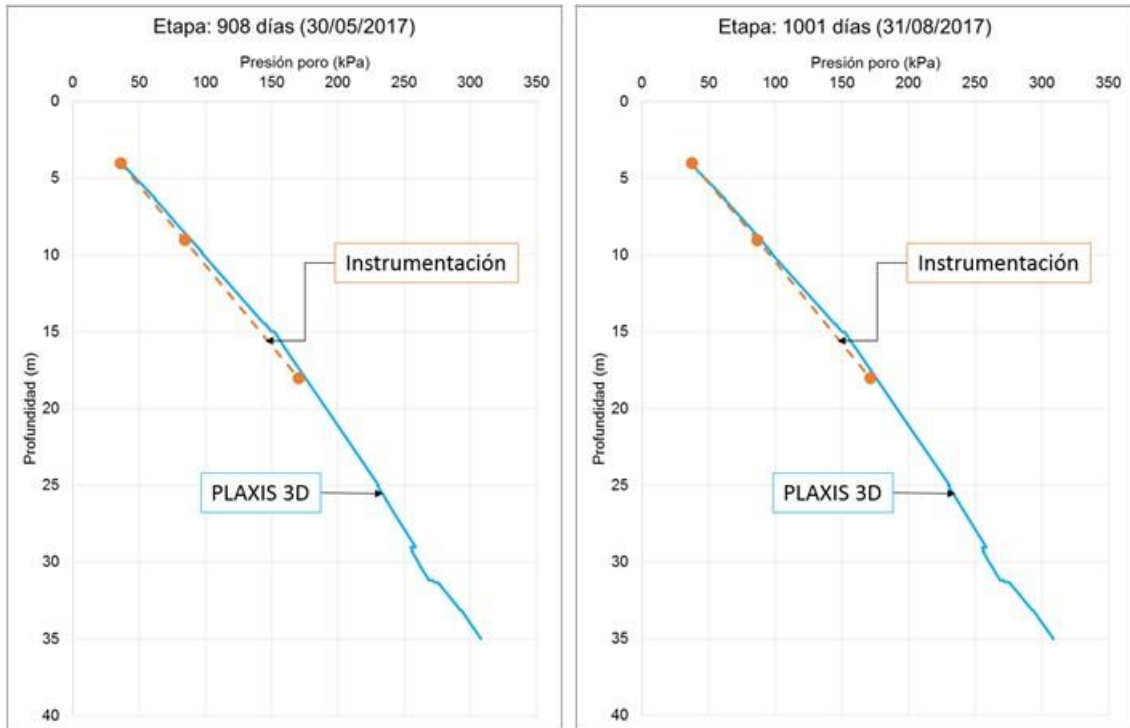


Fig. 4.1.9.36. Evolución de la presión a 908 y 1001 días del término de construcción

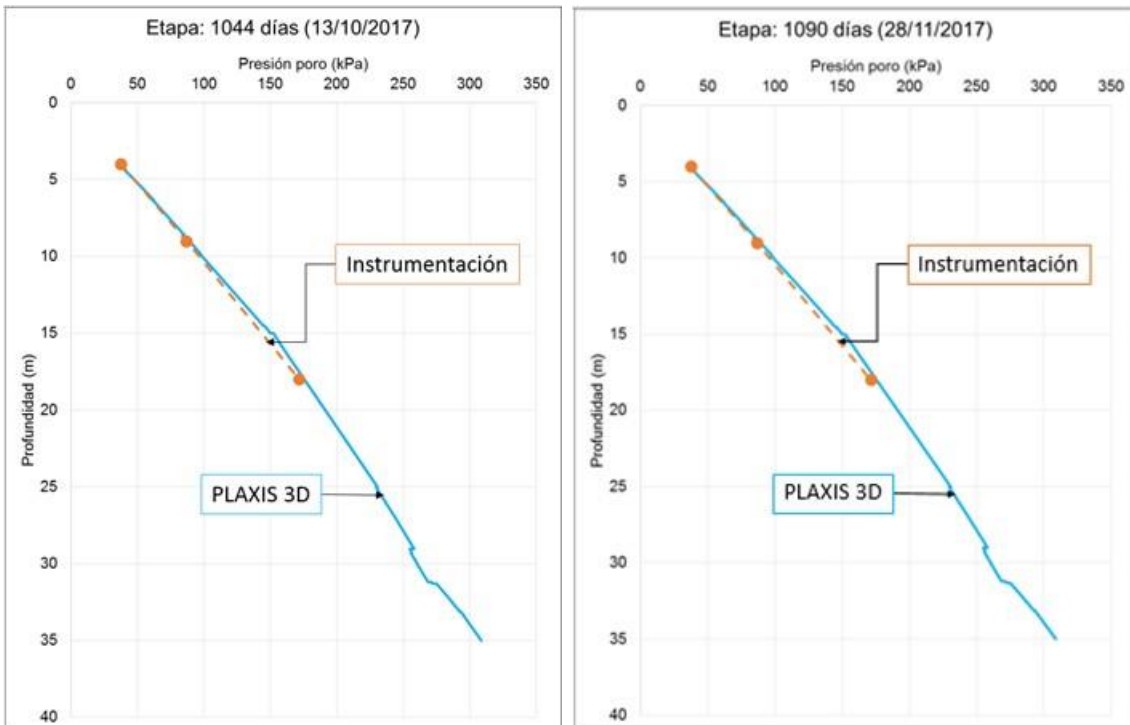


Fig. 4.1.9.37. Evolución de la presión a 1044 y 1090 días del término de construcción

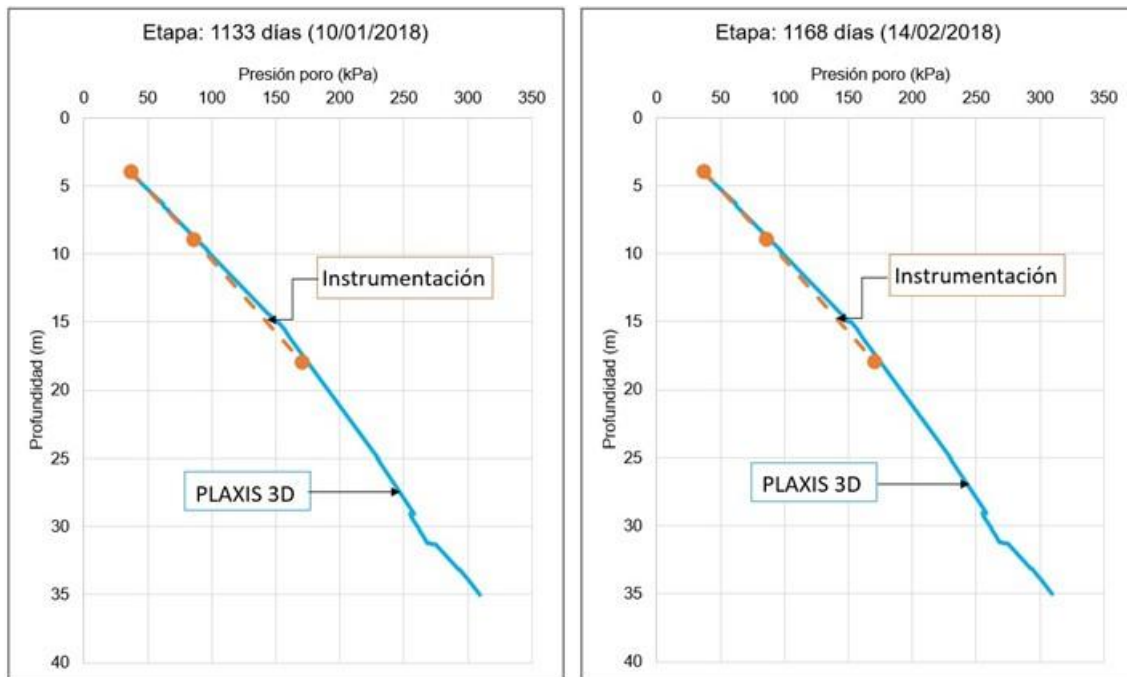


Fig. 4.1.9.38. Evolución de la presión a 1133 y 1168 días del término de construcción

En la Figs. 4.1.9.39 a 4.1.9.63 se presenta la evolución de los asentamientos por consolidación debidos a las sobrecargas superficiales impuestas por la plataforma para 1176 días de medición. Es importante mencionar que para comparar los valores de asentamientos registrados en campo a través de la manguera horizontal con los obtenidos con el PLAXIS 3D, los primeros fueron corregidos a fin de tomar en cuenta el hundimiento regional, el cual de acuerdo a los registros actualizados punto K-12 instalado cerca al tramo y monitoreado por el II-UNAM, presenta una velocidad promedio de 11 cm por año.

Tal como se observa en las Figs. 4.1.9.39 a 4.1.9.63, las modelaciones numéricas presentan diferencias en los resultados de asentamientos con respecto a los registrados en campo y, aunque a los 1176 días, se tenga un diferencia de 11.38 cm, se considera que el modelo numérico describe de manera adecuada el comportamiento de Plataforma A, no obstante las diferencias observadas pudieran atribuirse a posibles imprecisiones en los valores de la permeabilidad y los parámetros de consolidación secundaria de las series arcillosas, utilizados en la modelación numérica.

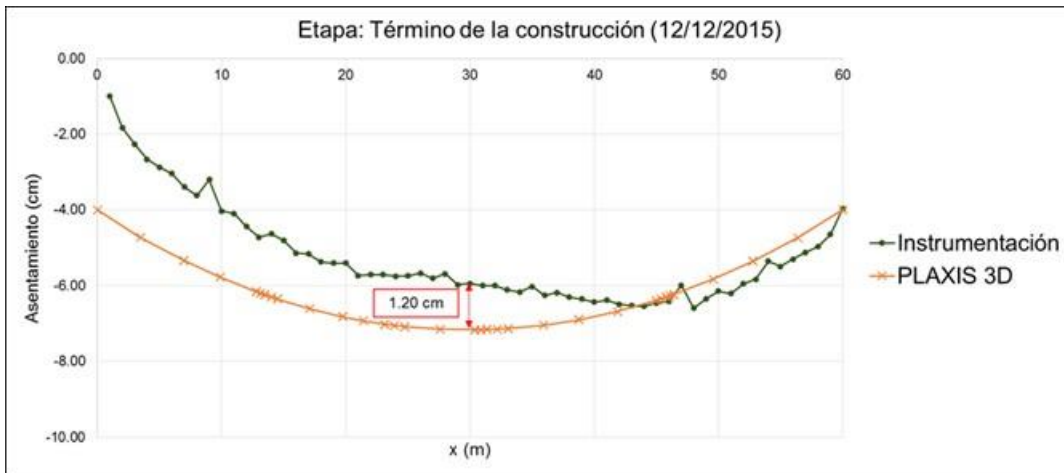


Fig. 4.1.9.39. Asentamiento al término de la construcción

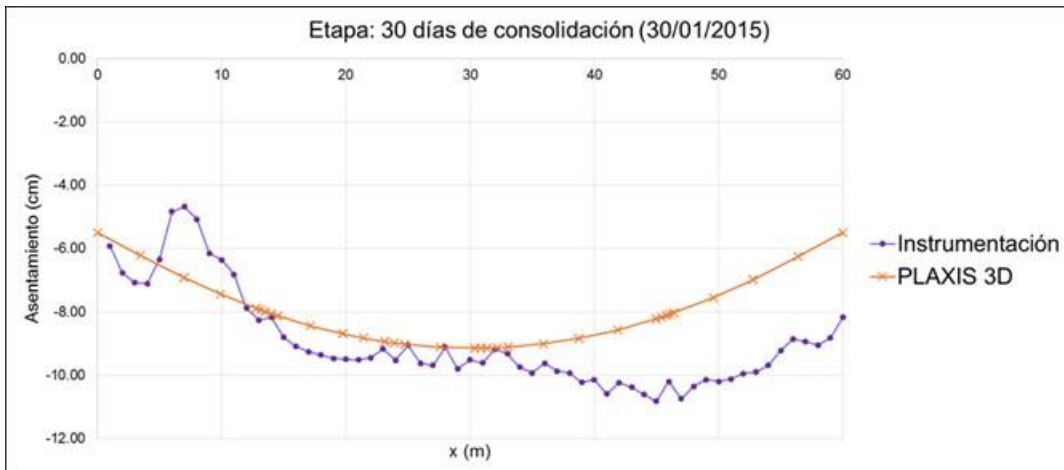


Fig. 4.1.9.40. Asentamiento a los 30 días del final del proceso constructivo

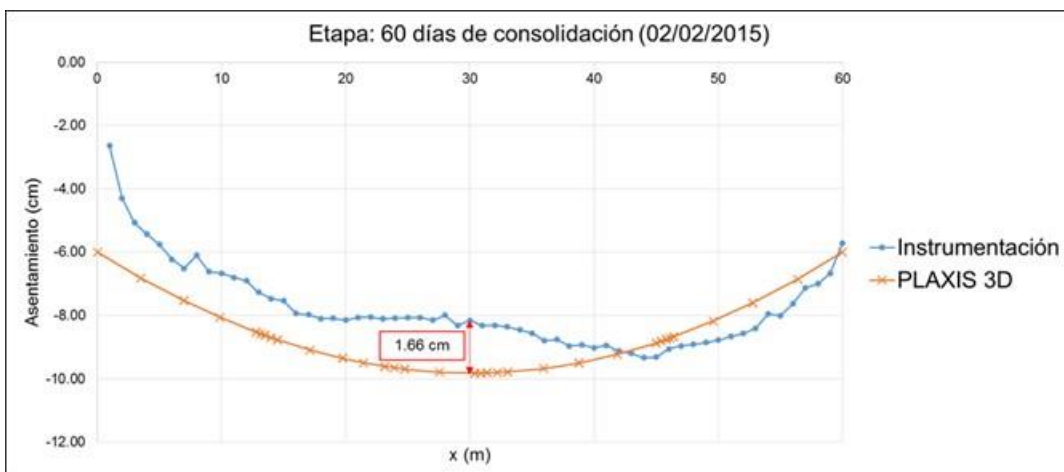


Fig. 4.1.9.41. Asentamiento a los 60 días del final del proceso constructivo

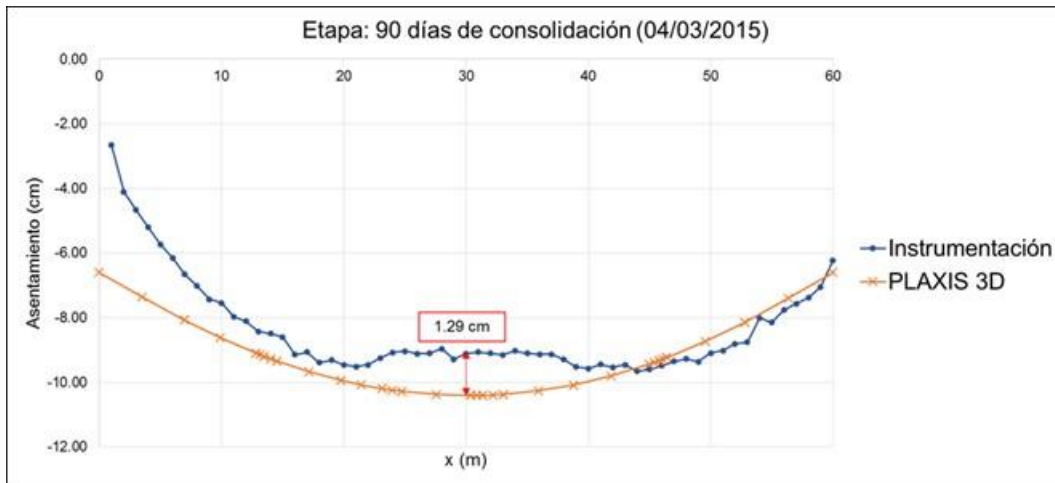


Fig. 4.1.9.42. Asentamiento a los 90 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.43. Asentamiento a los 120 días del final del proceso constructivo

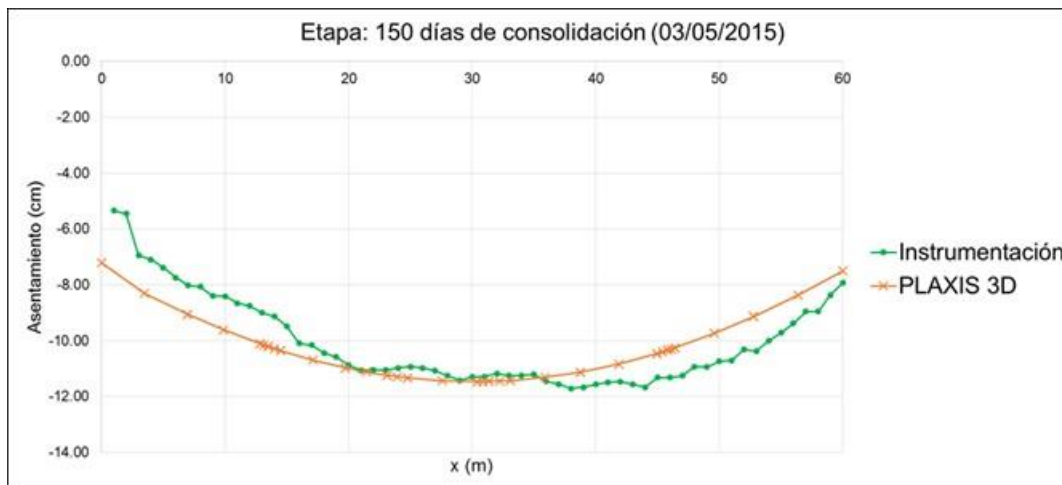


Fig. 4.1.9.44. Asentamiento a los 150 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.45. Asentamiento a los 180 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.46. Asentamiento a los 229 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.47. Asentamiento a los 249 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.48. Asentamiento a los 280 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.49. Asentamiento a los 312 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.50. Asentamiento a los 341 días del final del proceso constructivo

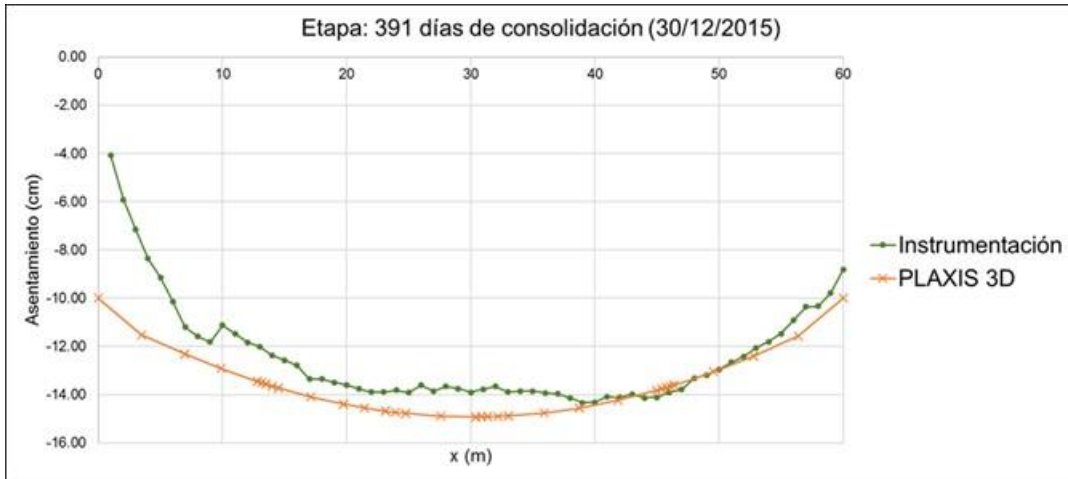


Fig. 4.1.9.51. Asentamiento a los 391 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.52. Asentamiento a los 515 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.53. Asentamiento a los 553 días del final del proceso constructivo

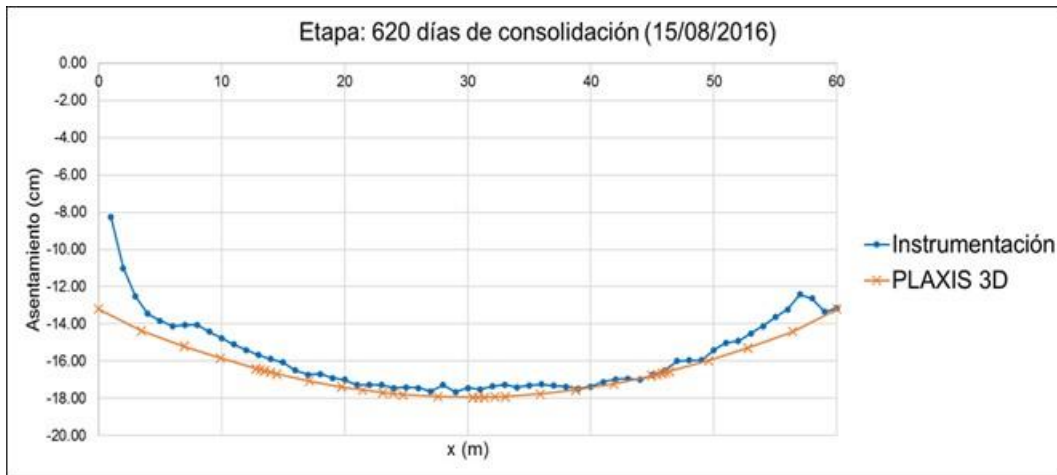


Fig. 4.1.9.54. Asentamiento a los 620 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.55. Asentamiento a los 656 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.56. Asentamiento a los 727 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.57. Asentamiento a los 789 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.58. Asentamiento a los 819 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.59. Asentamiento a los 872 días del final del proceso constructivo

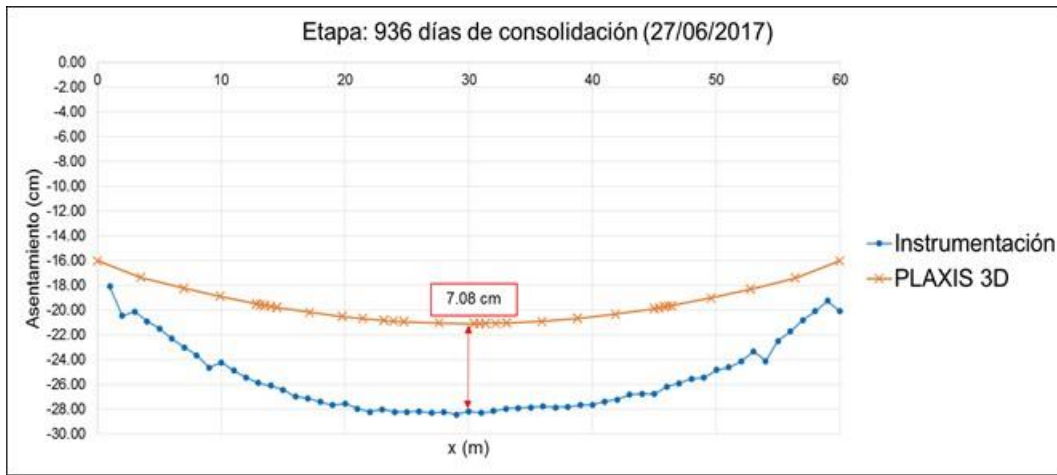


Fig. 4.1.9.60. Asentamiento a los 936 días del final del proceso constructivo

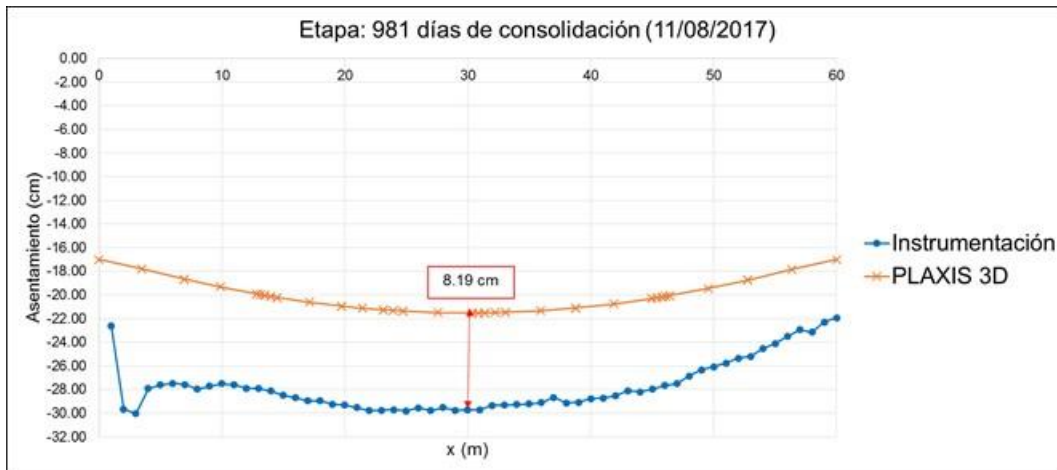


Fig. 4.1.9.61. Asentamiento a los 981 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.62. Asentamiento a los 1062 días del final del proceso constructivo



Fig. 4.1.9.63. Asentamiento a los 1176 días del final del proceso constructivo

Estimación de los asentamientos a mediano y largo plazo

Una vez calibrado el modelo numérico, se realizaron predicciones de los asentamientos relativos futuros debidos a la construcción de la Plataforma A. En la Fig. 4.1.9.64 se presenta la estimación de la evolución de los asentamientos a 50 años para la Plataforma A mediante el programa Plaxis 3D. Los resultados muestran un asentamiento aproximado de 102 cm al centro de la sección, y un asentamiento relativo entre los extremos y el centro de 7 cm aproximadamente. No obstante, a dichos asentamientos deberán sumarse los generados por hundimiento regional.

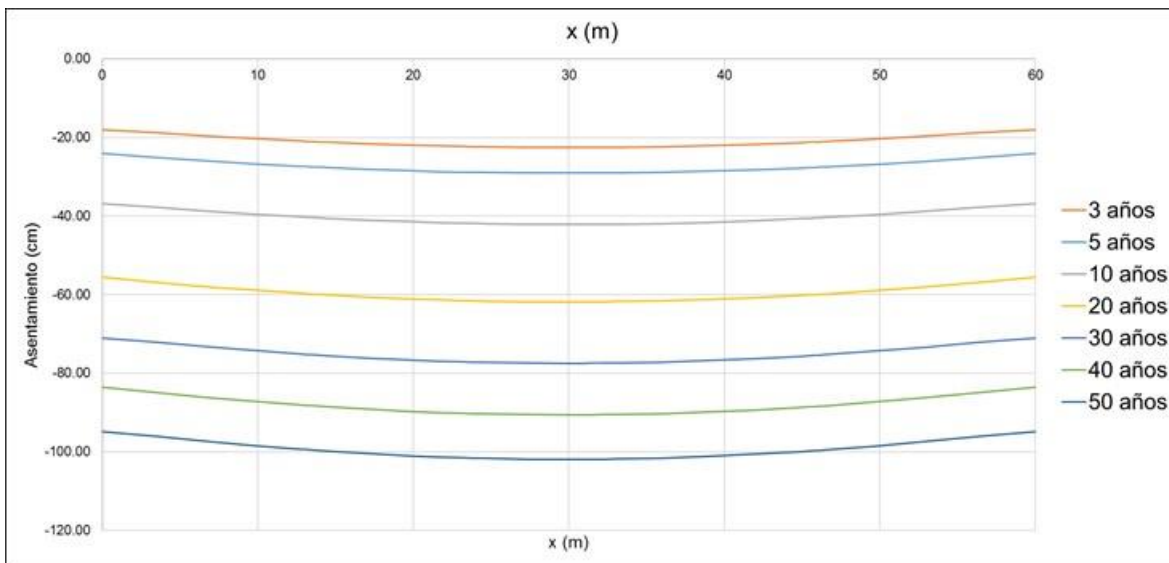


Fig. 4.1.9.64. Estimación de la evolución de los asentamientos a 50 años



Es importante considerar que estos cálculos son aplicables únicamente al sitio de la Plataforma A, para otros sitios en el que se pretendiera utilizar esta solución será necesario realizar la calibración del modelo geotécnico particular y evaluar la evolución de los asentamientos para la vida útil estimada de estas estructuras.

Finalmente, es importante puntualizar que los análisis presentados en este inciso únicamente cubren los aspectos geotécnicos del comportamiento del tramo de prueba.

4.1.9.3 Visitas de campo

El 22 de junio de 2017 se realizó una visita de campo a la Plataforma A de Postensa con el fin de observar su evolución (Figs. 4.1.9.65 a 4.1.9.69).



Fig. 4.1.9.65. Visita técnica del 22 de junio de 2018



Fig. 4.1.9.66. Visita técnica del 22 de junio de 2018



Fig. 4.1.9.67. Visita técnica del 22 de junio de 2018 (evolución de grietas)



Fig. 4.1.9.68. Visita técnica del 22 de junio de 2018 (evolución de grietas)



Fig. 4.1.9.69. Visita técnica del 22 de junio de 2018

4.1.9.4 Conclusiones y recomendaciones

Los resultados numéricos reportados en este inciso corresponden únicamente a estimaciones del comportamiento (con base en el estado actual de las mediciones y de los ensayos de campo y laboratorio disponibles hasta febrero del 2018) que tendrá esta solución de cimentación en el sitio donde está construida. Por lo cual, no se considera adecuado hacer extrapolaciones de su comportamiento bajo condiciones geotécnicas diferentes. En dicho caso será necesario realizar nuevos análisis detallados que permitan llevar a cabo predicciones de asentamientos y variación de las condiciones piezométricas del suelo debido a las cargas que impone la plataforma.



Las modelaciones numéricas sugieren que en el largo plazo, la Plataforma A presentará asentamientos del orden de 102 cm en el centro de la sección, a los que deberá sumársele los ocasionados por el hundimiento regional de la zona, el cual a la fecha se presenta a una velocidad de 11 cm por año aproximadamente. No obstante, es necesario dar continuidad a las lecturas de las mediciones de los instrumentos instalados para validar las hipótesis del modelo empleado en las simulaciones numéricas.

4.1.9.5 Referencias

II-UNAM (2016). Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” . Informe Final presentado a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México. Diciembre.



4.1.10 Plataforma Estructurada con inclusiones de Postensa, Plataforma B

En este inciso se presentan una actualización a febrero de 2018 de los análisis e interpretaciones del monitoreo del tramo de prueba de la Plataforma estructurada de Postensa B que fue construida entre el los meses de noviembre y diciembre de 2014.

La información relacionada con la ubicación, exploración de campo ejecutada y definición del modelo geotécnico del sitio, el proceso constructivo y actividades relacionadas con el acompañamiento del II-UNAM al GACM durante la construcción del tramo de prueba, se describen a detalle en el inciso 4.G.8 del Informe final del proyecto “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” (II-UNAM, 2016).

4.1.10.1 Instrumentación de campo

Con el objetivo de monitorear el comportamiento de la Plataforma B durante y después de la construcción, se instalaron instrumentos ubicados en diferentes zonas (Fig. 4.1.10.1) y profundidades, cuyas características se describen a continuación:

- 91 referencias superficiales espaciadas cada 5 m instaladas sobre la losa
- 4 piezómetros abiertos tipo Casagrande a 4, 9 ,18 y 37.5 m de profundidad PZw-1B a 4B
- 3 Inclinómetros con longitud de 30.5 m INC-1B a 3B
- 1 extensómetro magnético (EXT-1B) ubicado 43.69 m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.
- 1 Manguera horizontal para medición de asentamientos RMH
- 4 celdas de presión (CP-1B a 4B), Tabla 4.1.10.1.

Tabla 4.1.10.1. Celdas de presión

Celda de presión	Ubicación	Elevación msnm
CP-1B	Desplantada en el terreno natural	2227.79
CP-2B	Desplantada en el terreno natural	2227.75
CP-3B	Desplantada en el terreno natural	2227.78
CP-4B	Desplantada en el terreno natural	2228.79

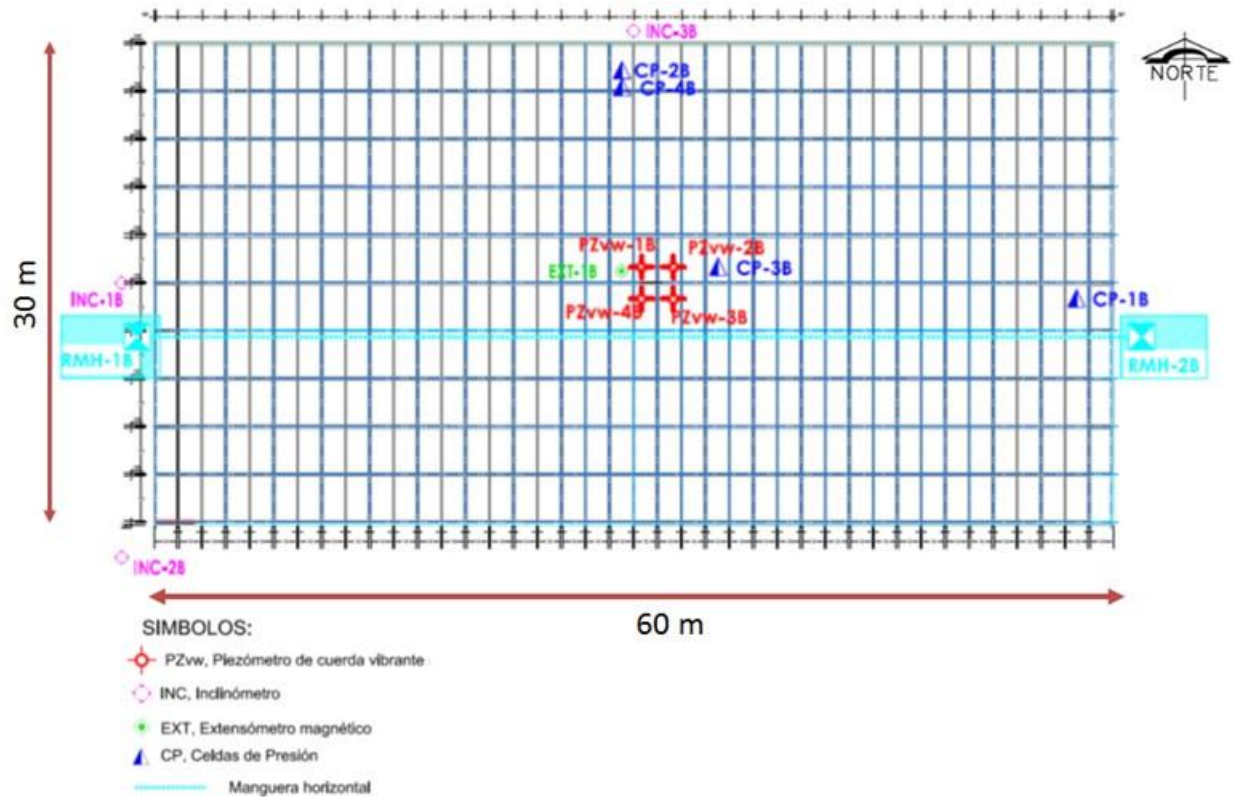


Fig. 4.1.10.1 Localización de la instrumentación de la Plataforma A

A continuación, se presentan los resultados de las mediciones de los instrumentos instalados en el sitio donde se construyó el tramo de prueba de la Plataforma Estructurada de Postensa B que han sido realizadas en el periodo comprendido entre noviembre de 2014 y febrero de 2018.

Manguera horizontal

En la Fig. 4.1.10.2 se presentan las mediciones de deformación vertical determinadas por medio de la manguera horizontal. Se toma en estas lecturas el inicio de la construcción al 20 de noviembre de 2014, siendo la base de referencia para las demás lecturas. La plataforma fue terminada de construir el 22 de diciembre de 2014. En la figura, se puede apreciar el asentamiento inicial de alrededor de 15 cm debido al proceso de la construcción. Posteriormente se tiene un asentamiento acumulado de 132.80 cm aproximadamente, al centro, en la medición del 22 de enero de 2018.

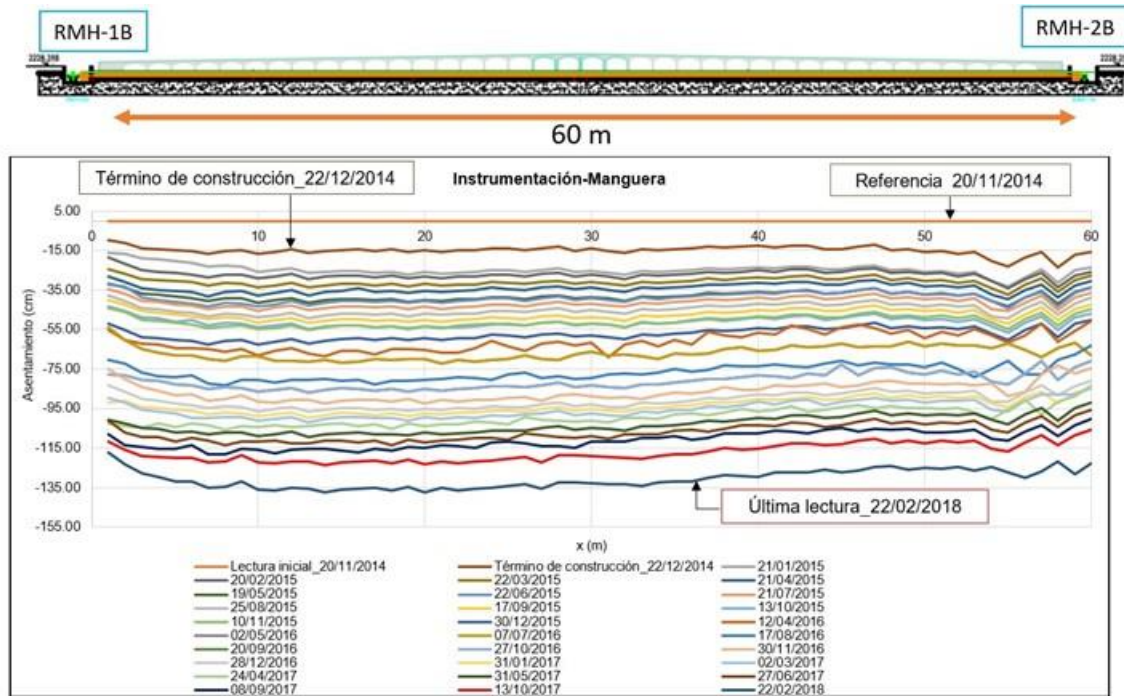


Fig. 4.1.10.2. Mediciones con la manguera horizontal.

Extensómetros

No se reportan los registros del extensómetro EXT-1B debido a que al parecer por problemas de instalación sus lecturas indican un comportamiento anómalo.

Referencias superficiales

En la Fig. 4.1.10.15 se muestra el perfil transversal de la Plataforma B a lo largo del Eje D con la primera lectura luego del término de la construcción (30 de diciembre de 2014), obtenido a partir de nivelaciones topográficas de las referencias superficiales colocadas sobre la losa. También se muestran los perfiles sobre la misma sección a 210 días (21/07/2015), a 373 días (30/12/2015), a 583 días (27/07/2016), a 679 días (31/10/2016), a 773 días (02/02/20017), a 871 días (20/08/2017), a 980 días (28/08/2017), a 1062 días (18/11/2017) y a 1151 días (14/02/2018) luego del término de la construcción.

Se puede observar que los resultados de las mediciones a lo largo del eje D son menores que las mediciones de desplazamientos de la manguera horizontal, siendo la deformación acumulada al centro de la plataforma de 109.4 cm aproximadamente. Lo anterior se podría asociar a la rigidez de la plataforma que impide que la estructura se deforme a la misma tasa que el suelo de cimentación. Finalmente, este tipo de mediciones se consideran adecuadas para el proceso de calibración del modelo numérico.

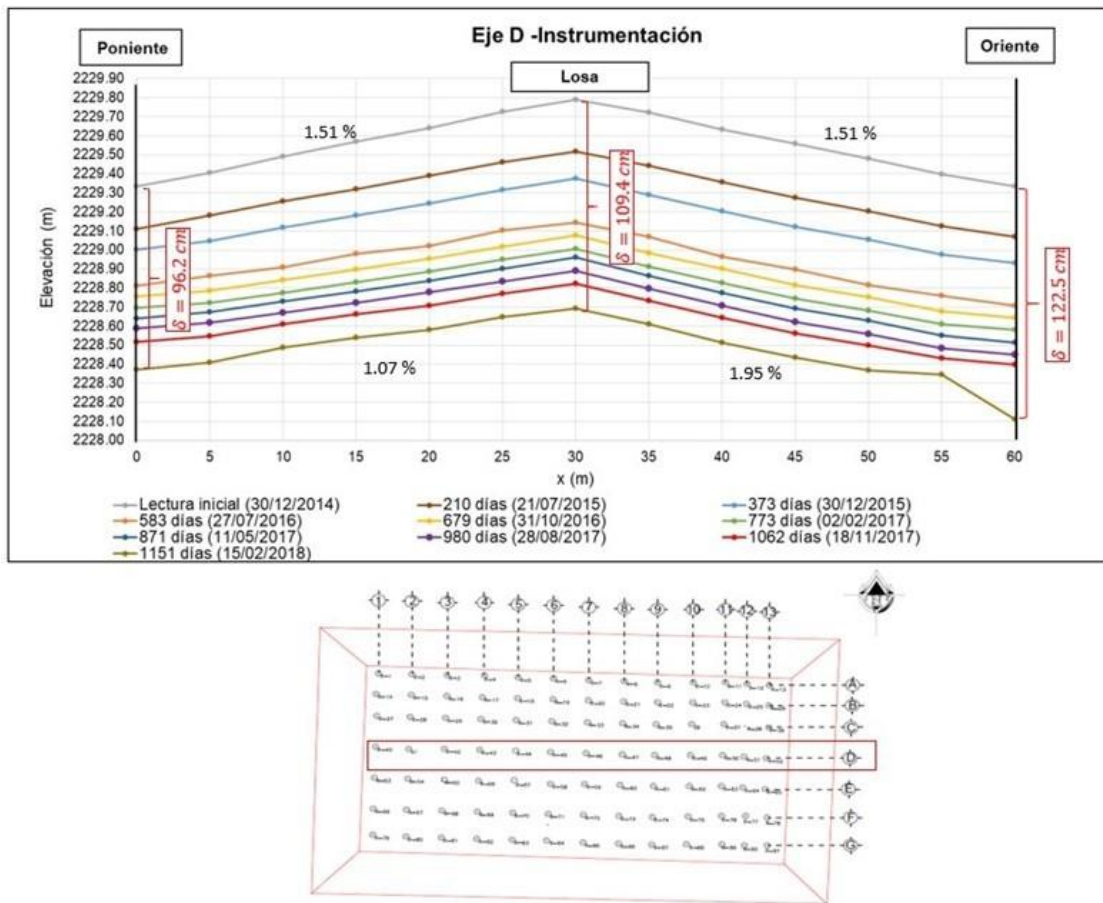


Fig. 4.1.10.3 Referencias superficiales en el eje D.

Adicionalmente, en las Figs. 4.1.10.4 a 4.1.10.13, se presentan los contornos de isohundimientos relativos calculados a 88 días (20 de marzo de 2015), 213 días (23 de julio de 2015), 373 días (30 de diciembre de 2015), 583 días (27 de julio de 2016), 679 días (31 de octubre 2016), 773 días (02/02/2017), 871 días (11/05/2017), 980 días (28/08/2017) y 1062 días (18/11/2017), respecto al eje central (N-S) de la plataforma al final del proceso constructivo. Estas figuras sugieren que los hundimientos transversales (Este-Oeste) de la Plataforma B, en términos generales, son simétricos en relación al centro de la sección. Los registros a partir de julio 23 de 2015 sugieren que dicha plataforma presenta asentamientos relativos mayores en el extremo sur del costado oriente que en el del costado poniente, con una diferencia del orden de 32 cm al 15 de febrero de 2018. Por otro lado, en la Fig. 4.1.10.6 se puede observar que a partir de los 373 días de construcción la plataforma comienza a presentar asentamientos mayores en el centro del extremo sur, esta tendencia se mantiene hasta la última fecha de monitoreo.

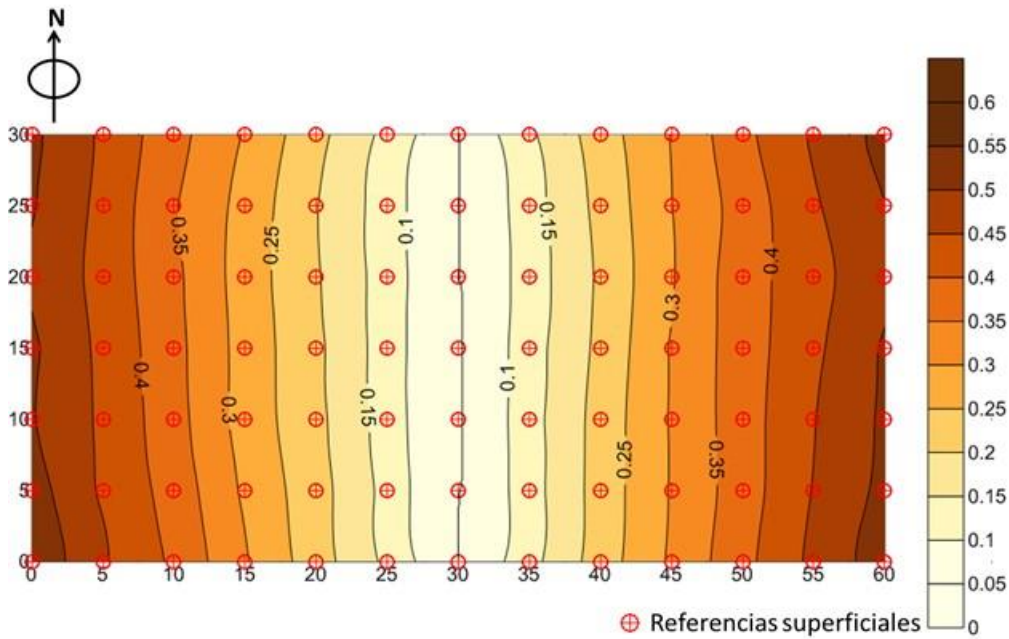


Fig. 4.1.10.4. Mapa de isohundimientos relativos al 20 de marzo de 2015 (88 días del término de la construcción).

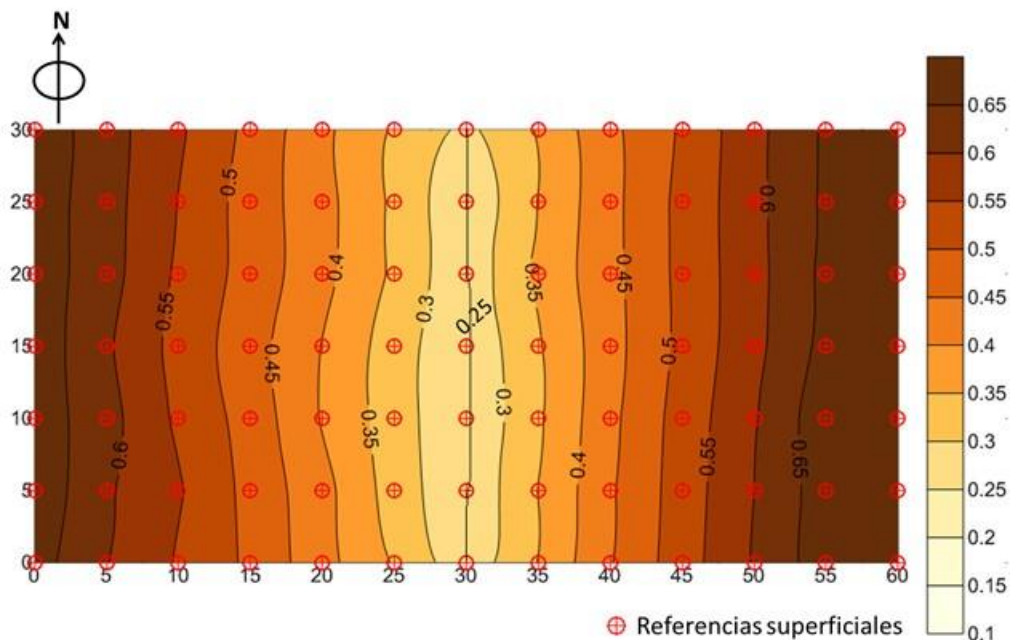


Fig. 4.1.10.5. Mapa de isohundimientos relativos al 23 de julio de 2015 (213 días del término de la construcción).

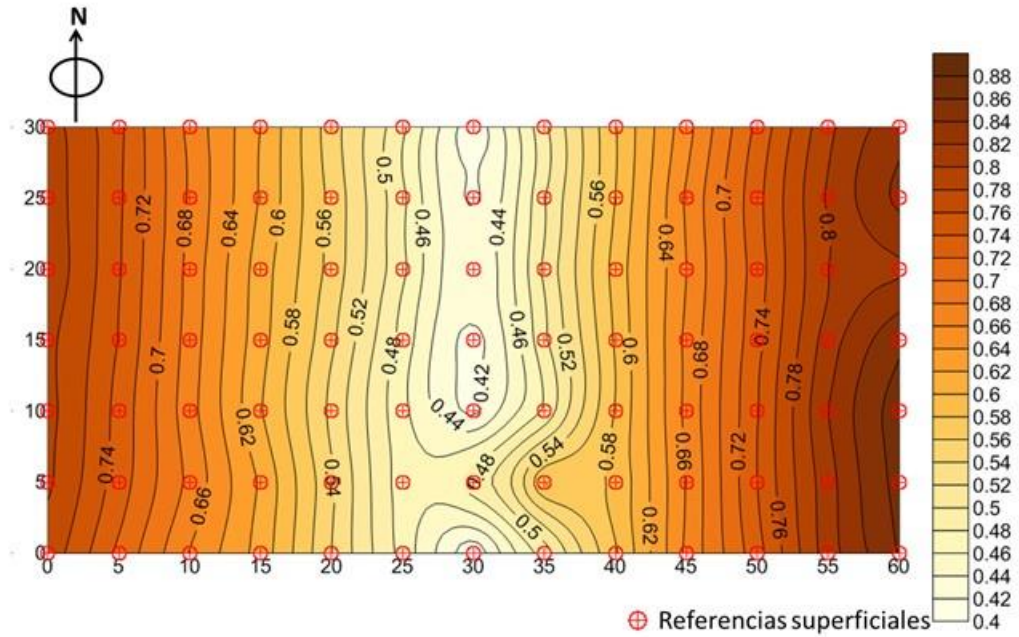


Fig. 4.1.10.6. Mapa de isohundimientos relativos al 30 de diciembre de 2015 (373 días del término de la construcción).

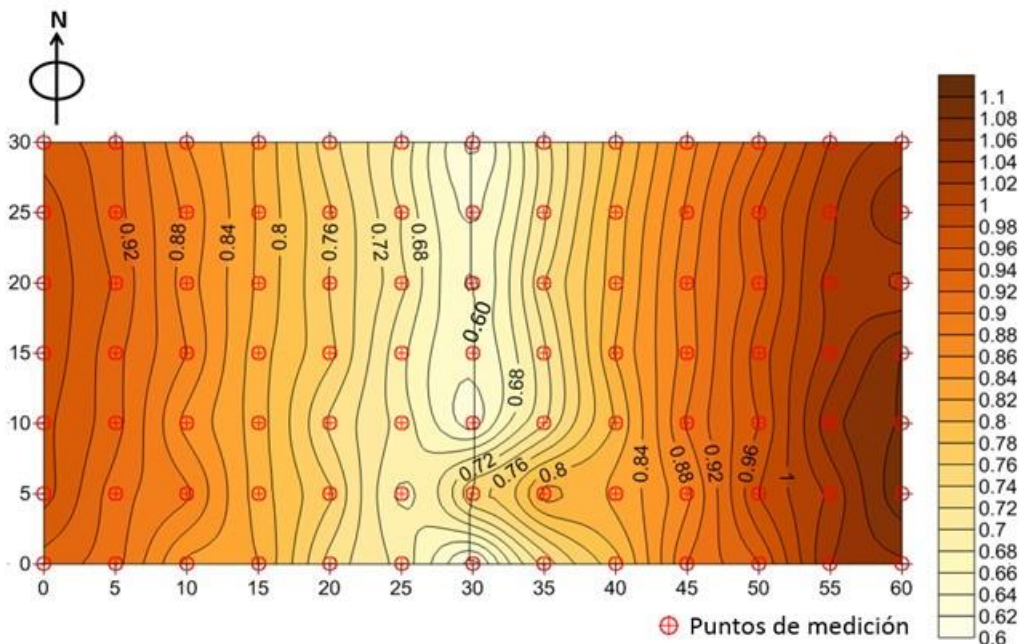


Fig. 4.1.10.7. Mapa de isohundimientos relativos al 27 de julio de 2016 (583 días del término de la construcción).

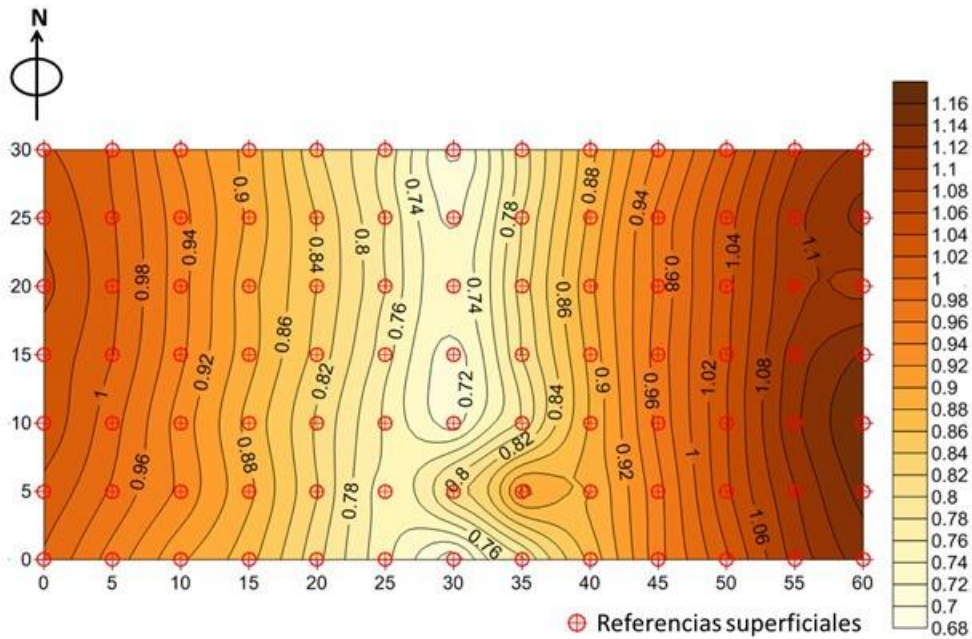


Fig. 4.1.10.8. Mapa de isohundimientos relativos al 31 de octubre de 2016 (679 días del término de la construcción).

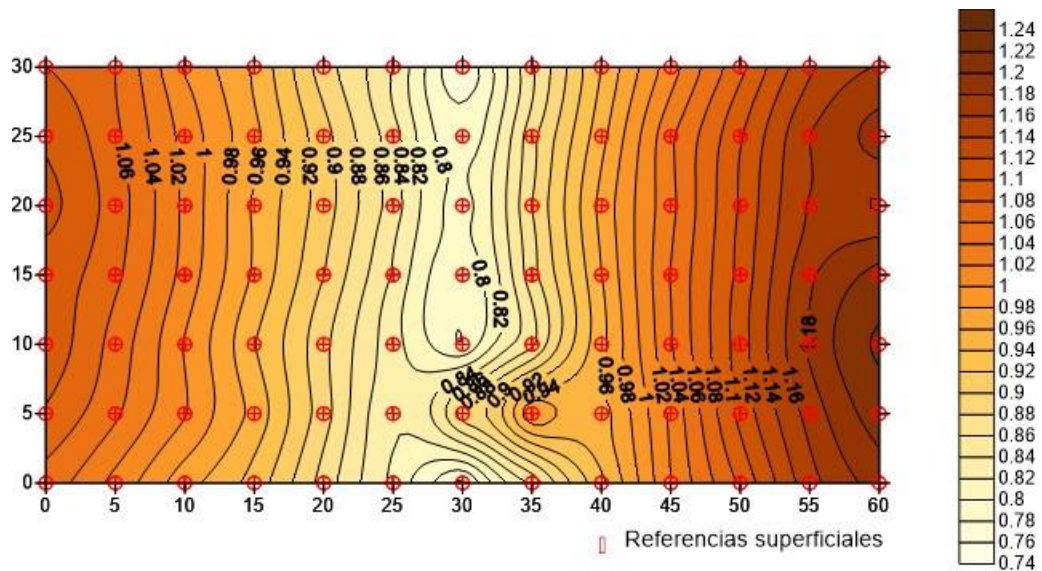


Fig. 4.1.10.9. Mapa de isohundimientos relativos al 02 de febrero de 2017 (773 días del término de la construcción).

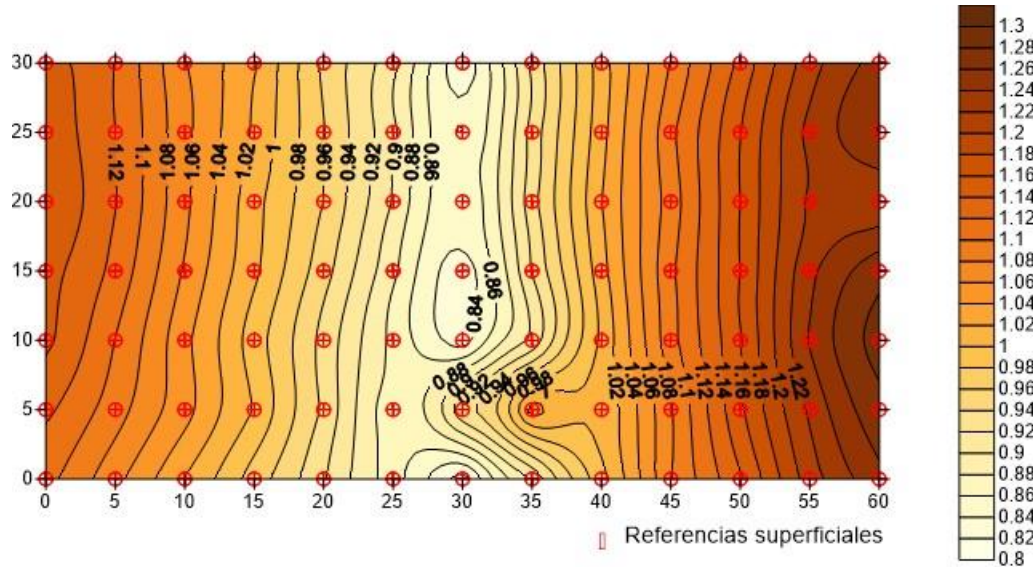


Fig. 4.1.10.10. Mapa de isohundimientos relativos al 11 de mayo de 2017 (871 días del término de la construcción).

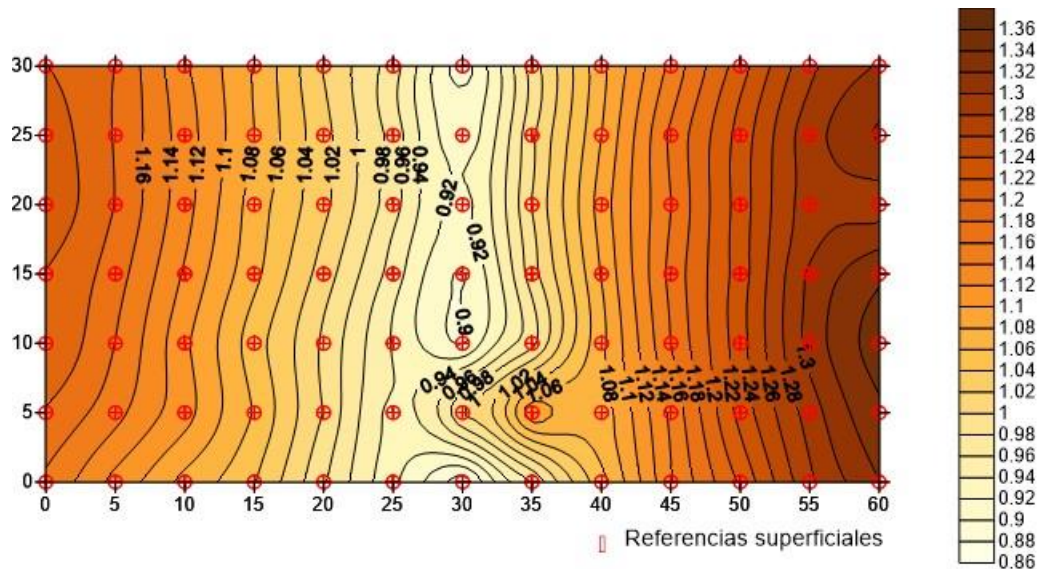


Fig. 4.1.10.11. Mapa de isohundimientos relativos al 27 de agosto de 2017 (980 días del término de la construcción).

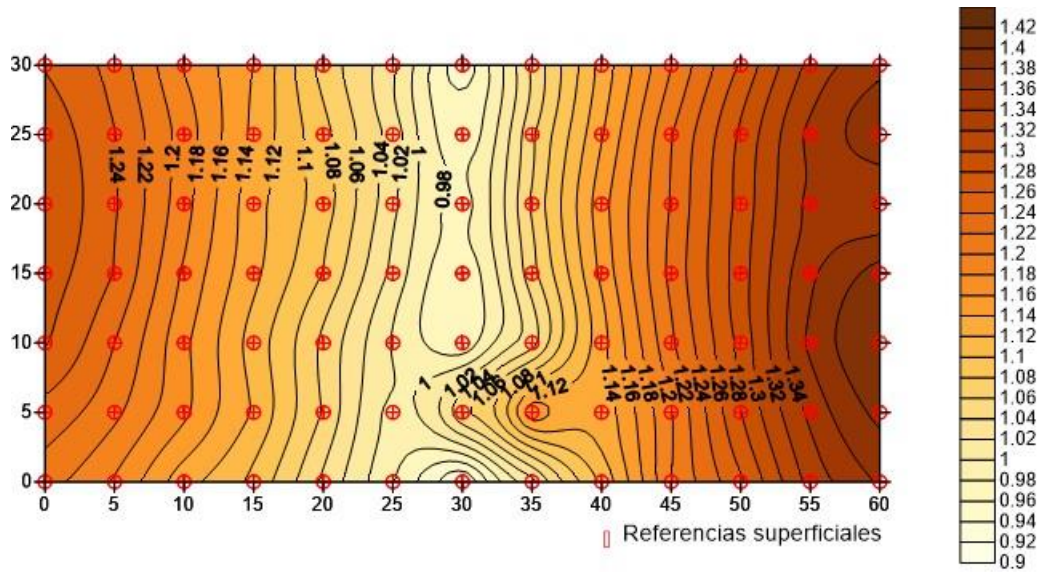


Fig. 4.1.10.12. Mapa de isohundimientos relativos al 18 de noviembre de 2017 (1062 días del término de la construcción).

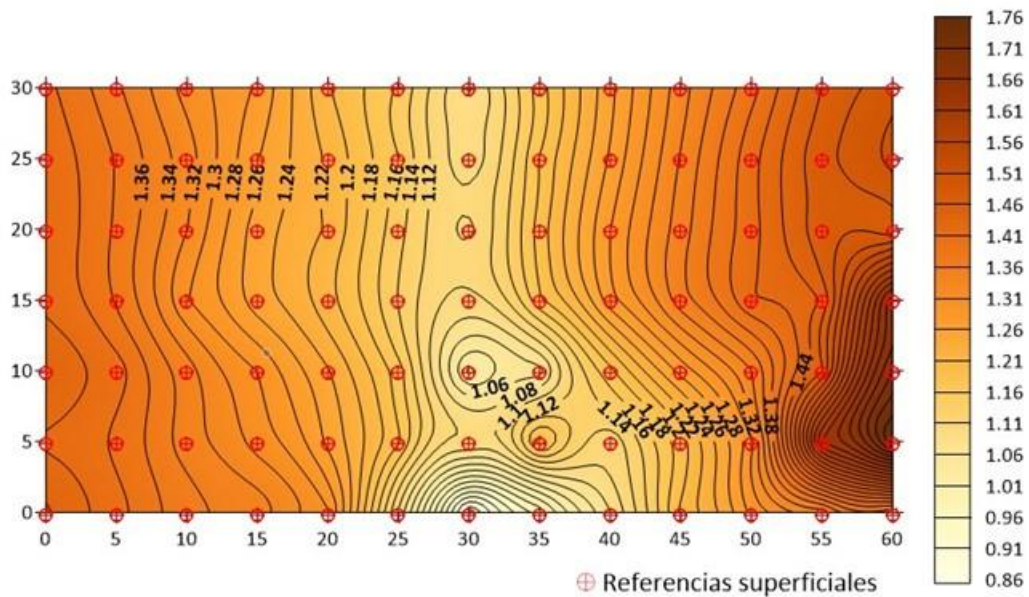


Fig. 4.1.10.13. Mapa de isohundimientos relativos al 15 de febrero de 2018 (1151 días del término de la construcción).



Piezómetros

En las Figs. 4.1.10.14 y 4.1.10.15 se presentan los registros de los 4 piezómetros instalados. En la Fig. 4.1.10.14 se muestran los registros de los piezómetros con respecto a la profundidad de instalación, cabe mencionar que la cota de estos instrumentos ha sufrido modificaciones debido al hundimiento del suelo, no obstante no se cuenta con información a detalle que permita actualizar la posición de los instrumentos, por lo anterior la información que contiene esta figura, debe ser tomada con reserva.

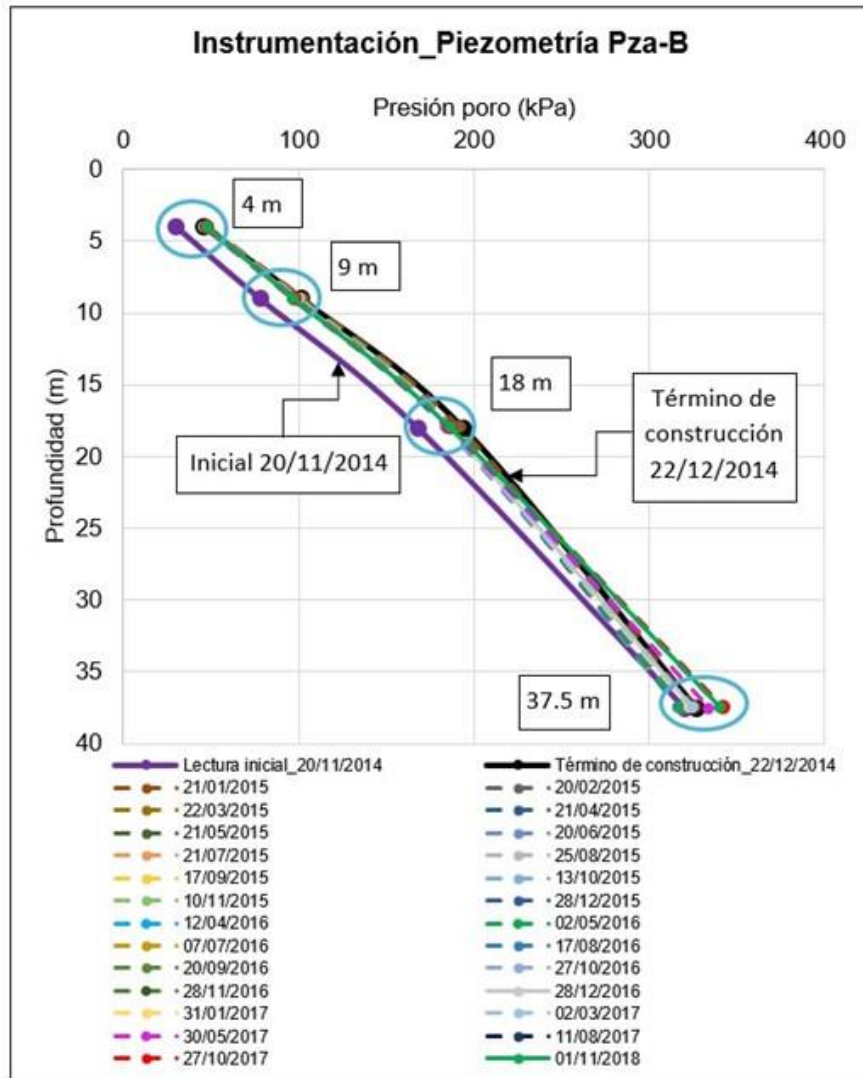


Fig. 4.1.10.14. Piezómetros en la Plataforma B.

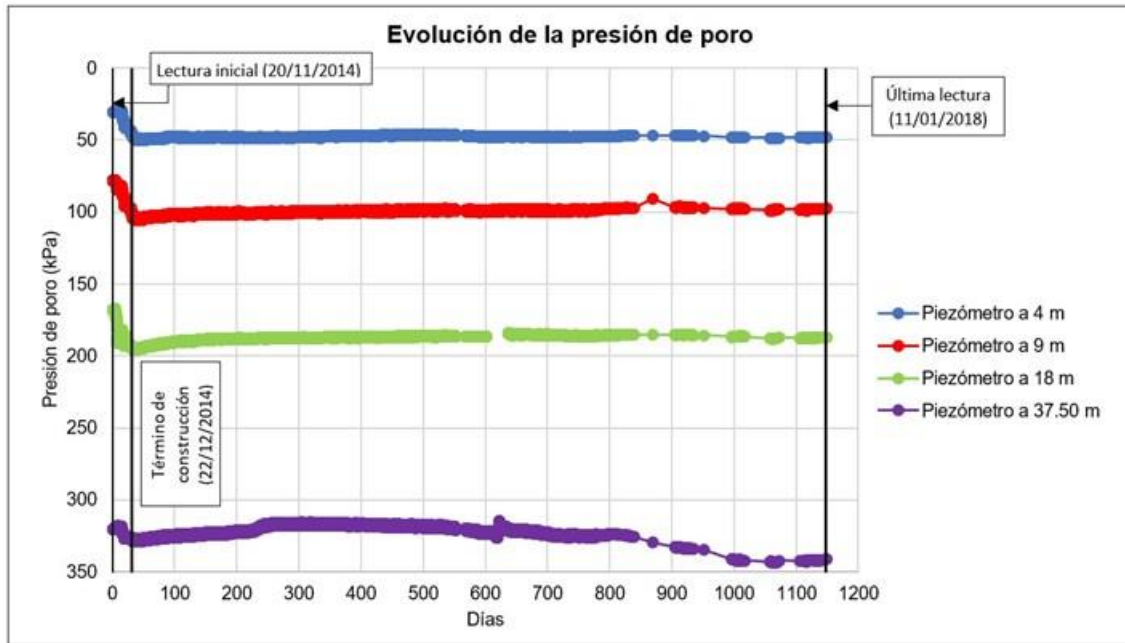


Fig. 4.1.10.15. Evolución de la presión de poro.

Celdas de presión

En la Fig. 4.1.10.16 se presentan los registros de las 4 celdas de presión ubicadas a diferentes profundidades y zonas de la plataforma. Los registros son congruentes con el proceso constructivo y con las cargas impuestas por la estructura. No obstante, el instrumento CP-3B pudo haber sufrido daños durante la construcción presentando una variabilidad notoria en sus registros.

Inclinómetros

En las Figs. 4.1.10.17 a 4.1.10.22 se presentan los registros de los inclinómetros INC-1B, INC-2B y INC-3B que corresponden al periodo del 12 de noviembre de 2014 al 22 de enero de 2018. Los registros sugieren que los movimientos horizontales en el sentido Norte-Sur y Este-Oeste son consistentes con el proceso constructivo de la losa. Cabe mencionar, que al 22 de enero de 2018, tales instrumentos presentan movimientos de hasta de 24.5 cm para el INC-3B (dirección norte-sur) y 12.8 cm para el INC-1B (dirección este-oeste).

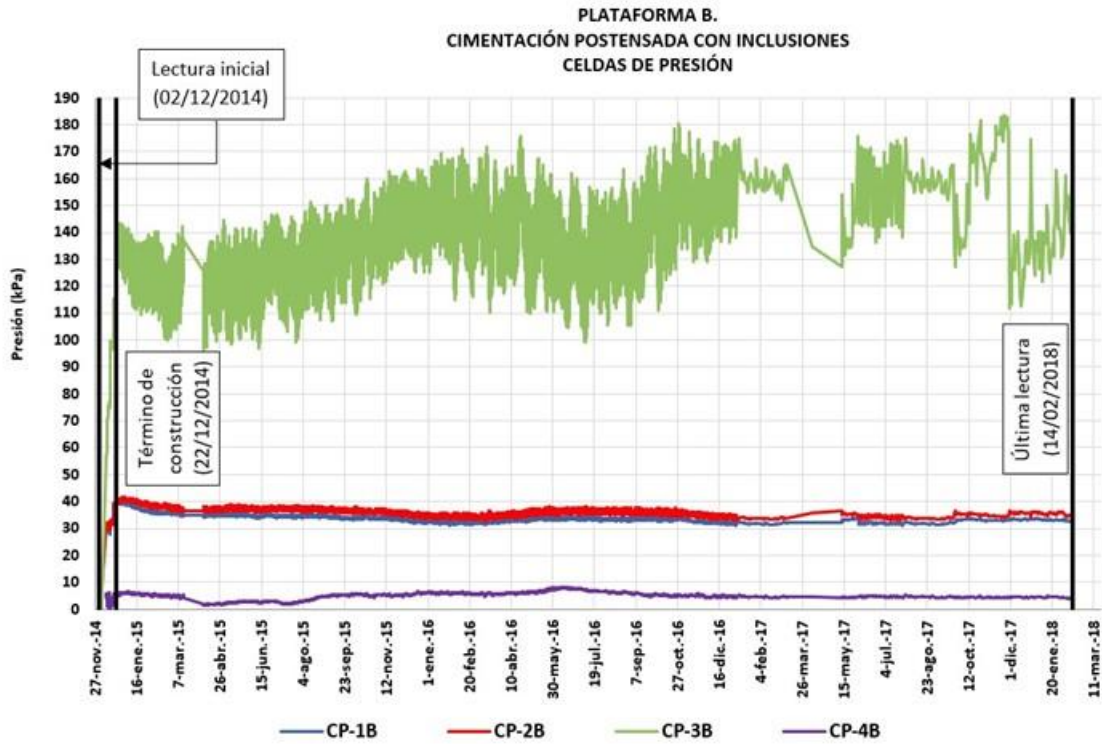


Fig. 4.1.10.16. Celdas de presión

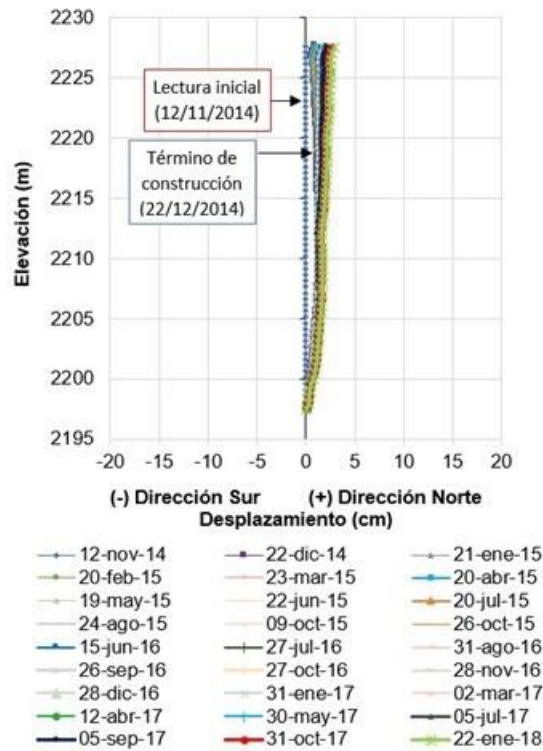


Fig. 4.1.10.17. Inclinómetro 1B Norte-Sur

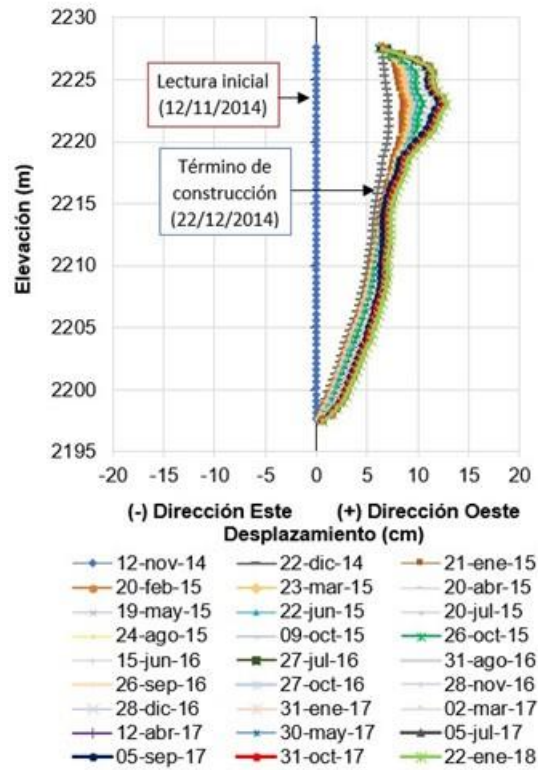


Fig. 4.1.10.18. Inclínómetro 1B Este-Oeste

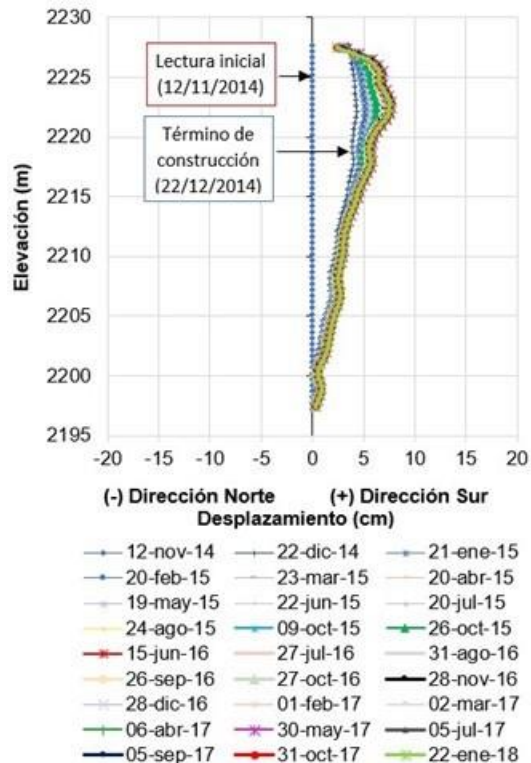


Fig. 4.1.10.19. Inclínómetro 2B Norte-Sur

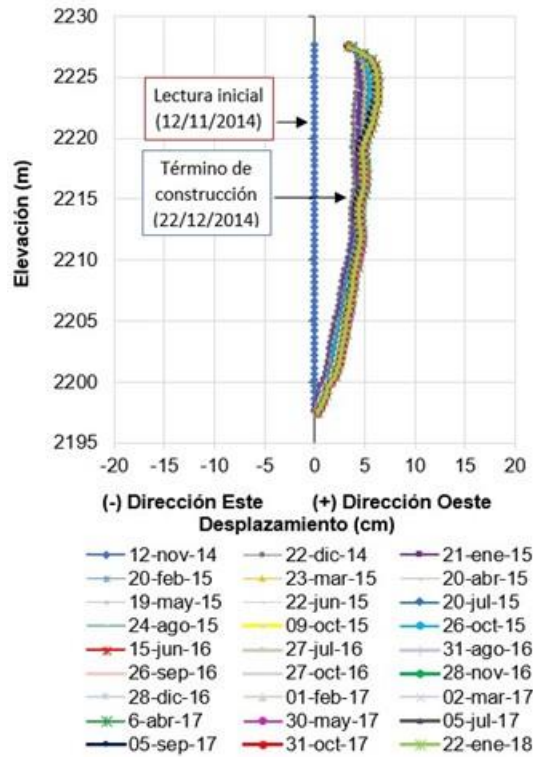


Fig. 4.1.10.20. Inclínómetro 2B Este-Oeste

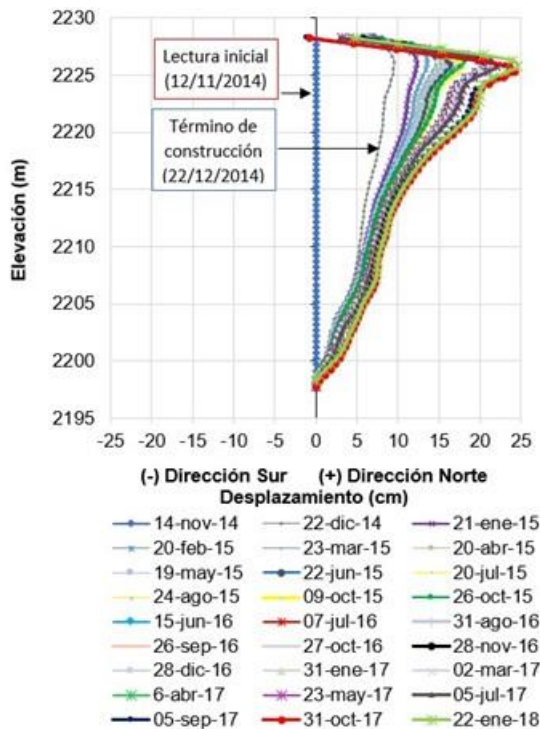


Fig. 4.1.10.21. Inclínómetro 3B Norte-Sur

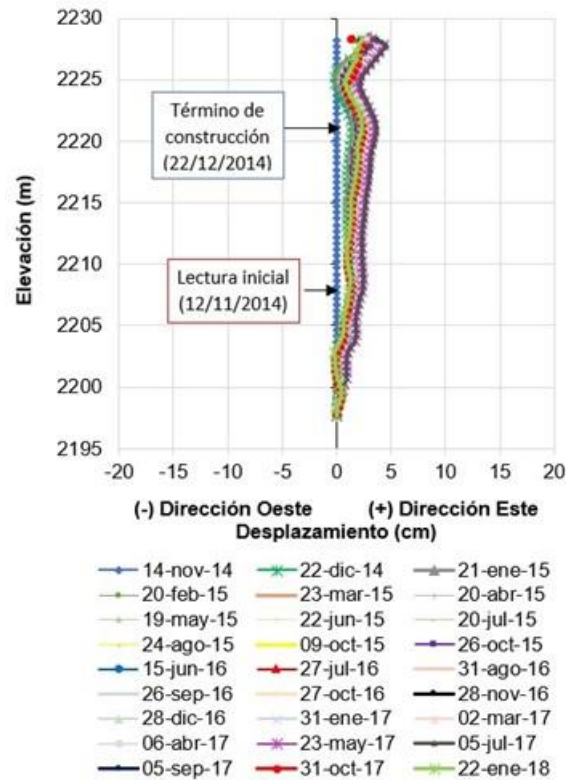


Fig. 4.1.10.22. Inclinómetro 3B Este-Oeste

4.1.10.2 Modelación numérica

Se llevaron a cabo análisis comparativos y predictivos del comportamiento del tramo de prueba mediante modelado numérico tridimensional utilizando el programa Plaxis 3D v AE.02 del sistema terraplén con losa e inclusiones basados en el método de elementos finitos y adoptando los modelos de comportamiento Soft Soil Creep (SSC) y Mohr Coulomb (MC) para los suelos compresibles y no compresibles, respectivamente. Para ello se consideró el modelo geotécnico definido en 4.G.8 del Informe final del proyecto “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” (II-UNAM, 2016). No obstante, las propiedades de resistencia (cohesión) en la interfaz suelo-inclusión fueron consideradas menores que las del suelo, en este caso se utilizó un factor de reducción entre 0.3 y 0.4.

De acuerdo a las recomendaciones de Rodríguez (2010) el sistema de inclusiones se modeló considerando una franja representativa de todo el conjunto de 30 m de ancho y una longitud de 3 m, tal como se ilustra en la Fig. 4.1.10.23. Adicionalmente, con el fin de medir el efecto de las inclusiones en los asentamientos del suelo, se modeló también el

sistema terraplén y losa sin inclusiones a través de una franja con dimensiones similares, tal como se ilustra en la Fig. 4.1.10.24.

La secuencia constructiva utilizada en el análisis numérico del comportamiento de la Plataforma B corresponde a la definida por II-UNAM (2016). Así mismo, la condición piezométrica inicial utilizada en el análisis corresponde a la registrada el día 20 de noviembre de 2014 (Fig. 4.1.10.25). No obstante, debido a la ausencia de información piezométrica para profundidades superiores a los 37.5 metros, se decidió extrapolar el comportamiento piezométrico a mayores profundidades, con base en los registros de la estación piezométrica de la zona de referencia ubicada por fuera del área de los tramos de prueba.

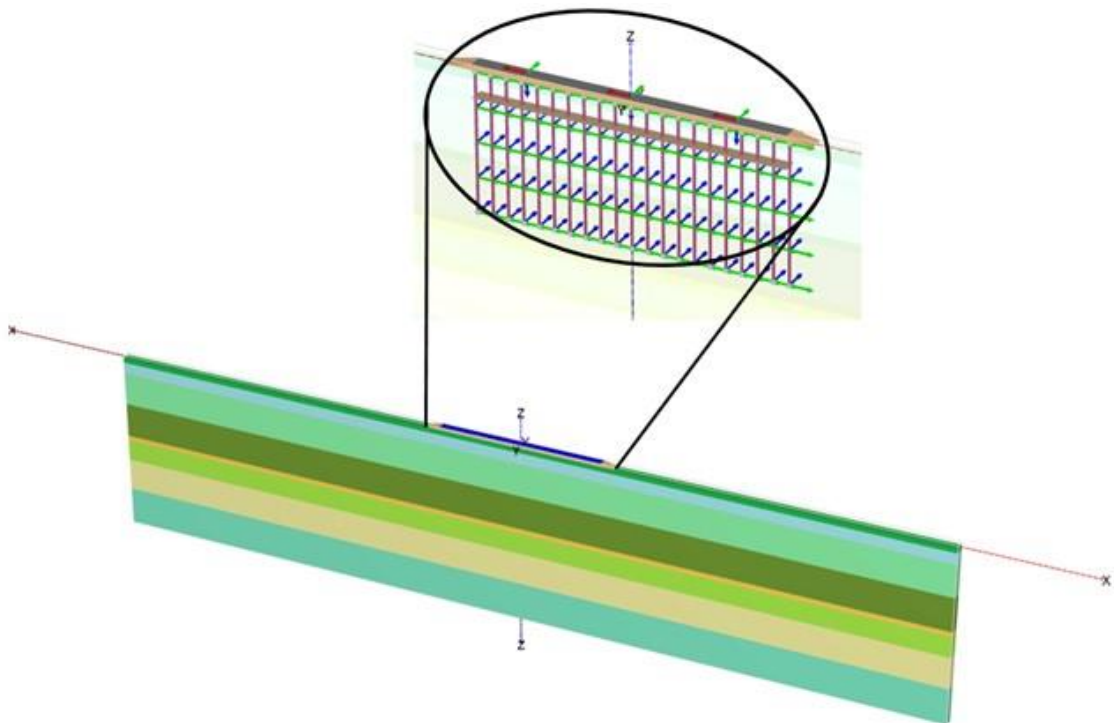


Fig. 4.1.10.23. Modelo de losa postensada sobre terraplén con inclusiones

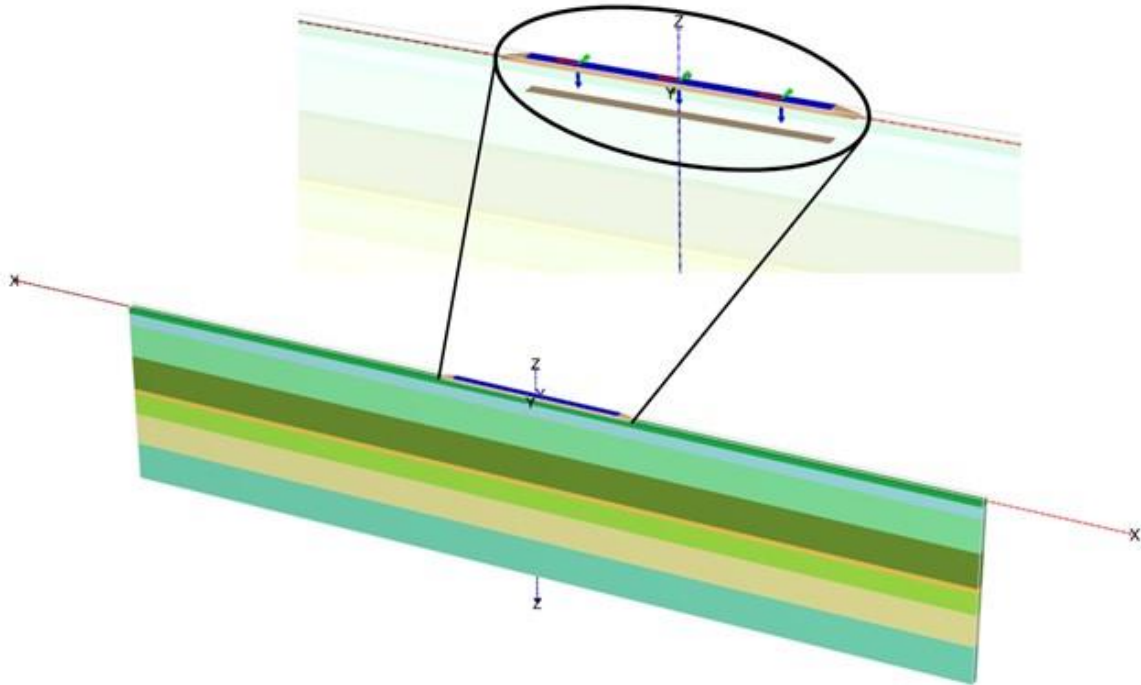


Fig. 4.1.10.24. Modelo de losa postensada sobre terraplén

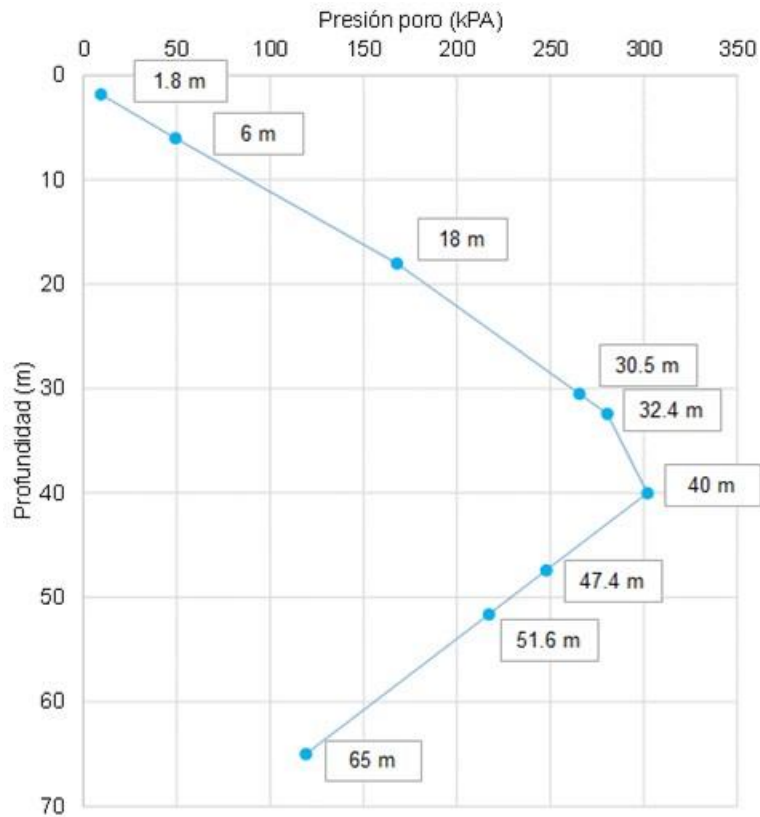


Fig. 4.1.10.25. Condición piezométrica al inicio de la modelación numérica



A continuación se presentan los resultados de la modelación numérica de los sistemas de terraplén - losa con y sin inclusiones), los cuales incluyen la evolución en el tiempo de los asentamientos y la presión de poro debidos al incremento de los esfuerzos efectivos en la masa del suelo.

Evolución de la presión de poro y asentamientos a enero de 2018

Con el fin de asegurar que las modelaciones numéricas simulan de manera adecuada el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo, se comparan los resultados de presiones y asentamientos calculados mediante la modelación de ambos sistemas con los registros piezométricos y las lecturas de la manguera horizontal de desplazamiento obtenidos a partir del mes noviembre 2014, cuando comenzó la construcción y hasta el mes de enero de 2018, lo cual corresponde a un intervalo de 1116 días y 1158 días, respectivamente.

En la Fig. 4.1.10.26 se presentan los resultados de la evolución de la presión de poro obtenidos con el programa PLAXIS 3D y que corresponden a cuatro nodos ubicados al inicio de la simulación del proceso constructivo a 4, 9, 18 y 37.5 m de profundidad. Se presentan en esta figura además, los registros de los 4 piezómetros instalados en el sitio a las mismas profundidades. Por otra parte, en las Figs. 4.1.10.27 a 4.1.10.40 se presenta la variación de la presión de poro en el tiempo a profundidades de 4, 9, 18 y 37.5 m obtenida de la modelación numérica, así como los registros piezómetros de campo. En términos generales los resultados de las Figs. 4.1.10.26 a 4.1.10.40 sugieren que la disipación de presión de poro a profundidades cercanas a los 18 y 37.5 m está sucediendo a velocidades mayores a las que simulan el modelado numérico. La diferencia entre estos resultados puede obedecer a los cambios de cota que han experimentado los piezómetros durante el proceso de consolidación así como a imprecisiones en los valores de la permeabilidad asignadas al suelo a estas mismas profundidades.

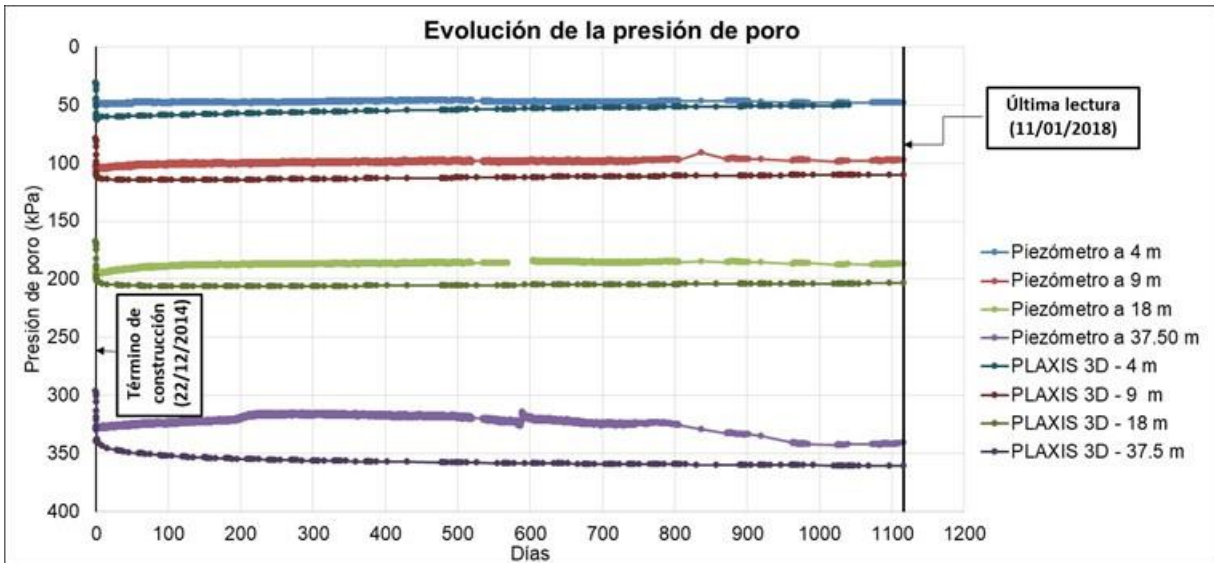


Fig. 4.1.10.26 Evolución de la presión de poro a 1116 días del término del proceso constructivo para la plataforma sin inclusiones

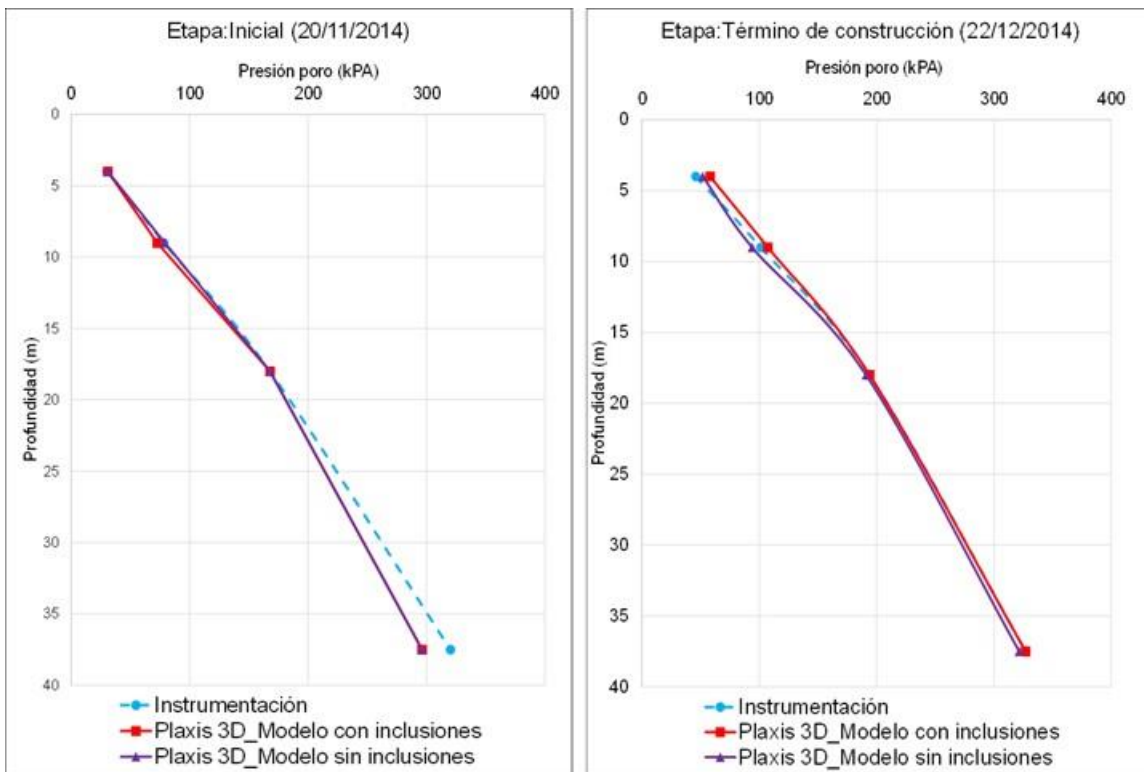


Fig. 4.1.10.27. Evolución de la presión de poro en el inicio de la construcción y al término de ésta.

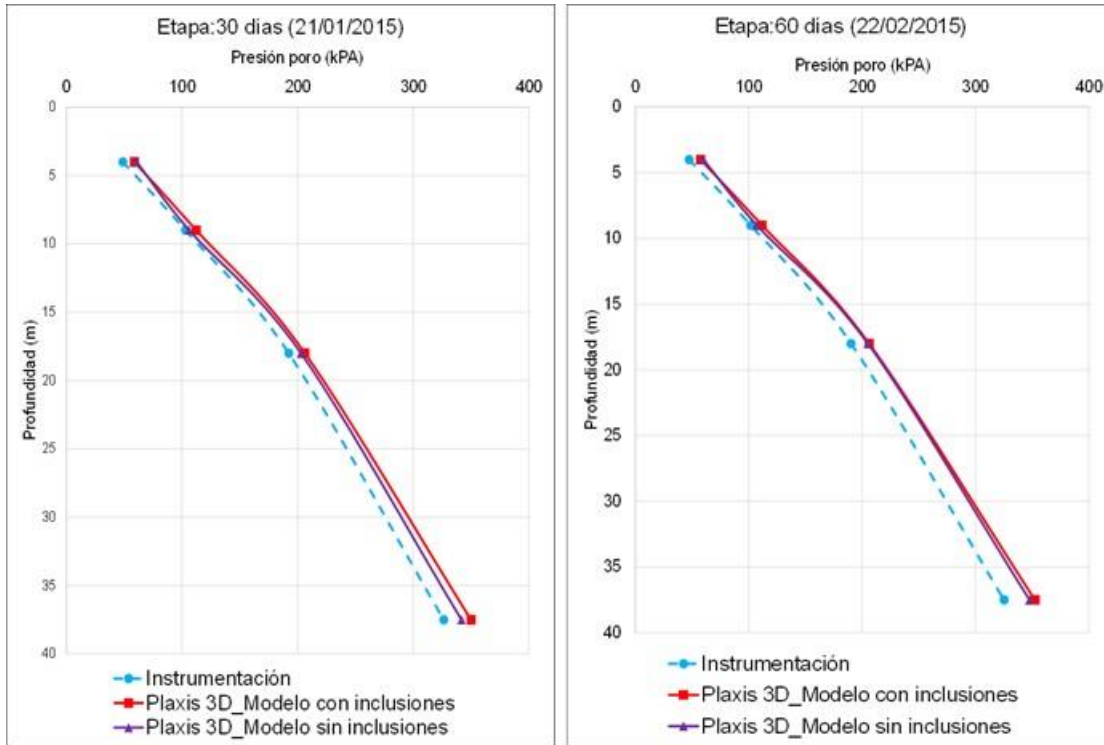


Fig. 4.1.10.28. Evolución de la presión de poro a 30 y 60 días del término de construcción

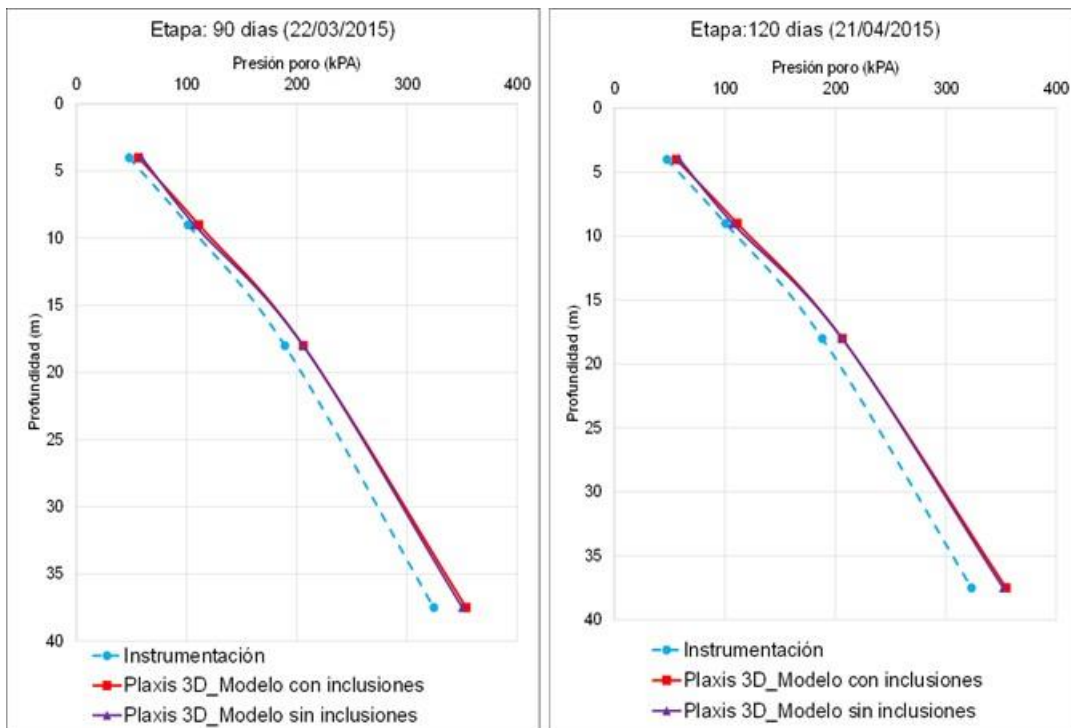


Fig. 4.1.10.29. Evolución de la presión de poro a 90 y 120 días del término de construcción

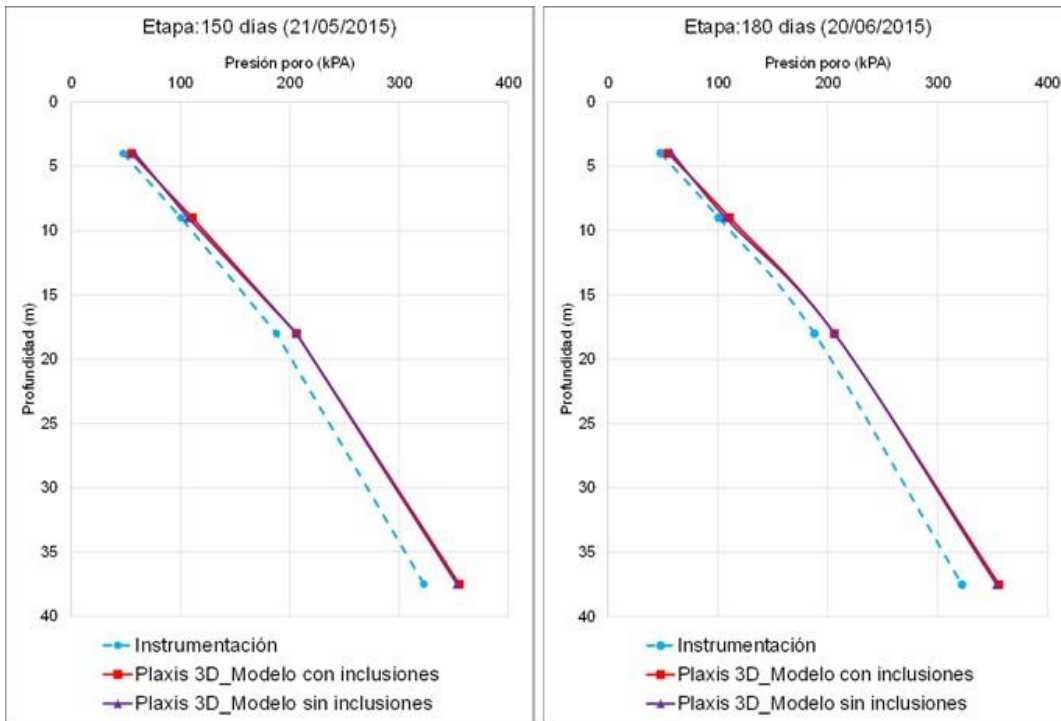


Fig. 4.1.10.30. Evolución de la presión de poro a 150 y 180 días del término de construcción

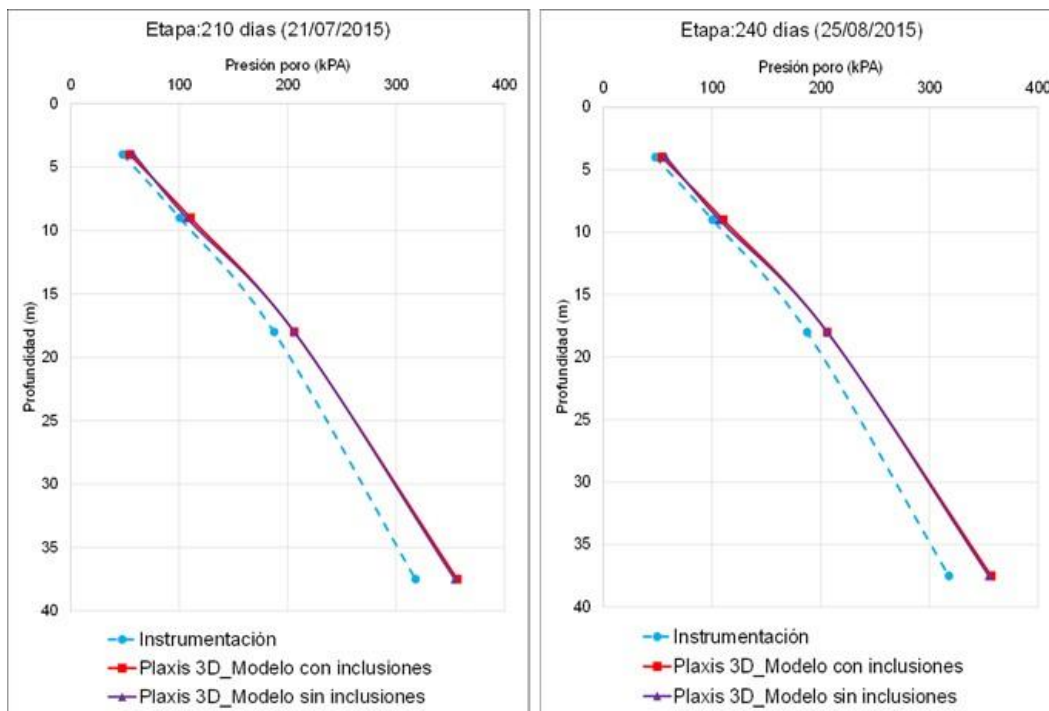


Fig. 4.1.10.31. Evolución de la presión de poro a 210 y 240 días del término de construcción

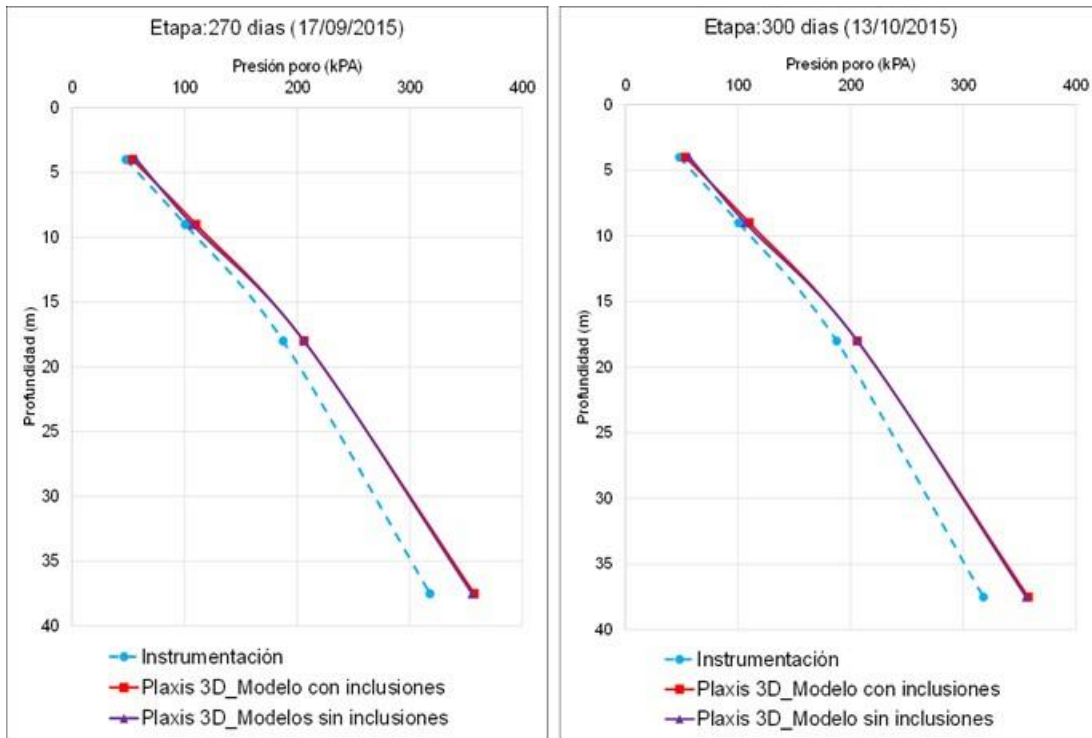


Fig. 4.1.10.32. Evolución de la presión de poro a 270 y 300 días del término de construcción

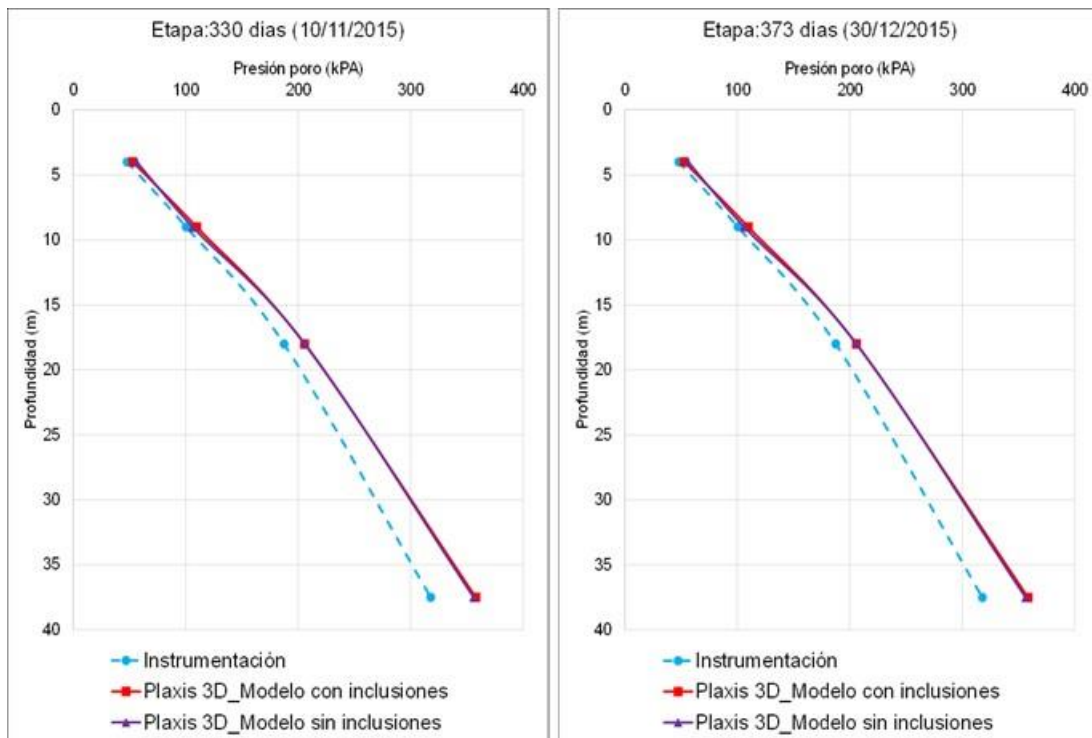


Fig. 4.1.10.33. Evolución de la presión de poro a 330 y 373 días del término de construcción

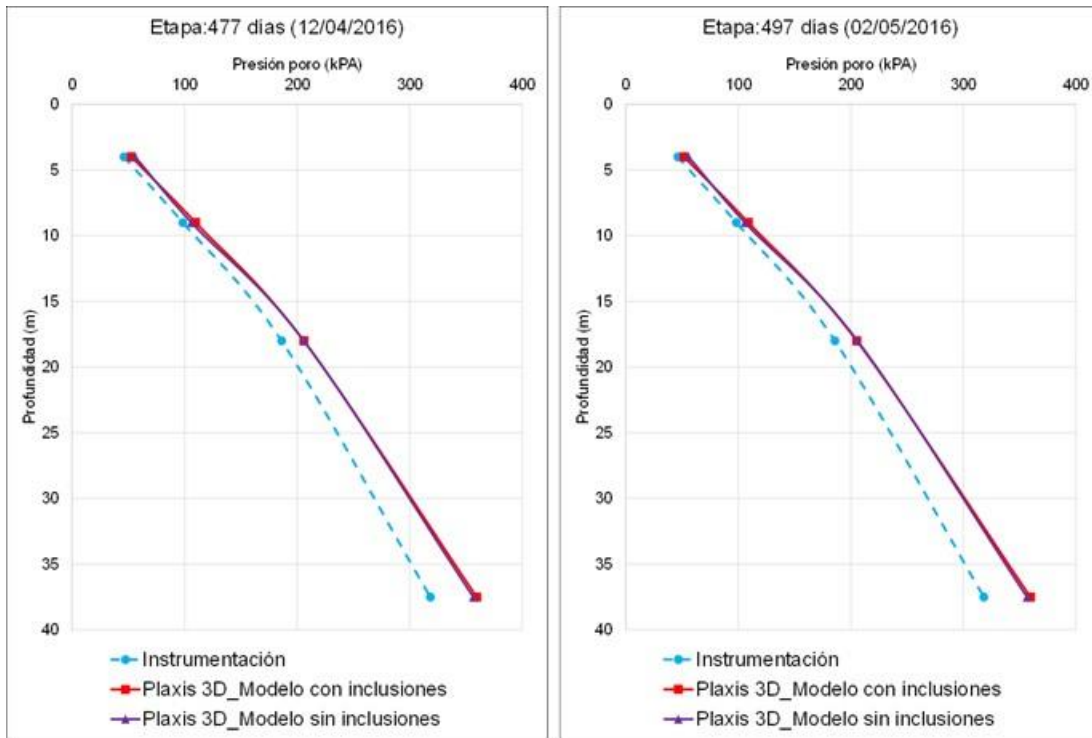


Fig. 4.1.10.34. Evolución de la presión de poro a 477 y 497 días del término de construcción

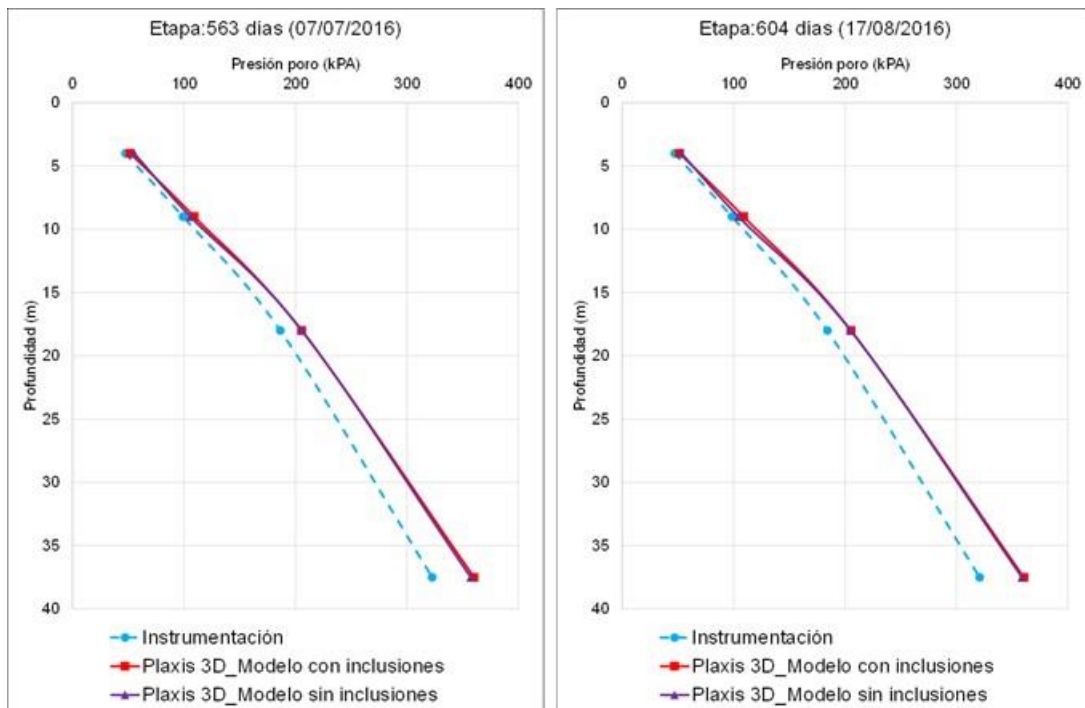


Fig. 4.1.10.35. Evolución de la presión de poro a 563 y 604 días del término de construcción

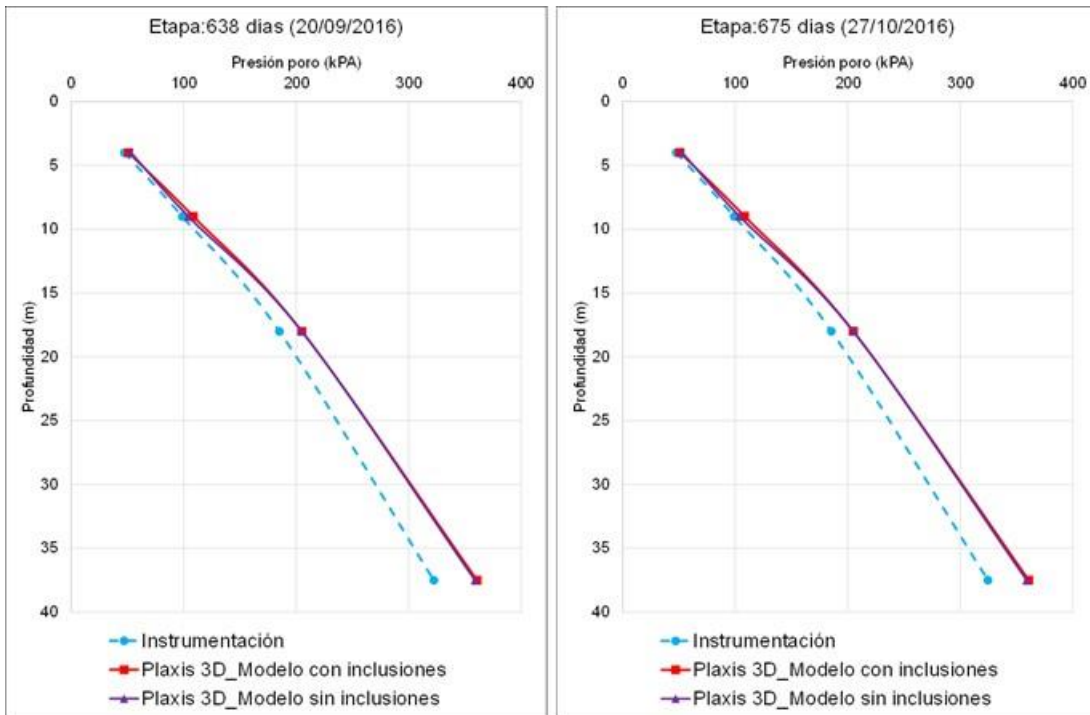


Fig. 4.1.10.36. Evolución de la presión de poro a 638 y 675 días del término de construcción

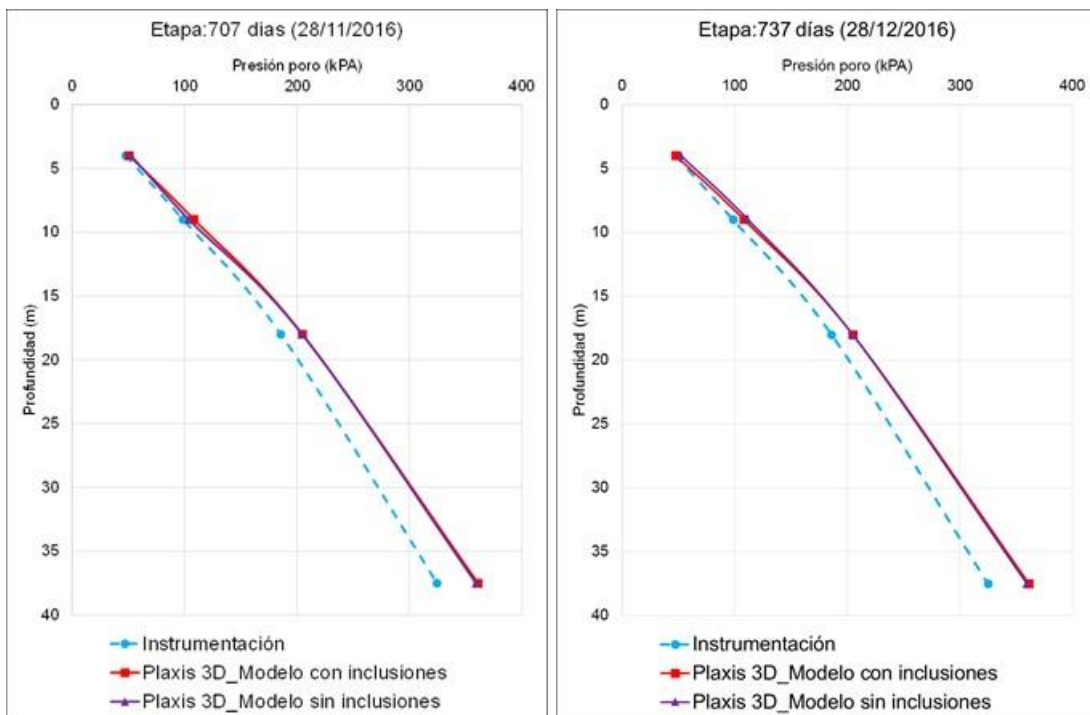


Fig. 4.1.10.37. Evolución de la presión de poro a 707 y 737 días del término de construcción

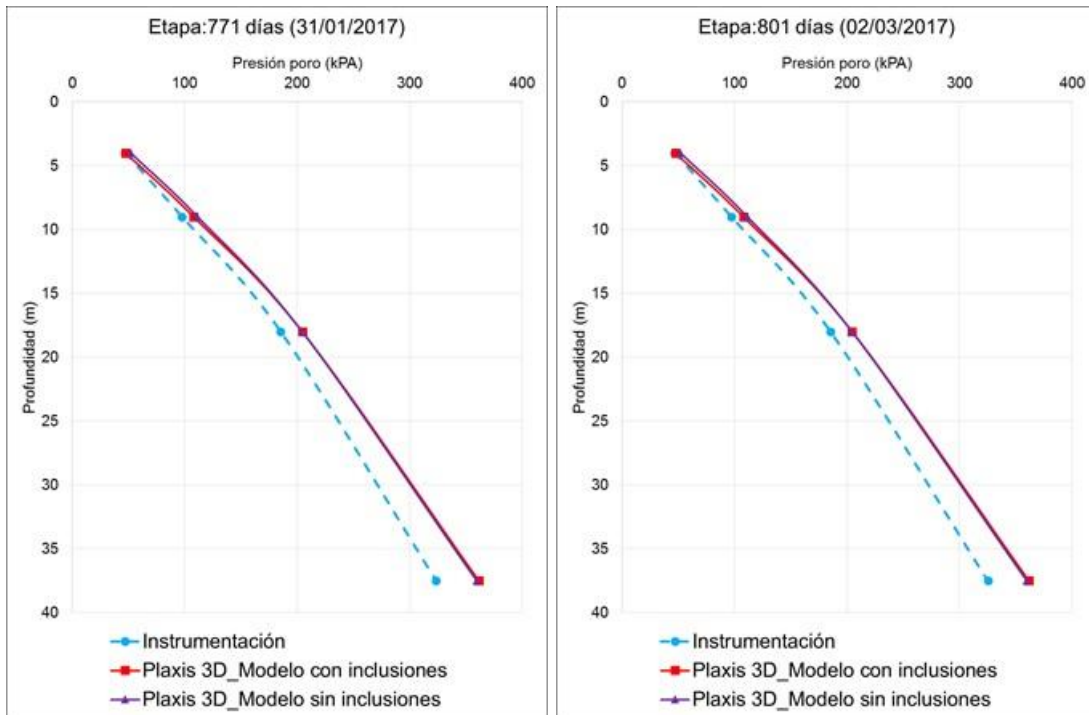


Fig. 4.1.10.38. Evolución de la presión de poro a 771 y 801 días del término de construcción

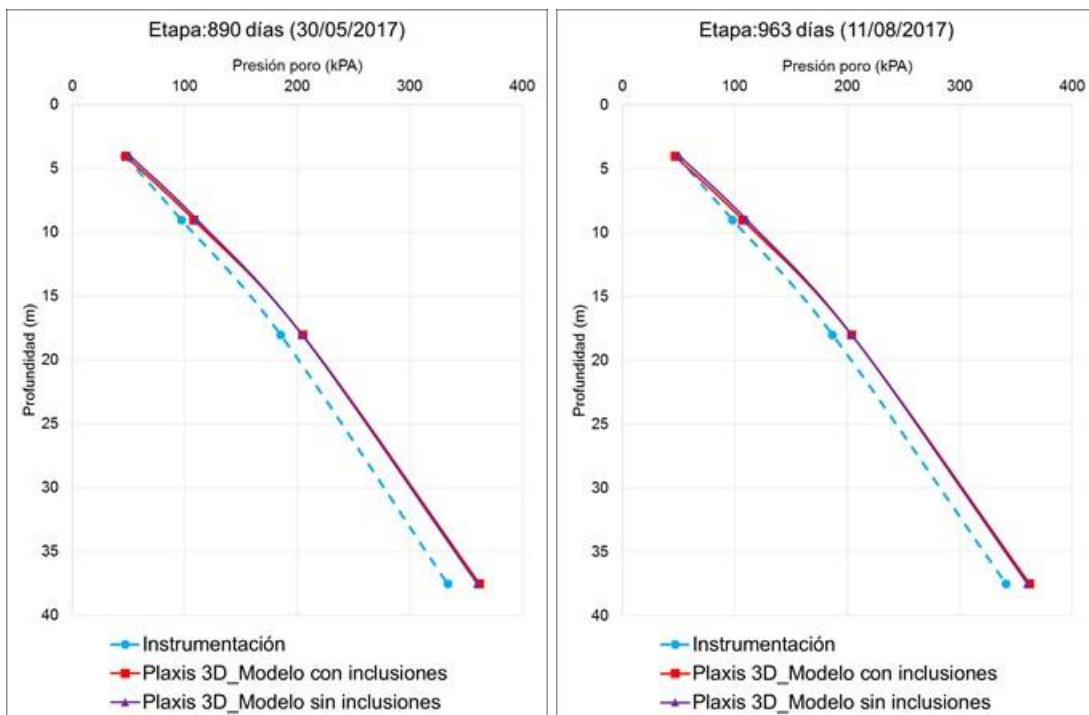


Fig. 4.1.10.39. Evolución de la presión de poro a 890 y 963 días del término de construcción

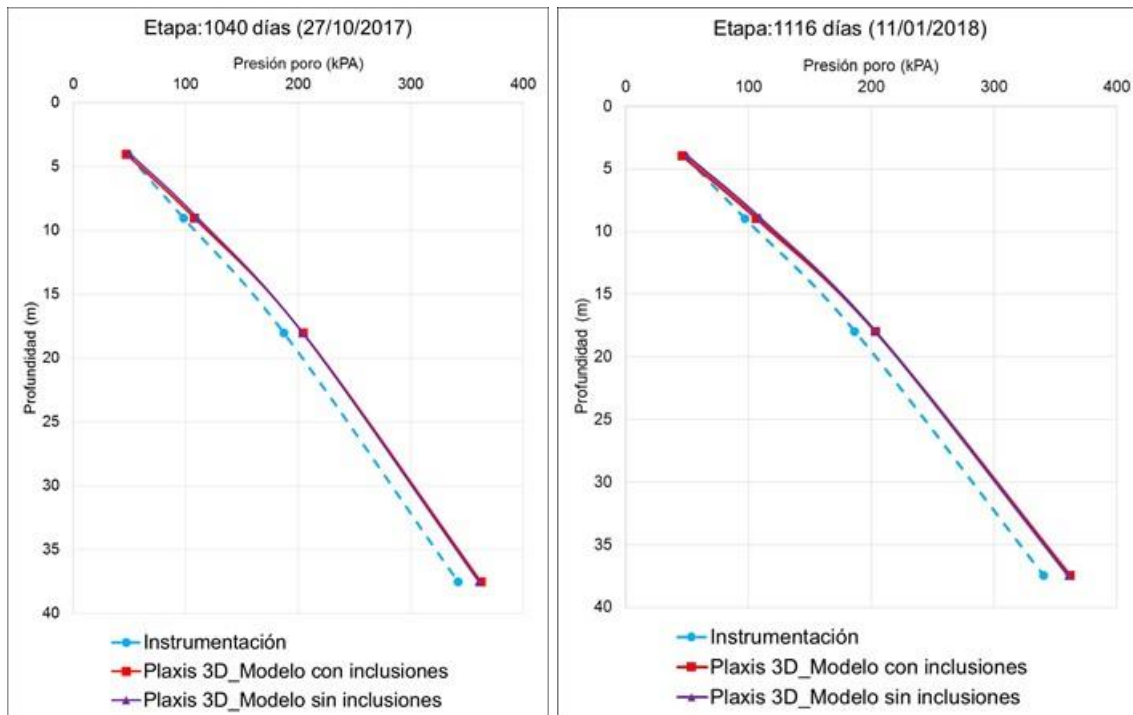


Fig. 4.1.10.40. Evolución de la presión de poro a 1040 y 1116 días del término de construcción

En la Figs. 4.1.10.41 a 4.1.10.71 se presenta la evolución de los asentamientos por consolidación debidos a las sobrecargas superficiales impuestas por la losa y el terraplén al suelo con y sin inclusiones, y los registros de la manguera horizontal para los primeros 1158 días de medición.

Es importante mencionar que para comparar los valores de asentamientos registrados en campo con los obtenidos con el PLAXIS 3D, los primeros fueron corregidos a fin de tomar en cuenta el hundimiento regional, el cual de acuerdo a los registros actualizados punto K-12 instalado cerca al tramo y monitoreado por el II-UNAM, presenta una velocidad promedio de 11 cm por año. Tal como se observa en las Figs. 4.1.10.54 a 4.1.10.84, las modelaciones numéricas del terraplén con losa Postensada e inclusiones (Plataforma B) a los 1158 días del término de la construcción, presenta diferencias en los resultados de asentamientos del orden de 27.3 cm con respecto a los registrados en campo. Las diferencias observadas pudieran atribuirse a posibles imprecisiones en los valores de la permeabilidad y los parámetros de consolidación secundaria de las series arcillosas, utilizados en la modelación numérica.



En la Figs. 4.1.10.39 a 4.1.10.63 se presenta la evolución de los asentamientos por consolidación debidos a las sobrecargas superficiales impuestas por la plataforma para 1176 días de medición. Es importante mencionar que para comparar los valores de asentamientos registrados en campo a través de la manguera horizontal con los obtenidos con el PLAXIS 3D, los primeros fueron corregidos a fin de tomar en cuenta el hundimiento regional, el cual de acuerdo a los registros actualizados punto K-12 instalado cerca al tramo y monitoreado por el II-UNAM, presenta una velocidad promedio de 11 cm por año

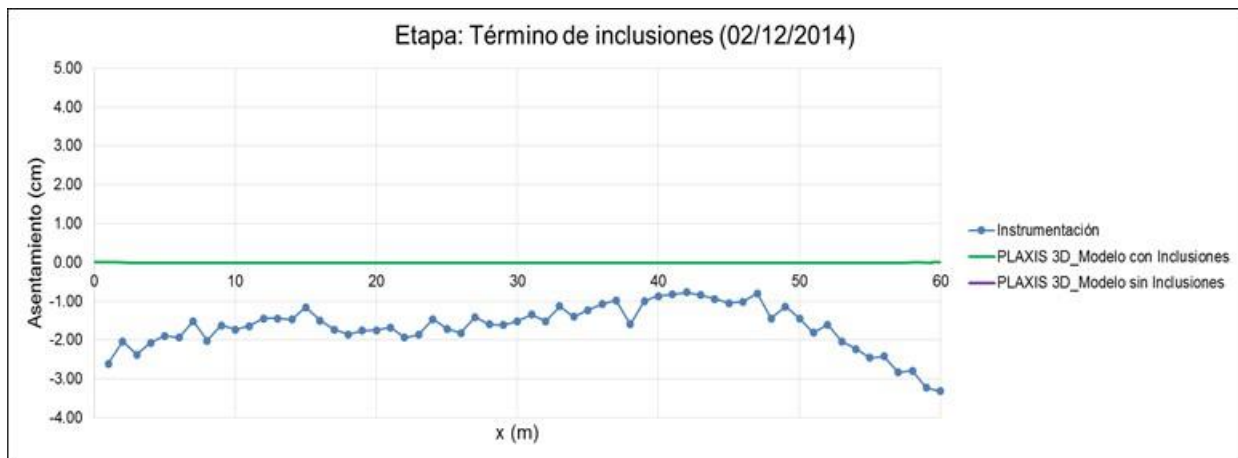


Fig. 4.1.10.41. Asentamiento al término de las inclusiones

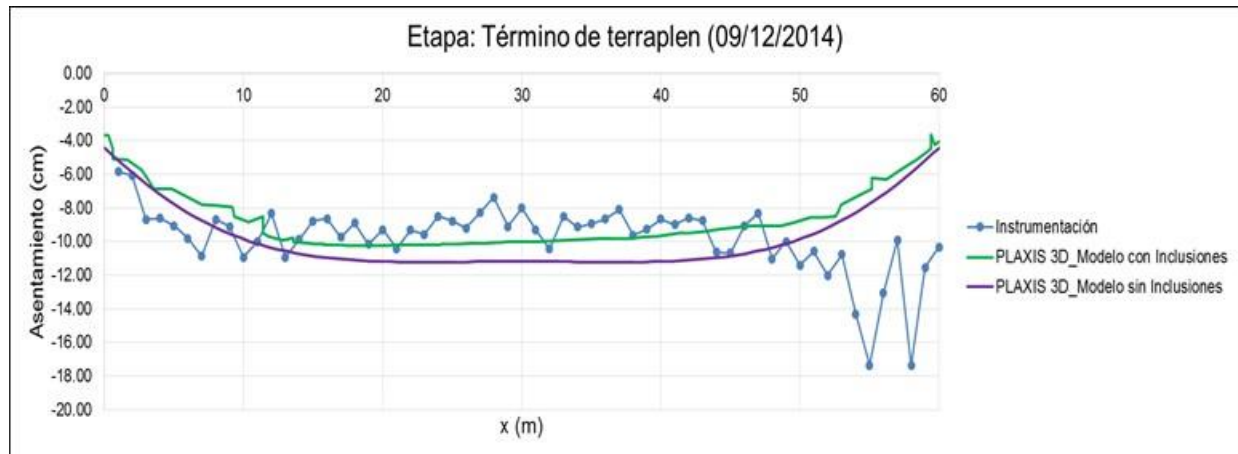


Fig. 4.1.10.42. Asentamiento al término del terraplén

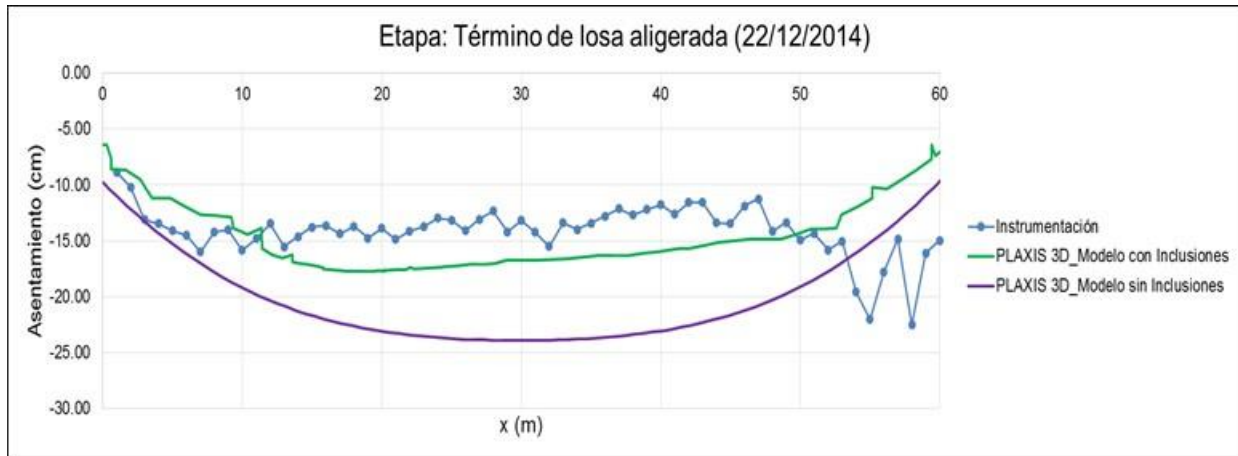


Fig. 4.1.10.43. Asentamiento al término de la construcción de la plataforma

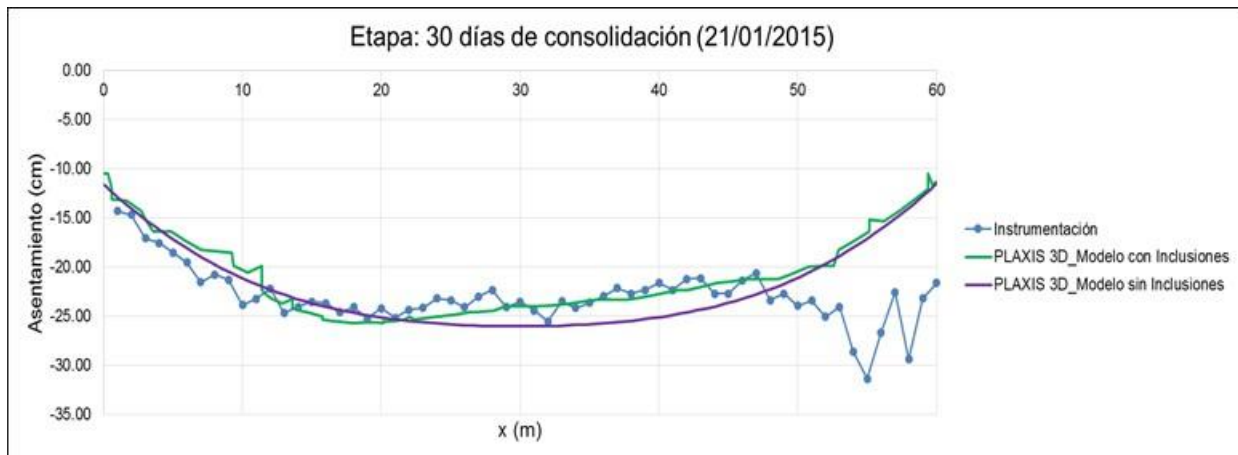


Fig. 4.1.10.44. Asentamiento a los 30 días del término de la construcción

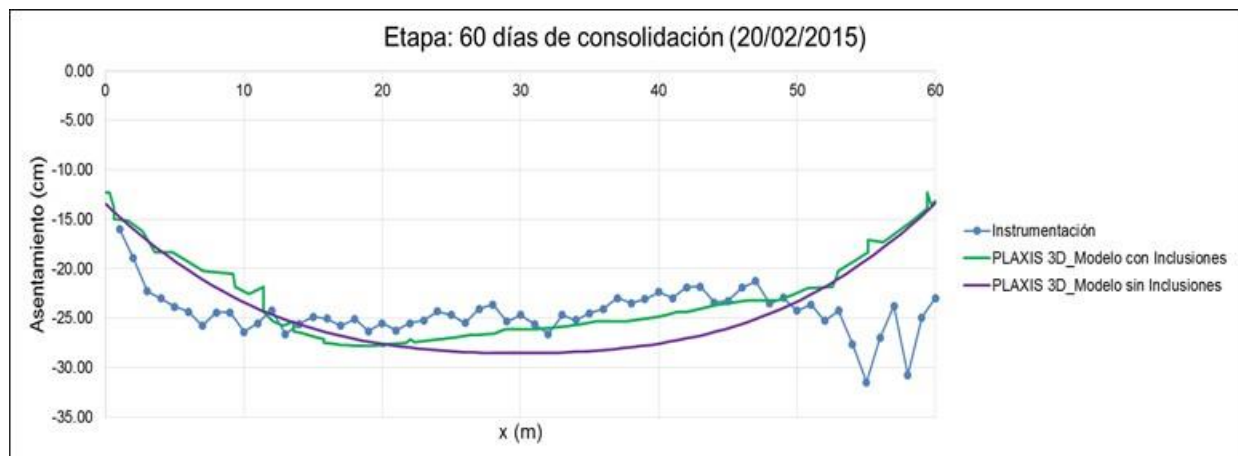


Fig. 4.1.10.45. Asentamiento a los 60 días del término de la construcción

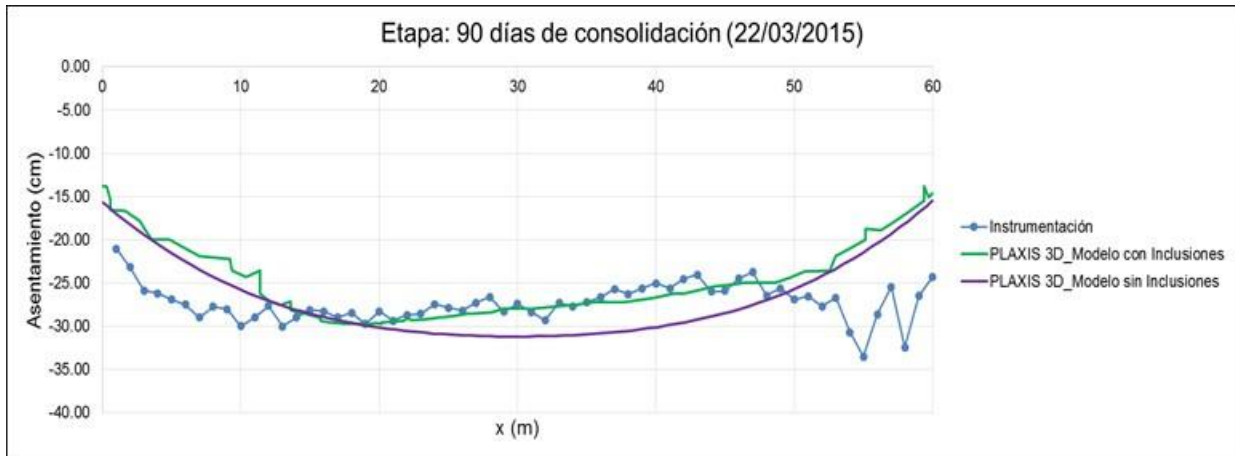


Fig. 4.1.10.46. Asentamiento a los 90 días del término de la construcción

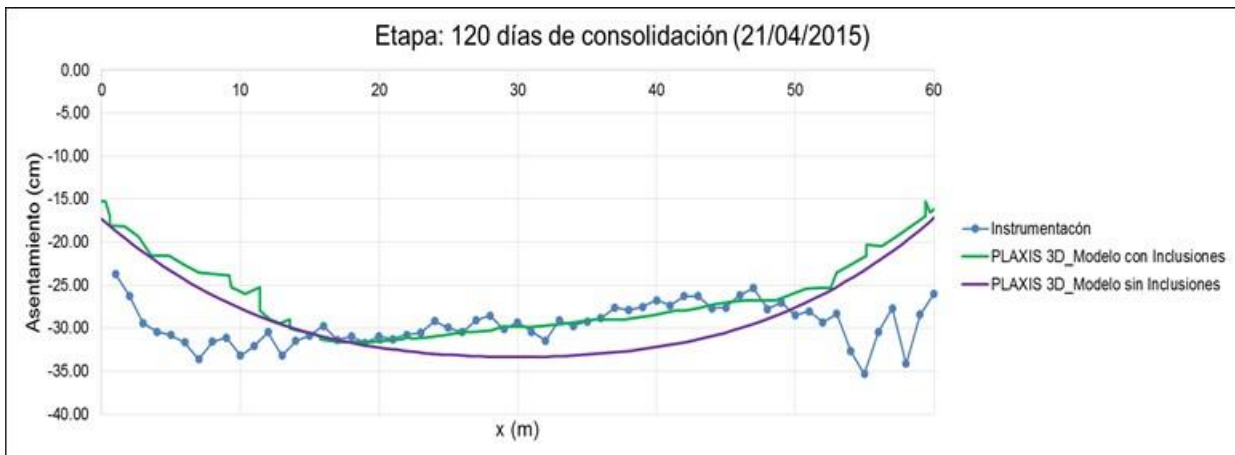


Fig. 4.1.10.47. Asentamiento a los 120 días del término de la construcción

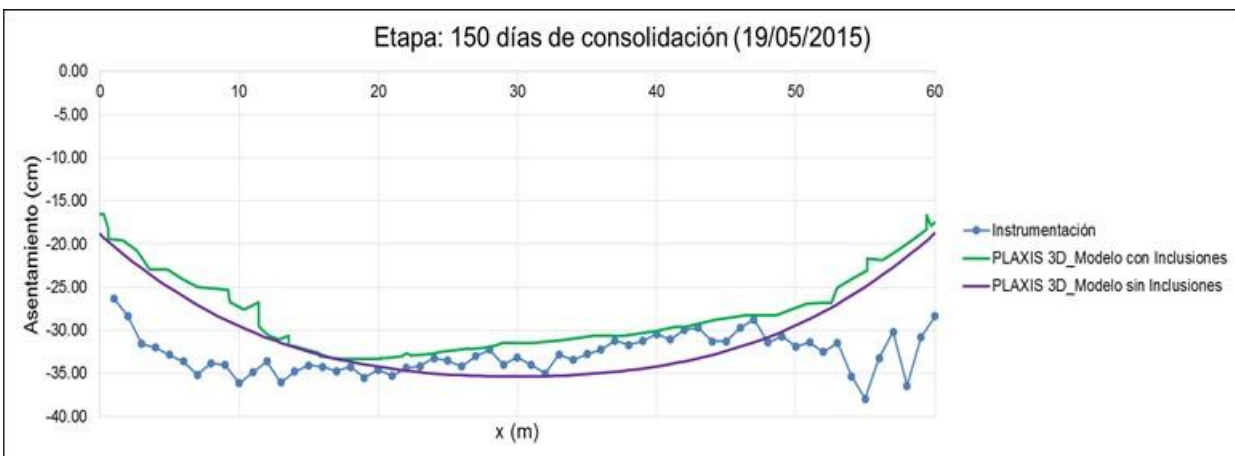


Fig. 4.1.10.48. Asentamiento a los 150 días del término de la construcción

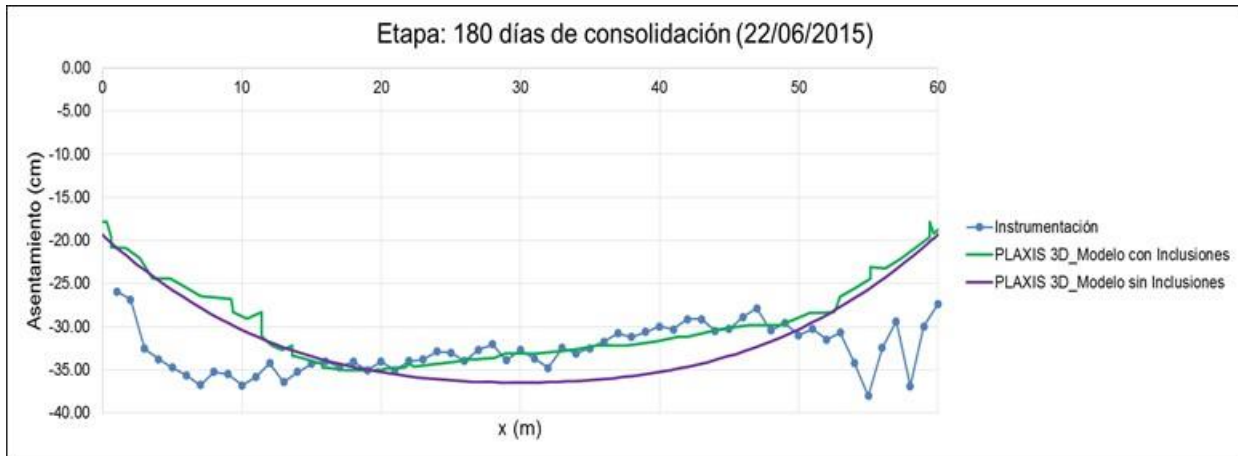


Fig. 4.1.10.49. Asentamiento a los 180 días del término de la construcción

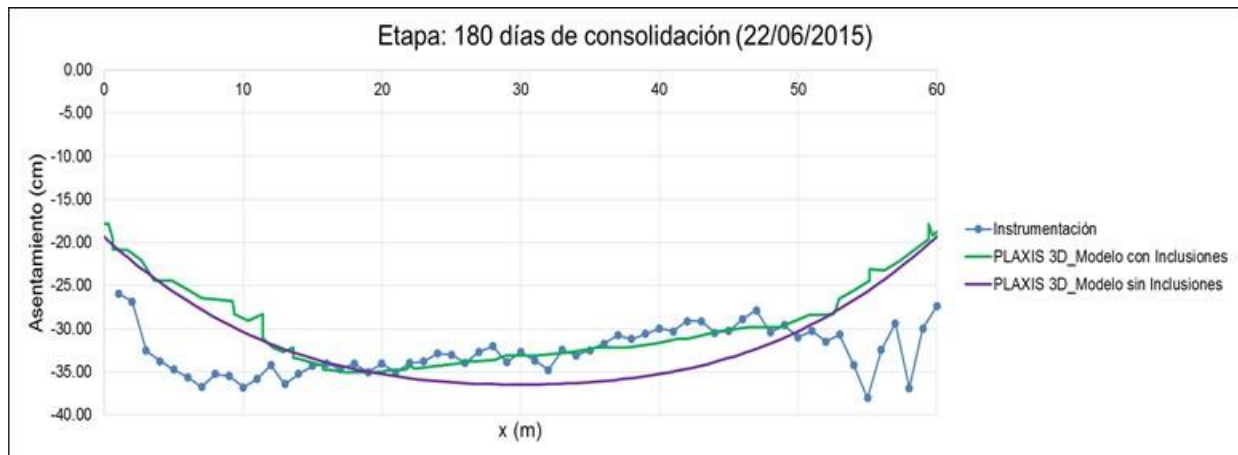


Fig. 4.1.10.50. Asentamiento a los 210 días del término de la construcción

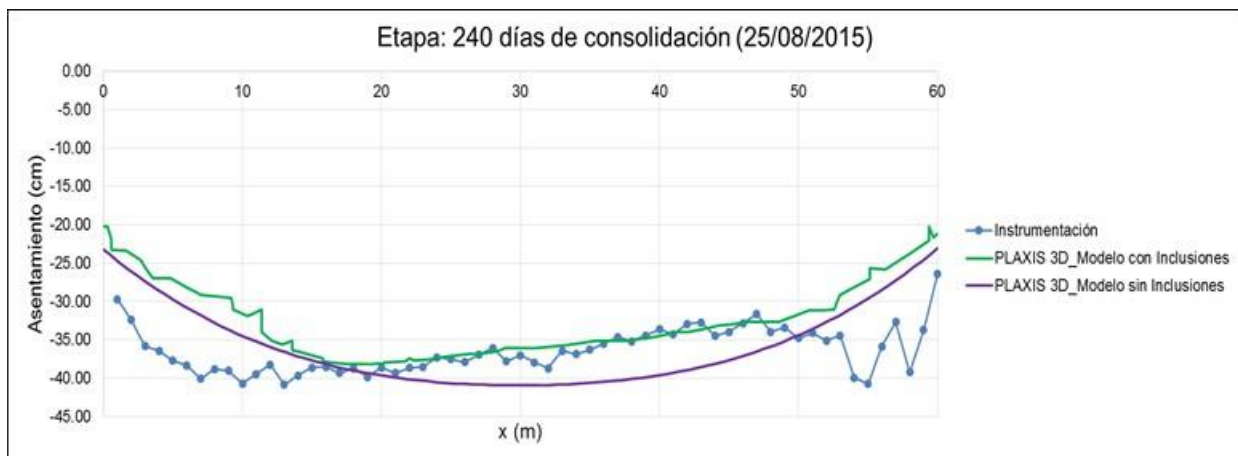


Fig. 4.1.10.51. Asentamiento a los 240 días del término de la construcción

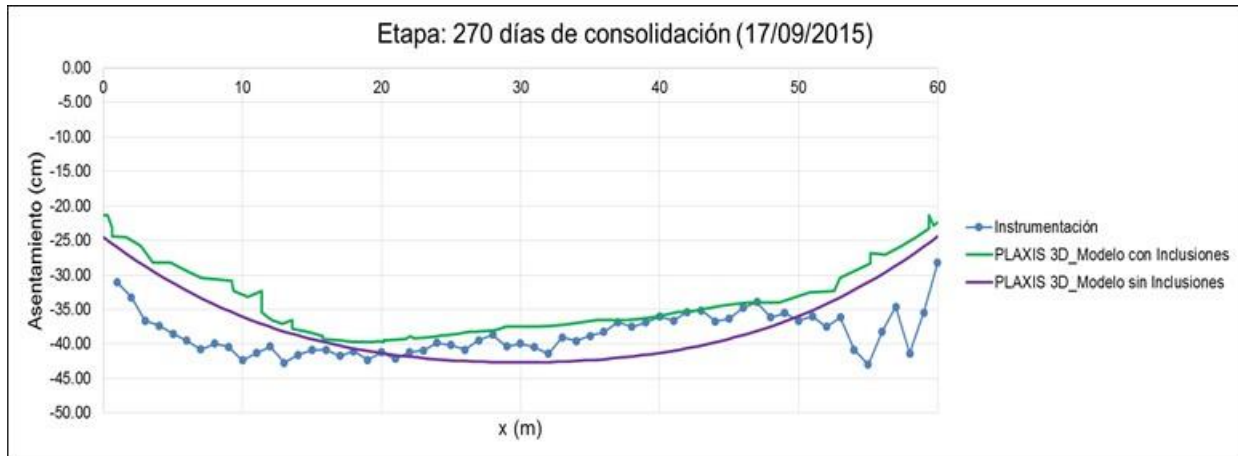


Fig. 4.1.10.52. Asentamiento a los 270 días del término de la construcción

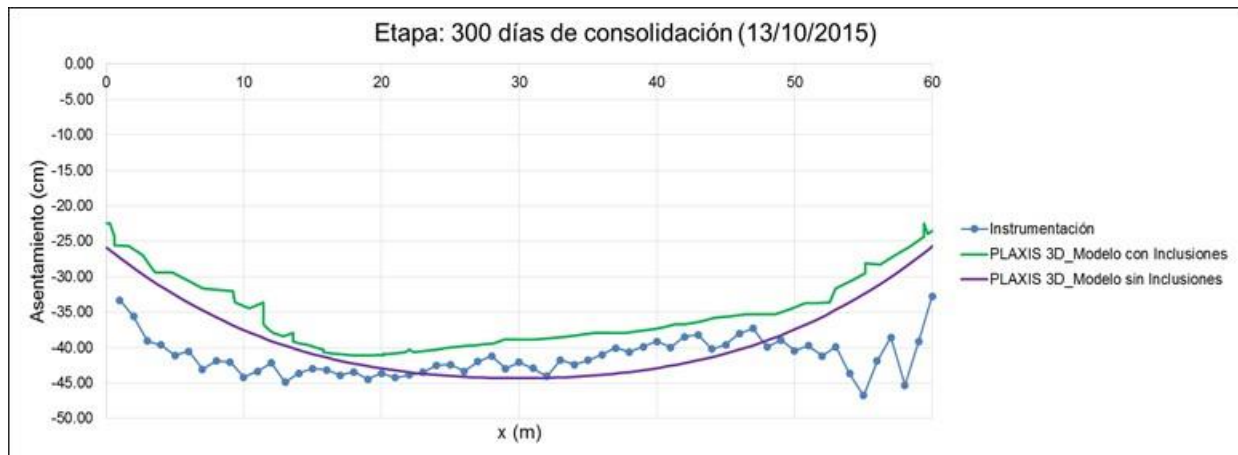


Fig. 4.1.10.53. Asentamiento a los 300 días del término de la construcción

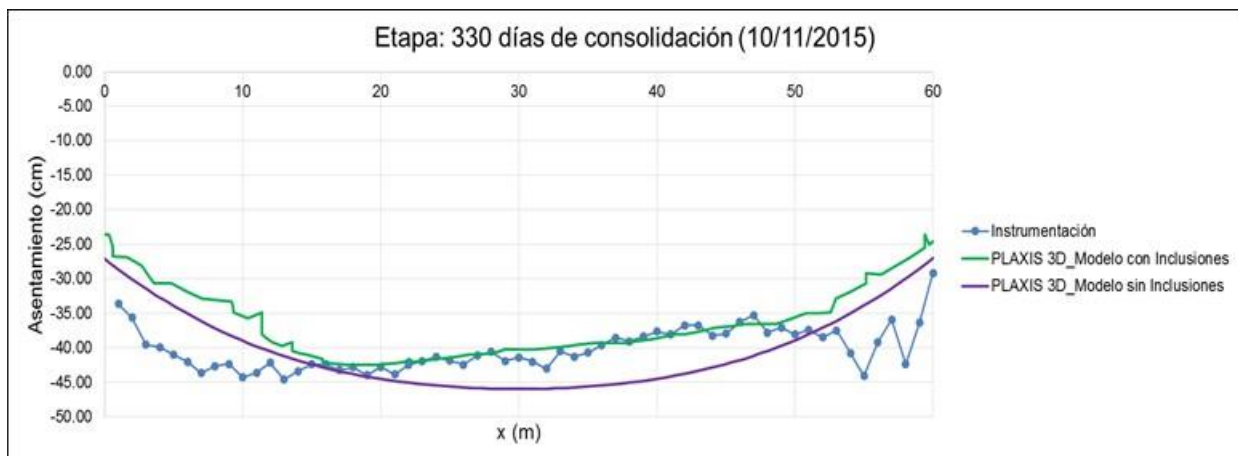


Fig. 4.1.10.54. Asentamiento a los 330 días del término de la construcción



Fig. 4.1.10.55. Asentamiento a los 373 días del término de la construcción

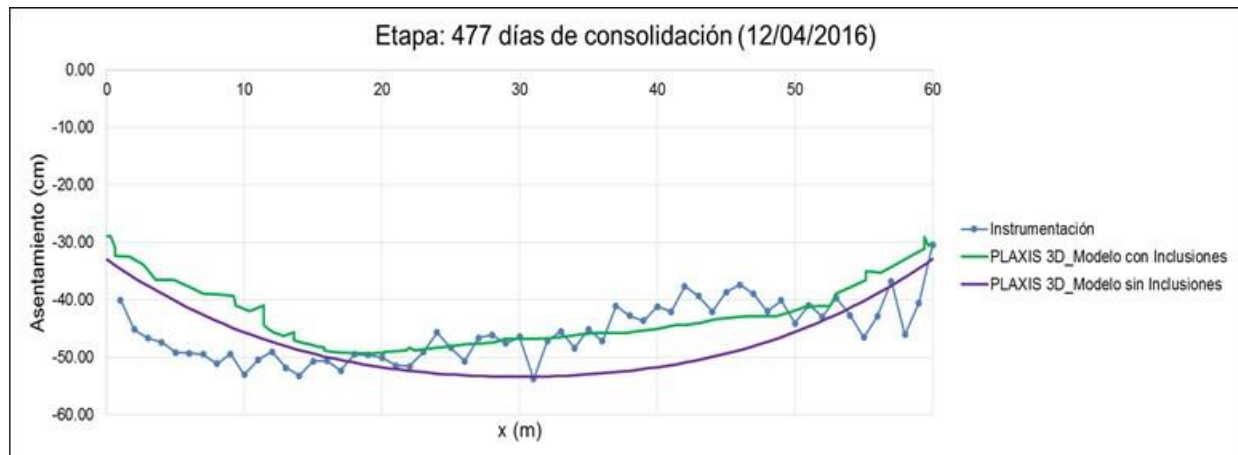


Fig. 4.1.10.56. Asentamiento a los 477 días del término de la construcción

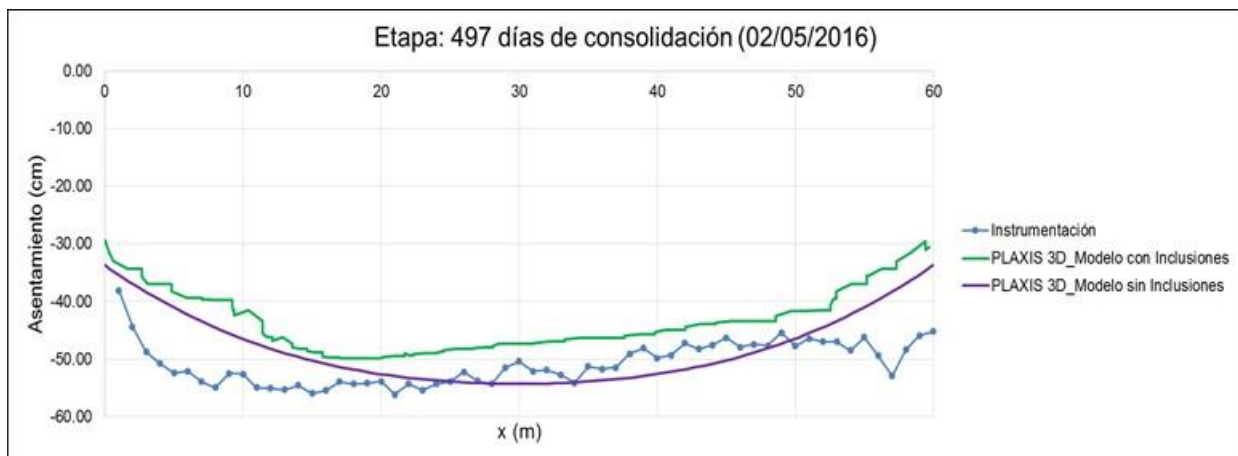


Fig. 4.1.10.57. Asentamiento a los 497 días del término de la construcción



Fig. 4.1.10.58. Asentamiento a los 563 días del término de la construcción

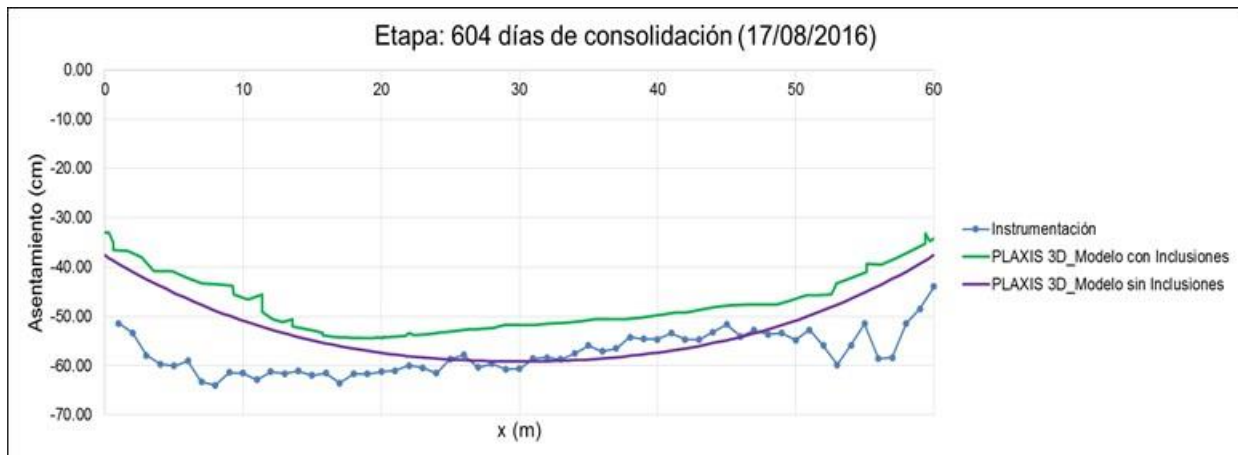


Fig. 4.1.10.59. Asentamiento a los 604 días del término de la construcción

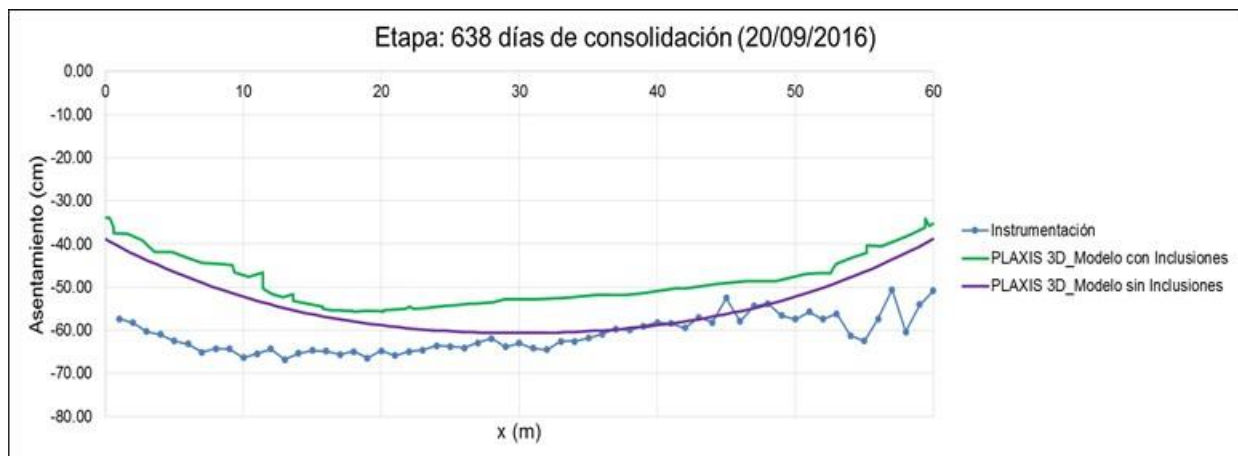


Fig. 4.1.10.60. Asentamiento a los 638 días del término de la construcción

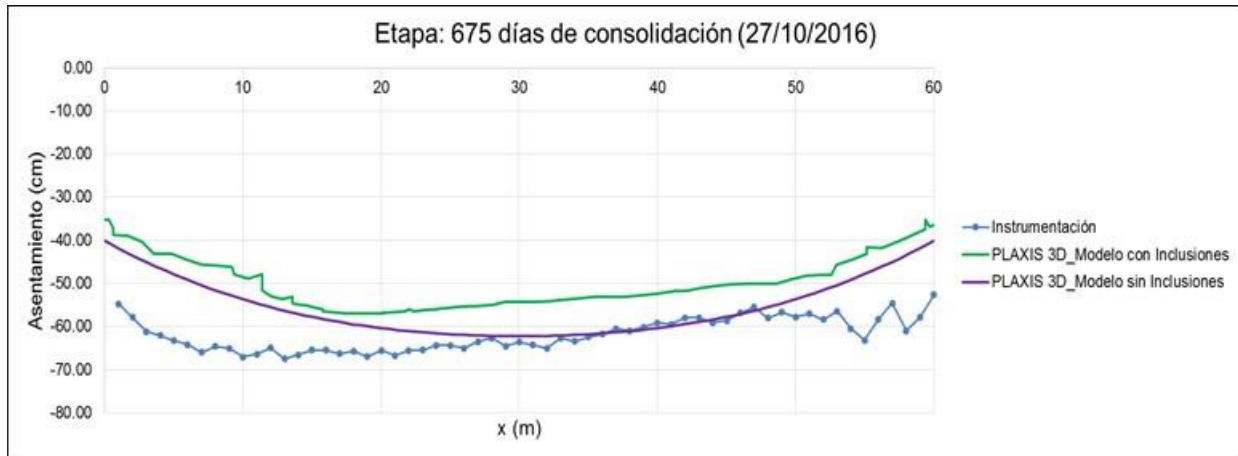


Fig. 4.1.10.61. Asentamiento a los 675 días del término de la construcción

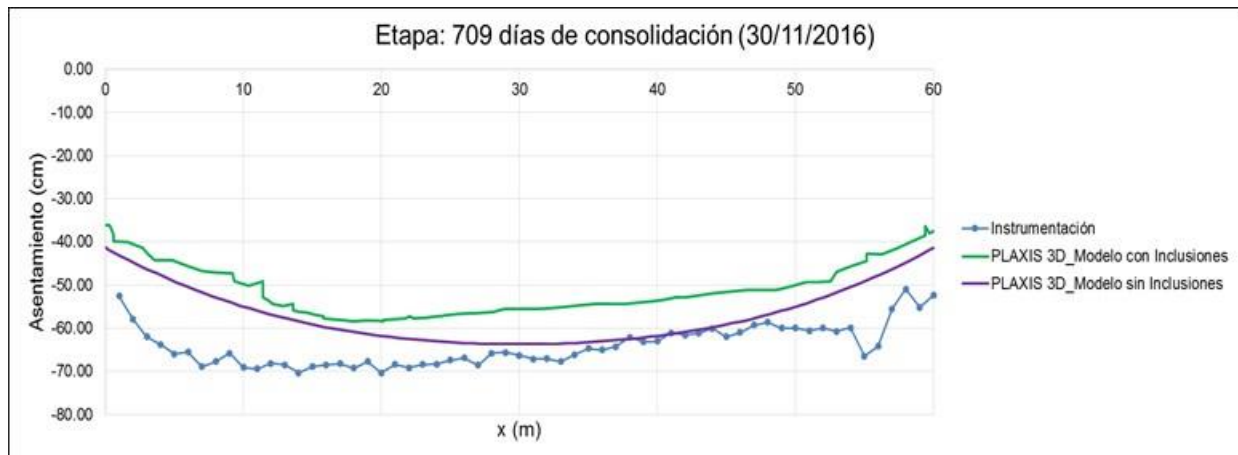


Fig. 4.1.10.62. Asentamiento a los 709 días del término de la construcción

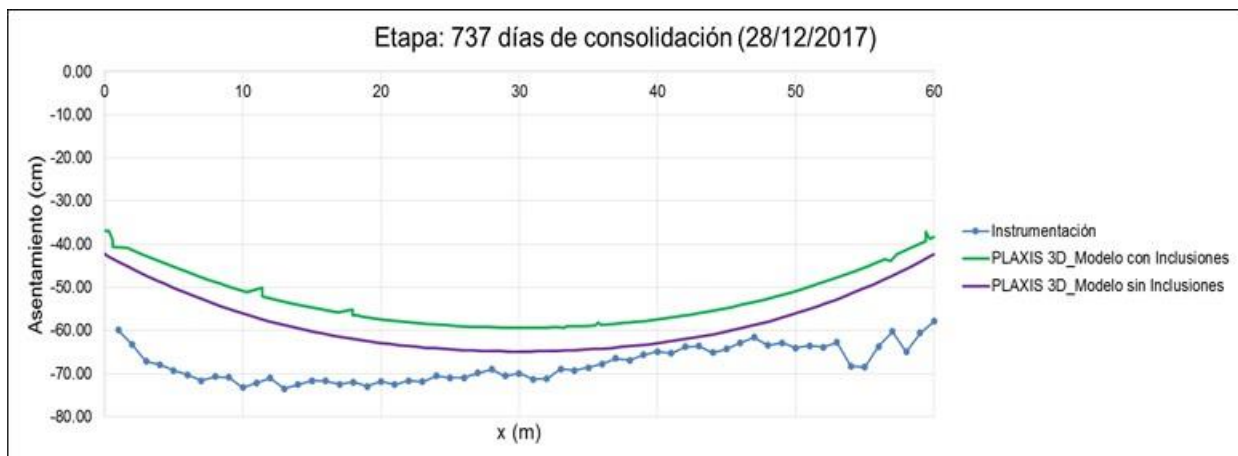


Fig. 4.1.10.63. Asentamiento a los 737 días del término de la construcción

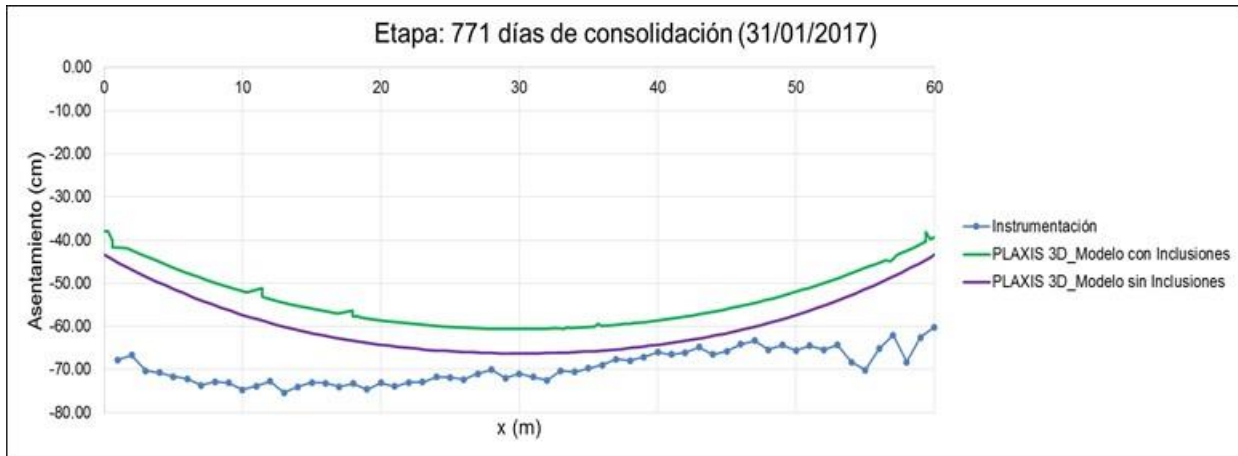


Fig. 4.1.10.64. Asentamiento a los 771 días del término de la construcción

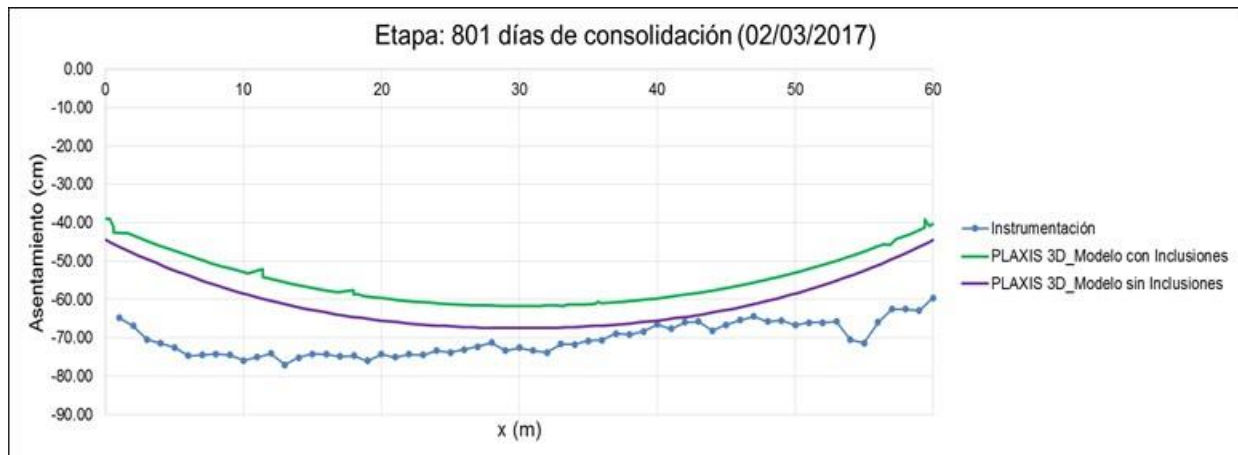


Fig. 4.1.10.65. Asentamiento a los 801 días del término de la construcción

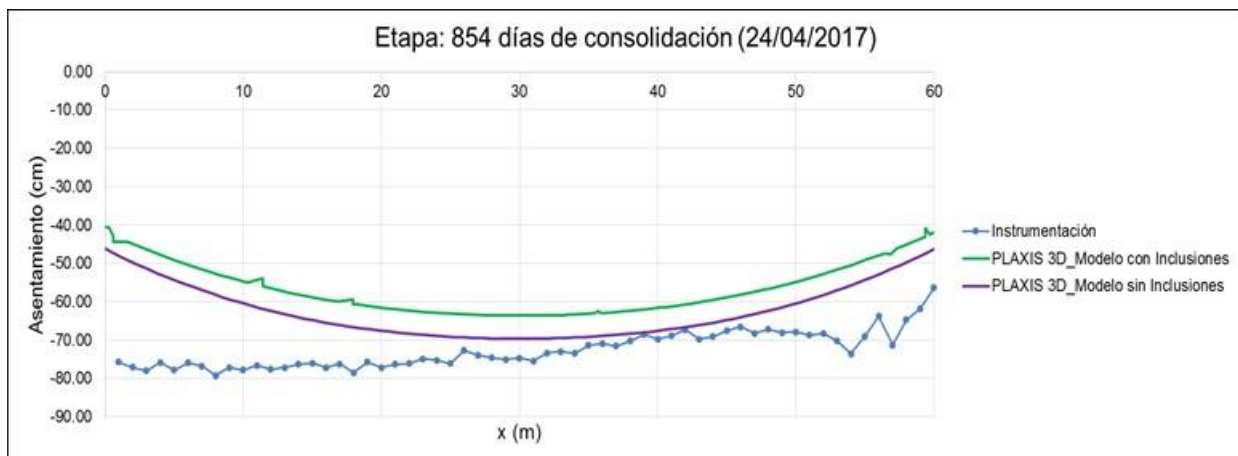


Fig. 4.1.10.66. Asentamiento a los 854 días del término de la construcción

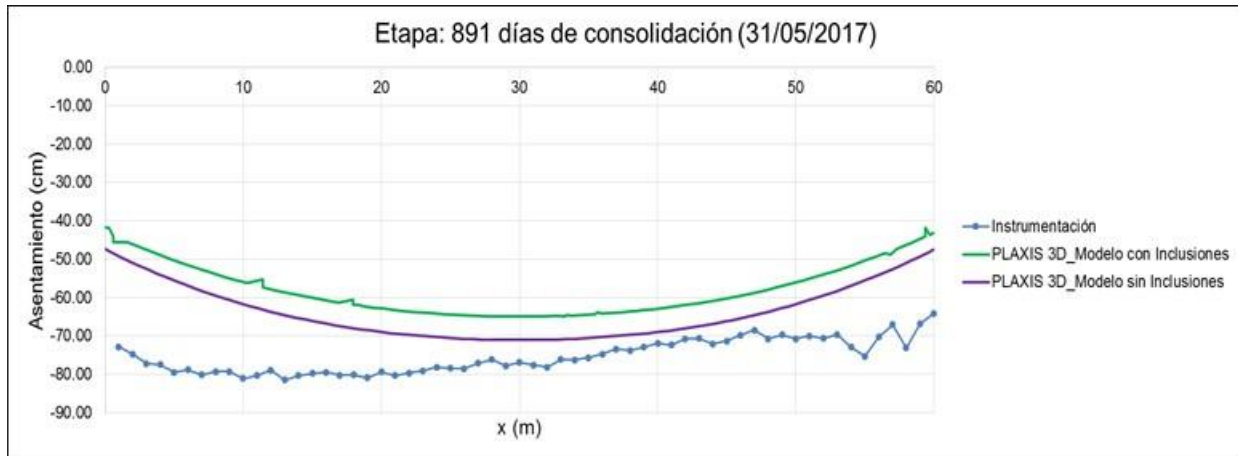


Fig. 4.1.10.67. Asentamiento a los 891 días del término de la construcción

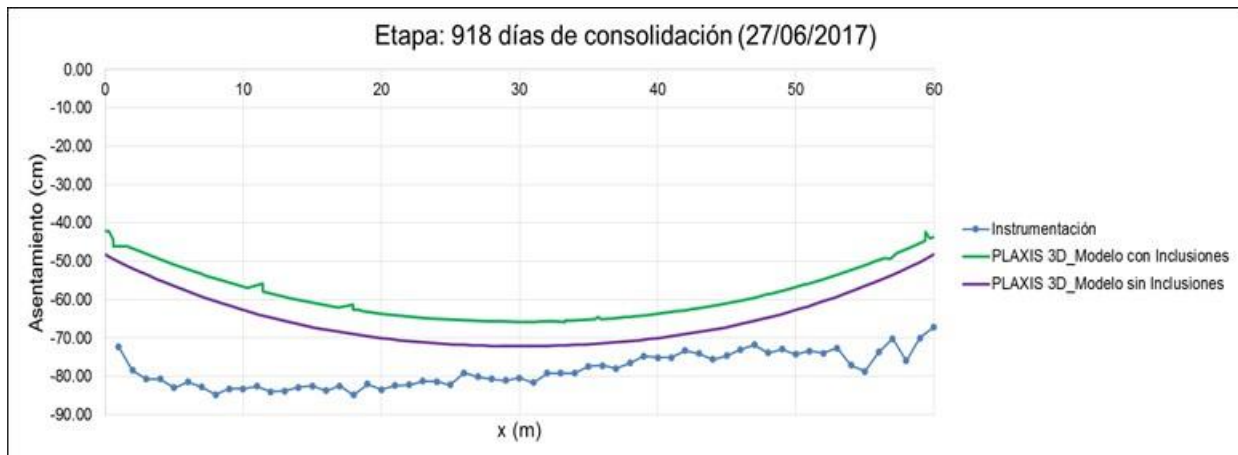


Fig. 4.1.10.68. Asentamiento a los 918 días del término de la construcción

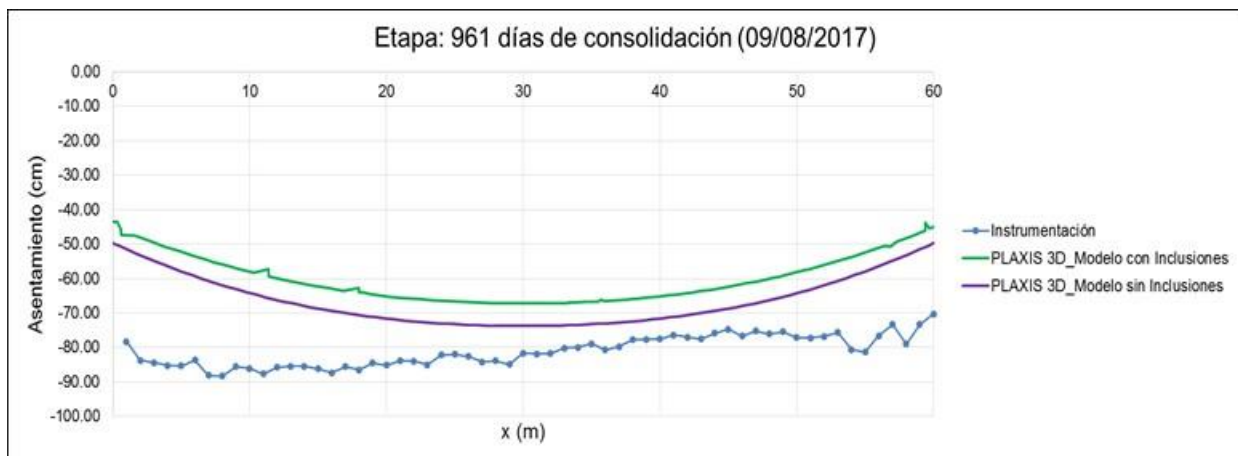


Fig. 4.1.10.69. Asentamiento a los 961 días del término de la construcción

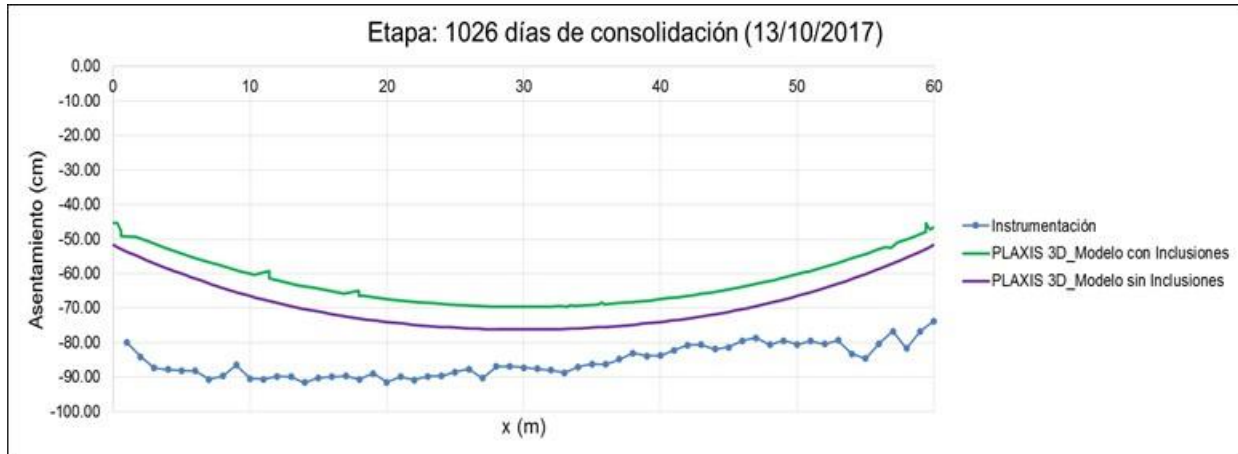


Fig. 4.1.10.70. Asentamiento a los 1026 días del término de la construcción

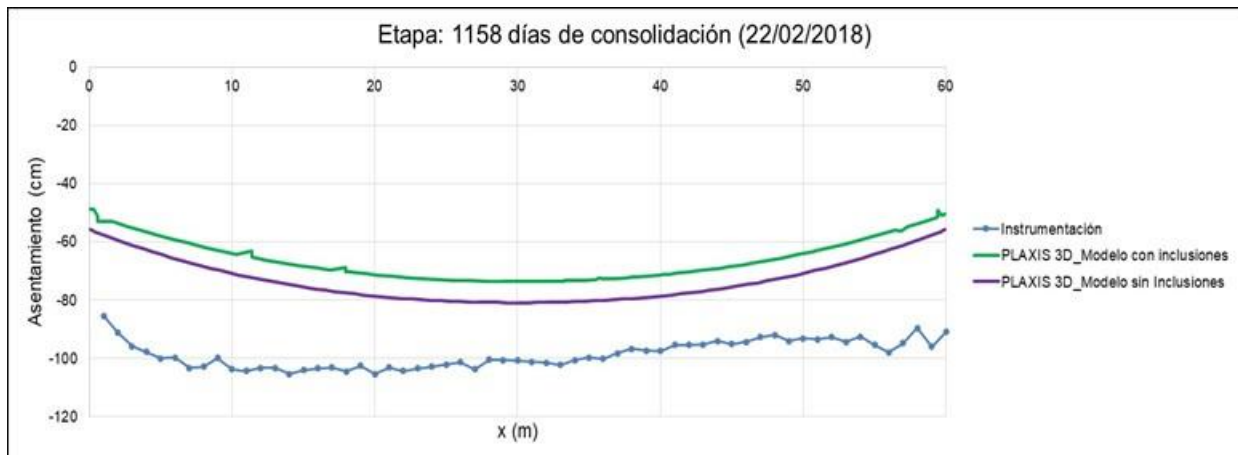


Fig. 4.1.10.71. Asentamiento a los 1158 días del término de la construcción

Estimación de los asentamientos a mediano y largo plazo

Una vez calibrado el modelo numérico, se realizaron predicciones de los asentamientos relativos futuros debidos a las sobrecargas superficiales impuestas por la losa y el terraplén al suelo con y sin inclusiones. En la Fig. 4.1.10.72 se presenta la estimación de la evolución de los asentamientos a 50 años de la Plataforma B mediante el programa Plaxis 3D. Los resultados muestran un asentamiento aproximado de 372 cm para el terraplén con inclusiones y 387 cm sin inclusiones, al centro de la sección, a los 50 años del término de la construcción de la Plataforma B. No obstante, a dichos asentamientos deberán sumarse los generados por hundimiento regional.

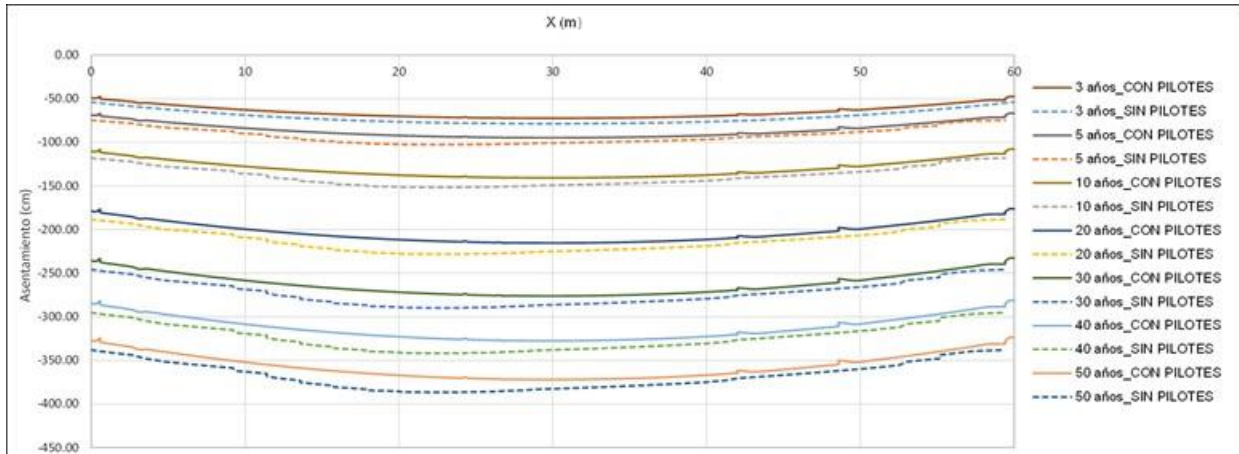


Fig. 4.1.10.72. Estimación de la evolución de los asentamientos a 50 años

Es importante considerar que estos cálculos son aplicables únicamente al sitio de la Plataforma B, para otros sitios en el que se pretendiera utilizar esta solución será necesario realizar la calibración del modelo geotécnico particular y evaluar la evolución de los asentamientos para la vida útil estimada de estas estructuras.

4.1.10.3 *Visitas de campo*

El 22 de junio de 2017 se realizó una visita de campo a la Plataforma B de Postensa con el fin de observar su evolución (Figs. 4.1.10.73 a 4.1.10.78).



Fig. 4.1.10.73. Visita técnica del 22 de junio de 2018



Fig. 4.1.10.74. Visita técnica del 22 de junio de 2018 (evolución de grietas)



Fig. 4.1.10.75. Visita técnica del 22 de junio de 2018 (evolución de grietas)



Fig. 4.1.10.76. Visita técnica del 22 de junio de 2018



Fig. 4.1.10.77. Visita técnica del 22 de junio de 2018 (aparición de grietas en la plantilla en extremo sur-oriente)



Fig. 4.1.10.78. Visita técnica del 22 de junio de 2018

4.1.10.4 Conclusiones y recomendaciones

Los resultados numéricos reportados en este inciso corresponden a estimaciones del comportamiento (con base en el estado actual de las mediciones y de los ensayos de campo y laboratorio disponibles hasta enero de 2018) que ha experimentado el suelo sobre el cual se construyó la Plataforma Postensada B. Por lo cual, no se considera adecuado hacer extrapolaciones de su comportamiento bajo condiciones geotécnicas diferentes. En dicho caso será necesario realizar nuevos análisis detallados que permitan llevar a cabo predicciones de asentamientos y variación de las condiciones piezométricas del suelo debido a las cargas que impone la plataforma.

Es necesario continuar con las observaciones del comportamiento de la Plataforma Postensada B para afinar los modelos de predicción e incluso validar sus hipótesis. De esta manera se podrá tener una mayor certeza en los cálculos y se podrán hacer estimaciones futuras del comportamiento de dicha plataforma.



4.1.10.5 Referencias

II-UNAM (2016). Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” . Informe Final presentado a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México. Diciembre.

Rodriguez, J. (2010). “Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México”. Tesis de Doctorado. Universidad Nacional Autónoma de México.



4.1.11 Revisión de la instrumentación geotécnica y métodos de ensayos de laboratorio

El II-UNAM como parte del convenio con el GACM participa activamente en la revisión, calibración y verificación de los sensores geotécnicos usados para el monitoreo de distintas variables que determinan el comportamiento de las obras de ingeniería tanto de las Obras del Lado Aire (OLAs) como de las Obras del Lado Tierra (OLTs) Este monitoreo sirve de soporte fundamental al Método Observacional (MO) con el que se juzga el mejoramiento del subsuelo bajo las zonas tratadas de las OLAs tales como las pistas 2 y 3. Así mismo, es muy útil para verificar las previsiones de diseño y de estabilidad de las OLTs, como el ETP y la TCTA.

Cada sensor trae de fábrica su calibración correspondiente; sin embargo, a fin de adoptarla para la altitud del Valle de México, y registrarlos con el equipo de medición disponible, se ha considerado pertinente llevar a cabo la recalibración local de cada sensor; tal tarea la efectúa personal de CFE en su laboratorio de metrología. El II-UNAM reconoce la gran importancia que tiene el contar con mediciones confiables y con la precisión suficiente de las variables con que se miden y juzgan los procedimientos de mejoramiento del subsuelo para las OLAs, o bien el comportamiento y seguridad de las OLTs. Así pues, para dar certidumbre a todo este proceso y enfoque, el II-UNAM ha establecido los protocolos a los que deben sujetarse las calibraciones locales. Así mismo, el personal del II-UNAM realiza en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, una calibración adicional a una muestra representativa y aleatoria de 5 a 10% de todos los sensores que se colocan en el predio, A continuación se describen los procedimientos de estas actividades

4.1.11.1 Verificación y revisión de instrumentos usados en pistas

Celdas de presión

La instrumentación propuesta por el II-UNAM para el monitoreo de las presiones verticales sobre el terreno ejercidas por el terraplén de tezontle y la precarga de las pistas 2 y 3, se conforma por celdas de presión. Por ello, el II-UNAM realizó un conjunto de verificaciones a algunos de estos sensores para establecer si las condiciones locales y de apoyo afectan dichos parámetros.

Las verificaciones fueron de suma importancia ya que las allí instaladas tienen una capacidad de hasta 700 kPa, y se estima que el rango en el cual trabajarán es de cero a 80 kPa. Por tal razón, se requiere conocer la resolución de éstas.



Fig. 4.1.11.1. Verificación de celdas de presión con arena y pesos muertos.

Sin embargo, la forma que resultó idónea fue haciendo uso de un elemento que aseguró la uniformidad de la carga sobre el área sensible, mismo que se elaboró con neopreno cuya rigidez hace que las deformaciones laterales sean mínimas ante las cargas que se han de aplicar sobre él, ver Fig. 4.1.11.2 y con un marco de carga. Detalles de estas verificaciones se muestran en la Nota Técnica No. G-13. “Verificación de algunas celdas de presión a instalarse bajo el cuerpo del terraplén de las pistas 2 y 3 del NAICM.”

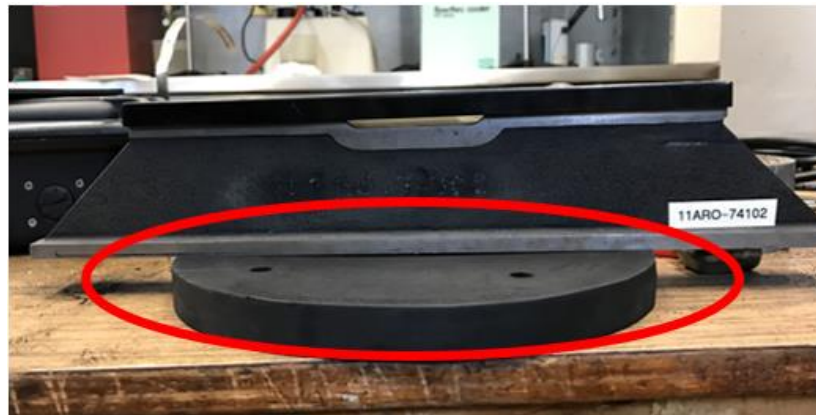


Fig. 4.1.11.2. Elemento de neopreno para asegurar la carga en toda el área sensible

Luego de analizar los resultados se concluyó que las constantes de calibración brindadas por el fabricante no son válidas cuando las celdas trabajan a bajos valores de presiones, como las que se presentarán durante la vida útil del proyecto, de cero a 80 kPa.



Piezómetros eléctricos

Adicionalmente, se llevó a cabo la verificación de 10 piezómetros eléctricos. El sistema usado para ello se muestra en la Fig. 4.1.11.3 y se detalla en la Nota Técnica G-8. “Verificación de 10 piezómetros a instalarse en las secciones de instrumentación de pistas 2 y 3 del NAICM.”

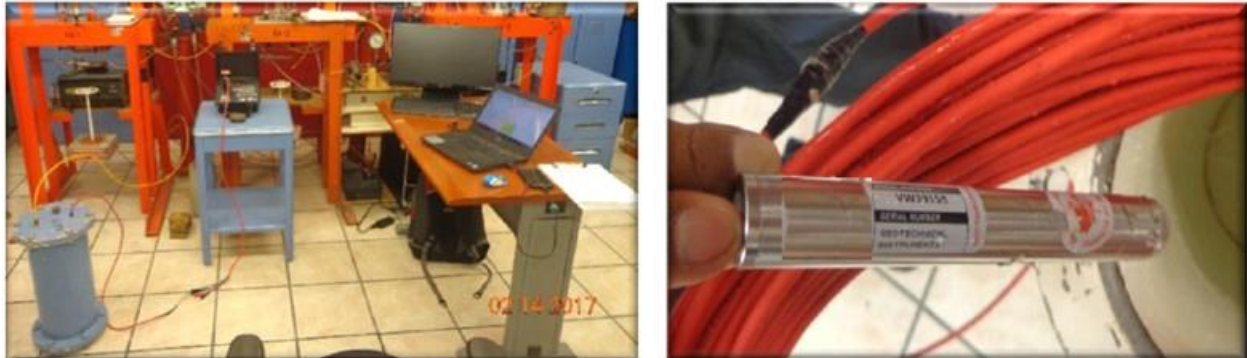


Fig. 4.1.11.3. Sistema de verificación de piezómetros eléctricos

La Tabla 4.1.11.1 muestra los resultados obtenidos tras la verificación de algunos de los piezómetros usados en la instrumentación de la pista 2 y 3. Comparando allí las constantes obtenidas por el II-UNAM y las ofrecidas por el fabricante RST.

Tabla 4.1.11.1. Resultados de la verificación de los piezómetros

Piezómetro			CONSTANTES						CRITERIO DE CAMPO					
Número	Serie	Capacidad kPa	RST (Fábrica)			II UNAM (Laboratorio)			RST			II UNAM		
			A	B	C	A	B	C	C	Pendiente	ordenada	C	Pendiente	ordenada
1	VW39152	350	-3.305E-07	-9.156E-02	814.870	-4.697E-07	-8.882E-02	818.170	830.767	1.001	-0.860	817.395	1.000	-0.555
2	VW39154	350	-1.540E-07	-9.110E-02	845.710	-4.775E-07	-8.551E-02	841.275	864.455	1.008	-1.409	840.489	1.000	-0.668
3	VW39155	350	2.826E-08	-9.173E-02	796.480	-4.809E-07	-8.378E-02	786.584	816.148	1.009	-2.017	785.789	1.000	-0.695
4	VW39158	350	1.273E-07	-1.002E-01	893.250	1.743E-08	-9.744E-02	895.600	910.525	1.012	-1.657	894.070	1.000	-1.471
5	VW39159	350	3.347E-07	-1.027E-01	895.800	4.506E-07	-1.042E-01	918.800	914.704	1.002	0.168	918.976	1.000	-0.068
6	VW39386	700	2.433E-07	-1.708E-01	1594.600	7.694E-07	-1.794E-01	1647.370	1614.054	1.001	0.794	1647.471	1.000	0.245
7	VW39387	700	-6.762E-07	-1.832E-01	1758.200	2.701E-07	-1.975E-01	1826.620	1775.543	1.007	0.285	1826.180	1.000	-0.446
8	VW39388	700	-4.688E-07	-1.619E-01	1557.400	3.728E-08	-1.730E-01	1631.390	1572.626	0.984	1.511	1632.813	1.001	1.024
9	VW39390	700	5.117E-07	-1.891E-01	1697.700	-1.255E-06	-1.640E-01	1623.250	1704.459	0.982	-1.546	1623.106	1.000	-0.074
10	VW39391	700	-6.192E-07	-1.709E-01	1676.700	3.654E-07	-1.893E-01	1773.520	1687.187	0.989	0.992	1773.357	1.000	0.144

Tras lo anterior, se concluyó que las constantes “A”, “B” y “C” eran muy similares a las que proporcionó el fabricante. Se recomendó que para obtener mejores resultados en las presiones calculadas era necesario calcular la constante “C”, de cada instrumento, en el sitio de instalación. Al calcular las presiones con las constantes “A” y “B” obtenidas por el



fabricante y con las obtenidas en el laboratorio, pero con la “C” calculada con el método de campo, la diferencia con respecto a la presión aplicada es menor a 3 kPa, por lo cual su uso es confiable para la aplicación que tendría en el predio del NAICM.

De igual forma, el II-UNAM realizó la verificación de tres piezómetros eléctricos de tipo cuerda vibrante, dos de ellos hincables, que se usarán en la zona de la pista 6. El sistema usado para ello, así como los tipos de instrumentos verificados se muestran en la Fig. 4.1.11.4.



Fig. 4.1.11.4. Sistema de verificación y algunos piezómetros eléctricos para pista 6

De los resultados de estas verificaciones, mismos que se resumen en la Tabla 4.1.11.2, se concluyó que el comportamiento de ellos es lineal y que tienen una precisión de 3 kPa, y se recomendó que la constante de C de todos los piezómetros eléctricos a instalar se deben determinar en campo.

Tabla 4.1.11.2. Tabla resumen de verificación de piezómetros eléctricos

Piezómetro			CONSTANTES				A,B, Fábrica con C_{campo}	
			RST (Fábrica)			II UNAM (Laboratorio)		
Número	Serie	Capacidad kPa	A	B	C	C_{campo}	Polinómica	
							Pendiente	ordenada
1	VW48453	700	-1.2376E-07	-0.12110	1055.20	1073.6860	1.0070	0.9465
1	VW48497	700	-8.658E-07	-0.1749	1634.40	1656.0650	1.0029	1.4737
1	VW48318	700	2.969E-07	-0.1148	1007.9000	1028.1555	1.0056	0.5950



4.1.11.2 Instrumentos geotécnicos para la TCTA

El contratista de la construcción de la TCTA propuso e instaló una instrumentación geotécnica que sería monitoreada sólo durante el proceso de excavación y su construcción. Una vez culminada esta etapa quedó inservible ya que gran parte fue cubierta por el tezontle que sirve como relleno.

Teniendo clara la gran relevancia de esta edificación, el IIUNAM propuso una instrumentación geotécnica adicional que no sólo serviría para monitorear el comportamiento del suelo durante la excavación y el proceso constructivo de la cimentación, sino que será muy útil para conocer el comportamiento de la cimentación, tanto de los pilotes como del propio cajón, durante la etapa de operación y vida útil y ante acciones sísmicas y eólicas que sufrirá la torre.

La instrumentación de ARUP consta de:

- Piezómetros eléctricos. Ubicados en el centro de la excavación y en la zona donde se hincaron pilotes, a diferentes profundidades. La verificación de estos sensores se presenta en la Nota Técnica G-35. “Verificación de cinco piezómetros que se instalarán bajo la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM.”
- Nueve inclinómetros. De 25 m de profundidad instalados en la periferia de la excavación.
- Dos bancos de nivel profundos. Propuestos a distintas profundidades.

La instrumentación del II-UNAM consta de:

- Cuatro pozos de observación.
- Seis celdas de carga. Instaladas en la cabeza de seis pilotes, en su conexión con la losa fondo de la cimentación, cuyas verificaciones se indican en la Nota Técnica No. G-45. “Verificación de las celdas de carga a instalarse en la cabeza de seis pilotes de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM.”
- Celdas de presión. Ubicadas sobre el terreno natural, bajo la losa de cimentación. La verificación de estas celdas se presentó en la Nota Técnica de No. G-36. “Verificación de celdas de presión a instalarse bajo la losa de cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM.”



- Tres celdas de presión total lateral hincables. En contacto con el muro exterior del cajón de cimentación. La verificación de estas celdas se muestra en la Nota Técnica No. G-49. “Verificación de tres celdas de presión a instalarse en la zona de Torre de control del NAICM.”
- Cuatro acelerómetros. Se instalarán especialmente para registrar las aceleraciones en distintos puntos de la cimentación de la TCTA ante la presencia de una sollicitación dinámica. Estos acelerómetros serán complementados con algunos adicionales que serán instalados en la súper estructura, mismos que estarán a cargo del área de Estructuras del IIUNAM.
- Ocho distanciómetros. Necesarios para monitorear el comportamiento de cuatro de los aisladores sísmicos con los que cuenta la cimentación de TCTA; tales instrumentos se describen en el inciso 4.4.7.
- Un sistema adquirente de datos. Programado de tal forma que ante la eventualidad de una sollicitación dinámica, éste registre datos cuando se rebese cierto umbral de aceleración en el suelo, guardando así datos de acelerómetros y sensores geotécnicos.

Este sistema adquirente de datos, mismo que estará a cargo del área de Geotecnia del II-UNAM, tiene capacidad para 36 canales. Nueve canales restantes se conectarán a un computador industrial. Es importante mencionar que la adquisición de este sistema por parte del GACM debe ser lo antes posible, para así tener la posibilidad de monitorear el sistema si llegase a ocurrir un sismo durante el proceso constructivo de esta estructura.

Los resultados del monitoreo de la instrumentación hecha por el II-UNAM hasta la fecha y desde iniciada la construcción de la cimentación, se presenta en el inciso 4.4.7.

Ciertos detalles de la cimentación y las propiedades del subsuelo, así como la ubicación de los sensores se presentan en la Nota Técnica No. G-9. “Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.”. Así mismo, en la Nota Técnica No. G-55. “Instalación de distanciómetros para monitorear el movimiento de los aisladores sísmicos de la TCTA.”, se precisan detalles y objetivos de la instalación de los distanciómetros en los aisladores de base. A este respecto, debe reconocerse que esta torre será la estructura más alta sobre cajón y pilotes de fricción hasta ahora construida en el Valle de México, y que además, no se tiene antecedente en esta zona del uso de los aisladores de base, que actualmente están ya instalados.



4.1.11.3 Instrumentos geotécnicos del ETP

Piezómetros eléctricos

A pesar de que la instrumentación geotécnica del ETP está a cargo de ICA, el II-UNAM ha realizado la verificación de algunos de los sensores que allí se han instalado, como se muestra en la Fig. 4.1.11.5. Los resultados de ellos se muestran en la Tabla 4.1.11.3.



Fig. 4.1.11.5. Verificación de piezómetros eléctricos.

Tabla 4.1.11.3. Tabla resumen de verificación de piezómetros eléctricos

Serie	Capacidad kPa	CONSTANTES PROPORCIONADAS POR EL FABRICANTE								Criterio de campo C
		Tk kPa/°C	Li Lec. Cal.	Ti °C	Bi Bar	Polinómica			Lineal	
						A	B	C	CF kPa/por Lec.	
VW43476	350	0.19516	9537	21.8	1009.1	-2.4762E-07	-0.105540	1029.8	0.109490	1045.73
VW43480	350	0.11495	9033	21.1	1019.5	-4.6822E-07	-0.097800	922.87	0.104720	939.33
VW43809	350	0.022194	9680	21.7	1017.8	-3.0573E-07	-0.094343	942.75	0.099204	957.35
VW43829	350	0.33156	9069	22.9	1010.8	-1.886E-07	-0.101370	935.29	0.104170	950.74
VW43841	350	0.35024	9614	22.7	1003.2	-2.2888E-07	-0.098862	975.33	0.102510	986.60
VW43960	350	0.16625	9618	21.9	1018.4	-1.8725E-07	-0.101970	996.67	0.104950	1015.23
VW44000	350	0.36268	9824	22.2	1011.3	-3.6338E-07	-0.094505	965.39	0.100410	981.16

Se concluye que tienen una precisión adecuada, garantizando así que su uso sea confiable para la aplicación que tendrán en el ETP del NAICM.



4.1.11.4 Métodos de ensayos de laboratorio

En este capítulo se describen los ensayos de laboratorio realizados a las muestras inalteradas recuperadas de los sondeos selectivos en las pistas y calles de rodaje, así como los tramos de vacío dren a dren (Pimosa) y vacío con membrana (Menard). El objetivo de estos ensayos es obtener parámetros de interés relacionados con los aspectos geotécnicos para el NAICM. Las muestras ensayadas se extrajeron en la campaña de exploración de 2015-2016, realizada la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015 y 2016).

Personal del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) realizó ensayos para obtener las propiedades índice del suelo, su clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la obtención de sus relaciones volumétricas y gravimétricas, para lo cual se determinaron sus límites de consistencia (líquido y plástico), el contenido de agua natural, la densidad relativa de la fase sólida del suelo y su peso específico.

Como parte de las pruebas mecánicas se realizaron ensayos triaxiales estáticos a desplazamiento controlado en condiciones consolidados no drenados (tipo CU), con consolidación por incrementos. Además, se ejecutaron ensayos de consolidación unidimensional con carga incremental, con saturación por contrapresión previa al ensaye. En cuanto a ensayos dinámicos se llevaron a cabo pruebas de columna resonante con consolidación incremental y triaxial cíclica con consolidación isótropa en condiciones no drenadas, en ambos casos saturando previamente la muestra.

4.1.11.4.1 Relación de muestras ensayadas

La Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2014) está realizando una campaña de exploración que inició a finales del 2014 y terminó en 2016 y durante este tiempo ha enviado al IIUNAM muestras inalteradas de suelo, de profundidades que van de 2.00 a 70.00 m. Todas las muestras venían en tubo Shellby (de 4” de diámetro), de acero dulce, cubiertas con cera y brea en los extremos, para evitar la evaporación del agua. De las muestras recibidas se realizaron en esta etapa del proyecto los siguientes ensayos (ver detalle en la Tabla 4.1.11.4.1):

- 22 determinaciones de propiedades índice y clasificación SUCS.
- 9 determinaciones de variación espacial del contenido de agua.
- 21 ensayos estáticos tipo CU en compresión con medición de presión de poro.
- 24 ensayos de consolidación unidimensional con carga incremental en suelos saturados, utilizando la Celda Rowe.



- 15 ensayos dinámicos utilizando la columna resonante.
- 2 ensayos dinámicos utilizando cámara triaxial cíclica.

Tabla 4.1.11.4.1 Relación de muestras y ensayos realizados

RELACIÓN DE ENSAYES DE LABORATORIO EJECUTADOS													
DATOS DE INVENTARIO					PROPIEDAD ÍNDICE					PROPIEDADES MECÁNICAS			
Sondeo	Muestra	Profundidad		Recuperación	w _L	w _p	G _s	w _{rejilla}	w	Tx. Estática	Tx. Cíclica	Col. Resonante	Celda Rowe
		Inicial m	Final m										
TBH-07	28	13.20	13.80	0.60							TC2 ✓	CR3 ✓	
	48	23.10	23.70	0.60							TC2 ✓	CR3 ✓	
SM-44	16	8.65	9.25	0.60								CR3 ✓	
	31	16.15	16.75	0.60								CR3 ✓	
	45	23.35	23.95	0.60								CR3 ✓	
SM-07	15	7.05	7.65	0.61								CR3 ✓	
	65	30.90	31.40	0.40								CR1 ✓	
TBH-334	4	2.50	3.10	0.61								CR3 ✓	
	25	12.85	13.45	0.61								CR3 ✓	
SM-33	3 B15	9.00	9.60	0.60									CRw2 ✓
	6 B15	17.20	17.80	0.60									CRw1 ✓
	9 B15	29.50	30.10	0.61									CRw2 ✓
TBH-340	8A	6.80	7.40	0.60									CRw1 ✓
	27A	16.85	17.45	0.60									CRw2 ✓
	46A	26.90	27.50	0.54									CRw1 ✓
TBH-323	11	4.95	5.55	0.61									CRw2 ✓
	27	12.75	13.35	0.61									CRw1 ✓
	40	19.20	19.80	0.56	✓	✓	✓	✓	✓	ELE 3 ✓			CRw2 ✓
TBH-431	14	6.30	6.90	0.60	✓	✓	✓	✓	✓	ELE 3 ✓			CRw1 ✓
	23	10.65	11.25	0.60	✓	✓	✓	✓	✓	ELE 4 ✓			CRw2 ✓
	58	26.90	27.40	0.60	✓	✓	✓	✓	✓	ELE 3 ✓			CRw1 ✓
TBH-212	12	5.40	6.00	0.61	✓	✓	✓	✓	✓	ELE 3 ✓			CRw1 ✓
	26	12.30	12.90	0.60	✓	✓	✓	✓	✓	ELE 3 ✓			CRw2 ✓
	44	21.00	21.60	0.60						ELE 3 ✓			CRw1 ✓
SM-12	3	5.00	5.60	0.60	✓	✓	✓	✓	✓	ELE 3 ✓			CRw1 ✓
	6	15.50	16.10	0.60	✓	✓	✓	✓	✓	ELE 4 ✓			CRw2 ✓
	9	24.75	25.55	0.50						ELE 3 ✓			CRw1 ✓
SM-30	1	3.50	4.10	0.60	✓	✓	✓		✓	ELE 3 ✓			
	5	19.60	20.50	0.60	✓	✓	✓		✓	ELE 3 ✓			
SM-TP-27	16	7.95	8.55	0.60	✓	✓	✓		✓	ELE 3 ✓			
	33	15.90	16.50	0.60	✓	✓	✓		✓	ELE 4 ✓			
SS-02 (Menard)	tubo 1/3	1.90	2.10	0.20	✓	✓	✓		✓	ELE 4 ✓		CR3 ✓	CRw2 ✓
	tubo 2/3	4.90	5.10	0.20	✓	✓	✓		✓	ELE 3 ✓		CR1 ✓	CRw1 ✓
	tubo 6/3	10.50	10.70	0.20	✓	✓	✓		✓	ELE 4 ✓			
	tubo 6/5	10.90	11.10	0.20	✓	✓	✓		✓	ELE 3 ✓		CR3 ✓	CRw2 ✓
	tubo 8/5	16.50	16.70	0.20	✓	✓	✓		✓	ELE 3 ✓		CR3 ✓	CRw1 ✓
	tubo 10/3	19.80	20.00	0.20	✓	✓	✓		✓	ELE 3 ✓		CR3 ✓	
	tubo 14/4	26.90	27.10	0.20	✓	✓	✓		✓	ELE 3 ✓		CR3 ✓	CRw2 ✓
BH-1 (Pimosa)	tubo 1/4	2.10	2.30	0.20			✓		✓				CRw1 ✓

Donde:

Propiedades índice:

Equipos para ensaye:

w_L Límite líquido
w_p Límite plástico
G_s Densidad relativa de sólidos
w Contenido de agua

ELE Equipo triaxial cíclico marca ELE
CRw Celda Rowe (consolidómetro neumático)
CR Columna resonante
✓ Ensaye ejecutado



4.1.11.4.2 Propiedades índice

De las muestras de suelo para las que se labraron probetas que se ensayaron mecánicamente, se tomaron recortes del material periférico a la muestra, con las cuales se determinaron las propiedades índice. De estos resultados se determinó que el contenido de agua varió entre 90 y 366%, el límite líquido entre 128 y 348% y el plástico entre 42 y 92%, con lo cual los materiales se clasifican como *CH-Arcilla de alta plasticidad* o *MH-Limo de alta plasticidad*. Los valores de relación de vacíos estuvieron entre 2.7 y 12.1, y los grados de saturación para las muestras de la zona de pistas y calles de rodaje entre 95 y 100%, saturados, mientras que para las muestras de los tramo de vacío dren a dren (Pimosa) y vacío con membrana (Menard) se encontraron entre 96 y 100%, saturados, excepto la muestra del sondeo BH-1, que tuvo un grado de saturación de 88%. En la tabla 4.1.11.4.2 se muestran los resultados para cada una de las muestras ensayadas.

Tabla 4.1.11.4.2 Propiedades índice y volumétricas de los materiales ensayados

Sondeo	Muestra	Profundidad		Recuperación	w _L	w _P	PI	LI	G _s	w	e	G _w	γ _m
		Inicial	Final										
		m	m	m	%	%	%			%		%	kg/m ³
TBH-323	40	19.20	19.80	0.60	249.00	56.69	192.30	0.543	3.21	161.12	5.38	96.3	1316
	14	6.30	6.90	0.60	308.30	78.03	230.27	0.960	2.71	299.12	8.35	96.61	1159
TBH-431	23	10.65	11.25	0.60	243.93	74.14	169.79	0.814	2.73	212.43	5.88	96.61	1241
	58	26.90	27.40	0.60	167.16	42.04	125.12	0.686	2.79	127.84	3.67	97.31	1363
TBH-212	12	5.40	6.00	0.60	347.64	77.64	270.00	1.032	3.00	356.22	10.93	97.86	1148
	26	12.30	12.90	0.60	236.43	48.55	187.88	0.873	3.19	212.63	6.96	97.25	1251
	44	21.00	21.60	0.60	179.92	42.70	137.22	0.983	3.23	177.52	5.87	97.85	1308
SM-12	3	5.00	5.60	0.60	274.05	59.57	214.47	1.430	3.17	366.25	12.09	96.00	1129
	6	15.50	16.10	0.60	-----	-----	-----	-----	2.64	137.01	3.82	95.02	1297
SM-30	9	24.75	25.55	0.30	229.95	60.52	169.43	0.890	2.58	211.23	5.41	100.00	1254
	1	3.50	4.10	0.60	333.40	58.94	274.46	0.984	3.06	329.06	10.29	97.88	1163
SM-TP-27	5	19.60	20.50	0.60	280.25	43.49	236.76	0.686	3.03	206.01	6.42	97.35	1251
	16	7.95	8.55	0.60	323.91	91.69	232.22	0.983	2.89	292.14	8.54	98.98	1189
SM-TP-27	33	15.90	16.50	0.60	331.98	68.21	263.77	0.758	3.17	268.13	8.62	98.47	1211
	SS-02 (Menard)	tubo 1/3	1.90	2.10	0.20	128.02	52.46	75.56	0.694	2.69	104.92	2.92	97.41
tubo 2/3		4.90	5.10	0.20	332.14	79.70	252.44	0.692	3.02	229.07	7.21	96.08	1212
tubo 6/3		10.50	10.70	0.20	253.54	56.69	196.85	1.309	2.58	314.39	7.98	100.00	1188
tubo 6/5		10.90	11.10	0.20	324.72	41.88	282.84	0.981	2.76	319.25	8.90	99.12	1170
tubo 8/5		16.50	16.70	0.20	244.86	51.63	193.24	0.846	2.96	215.13	6.55	97.17	1235
tubo 10/3		19.80	20.00	0.20	275.96	65.89	210.08	0.792	2.99	232.23	6.94	99.99	1251
BH-1 (Pimosa)	tubo 14/4	26.90	27.10	0.20	280.59	52.61	227.98	0.698	3.17	211.79	6.93	96.81	1246
	tubo 1/4	2.10	2.30	0.20	-----	-----	---	-----	2.67	90.11	2.74	87.84	1367

DONDE:

w_L Límite líquido

w_P Límite plástico

PI Índice de plasticidad

G_s Densidad relativa de sólidos

w Contenido de agua

e Relación de vacíos

G_w Grado de saturación

γ_m Peso específico del suelo

LI Índice de liquidez

Adicionalmente, se determinó el contenido de agua en rebanadas de suelo cortadas de forma transversal de la muestra extraídas del tubo shelby, éstas se dividen en 16 partes, como se muestra en la Fig. 4.1.11.4.1. Dichas determinaciones se realizaron en 9 muestras y los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 4.1.11.4.3.

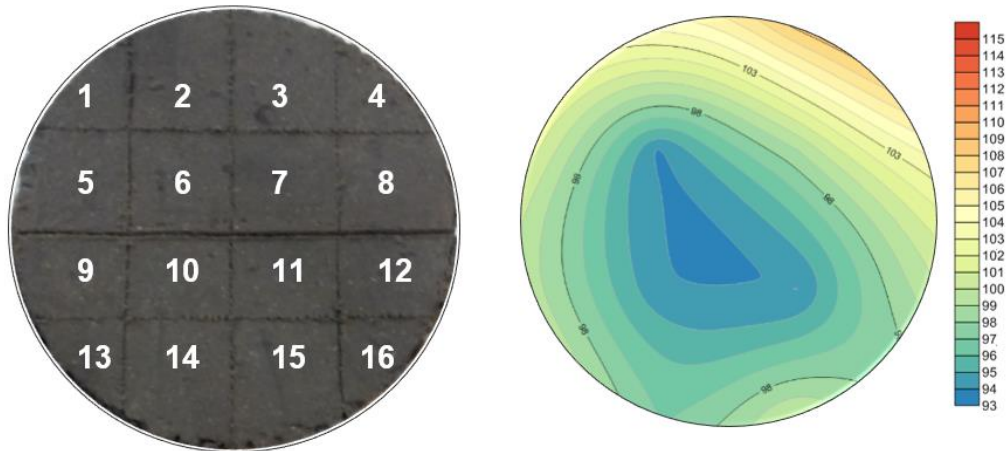


Fig. 4.1.11.4.1 Distribución de contenido de agua en una rebanada de suelo. Zona de edificios Sondeo SS-01 muestra M7 Prof.: 29.40 - 30.00 m.

En la tabla 4.1.11.4.3 se muestra la variación de los contenidos de agua y el valor promedio de cada muestra estudiada, así como su desviación estándar. Se puede apreciar claramente que dentro de un mismo horizonte se pueden tener diferencias respecto al valor máximo obtenido entre el 11% y el 70% para las muestras ensayadas.

Para una de las muestras ensayadas la diferencia entre los valores máximo y mínimo de contenido de agua es más de 150%, como es el caso de la muestra M14 del sondeo TBH-431. La muestra antes mencionada es superficial, cuya profundidad es 6.30 a 6.90 m y presenta una desviación estándar de 93.0.

Se aprecia que conforme la profundidad de la muestra aumenta, el valor de la desviación estándar disminuye, esto se observa en el caso de las muestras de los sondeos TBH-431, TBH-12 y SM-12 lo que indica que hay mayor homogeneidad en el contenido de agua en muestras más profundas.



Tabla 4.1.11.4.3 Variación espacial del contenido de agua

Contenido de agua w% No.	Contenido de agua, w % en muestras transversales								
	TBH-431 M14	TBH-431 M23	TBH-431 M58	TBH-212 M12	TBH-212 M26	TBH-212 M44	SM-12 M3	SM-12 M3	SM-12 M6
1	113.2	200.0	124.4	357.1	214.3	135.7	333.3	358.8	320.0
2	376.7	184.4	129.6	357.1	219.6	137.5	331.8	323.1	308.6
3	365.4	176.6	130.4	375.0	222.2	146.0	323.8	352.0	309.1
4	333.3	178.3	118.5	381.3	221.4	141.7	360.0	337.5	300.0
5	207.3	198.1	130.2	344.4	223.3	136.1	335.0	345.2	310.3
6	360.9	176.1	133.3	352.6	227.8	138.6	314.3	361.9	312.0
7	165.6	183.0	132.2	400.0	224.3	138.3	328.6	361.9	310.7
8	190.6	187.5	133.9	337.5	225.5	146.3	332.0	328.6	306.7
9	357.1	208.2	128.1	318.7	209.6	140.4	338.1	344.4	313.8
10	371.4	174.4	127.9	295.7	225.6	147.5	345.0	323.8	315.4
11	338.1	164.6	129.2	327.3	226.3	152.3	350.0	351.9	306.3
12	352.2	188.7	132.1	362.5	131.2	135.3	347.8	347.6	310.0
13	357.9	214.8	123.1	304.5	200.0	135.9	325.0	350.0	306.3
14	139.3	189.6	130.6	350.0	210.2	145.3	314.3	346.2	311.5
15	321.9	181.5	127.9	370.4	214.3	142.4	342.9	346.2	336.4
16	190.9	217.9	124.2	380.0	245.5	139.5	318.2	333.3	315.4
$W_{promedio}$	283.9	189.0	128.5	350.9	215.1	141.2	333.8	344.5	312.0
W_{min}	113.2	164.6	118.5	295.7	131.2	135.3	314.3	323.1	300.0
W_{max}	376.7	217.9	133.9	400.0	245.5	152.3	360.0	361.9	336.4
σ	93.0	14.6	4.0	27.8	23.7	4.9	12.7	11.9	7.7

Donde:

- $W_{promedio}$ Contenido de agua promedio, %
- W_{max} Contenido de agua máximo, %
- W_{min} Contenido de agua mínimo, %
- σ Desviación estándar

4.1.11.4.3 Ensayes mecánicos

Para la ejecución de los ensayos mecánicos fue necesario realizar la calibración y verificación de cada uno de los sensores instalados en los equipos que se utilizaron. En cada ensaye se sigue un estricto procedimiento que garantiza la correcta ejecución de la prueba, lo cual permite validar los resultados. En seguida se describen de forma general la calibración y procedimiento de ensaye que se llevaron a cabo.

4.1.11.4.3.1 Calibraciones

La instrumentación de cada una de las cuatro cámaras triaxiales ELE está compuesta por una celda de carga sumergible OMEGADYNE, modelo LCUW-250, con un rango de 0–250 lbs (\approx 0-125 kg); tres sensores de presión DRUCK LTD modelo PDCR 810, con un rango de 7 bars (\approx 7 kg/cm²), empleados para medir la presión confinante, contrapresión y presión de poro de la muestra; un transductor de cambio volumétrico modelo 27-1641, con un rango de 80 cm³; y un sensor de desplazamiento tipo LVDT,



modelo E1000, para monitorear el desplazamiento axial, de ± 1 ” de carrera total (≈ 50 mm de carrera total). Las constantes de calibración de los sensores se muestran en la Tabla 4.1.11.4.4.

Cada una de las dos Celdas Rowe tienen instalados tres sensores de presión modelo DCR4020, con un rango de medición de 0 a 100 psi (≈ 0 a 7.5 kg/cm²) para medir la presión axial, la contrapresión y la presión de poro, además de un sensor de desplazamiento tipo LVDT modelo PCA 116-300, de $\pm 1/3$ ” (≈ 16 mm de carrera total). Estos sensores, al igual que los instalados en los equipos triaxiales, se calibraron en el rango de operación. Los resultados se muestran en la Tabla 4.1.11.4.5.

Tabla 4.1.11.4.4 Parámetros de calibración de los equipos triaxiales ELE.

Sensor	Unidades de calibración	Triaxial ELE 1		Triaxial ELE 2		Triaxial ELE 3		Triaxial ELE 4	
		Pendiente	Ordenada	Pendiente	Ordenada	Pendiente	Ordenada	Pendiente	Ordenada
		<i>m</i>	<i>b</i>	<i>m</i>	<i>b</i>	<i>m</i>	<i>b</i>	<i>m</i>	<i>b</i>
Carga	kg	11.2674	-0.0968	7.4754	-0.5637	15.204	-0.3088	15.2040	-0.3088
Esfuerzo de confinamiento	kg/cm ²	1.4106	0.0469	1.415	0.1186	1.3968	-0.0359	1.4355	-0.0291
Esfuerzo de contrapresión	kg/cm ²	1.4191	-0.0319	1.4099	0.0293	1.4027	0.0422	1.4395	-0.0157
Presión de poro	kg/cm ²	1.4201	0.0125	1.4266	0.0436	1.435	0.1155	1.4498	-0.0004
Cambio de volumen	cm ³	23.3537	50.0992	26.4486	44.8682	-22.6119	32.6071	-22.7520	30.7650
Desplazamiento	mm	4.0168	0.2577	3.8022	-0.0107	3.7921	0.0478	3.8348	-0.0943

Tabla 4.1.11.4.5 Parámetros de calibración de las celdas Rowe.

Sensor	Unidades de calibración	Celda Rowe 1		Celda Rowe 2	
		Pendiente	Ordenada	Pendiente	Ordenada
		<i>m</i>	<i>b</i>	<i>m</i>	<i>b</i>
Esfuerzo axial	kg/cm ²	0.9429	-0.0034	0.6986	-0.0056
Esfuerzo de contrapresión	kg/cm ²	0.9359	-0.0052	0.8309	-0.006
Presión de poro	kg/cm ²	0.9425	-0.0039	0.6987	-0.0023
Desplazamiento	mm	0.7768	0.0991	0.8241	0.3793

4.1.11.4.3.2 Procedimiento de ensaye

Enseguida se describe de forma general el procedimiento de ensaye de las pruebas triaxiales y de consolidación.

4.1.11.4.3.2.1 Cámara triaxial ELE

La cámara triaxial ELE permite realizar ensayos estáticos y dinámicos a desplazamiento o esfuerzo controlado en especímenes de 8.5 cm de altura y 3.5 cm de diámetro. El sistema se encuentra automatizado para ejecutar ensayos tipo compresión no confinada

(UC), no consolidada no drenada (UU), consolidada no drenada (CU) y consolidada drenada (CD). En la Fig. 4.1.11.4.2 se muestra una fotografía del sistema.

El procedimiento de los ensayos en especímenes de suelo con la cámara triaxial ELE se resumen en cuatro etapas generales: montaje, saturación, consolidación isotrópica y falla a deformación controlada del espécimen.

Previamente realizado el esquema de ensayos de laboratorio se identificada la muestra, se extrae del tubo shelby, se labra un espécimen de suelo de 8.5 cm de altura y 3.5 cm de diámetro, se registran las dimensiones iniciales del espécimen y se toman dos testigos (de los recortes cercanos a la probeta) para determinar el contenido de agua inicial de la probeta. Al espécimen se le colocan filtros de papel en las caras superior e inferior, además de uno perimetral en forma de rejilla, con el objetivo de facilitar la saturación.

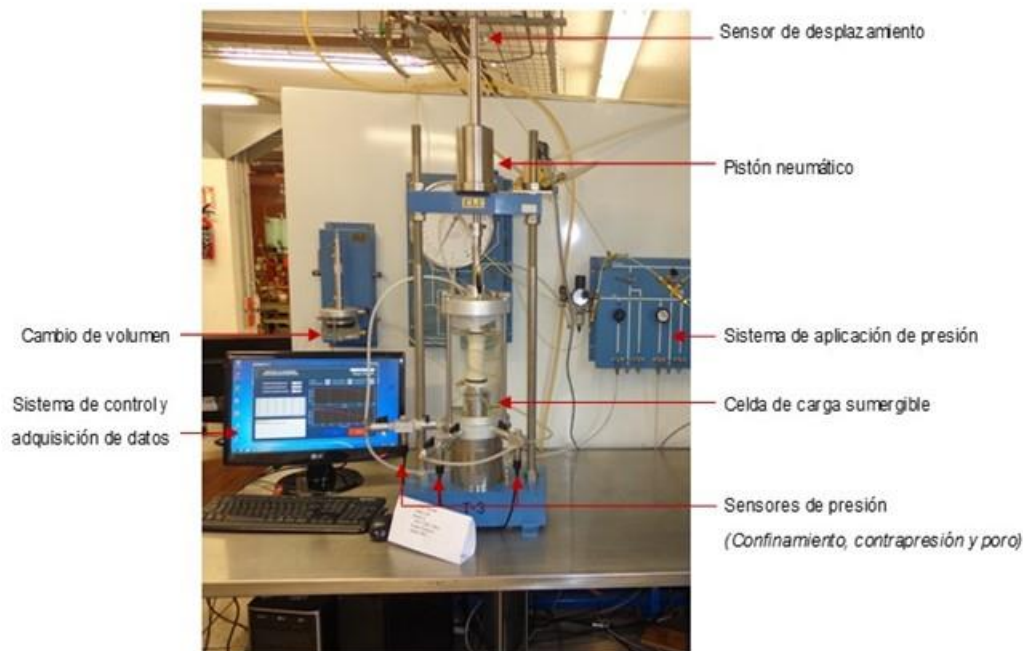


Fig. 4.1.11.4.2 Cámara triaxial ELE.

Para realizar el montaje, previamente se saturan las líneas de drenaje de la cámara triaxial para garantizar que no tenga burbujas de aire atrapadas y se verifican las condiciones iniciales de todos los sensores. Acto seguido se coloca el espécimen de suelo en el pedestal, posteriormente se coloca el cabezal y una membrana de látex, que funciona como interfaz entre la probeta y el elemento confinante (agua destilada).



Una vez montada la probeta de suelo en la cámara triaxial estática, se inicia la etapa de saturación por contrapresión, aplicando incrementos de presión confinante y contrapresión, de tal forma que el esfuerzo efectivo aplicado a la probeta sea de (10 kPa $\approx 0.10 \text{ kg/cm}^2$) en todos los incrementos.

Ya saturado el espécimen se mide el parámetro B de Skempton, aplicando un incremento de esfuerzo de confinamiento ($\Delta\sigma_3$), sin permitir el drenaje y se registra el incremento en la presión de poro (Δu). La B de Skempton se obtiene con la relación de incremento de presión de poro entre el de confinamiento (Ec. 4.1.11.4.1). Cuando $B \geq 0.96$ se considera que la probeta de suelo está saturada.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (\text{Ec. 4.1.11.4.1})$$

donde:

Δu – Incremento de la presión de poro medido en el espécimen de suelo al incrementar la presión confinante.

$\Delta\sigma_3$ – Incremento de presión confinante.

Ya saturado el espécimen se inicia la etapa de consolidación que consiste en aplicar, por etapas, incrementos de esfuerzo efectivo de consolidación. En cada incremento de esfuerzo efectivo se mide el cambio volumétrico que experimenta la probeta con el tiempo, el cual al graficarlo se obtiene una curva de consolidación. Una vez que el suelo alcanza el 100% de consolidación primaria definido con el criterio de Casagrande y/o de Taylor, se aplica el siguiente incremento de esfuerzo. Este procedimiento se repite hasta obtener en la curva de compresibilidad en la que se defina de forma clara la rama virgen. La probeta se ensaya con las condiciones de esfuerzo último al que se haya llegado en la etapa de consolidación.

Durante la etapa de falla se aplica un esfuerzo desviador al espécimen de suelo, con una velocidad de deformación de 0.0417 mm/min (unos 40 mm de deformación axial en 16 horas de ensaye), hasta alcanzar la resistencia residual de la probeta. En esta etapa no se permite el drenaje y en su lugar se mide el incremento en la presión de poro (ensaye tipo CU).

4.1.11.4.3.2.2 Celda Rowe

El procedimiento general consta de las etapas de: *montaje, saturación y consolidación mediante carga incremental.*

Previo al montaje se saturan los drenes y se revisan todos los sensores. Posteriormente se labra un espécimen de suelo con 7.5 cm de diámetro por 3 cm de espesor y se coloca en el interior de la celda Rowe, acto seguido se pone la piedra porosa en la cara superior y una placa de acrílico para transmitir los esfuerzos axiales, después se coloca la tapa de la cámara con la membrana y se sella la cámara para iniciar la etapa de saturación por contrapresión. En la Fig. 4.1.11.4.3 se muestra el esquema de la celda, indicando la posición de la probeta de suelo y los sensores.

La **saturación** por contrapresión se realiza aplicando incrementos de presión axial y contrapresión, manteniendo un esfuerzo efectivo de 0.05 a 0.10 kg/cm², con el objetivo de que el agua llene la mayor cantidad de espacios ocupados por aire.

Al igual que se describió para los ensayos triaxiales, al espécimen se le determina la **B de Skempton**, aplicando un incremento de esfuerzo axial ($\Delta\sigma_3$), sin permitir el drenaje y se registra el incremento en la presión de poro (Δu). La B de Skempton se obtiene como la relación del incremento de presión de poro y el confinamiento (Ec. 4.1.11.4.1). Cuando $B \geq 0.95$ se considera que la probeta de suelo está saturada

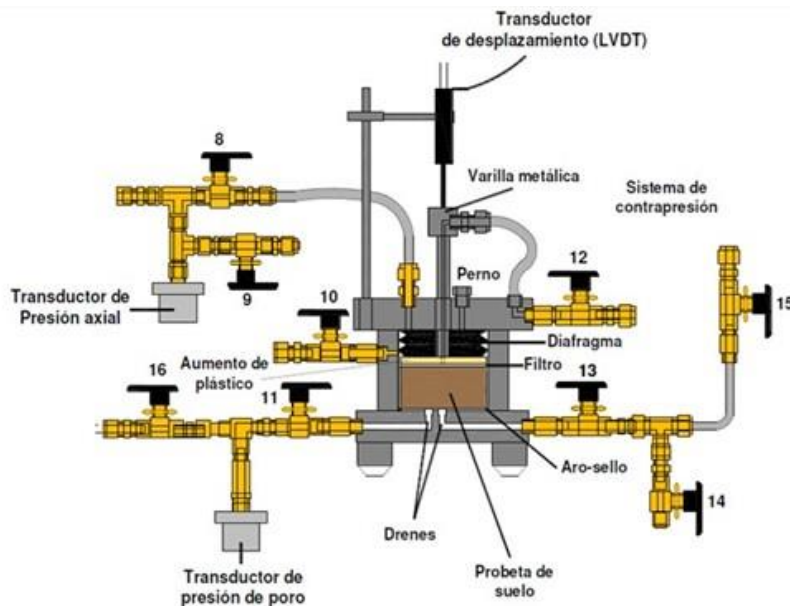


Fig. 4.1.11.4.3 Esquema de la Celda Rowe.

En la etapa de consolidación se aplica cada uno de los incrementos y decrementos de esfuerzo efectivo previamente definidos. En cada incremento de esfuerzo se registra la deformación axial y la disipación de la presión de poro en la base de la celda para diferentes tiempos, hasta alcanzar la consolidación primaria. En la Fig. 4.1.11.4.4 se muestra como ejemplo una curva de consolidación experimental, la primera con Casagrande y la segunda con Taylor.



Con los valores de deformación axial de cada uno de los incrementos se construye la curva de compresibilidad (relación de vacíos vs esfuerzo efectivo –escala logarítmica-). De la curva de compresibilidad se determina el esfuerzo de preconsolidación (esfuerzo efectivo máximo al que ha estado sometido el suelo en su vida geológica) y el índice de compresión (pendiente de la rama virgen, en escala semilogarítmica). En la Fig. 4.1.11.4.5 se muestra una curva de compresibilidad.

Los ensayos realizados en la celda Rowe comprenden las pistas y calles de rodaje y el tramo Pimosa-Menard, los resultados experimentales se muestran en la Fig. 4.1.11.4.6 a y b.



Fig. 4.1.11.4.4 Curva de consolidación unidimensional (experimental). Formato Taylor (superior) y Casagrande (Inferior). Imagen tomada del programa de operación.

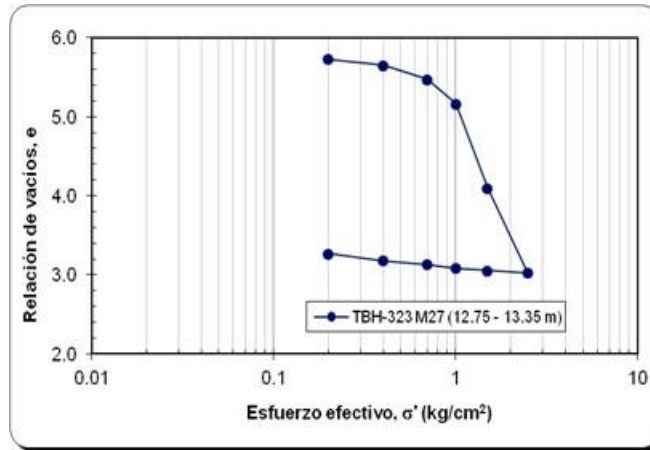
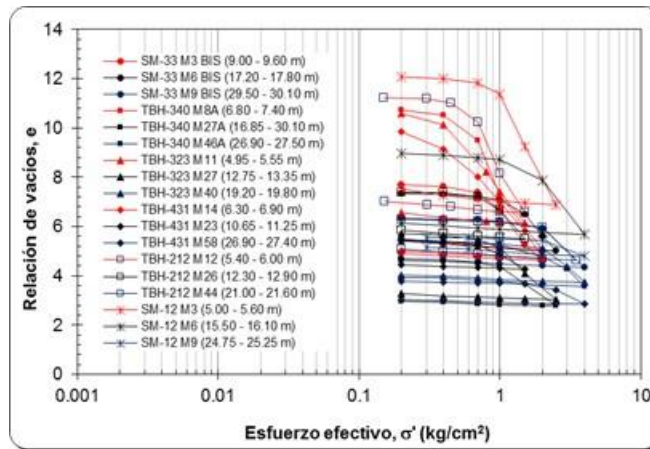
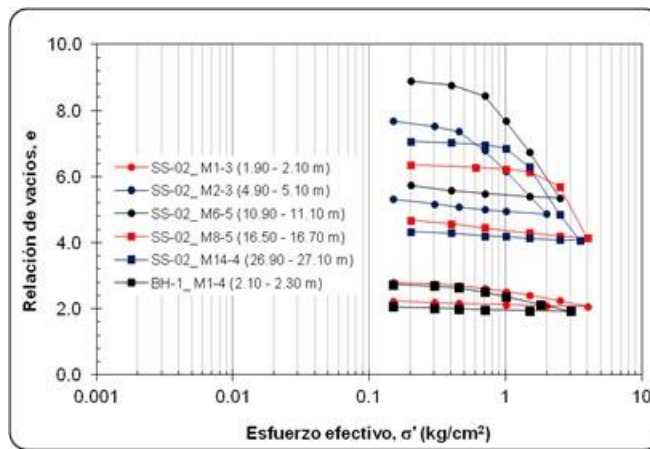


Fig. 4.1.11.4.5 Curva de compresibilidad en celda Rowe



a) Resultados experimentales de pistas y calles de rodaje



b) Resultados experimentales de tramo Pimosa y Menard

Fig. 4.1.11.4.6 Curvas de compresibilidad de ensayos en celda Rowe.

4.1.11.4.3.3 Ensayes triaxiales estáticos tipo CU

De los ensayos realizados con el procedimiento descrito en el inciso 4.1.11.4.3.2.1, en la etapa de falla se obtienen los valores de tiempo, deformación y carga axial y con éstos se calcula y gráfica el esfuerzo desviador y la presión de poro vs. la deformación unitaria axial (curvas q vs. ε y u vs. ε , respectivamente) y la curva esfuerzo desviador vs. esfuerzo octaédrico (curva p' vs. q). En la Fig. 4.1.11.4.7 se presentan los resultados de uno de los ensayos realizados.

De los ensayos concluidos se puede ver que los ángulos de fricción oscilan entre 26° y 54° . Al normalizar el esfuerzo desviador máximo y la presión de poro respecto al esfuerzo efectivo de consolidación se tiene que éstos alcanzan valores entre 0.69 y 1.63 y 0.61 y 0.96, respectivamente. En la Tabla 4.1.11.4.6 se muestran los valores obtenidos en cada ensaye.

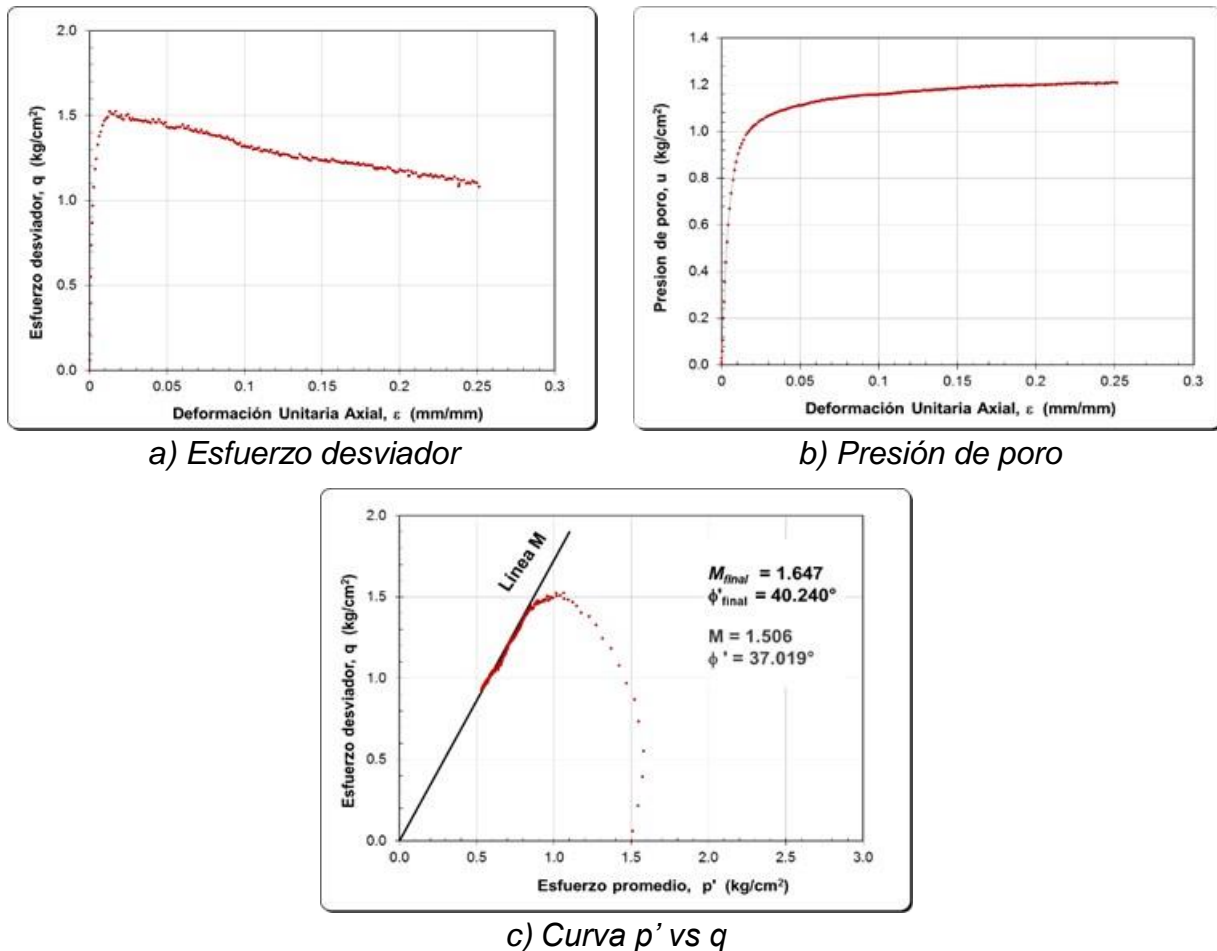


Fig. 4.1.11.4.7 Etapa de falla de ensaye triaxial estático CU.TBH-212, M26 (12.30 – 13.90 m).



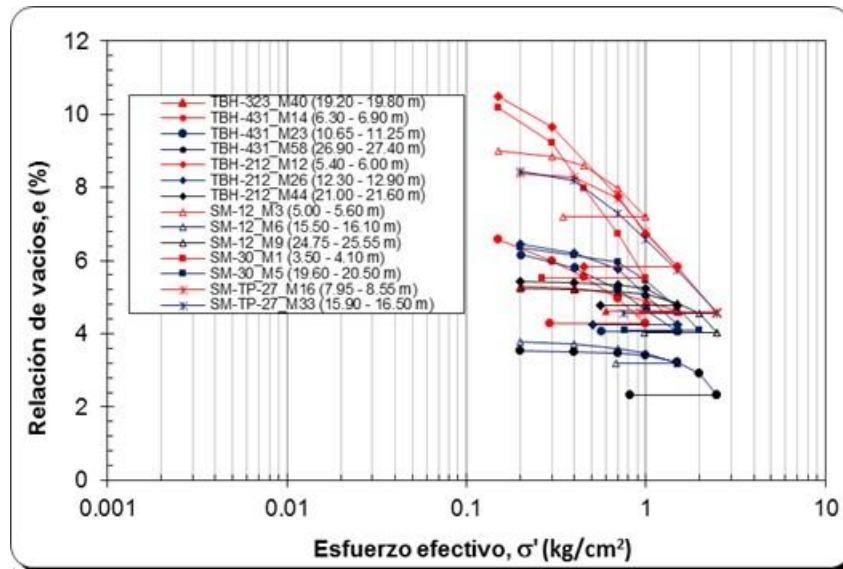
Tabla 4.1.11.4.6 Parámetros mecánicos obtenidos de los ensayos triaxiales a compresión.

Sondeo	Muestra	Profundidad		Máximo		Final		q_{max}/P_o	u_{max}/P_o
		Inicial m	Final m	M	ϕ grados	M	ϕ grados		
TBH-323	40	19.20	19.80	2.12	51.55	1.92	46.66	1.63	0.85
TBH-431	14	6.30	6.90	2.01	48.80	2.28	55.65	1.20	0.92
	23	10.65	11.25	1.71	41.60	1.48	36.33	0.94	0.80
	58	26.90	27.40	1.95	47.26	1.95	47.33	1.32	0.89
TBH-212	12	5.40	6.00	1.87	45.53	1.92	46.73	0.95	0.91
	26	12.30	12.90	1.51	37.02	1.65	40.24	1.02	0.85
	44	21.00	21.60	1.97	47.83	2.06	50.17	1.54	0.89
SM-12	3	5.00	5.60	2.22	54.01	2.46	60.80	1.47	0.95
	6	15.50	16.10	2.03	49.33	1.87	45.51	1.32	0.82
	9	24.75	25.55	1.71	41.80	1.63	39.84	1.27	0.83
SM-30	1	3.50	4.10	1.68	40.92	2.14	52.02	0.96	0.93
	5	19.60	20.50	2.00	48.67	1.70	41.41	1.12	0.84
SM-TP-27	16	7.95	8.55	1.54	37.70	1.53	37.67	0.77	0.76
	33	15.90	16.50	1.34	33.16	1.29	32.15	0.80	0.79
SS-02 (Menard)	tubo 1/3	1.90	2.10	1.12	28.20	0.99	25.16	0.79	0.61
	tubo 2/3	4.90	5.10	1.46	35.98	1.94	47.04	1.22	0.87
	tubo 6/3	10.50	10.70	1.90	46.07	2.56	63.76	1.04	0.96
	tubo 6/5	10.90	11.10	1.02	25.93	1.49	36.73	0.90	0.88
	tubo 8/5	16.50	16.70	1.31	32.44	1.21	30.22	0.81	0.69
	tubo 10/3	19.80	20.00	1.10	27.75	0.96	24.54	0.96	0.85
	tubo 14/4	26.90	27.10	1.10	27.71	0.93	23.66	0.69	0.67

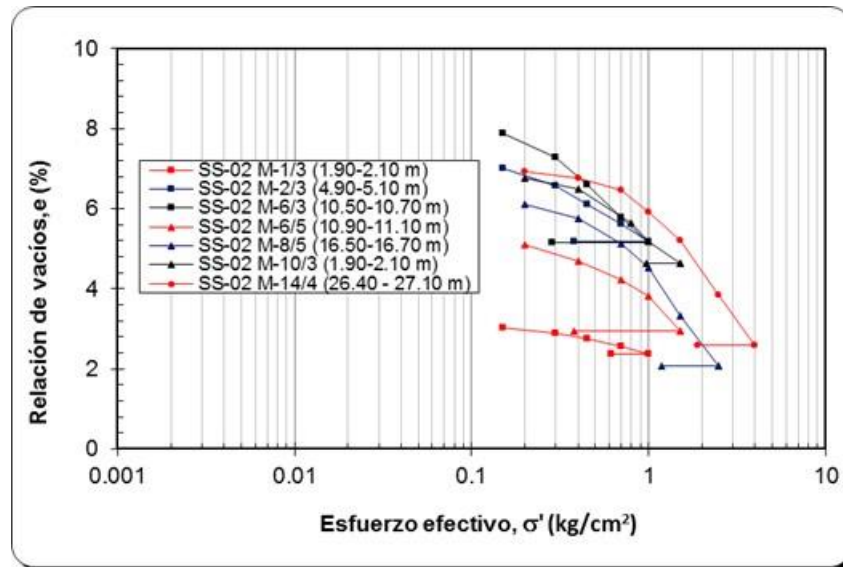
DONDE:

- M Pendiente de la línea M de la curva p' vs q
- ϕ Ángulo de fricción (efectivo)
- E_{50} Módulo de elasticidad secante al 50% de q_{max}
- q_{max} Esfuerzo desviador máximo
- u_{max} Presión de poro máxima
- P_o Esfuerzo efectivo de consolidación

En la Fig. 4.1.11.4.8 se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas con consolidación isótropa por incrementos de dos zonas de estudio, las pistas y calles de rodaje y los tramos de prueba de Pimosa y Menard, en dichas curvas se puede ver que los valores de relación de vacíos inicial están entre 3 y 11.



a) Curvas de compresibilidad de pistas y calles de rodaje



b) Curvas de compresibilidad de tramo Pimosa y Menard

Fig. 4.1.11.4.8 Curvas de compresibilidad CU con consolidación isotrópica en ensaye triaxial CU por etapas.

4.1.11.4.3.4 Ensayes triaxiales dinámicos tipo CU en columna resonante

Se realizaron quince ensayos en este equipo. Al igual que en otros equipos, se consolidó la muestra con esfuerzos incrementales, al definirse cada uno de ellos se ensayó la muestra para determinar el módulo de rigidez, G , el amortiguamiento, λ , y la variación de



éstos con la distorsión angular, γ . Para los valores más bajos de distorsión angular, el valor de G corresponde al módulo de rigidez al cortante dinámico máximo, $G_{m\acute{a}x}$. Es claro, como se puede observar en la Fig. 4.1.11.4.9, que al aumentar el esfuerzo efectivo, σ' , se incrementa el valor de G , lo contrario sucede con el amortiguamiento, λ , al aumentar el esfuerzo efectivo, σ' , el valor de este parámetro disminuye, como se observa en la Fig. 4.1.11.4.10. Al normalizar estas gráficas respecto al $G_{m\acute{a}x}$, éstas tienden a seguir una misma trayectoria, de la cual se puede definir una curva promedio, que se denomina curva esqueleto. En general, la forma de la curva esqueleto está íntimamente relacionada con la plasticidad del suelo, como se puede apreciar en la Fig. 4.1.11.4.11.

Se puede apreciar, además, que los valores de λ también dependen de la deformación angular: son menores conforme la magnitud de las deformaciones es pequeña, lo cual implica que el valor de este parámetro tiende a cero cuando la deformación angular tienda a ser nula.

En la Fig. 4.1.11.4.11 se muestra la influencia del índice de plasticidad en la degradación del módulo de rigidez. Se muestran resultados de dos ensayos con valores de PI de 66 y 223%, muestras M4 y M45 respectivamente, donde se aprecia que para mayor índice de plasticidad el módulo de rigidez dinámico se empieza a degradar a deformaciones angulares mayores.

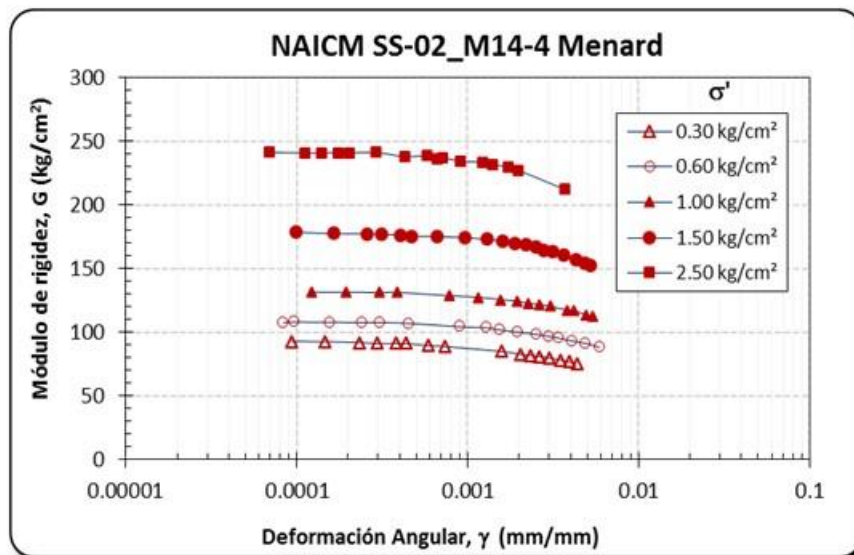


Fig. 4.1.11.4.9 Degradación del módulo de rigidez.

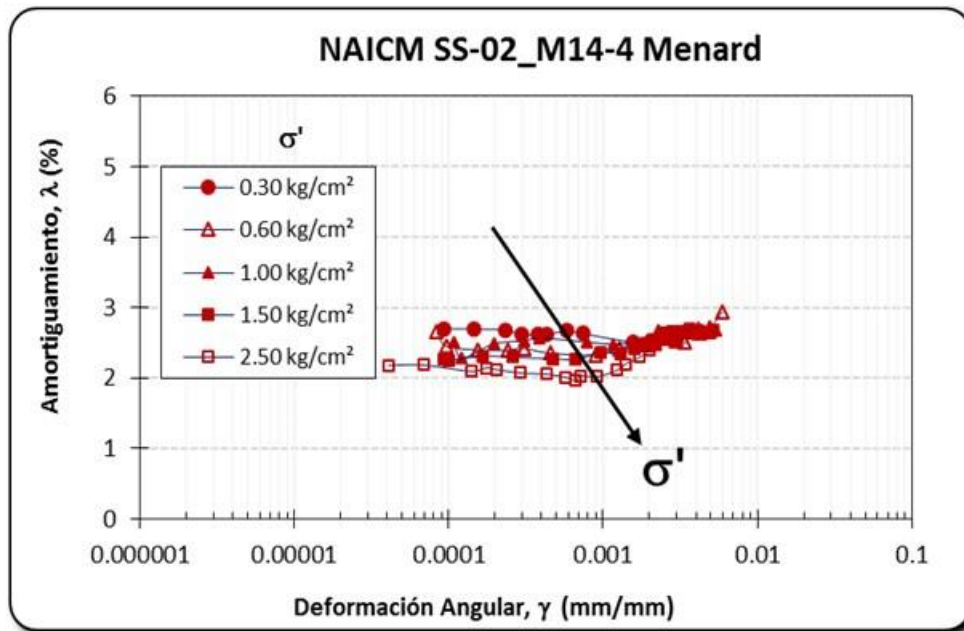


Fig. 4.1.11.4.10 Variación de amortiguamiento con el esfuerzo efectivo.

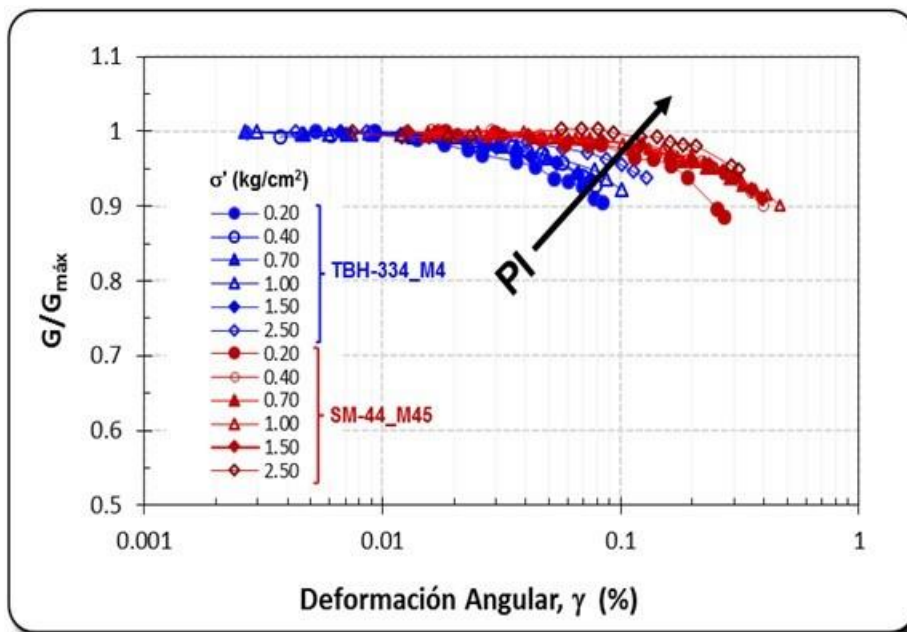
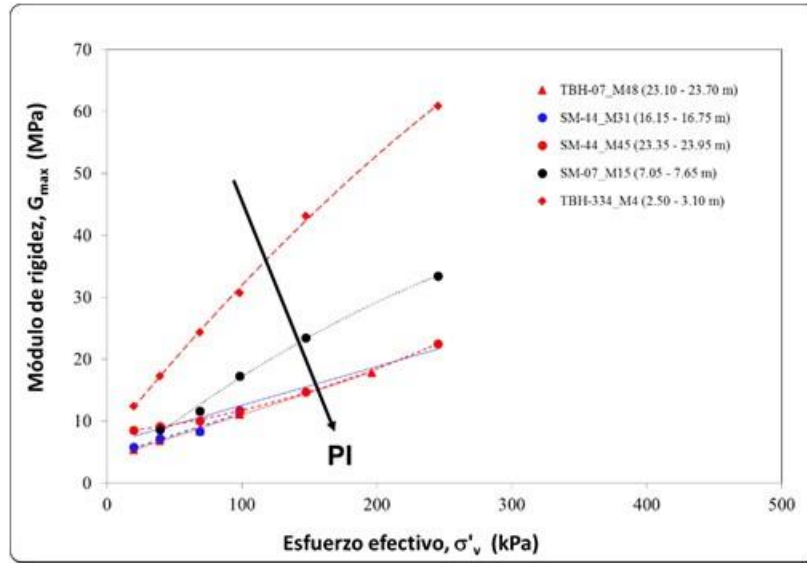


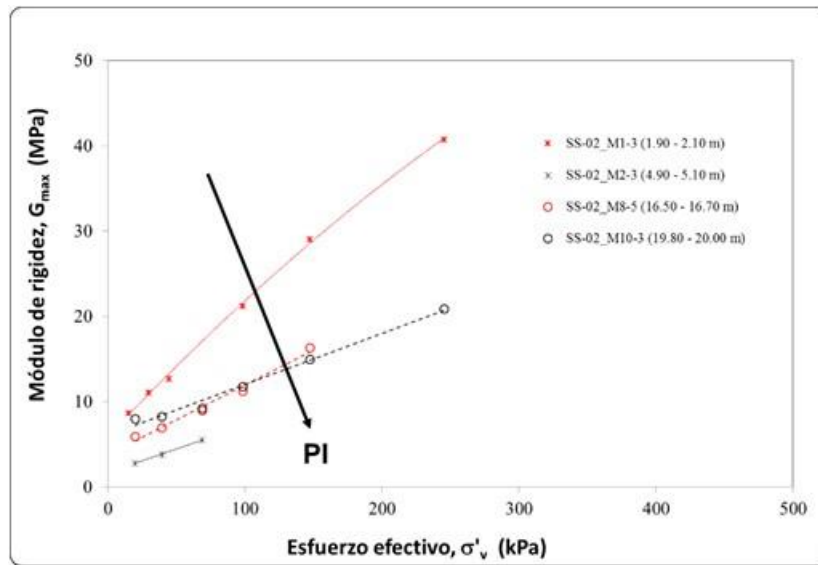
Fig. 4.1.11.4.11 Curva de módulo de rigidez normalizada respecto al módulo de rigidez máximo.



En la Fig. 4.1.11.4.12 a y b se muestra la variación del $G_{m\acute{a}x}$ con la influencia del esfuerzo efectivo de consolidación y del índice de plasticidad; respecto a este último, para un mismo esfuerzo de consolidación, conforme aumenta la plasticidad del suelo, el módulo de rigidez máximo disminuye.



a) Zona de pistas



b) Tramo Menard

Fig. 4.1.11.4.12 Incremento del módulo de rigidez máximo ($G_{m\acute{a}x}$) con el aumento del esfuerzo efectivo de la zona de pistas y del tramo Menard.

4.1.11.4.3.5 Ensayes triaxiales cíclicos tipo CU

Se realizaron dos ensayos de este tipo. En este equipo se consolida el espécimen de suelo a un solo esfuerzo efectivo, dicho esfuerzo efectivo corresponde al máximo ensayado en columna resonante para una probeta del mismo tubo y profundidad, posteriormente se lleva a la falla en condiciones no drenadas.

En este ensaye se aumenta la amplitud de deformación hasta fallar el espécimen de suelo. En este ensaye se obtienen el módulo de rigidez, G , el amortiguamiento, λ , y la variación de éstos con la distorsión angular, γ , hasta la falla. En la Fig. 4.1.11.4.13 se puede observar cómo el valor del módulo de rigidez disminuye conforme aumenta el nivel de distorsión angular, γ , hasta la falla, mientras que el amortiguamiento aumenta considerablemente al acercarse a la falla (Fig. 4.1.11.4.14).

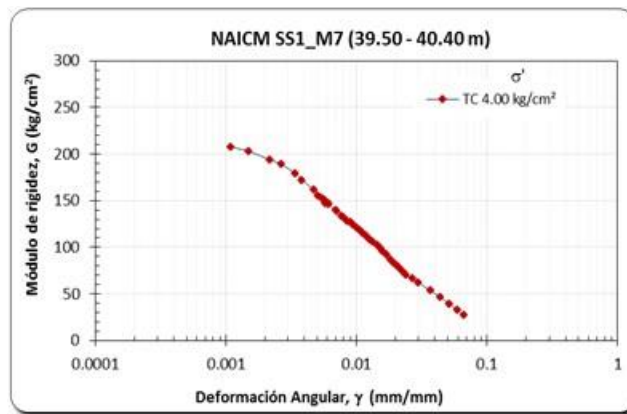


Fig. 4.1.11.4.13 Degradación del módulo de rigidez hasta la falla.

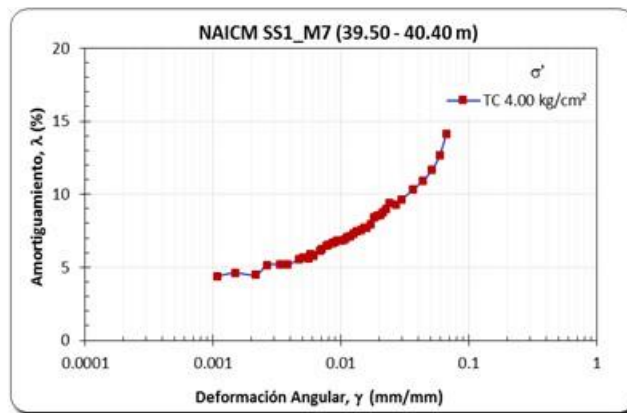


Fig. 4.1.11.4.14 Variación de amortiguamiento hasta la falla.

Una vez realizados los ensayos en columna resonante y triaxial cíclica de cada muestra de suelo es posible determinar la curva de degradación del módulo G completa, así como el amortiguamiento, λ . En las Figs. 4.1.11.4.15 y 4.1.11.4.16 se muestran los resultados obtenidos para la M4 del SS-1, perteneciente a la zona del tramo de pruebas, cuya profundidad es de 15.0 m y un índice de plasticidad de 211.8%.

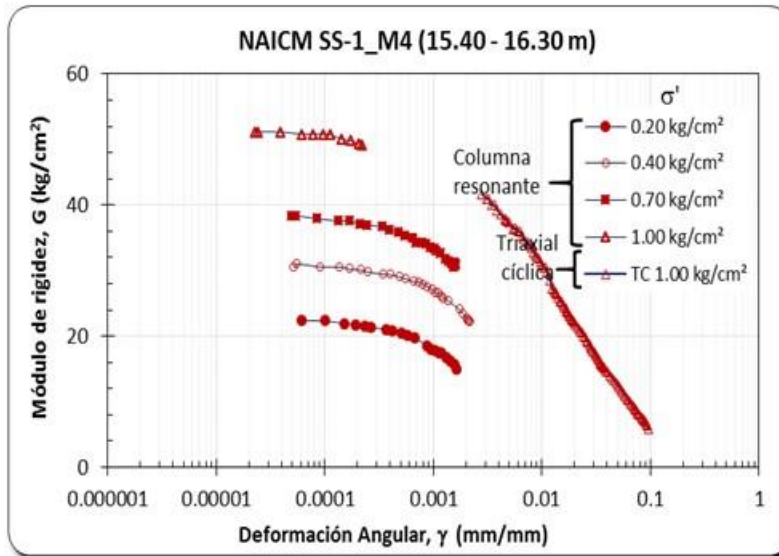


Fig. 4.1.11.4.15 Degradación del módulo de rigidez.

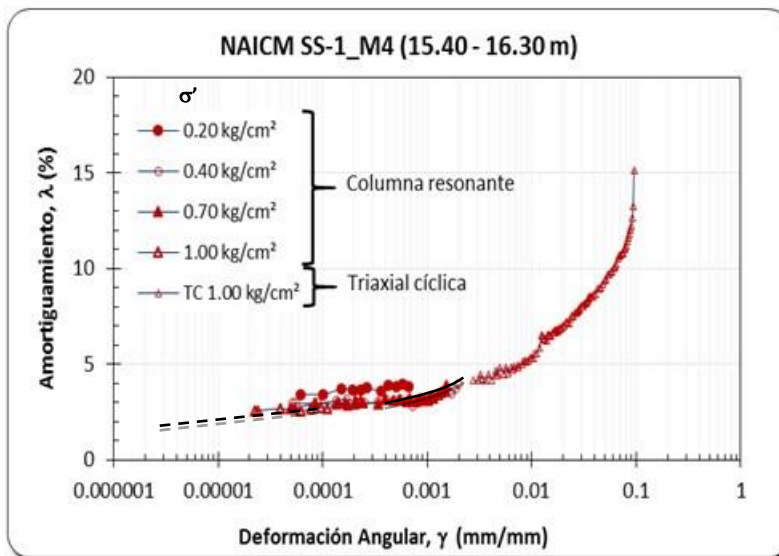


Fig. 4.1.11.4.16 Variación de amortiguamiento hasta la falla.



4.1.11.4.4 Referencias

Acevedo, M. E (2014). “Determinación experimental del índice de compresión en las arcillas del Valle de México y la relación que guardan con las propiedades índice”. Facultad de Ingeniería, UNAM. Tesis de licenciatura en revisión.

Biringen Emre, y Davie John (2010). Suspension P-S Logging for Geophysical Investigation of Deep Soil and Bedrock. Advances in Analysis, Modeling & Design IEC S. C., (2014) “Exploración geotécnica a base de sondeos en campo, ensayos de laboratorio y clasificación e identificación de suelos en laboratorio, al noreste del lago nabor, en terrenos del ex lago de Texcoco”, Informe final.

Díaz Pardave, Miguel. Medición de las ondas sísmicas en pruebas de consolidación usando cristales piezoeléctricos. (Tesis de maestría) UNAM, 2014.

Flores Guzmán, Mario. Microprospección de ondas dinámicas en muestras de suelo en una cámara triaxial. (Tesis de doctorado) UNAM, 2013.

II-UNAM (2002). “Estudio de ingeniería geotécnica para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México en el ex Lago de Texcoco y Zapotlán de Juárez”, Anexos BI al BVIII, Segunda edición, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a Aeropuertos y Servicios Auxiliares, México, D.F.

Mendoza C. J, Flores O. y Aire C. (2013). “Estudio de salinidad”. (Convenio de Colaboración No. ASA-UNAM-13-001, IISGCONV-091-2013). Elaborado para Aeropuertos y Servicios Auxiliares, ASA.

Ming-Hung Chen, Kuo-Liang Wen, Chin-Hsiung Loh, y Robert L. Nigbor (2008). Experience of Suspension P-S Logging Method and Empirical Formula of Shear Wave Velocities in Taiwan. Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering.

Valderrama. A. Y., Calderón R. C y Ovando S. E. (2002). Desarrollo de un equipo triaxial automatizado. XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. México, Querétaro.

Valderrama Atayupanqui, Y., Ovando Shelley, E. (2006); “Desarrollo de un equipo triaxial automatizado”; Memorias del XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos; Tuxtla, Chiapas, pp 159-168.

Wood, D.M. (1990). "Soil behaviour and critical state soil mechanics". Cambridge, UK, Cambridge University Press.



4.1.12 Revisión de los equipos y procedimiento de los ensayos de cono (CPT) y penetración estándar (SPT)

4.1.12.1 Antecedentes

En diversas reuniones concertadas por el GACM, en las cuales participó personal encargado de los trabajos de exploración para el NAICM y el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM), se hizo la petición al IIUNAM para la verificación de piezoconos de las diferentes empresas participantes, entre las que se encuentran: la Comisión Federal de Electricidad (CFE), Dicimsa, Geosol, Geovisa, Ingeniería Experimental e Ingeum.

4.1.12.2 Verificación

Personal del IIUNAM verificó la linealidad y precisión de los sensores para medir la presión de poro, la carga en punta con pesos muertos y aplicando una excitación en un marco de carga hidráulico a carga controlada (cono virtual); adicionalmente, la empresa responsable del equipo realizó una prueba de repetitividad en campo, misma que hizo llegar al IIUNAM para su revisión. A continuación se describe y muestra el procedimiento para cada una de las verificaciones realizadas.

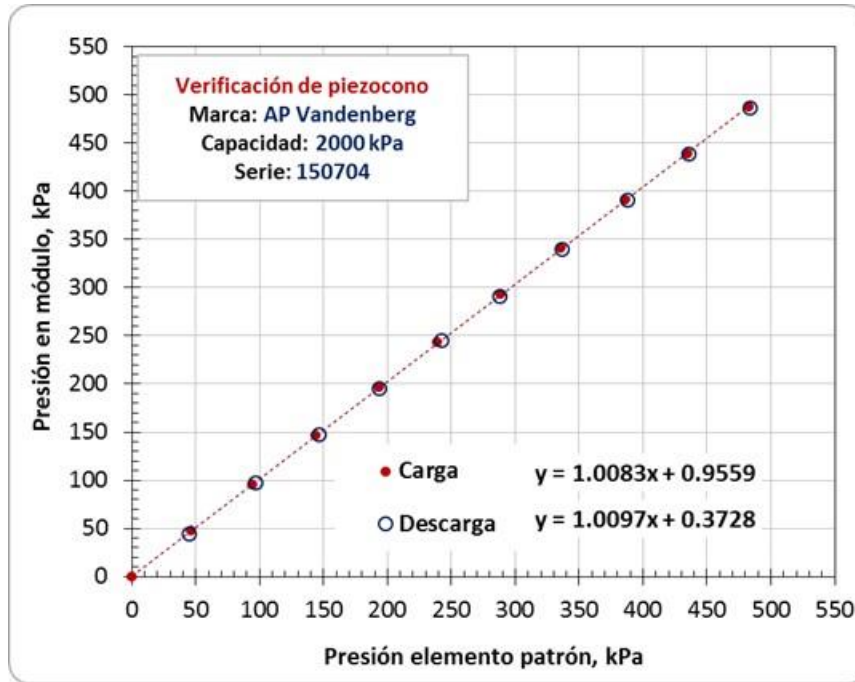
4.1.12.2.1 Presión de poro

El sensor se introdujo en un depósito metálico con agua en su interior, de tal forma que el sensor que mide la presión de poro del cono quedara sumergido (Fig. 4.1.12.1). Se tapó el depósito y se le aplicó presión con un regulador manual, el cual se direccionó a la columna de mercurio (utilizada como elemento patrón) para registrar su altura y calcular la presión aplicada al sensor. Para cada valor de presión aplicada se registró el valor en el módulo de adquisición de datos del sistema de cono y se comparó con la presión patrón determinada a partir de la altura de columna de mercurio.

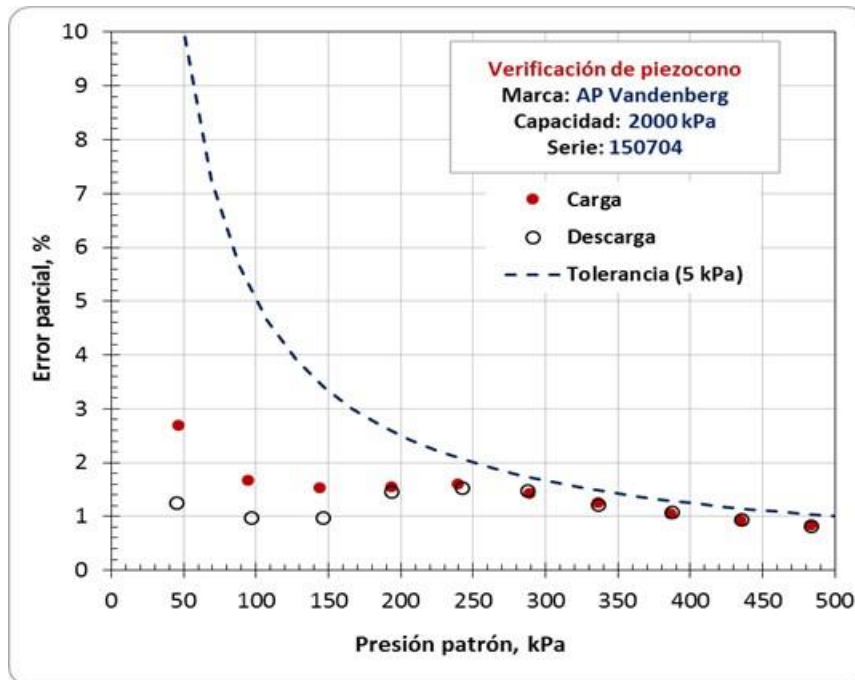


Fig. 4.1.12.1 Tanque presurizado con el piezocono en su interior para verificar el sensor de presión de poro.

Para la verificación del sensor de presión de poro se realizó un ciclo de presurización (carga) – despresurización (descarga). En el caso de los conos de 2000 kPa se llevaron al 24% de su capacidad, mientras que para el de 10000 kPa se llevó al 5% de su capacidad, debido a restricciones del sistema patrón utilizado. En la Fig. 4.1.12.2a se muestra la presión del elemento patrón contra la presión registrada en el módulo, cuya pendiente debería ser muy cercana a la unidad, y en la Fig. 4.1.12.2b se observa la curva de presión patrón contra error parcial, cuya tolerancia es de 5 kPa . Mientras los puntos experimentales no rebasen esta línea, indica que la diferencia entre los valores registrados y los medidos con el elemento patrón son menores al valor de tolerancia indicado. Esta prueba es satisfactoria cuando cumple con este requerimiento.



a) Presión del elemento patrón vs lectura del sensor



b) Error parcial

Fig. 4.1.12.2 Curvas de verificación del sensor de presión de poro.

4.1.12.2.2 Carga en punta con pesos muertos

Para la verificación de carga con pesos muertos se utilizó un marco de carga mecánico, en el cual se colocó el cono con herrajes en sus extremos y un balín en el contacto entre el marco y el herraje superior para asegurar la verticalidad de la carga y la aplicación de momentos, dicho arreglo se muestra en la Fig. 4.1.12.3.

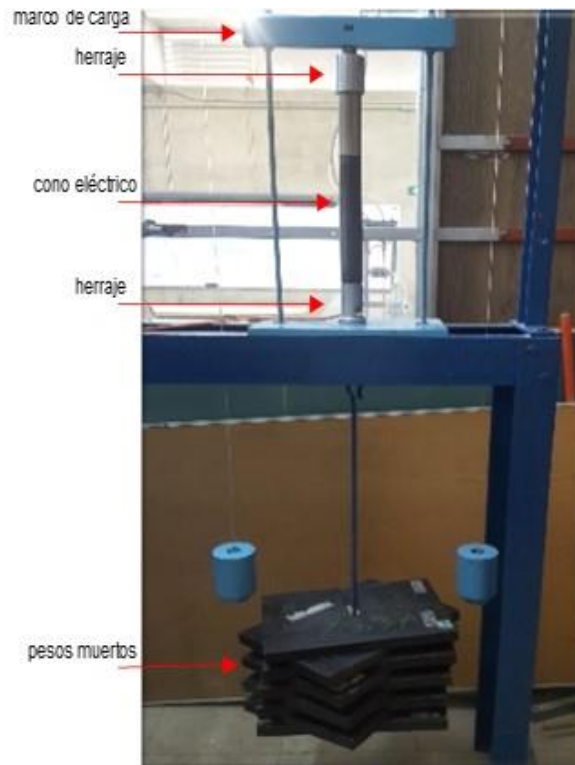
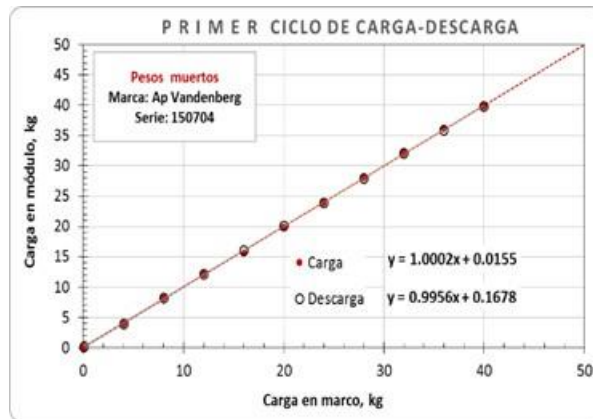
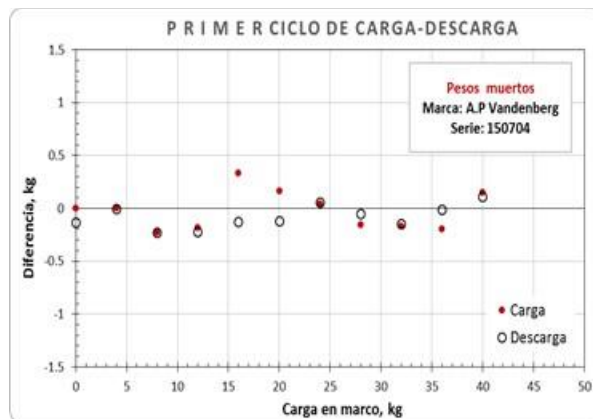


Fig. 4.1.12.3 Sistema para la verificación del sensor de punta con pesos muertos.

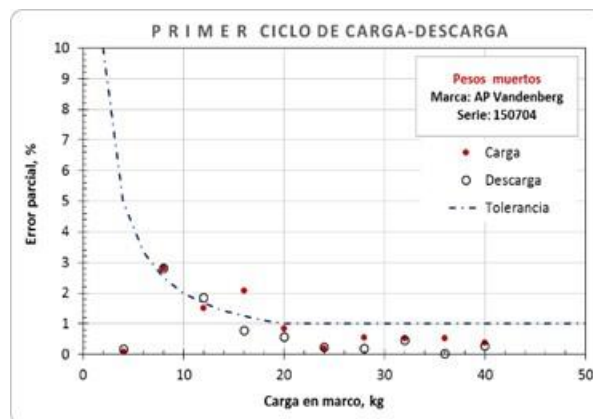
Se le aplicaron un ciclo de carga – descarga, de 0 a 40 kg y otro de 0 a 150 kg. Para cada incremento se registró el valor de carga aplicada y la reportada por sistema de adquisición de datos. Se definió una tolerancia de 0.20 kg para los primeros 20 kg de carga axial y el 1% de la carga aplicada a partir de este valor. En la Fig. 4.1.12.4a se muestra la gráfica de linealidad para un ciclo de carga - descarga hasta 40 kg, así como la diferencia entre la lectura patrón (marco de carga) y la lectura obtenida con sistema de adquisición (Fig. 4.1.12.4b) y el error respecto a la línea de tolerancia propuesta (Fig. 4.1.12.4c).



a) Gráfica de linealidad para un ciclo de carga-descarga hasta 40 kg.



b) Diferencia entre la lectura patrón y el módulo del cono para un ciclo de carga-descarga hasta 40 kg.



c) Error de precisión para un ciclo de carga-descarga hasta 40 kg.

Fig. 4.1.12.4 Resultados de la verificación del sensor de punta con pesos muertos.

Si los resultados experimentales están dentro del rango de tolerancia solicitado, la prueba es aceptada.

4.1.12.2.3 Ensaye de “carga virtual”

El objetivo del ensaye es verificar la respuesta del sensor de punta ante cambios abruptos en la aplicación de carga axial que suelen darse al pasar un lente de arena en una matriz de arcilla.

Para esta prueba se utilizó un marco de carga hidráulico operando a esfuerzo controlado. A partir de un registro de penetración del cono obtenido en el predio del NAICM el cual se digitalizó, se generó una señal de carga vs tiempo, la cual se aplica al sensor de punta del piezocono. Se registra la carga aplicada por la celda del marco de carga hidráulico (intervalos de tiempo de 0.2 s) y la registrada por el sistema de adquisición de datos (intervalos de tiempo de 1 s). En la Fig. 4.1.12.5 se muestra el sistema en la etapa de ensaye.

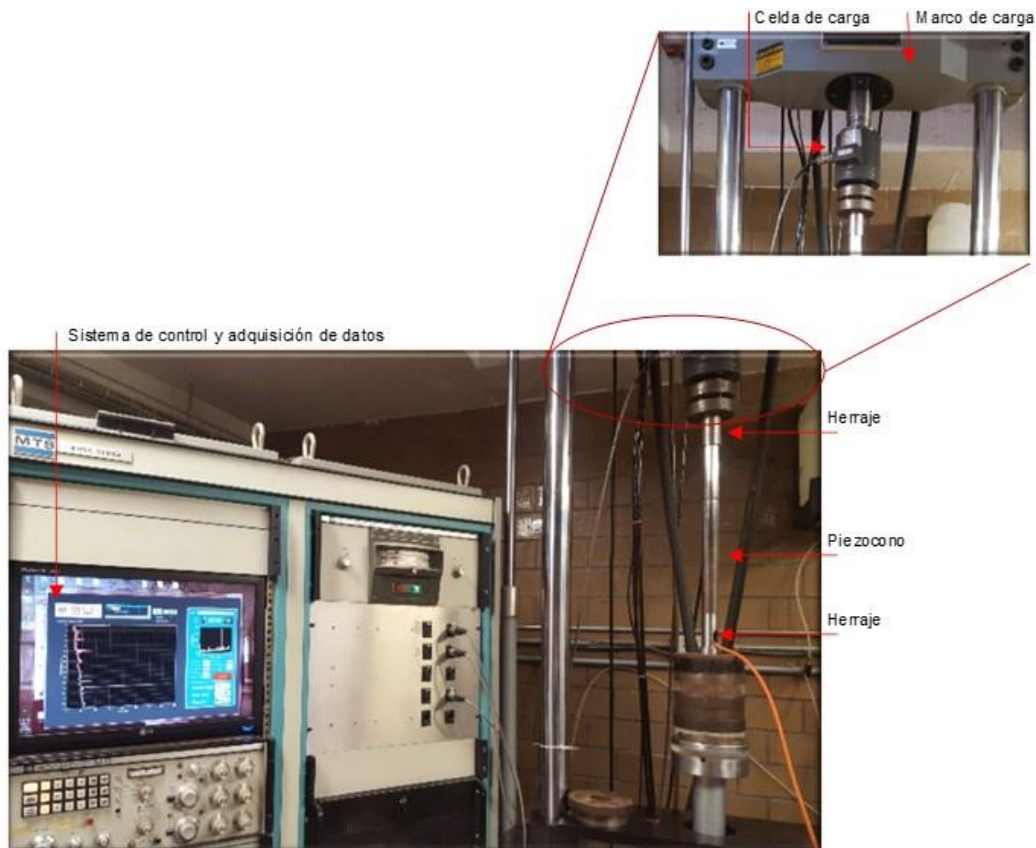


Fig. 4.1.12.5 Sistema para la verificación del sensor de punta con “cono virtual”.



En la Fig. 4.1.12.6 se muestran las señales del sistema hidráulico (tomada como elemento patrón) y del sensor de punta del piezocono. Debido a que la toma de lecturas es a cada 1 s, se asocia un desplazamiento equivalente de 2 cm (velocidad de hincado en campo de 2 cm/s), razón por la cual se asigna un valor de profundidad en lugar de un valor de tiempo. Esta prueba se satisface si ambas curvas se sobreponen en todo el perfil.

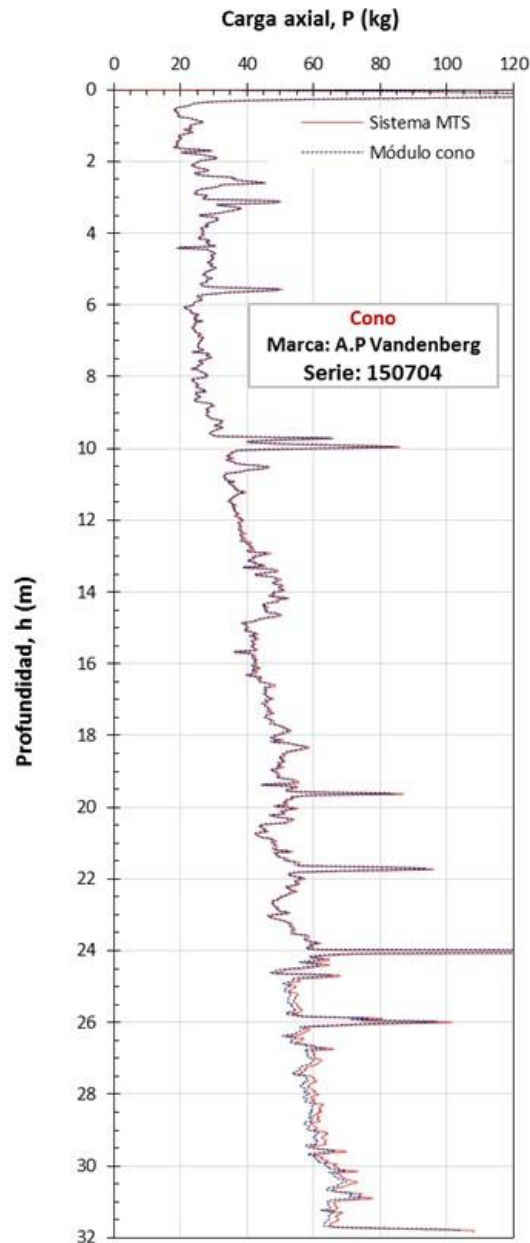
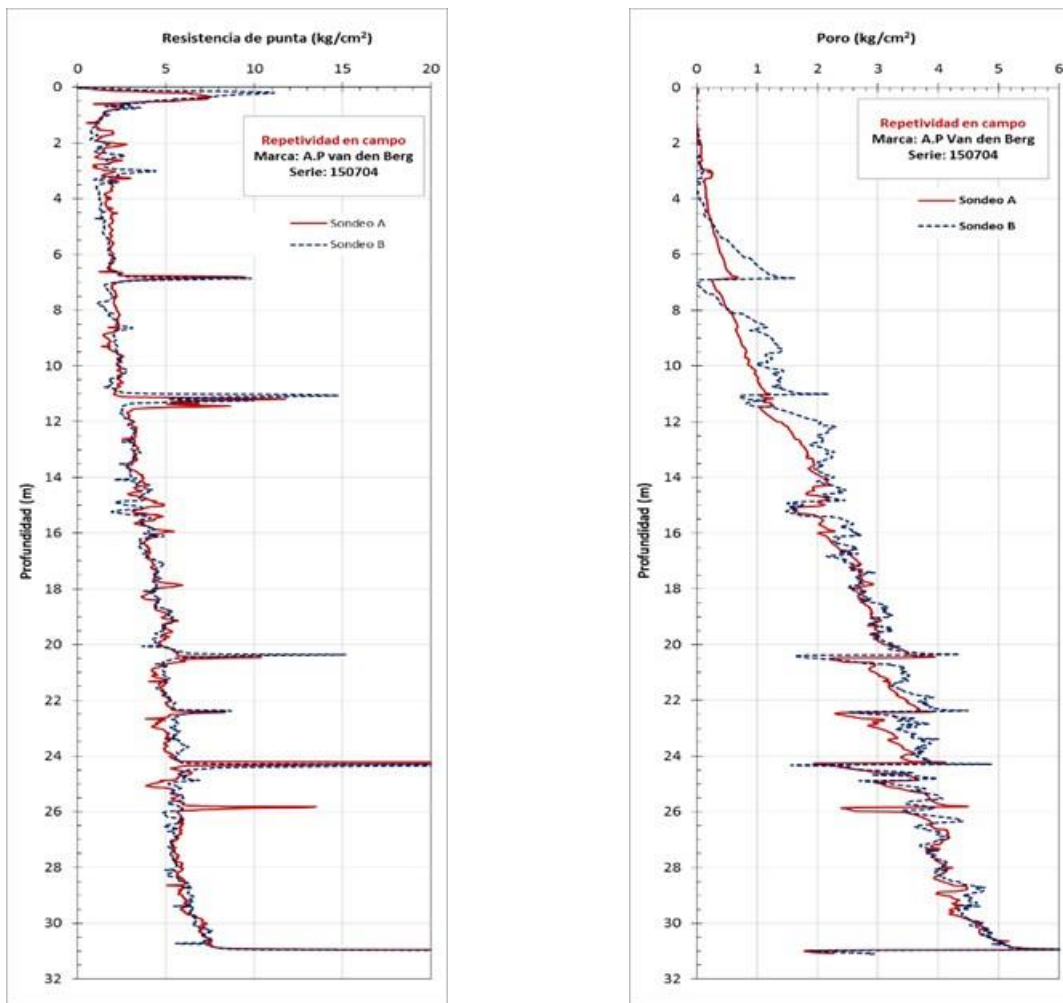


Fig. 4.1.12.6 Señales experimentales con marco de carga y piezocono.

4.1.12.2.4 Repetibilidad en campo

Cuando el piezocono aprobó los ensayos descritos en los apartados anteriores, se ejecutan dos ensayos en el predio del NAICM, separados máximo 2 m uno del otro, hasta llegar a la capa dura. El objetivo de esta prueba es verificar la repetibilidad de las señales de punta y presión de poro. Este ejercicio se debe hacer cada cinco ensayos, con el objetivo de evidenciar que las señales son sensiblemente parecidas entre ambas pruebas. En la Fig. 4.1.12.7 se aprecian las gráficas de repetibilidad de un cono, para el sensor en punta y presión de poro. Esta prueba se satisface cuando, en general, las señales experimentales tanto en punta como en poro muestran los mismos valores con la profundidad e identifican los estratos duros a la misma profundidad y con el mismo espesor.



a) Resistencia en punta

b) Presión de poro

Fig. 4.1.12.1.7 Prueba de repetibilidad en campo.



4.1.12.3 Equipos verificados

Los equipos verificados y liberados para su uso en el predio del NAICM se muestran en la Tabla 4.1.12.1, donde se indica la fecha en la que se envió al personal del GACM el correo de aceptación del equipo.

Tabla 4.1.12.1 Relación de piezoconos verificados.

Piezocono			Verificaciones realizadas			
Número	Compañía	Serie	pesos muertos	cono virtual	presión de poro	repetitividad en campo
1	Ingeniería Experimental (21 de marzo 2017)	160524	√	√	*	√
2		150704	√	√	√	√
3		150805	*	√	√	√
4	CFE (8 de junio 2017)	140953	√	√	√	√
5		141019	√	√	√	√
6	Ingeum (16 de marzo 2018)	140621	√	√	√	√
7		150639	√	√	√	√
8		150307	x	x	√	No se realizó
9	Geovisa (16 marzo 2018)	140409	√	√	√	√
10		150305	√	√	√	√
11		151014	√	√	√	√
12		140435	x	x	No se realizó	No se realizó
13	Disimsa (20 de marzo 2018)	150633	√	√	√	√
14		160415	√	√	√	√
15		160416	√	√	√	√
16		150634	x	x	x	x
17	CFE (19 de abril 2018)	140953	√	√	√	√
18		141019	√	√	√	√
19		150309	√	√	√	√
20		150935	x	x	√	No se realizó
21	Geosol (19 de abril 2018)	160208	√	√	√	No se envió al IIUNAM

* Revisar comentarios al respecto para su liberación

x No aprobó verificación

√ Aprobó verificación



4.2 Pruebas de carga en pilotes

4.2.1 Diseño y construcción de los quince pilotes de prueba y de su sistema de reacción

Para la cimentación del Edificio Terminal de Pasajeros (ETP) y la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) el diseñador planteó el uso de pilotes prefabricados de concreto, como complemento de los respectivos cajones de cimentación.

A pesar de que se tenía contemplado ensayar 15 pilotes, ARUP hizo algunos cambios de tal forma que se llevaron a cabo, por parte de CIMESA, un total de 12 pruebas de carga a compresión (diez en la zona del ETP y dos en la TCTA) y una a tensión (en la zona del ETP). Todas ellas regidas por el protocolo propuesto por el diseñador ARUP. El II-UNAM realizó el acompañamiento del diseño de las pruebas, así como durante el proceso de construcción e hincado de los pilotes, y la ejecución de las pruebas de carga.

Tras petición del GACM y del II-UNAM, el diseñador ARUP aceptó ceder uno de los 15 pilotes para ser instrumentado y probado por el II-UNAM.

El sistema de aplicación de carga diseñado por CIMESA constó de un gato hidráulico mientras que el de reacción de cuatro micropilotes, un marco metálico y una celda de carga (Ver Fig. 4.2.1.1).



Fig. 4.2.1.1. Marco de reacción metálico.

Para medir la evolución de la deformación, cuatro micrómetros fueron ubicados en un marco rígido en contacto directo con la cabeza del pilote. Adicionalmente, contaron una brigada topográfica y dos hilos de referencia, con los cuales se determinó el asentamiento total de cada pilote.

La Fig. 4.2.1.2. muestra el resultado de la prueba de carga realizada en el pilote 2, en la zona del ETP. Allí se esperaba una carga de 120 t, según ARUP, pero la falla del pilote ocurrió en el quinto incremento alcanzando un valor máximo de 74.4 t y un hundimiento de 86.3 mm.

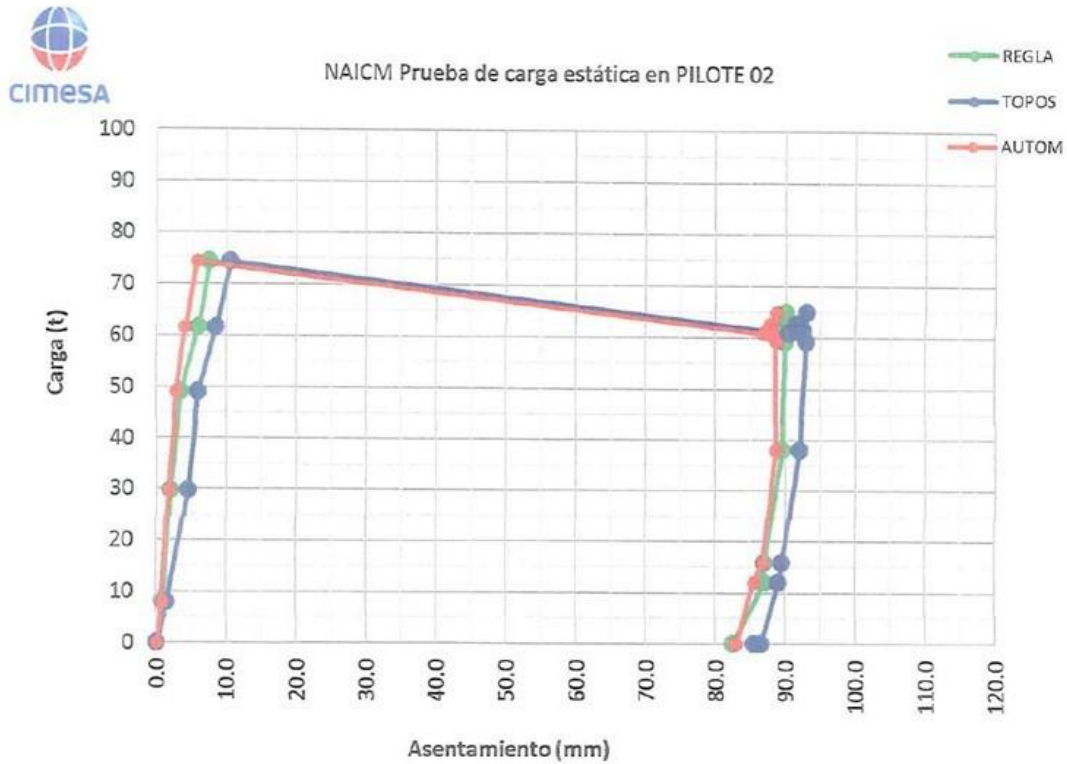


Fig. 4.2.1.2. Gráfica carga-deformación pilote 2.

Los resultados de las otras pruebas llevadas a cabo por CIMESA, esta empresa las expuso en su informe “Reporte de ejecución de pruebas de carga estática en pilotes en concreto de 40x40 cm de sección.”

En el inciso 4.2.3 se presenta una discusión adicional de estos resultados, al tiempo que se expone una comparación de los mismos, con aquellos obtenidos por el II-UNAM en pruebas de carga con pilotes instrumentados, cuyos resultados se describen en el inciso siguiente, 4.2.2.

4.2.2 Diseño, seguimiento a la instrumentación y construcción de tres pilotes instrumentados

Originalmente el II-UNAM contaba con tres pilotes para instrumentar y realizar pruebas de carga a compresión. Posteriormente, el GACM y el diseñador aceptaron, como ya se indicó, ceder uno más, por lo que fue posible instrumentar cuatro de ellos. Para esto se instalaron transductores eléctricos a lo largo de su cuerpo, con el fin de determinar el mecanismo de transferencia de carga que ocurre en ellos tanto en la zona del ETP como en la TCTA.



Así entonces, además de la relación carga-desplazamiento en la cabeza de estos cuatro pilotes, se cuenta con información referente a cuál es la carga que resiste la superficie lateral o fuste de los pilotes, y cuál es el aporte de su punta. En la Tabla 4.2.2.1 se resumen la instrumentación instalada en cada pilote, la longitud de éstos y su ubicación.

Tabla 4.2.2.1. Pilotes instrumentados

No de Pilote	Ubicación	Longitud de Pilote, en m	Cantidad de celdas de carga	Cantidad de sísters bars
3	Edificio Terminal	21	Cuatro	Seis
4	Edificio Terminal	41	Cinco	Ocho
14	Torre de Control	21	Cuatro	Seis
15	Torre de Control	26	Cuatro	Seis

El II-UNAM instrumentó dichos pilotes durante su construcción (ver Fig. 4.2.2.1 y Fig. 4.2.2.2) e hizo un acompañamiento durante el proceso de colado, curado, transporte al sitio e hincado de los mismos. Adicionalmente, estableció un protocolo de prueba para su ejecución, la que culminaba con la aplicación creciente de carga, hasta alcanzar la falla de cada pilote; con ese enfoque, personal del II-UNAM estuvo al cargo de la ejecución de las pruebas.

Detalles de la ubicación de los pilotes instrumentados, los sensores instalados en ellos y el procedimiento seguido para la realización de estas pruebas de carga se muestran en la Nota Técnica No. GEO-79. “Especificaciones para la ejecución de pruebas de carga a pilotes instrumentados en el predio donde se construirá el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.”

Derivado de las pruebas de carga fue posible obtener curvas carga-desplazamiento vertical en la cabeza y curvas de transferencia de carga a lo largo del fuste de los pilotes instrumentados. En la Fig. 4.2.2.3 y en la Fig. 4.2.2.4 se muestran los resultados obtenidos del pilote 3a de 21 m de longitud.



Fig. 4.2.2.1. Instrumentación de pilotes



Fig. 4.2.2.2. Colado de pilotes instrumentados.

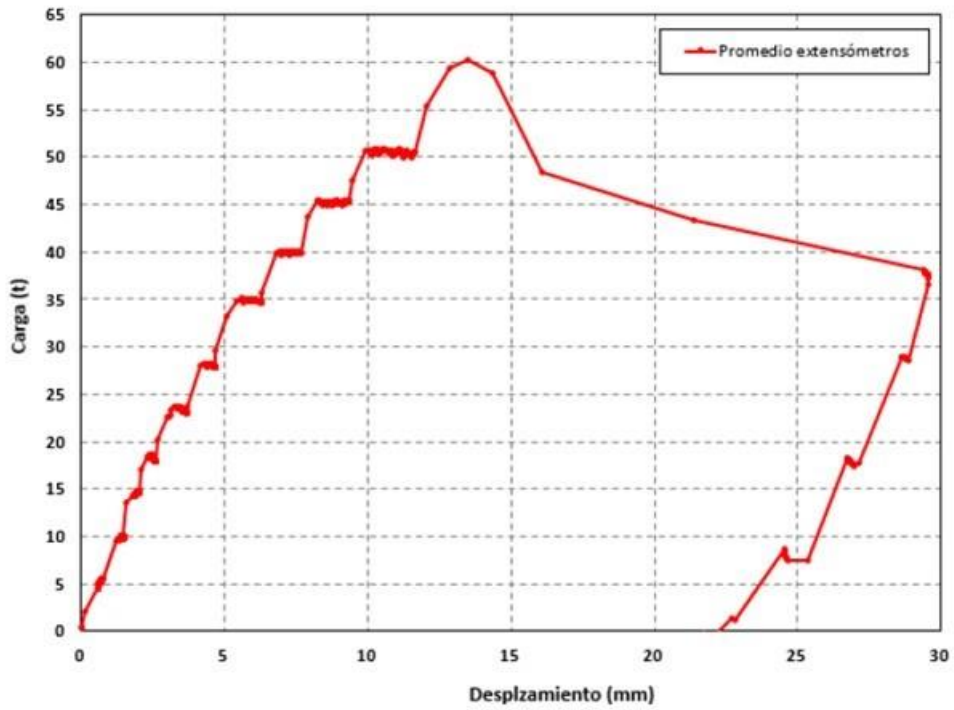


Fig. 4.2.2.3. Curva carga-desplazamiento en la cabeza del pilote 3a (ET)

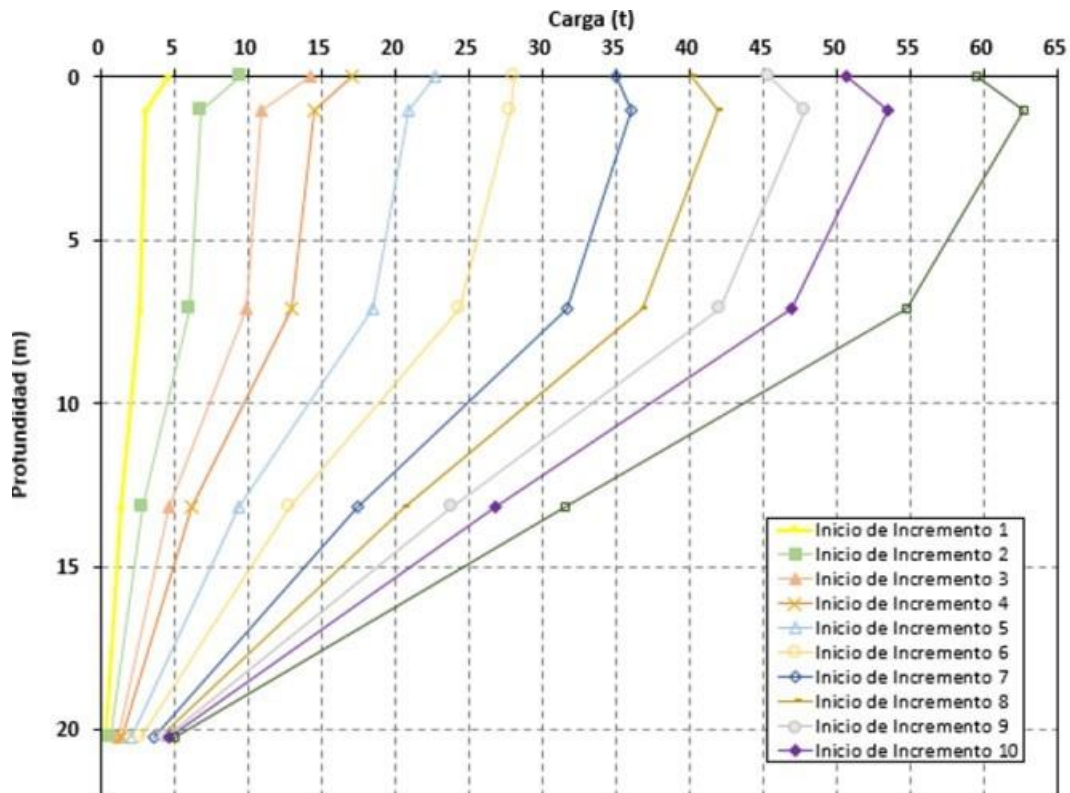


Fig. 4.2.2.4. Curva de transferencia de carga del pilote 3a (ETP)



La carga máxima alcanzada en este pilote fue de 60 t con un desplazamiento en la cabeza de 13.4 mm. Posteriormente, en la cabeza se midió un desplazamiento de 16 mm con lo que se venció la adherencia-fricción del suelo, perdiendo la capacidad de tomar más carga axial. El máximo desplazamiento alcanzado fue de 29 mm, de los que 22 mm fueron permanentes.

El mecanismo de transferencia de carga del pilote al terreno circundante es tal que la carga aplicada en la cabeza va disminuyendo con la profundidad, como resultado de la reacción por adherencia-fricción. Esta variación resulta lineal en los dos tercios inferiores del pilote, denotando una resistencia constante en el fuste. También es cierto que el gradiente de esa porción es superior a la del tercio superior señalando con ello, una resistencia en el fuste mayor en los tercios inferiores, en comparación con el tercio superior. Se observa que la celda instalada cerca de la punta, registró alrededor de 5 t, cuando en la cabeza se aplicaron las 60 t; es decir, la punta del pilote transmite al suelo sólo, un poco menos del 10% de la carga soportada en la cabeza.

Los resultados detallados de estas pruebas y el análisis de los mismos se muestran en la Nota Técnica No. G-03. “Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del ETP y la TCTA del NAICM.”

4.2.3 Discusiones técnicas acerca de las implicaciones en los diseños de torre de control, terminal y otras edificaciones, a partir de los resultados de las pruebas de carga de pilotes

En la Tabla 4.2.3.1. se presentan los resultados comparativos de las cargas máximas obtenidas en los pilotes no instrumentados, pruebas realizadas por CIMESA con el procedimiento estipulado por ARUP, y los instrumentados ejecutados por el IIUNAM; cabe puntualizar que los pilotes ensayados fueron ubicados muy próximos entre sí, con apenas unos metros de separación, tanto en la zona del ETP como en la vecindad de la TCTA, por lo que sus resultados son totalmente comparables. Puede apreciarse que los pilotes instrumentados alcanzaron una carga de falla mayor que la de los no instrumentados.



Tabla 4.2.3.1. Comparación de cargas alcanzadas en pruebas de carga

Pilote	Sitio de prueba	Longitud del pilote, m	¿Instrumentado?		Carga máxima medida, t
3	Edificio terminal	21	-	No	47.6
3a		21	Sí	-	60
14	Torre de Control	21	-	No	40.4
14a		21	Sí	-	58

Los valores medios de los factores de adherencia obtenidos a partir de los ensayos de pilotes instrumentados se muestran en la Tabla 4.2.3.2. Estos factores se obtuvieron empleando los sondeos CPT más cercanos a los sitios de ensaye. Es claro que para una mejor interpretación de los resultados de las pruebas de carga, se deben realizar sondeos CPT en cada uno de los sitios de ensaye con el fin de conocer su estratigrafía y resistencia al esfuerzo cortante.

Tabla 4.2.3.2. Factores de adherencia en pilotes instrumentados y sin instrumentar

Longitud del pilote	α	α
	Factor de adherencia en pilotes instrumentados	Factor de adherencia en pilotes sin instrumentación
21 m	0.66 (pilote 3a)	0.42 (pilote 3)
21 m	0.79 (pilote 14a)	0.38 (pilote 14)

Las pruebas de carga pusieron de manifiesto que la carga de falla de los pilotes instrumentados, hincados y ensayados según las condiciones impuestas por el II-UNAM, resultó 26 a 43% superior a la que alcanzaron los pilotes no instrumentados, hincados y ensayados como lo estableció el diseñador ARUP. Al menos cuatro condiciones o situaciones de estas últimas, explican estos resultados; éstas son las siguientes: i) la perforación previa a su hincado en cierta porción de su longitud; ii) la ejecución de pruebas dinámicas, con poca antelación a las pruebas estáticas que aquí se han descrito; iii) los fuertes desplazamientos impuestos por esas pruebas dinámicas, con los que se venció la resistencia en el fuste de los pilotes; y iv) los fuertes incrementos de carga estática aplicados para alcanzar la falla, ya que fueron sólo cinco.

Pudo confirmarse la naturaleza resistente de los pilotes, basada en el fenómeno de adherencia-fricción que ocurre en el contacto, entre el fuste de los mismos y el suelo



arcilloso circundante; sólo del orden del 10% de la capacidad total de carga de los pilotes, es aportado por su punta.

Los menores valores de factor de adherencia en los pilotes sin instrumentar se deben, en gran parte, a la preperforación realizada para hincar estos pilotes sumado al hecho que éstos ya habían movilizadado cierta resistencia en las pruebas dinámicas realizadas previamente en ellos.

Es un hecho bien conocido que el procedimiento constructivo de las cimentaciones profundas influye considerablemente en la capacidad de carga que éstas alcanzan. Las campañas de pruebas de carga en pilotes de fricción ensayados en la vecindad de los sitios de desplante del ETP y la TCTA, así lo confirman; su hincado y tales campañas fueron ejecutadas con lineamientos diferentes, por una parte, con los de los diseñadores de ARUP, y por la otra, con los del II-UNAM. ARUP ensayó pilotes no instrumentados, en tanto que a los del IIUNAM les fueron incluidos durante su colado algunos instrumentos.

De lo anterior se concluye y ratifica el señalamiento por parte del II-UNAM acerca de lo impropio, en particular, de recurrir a la perforación previa al hincado de los pilotes. En efecto, es un hecho bien conocido y documentado que tanto el hincado de los 90 pilotes de fricción en uno de los tramos de prueba dentro del NAICM, como del hincado de los pilotes instrumentados que aquí se comentan, no se practicó perforación previa alguna; y no se practicó porque no es necesario, y por el hecho que aquí se corrobora, de que la pre-perforación determina una resistencia menor en el fuste. El suelo es tan blando que sólo requiere un martillo ligero para aplicarle uno o dos golpes al pilote para que se idente; e incluso, en múltiples ocasiones el pilote penetra por su peso propio, requiriendo que se le sujete (“estrobarlo”) para que no pierda la posición deseada en su vertical.

Luego entonces, se insiste que el hincado de pilotes de fricción en la Formación Arcillosa Superior para las edificaciones del NAICM no requiere perforación previa, y no es deseable practicarla porque ello determina una menor capacidad de carga. Los factores de adherencia determinados en las pruebas de carga de los pilotes instrumentados alcanzan valores cercanos a los medidos en cimentaciones prototipo de la Ciudad de México.

Cabe destacar el hecho que en etapas previas de investigación, se realizaron diferentes pruebas triaxiales de tipo no consolidadas – no drenadas (UU) en muestras inalteradas obtenidas de sondeos en la zona del NAIM, y fue posible correlacionar sus resultados con los obtenidos de las resistencias de punta de cono de ensayos CPT realizados en esa misma zona. De ello se obtuvo un valor de 15.87 para N_K (factor de proporcionalidad del cono) y de 12.02 para N_C (factor de capacidad de carga) como se indica enseguida:



$$C_u = \frac{q_c}{15.87}$$

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{12.02}$$

Hace unas semanas, el IIUNAM fue informado que se realizarán siete pruebas de carga a compresión adicionales en la zona del ETP y el Centro Intermodal de Transferencia Terrestre (CITT), a las cuales les daremos seguimiento.

4.2.4 Seguimiento e interpretación de pruebas de carga en pilotes indicadores de torre de control y edificio terminal

El diseñador propone la realización de siete pruebas de carga estáticas a compresión, tres de ellas en la zona del ETP y cuatro en la zona del CITT, a pilotes de 20 m de longitud (ver Fig. 4.2.4.1 y Fig. 4.2.4.2).

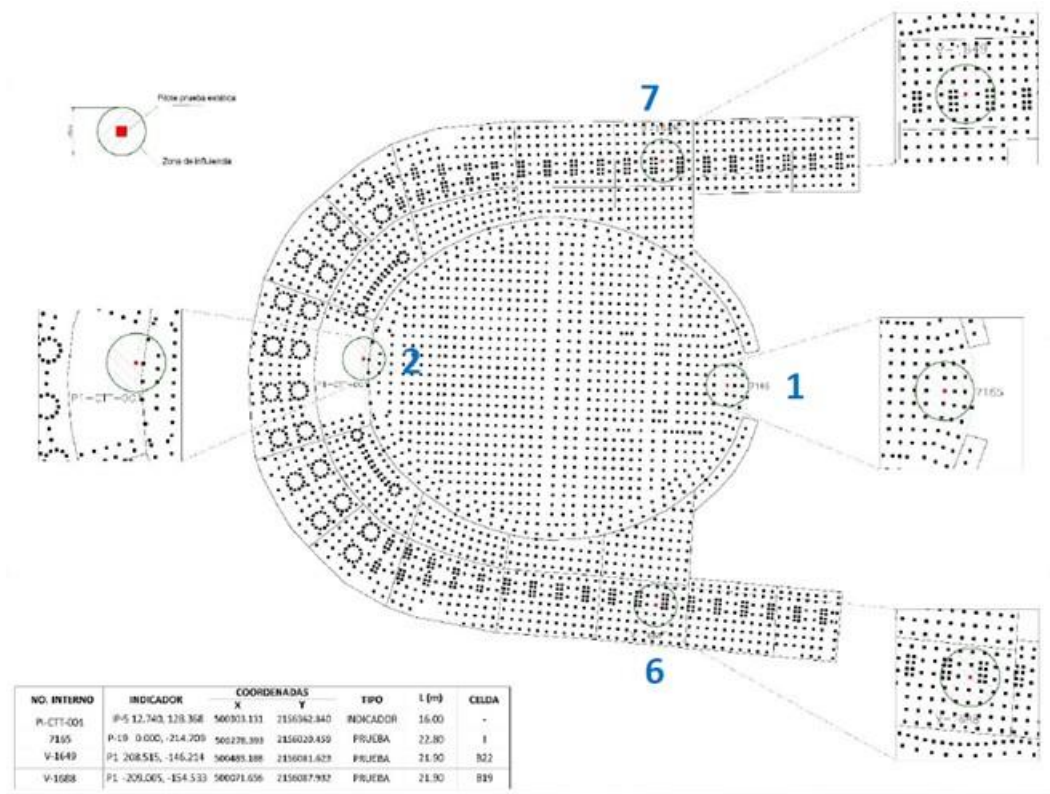


Fig. 4.2.4.1. Ubicación de pilotes a probar en CITT (Propuesta de pruebas de carga del AM y GACM)



La CFE es la entidad contratada por el Grupo Indi, responsable de la construcción de la losa de cimentación del CITT, para realizar las pruebas de carga en los siete pilotes. Se ha mencionado que su ejecución se llevará a cabo atendiendo a lo señalado en la Norma ASTM D1143 (2013) precisamente atendiendo a los procedimientos B y C. Siguiendo requerimientos y especificaciones expresas de ARUP, CFE diseñó y está en proceso de construcción, un marco y sistema de reacción para poder aplicar hasta 200 toneladas.

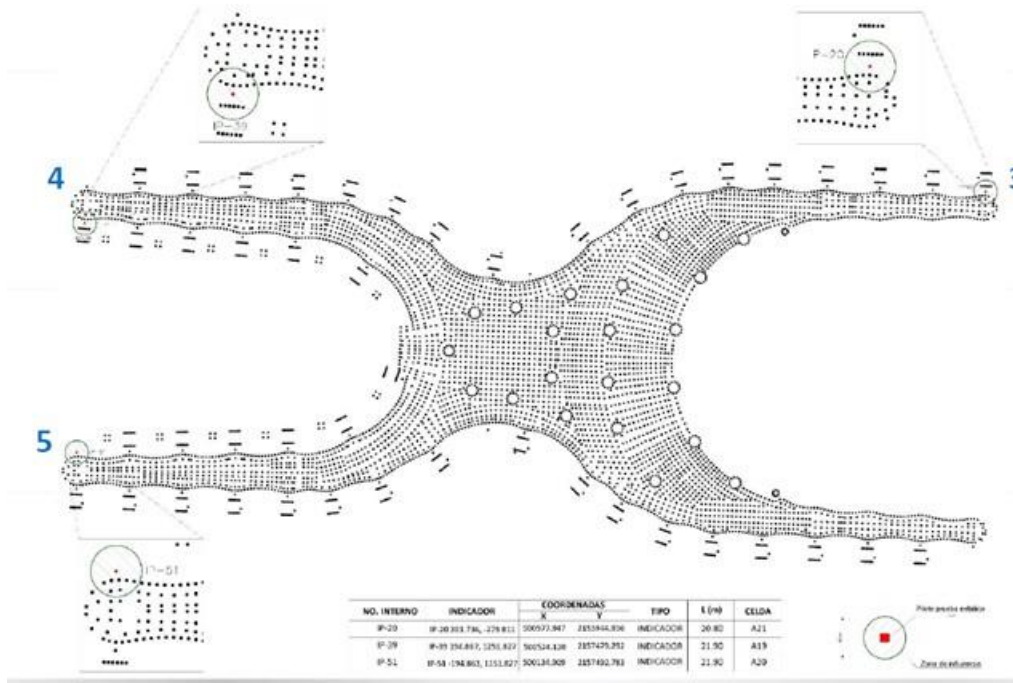


Fig. 4.2.4.2. Ubicación de pilotes a probar en Edificio Terminal (ET) (Propuesta de pruebas de carga del AM y GACM)

En reunión reciente al respecto, el IIUNAM trajo a colación el hecho de que ya se han realizado varias pruebas de este tipo, mismas que precisamente se expusieron en los incisos previos 4.2.2 y 4.2.3; en ellas se registraron no sólo la carga y el desplazamiento en la cabeza del pilote, sino instrumentando el cuerpo de los pilotes con celdas de carga y deformímetros. Como se ha mostrado, en esa zona las resistencias de los pilotes de fricción han sido por mucho, menores a las 200 t. CFE dijo no conocer dichos resultados; también mencionó que el diseñador aún no le hace llegar las cargas de diseño de cada pilote.

El IIUNAM recomendó llevar a la falla estos pilotes con 10 incrementos de igual magnitud cada uno, luego de hacer la mejor estimación posible de la capacidad de carga última de cada uno de ellos, en vez de adoptar como criterio de ejecución de los ensayos una carga teórica o supuesta de diseño. De esta forma se garantiza la obtención de una adecuada

curva carga-desplazamiento, con el conocimiento de la carga máxima o de falla de cada pilote.

Dos de los pilotes indicadores que se ensayarán, mismos que hasta el momento tienen cerca de 5 m sobre el terreno natural, se muestran en la Fig. 4.2.4.3.



Fig. 4.2.4.3. Pilotes a ensayar en el CITT

4.2.5 Seguimiento e interpretación de pruebas de carga dinámica a un porcentaje considerable de los pilotes de producción del edificio terminal, torre de control de tráfico aéreo y centro de transferencia terrestre

El II-UNAM siguió muy de cerca la construcción e hincado de los pilotes del ETP y la TCTA y recientemente de los del CITT. También ha conocido el desarrollo de las pruebas de carga dinámicas efectuadas en esos pilotes. En la Adenda a la NT G-3 “Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM, y respuesta a Oficio FP_FREE-28062017-RESP-533” el II-UNAM puso de manifiesto una reinterpretación de las pruebas dinámicas por la empresa PDP. La reinterpretación fue tal que a pesar de que se aumentó un poco la capacidad de carga total de los pilotes ensayados dinámicamente, condujo a modificar apreciablemente la magnitud relativa de las



aportaciones de la fricción en el fuste de los pilotes, y la contribución de la punta de los mismos.

La versión original de quienes son expertos en este tipo de pruebas dinámicas, por razones que no son evidentes, condujo a dar considerablemente más capacidad por fricción a los pilotes de fricción, para un reducido aumento de la capacidad de carga total. Estos cambios deberán ponderarse a la luz de los resultados de las pruebas directas de capacidad de carga estática. Tal debe ser el caso tanto para las OLTs directamente dentro del polígono donde se construye el NAIM, como de las obras viales que dan acceso al nuevo aeropuerto. En efecto, los diversos entronques que están por construirse y que seguramente recurrirán a pilotes de fricción, deberán tomar en cuenta las lecciones dejadas tanto por las pruebas dinámicas de carga, como las de carga estática hasta ahora realizadas, y que se han comentado en este subcapítulo.



4.3 Obras del Lado Aire – Pistas 2, 3 y 6, plataformas y calles de rodaje

4.3.1 Revisión de los diseños concluidos, con recomendaciones sobre temas críticos que pudieran afectar el comportamiento de las obras

Para mejorar el suelo natural antes de la construcción de las Pistas 2, 3 y 6, TASANA está aplicando la técnica de precarga con sobrecarga. El Instituto de Ingeniería ha estado insistiendo para que este procedimiento se aplique con rigor y que se llegue a un diseño final robusto. Se recuerdan a continuación los principios básicos de esta técnica y sus implicaciones para el NAICM.

a) Principio general

Es posible mejorar las características mecánicas de los suelos finos por precarga. Esta técnica consiste en colocar sobre el terreno una carga (precarga) igual a la carga definitiva que transmitirá la obra, durante un tiempo suficiente para que los asentamientos se presenten antes de la construcción de la obra final y para aumentar significativamente la cohesión no-drenada del suelo. La precarga puede tener una parte temporal y otra permanente que se incluye en la obra final (Fig. 4.3.1.1)

Además de la precarga, es común aplicar una sobrecarga (Fig. 4.3.1.1), con lo que se logra acelerar el desarrollo de los asentamientos y reducir el periodo de precarga.

Se remueven la parte temporal de la precarga y la sobrecarga cuando los asentamientos previos inducidos garantizan el buen comportamiento de la obra.

Como lo indica la Fig. 4.3.1.1, el objetivo consiste en alcanzar con la precarga permanente y temporal y con la sobrecarga (Curva roja) un asentamiento por lo menos

igual al 100% del asentamiento total (consolidación primaria y secundaria) ΔH_f que se esperaría bajo la obra final en ausencia de precarga (valor asintótico alcanzado por la curva azul, también llamado “asentamiento objetivo”). Lo anterior puede lograrse en un tiempo t_{SR} que depende del procedimiento constructivo. Es recomendable que el asentamiento logrado supere claramente el 100 % de ΔH_f , para que el suelo quede significativamente preconsolidado y que con ello se minimicen los efectos de la consolidación secundaria y se puedan realizar en el futuro trabajos de mantenimiento con eventuales ajustes a la carga final sin que se presenten asentamientos excesivos.

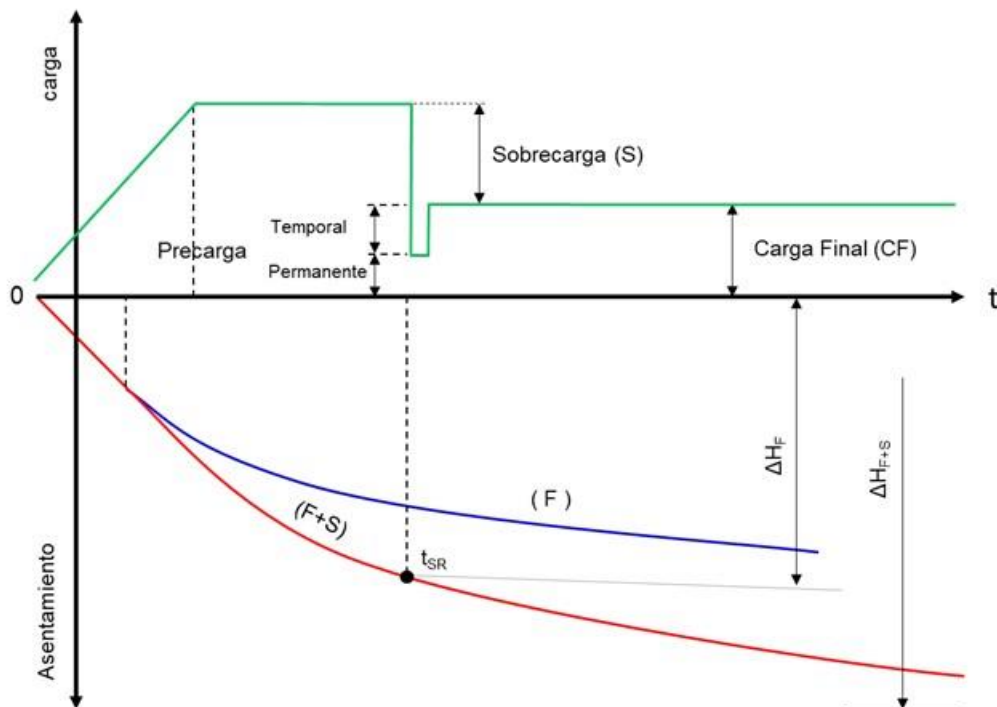


Fig. 4.3.1.1 Principio de la precarga con sobrecarga.

El tiempo t_{SR} puede reducirse con la ayuda de drenes verticales y/o aumentando la sobrecarga. Cuando el nivel freático es próximo a la superficie, t_{SR} también puede reducirse evitando que la carga efectiva disminuya con el tiempo por sumersión progresiva del suelo superficial y de la precarga. Para ello, puede recurrirse a un bombeo activo dentro de los materiales permeables sumergidos como lo ha propuesto el II-UNAM en las Notas Técnicas GEO-26 y GEO-72. El uso de estas distintas técnicas permite acelerar el proceso pero no modifica el objetivo final que consiste en alcanzar el “asentamiento objetivo”.



El objetivo puede también formularse en términos de esfuerzos efectivos. Se considera que se alcanza el tiempo t_{SR} en el que se puede remover la precarga temporal y la sobrecarga cuando el esfuerzo efectivo, en todos los estratos compresibles del subsuelo, presenta un valor por lo menos igual al inducido por consolidación bajo el peso de la obra final tomando en cuenta la sumersión existente al terminar el periodo de precarga. Se considera recomendable que el esfuerzo efectivo final sea inclusive mayor que el esperado a largo plazo bajo la obra final para que suelo quede con una preconsolidación significativa ($POP > 0$). Este segundo criterio es más difícil de aplicar porque supone contar con datos confiables respecto a las condiciones piezométricas en el subsuelo. La incertidumbre en la ubicación de piezómetros respecto a los drenes verticales conduce a una fuerte incertidumbre respecto al valor real de estas condiciones.

b) Caso del NAICM

En el NAICM el ICM está usando el sistema de precarga con drenes sintéticos. El II-UNAM ha señalado en repetidas ocasiones que hubiera sido más conveniente la instalación de drenes verticales de arena que, como lo muestran los análisis numéricos, permiten conservar mejor la geometría del terraplén.

En el caso de las Pistas 2 y 3 del NAICM, tomando en cuenta los valores numéricos considerados por TASANA (memo del 7 de marzo de 2018), se tienen las condiciones siguientes:

- Precarga.

Debe ser igual a la carga final bajo la pista, es decir a la suma de:

Precarga permanente:

. 2m de tezontle con un peso volumétrico seco de 12.5 kN/m^3

$$\sim 2 \times 12.5 = 25 \text{ kPa}$$

Precarga temporal:

. Peso de la capa de renivelación, desconocido a priori, pero por lo menos del orden de 50cm en el centro de la pista para dar la pendiente transversal

$$\sim 0.5 \times 12.5 = 6.25 \text{ kPa}$$



. Peso del futuro pavimento

CTB de 0.95 m con un peso volumétrico de 21 kN/m³¹

Asfalto de 0.20 m con un peso volumétrico de 24 kN/m³

$$\sim 0.95 \times 21 = 19.95 \text{ kPa}$$

$$\sim 0.20 \times 24 = 4.8 \text{ kPa}$$

$$\text{TOTAL} = 56 \text{ kPa}$$

- Sobrecarga.

La sobrecarga efectivamente aplicada es la diferencia entre la carga total de material acumulado y la precarga calculada en el inciso anterior.

Material acumulado:

. 2m de tezontle con un peso volumétrico de 12.5 kN/m³

$$\sim 2 \times 12.5 = 25 \text{ kPa}$$

. 2m de “material de sobrecarga” (andesita) con un peso volumétrico de 18.2 kN/m³

$$\sim 2 \times 18.2 = 36.4 \text{ kPa}$$

$$\text{TOTAL} = 61.4 \text{ kPa}$$

Se observa que la sobrecarga neta con 2m de “material de sobrecarga” (situación actual) es muy baja:

$$61.4 - 56 = 5.4 \text{ kPa}$$

Esta sobrecarga no permitirá por si sola alcanzar una preconsolidación clara del subsuelo que minimice sus deformaciones futuras.

Con 3m de este mismo material, el peso total de material acumulado subiría a:

$$61.4 + 18.2 = 79.6 \text{ kPa}$$

¹ El peso volumétrico del CTB alcanzará un valor mayor si se moja el pavimento (por inundación temporal); el material quedará entonces en condición húmeda próxima a la saturación y su peso volumétrico será del orden de 25kN/m³.



y la sobrecarga neta alcanzaría:

$$5.4+18.2= 23.6 \text{ kPa}$$

Esta carga permitiría alcanzar el “asentamiento objetivo” en un tiempo más corto que la anterior pero que debe evaluarse.

Con el bombeo activo, se puede esperar por otra parte aplicar el equivalente de una sobrecarga del orden de 10kPa por cada metro de abatimiento logrado dentro del tezontle.

Desde el principio de la precarga, el nivel freático tiende a subir hasta el nivel de los drenes horizontales por la sobrepresión que se desarrolla en los drenes verticales, lo que disminuye la eficiencia de la precarga por el efecto del empuje de Arquímedes sobre los materiales naturales superficiales y la base del tezontle y por mayor carga hidráulica en los drenes. El nivel freático sigue posteriormente el hundimiento de los drenes horizontales hasta que se alcance el nivel de la salida de estos mismo drenes. Los drenes horizontales dejan entonces de funcionar y se empieza a almacenar agua en las depresiones que se van formando por consolidación debajo de ese nivel. En estas depresiones el tezontle está sometido al empuje de Arquímedes, lo que le resta mucha eficiencia a la precarga. Es por tanto necesario bombear en el tezontle para eliminar esta agua almacenada, lo que tendrá los efectos siguientes:

- a) Eliminar el efecto del empuje de Arquímedes sobre el tezontle sumergido que pasa de saturado de sumergido a saturado, aumentando la precarga inicialmente aplicada con tezontle seco.
- b) Aumentar la eficiencia de los drenes verticales al bajar la carga hidráulica en los mismos.

c) Criterio aplicable

De acuerdo con el principio mismo de la precarga con sobrecarga, solamente se debe remover el “material de sobrecarga” (precarga temporal + sobrecarga) después del tiempo t_{SR} en el que el asentamiento bajo el material de precarga acumulado supere claramente el asentamiento esperado bajo la carga final de la pista. No es aceptable fijar a priori un “tiempo de construcción” que pueda resultar sensiblemente menor que t_{SR} .



Como ya se mencionó, es recomendable que se supere (en por lo menos 50cm) el 100 % de ΔH_f (Asentamiento objetivo, Fig. 4.3.1.1) para que el suelo quede significativamente preconsolidado y que puedan realizarse en el futuro obras de mantenimiento que impliquen ciertos ajustes a la carga final sin que se presenten asentamientos excesivos. Disponer de un margen de preconsolidación permite además mitigar los efectos de la consolidación secundaria.

El asentamiento esperado bajo el peso final de la pista (“asentamiento objetivo”) será seguramente variable a lo largo del trazo y debe calcularse tomando muy en cuenta los esfuerzos de preconsolidación existentes en el terreno antes de la construcción. La distribución espacial de estos esfuerzos ha sido estimada en la Nota técnica G-48 del II-UNAM para las Pistas 2 y 3 (Anexo 4.3.1). Es preferible basar los cálculos de asentamientos en los valores de la presión de preconsolidación y no en los valores de la relación de consolidación (OCR). En efecto, el valor del OCR es muy sensible a pequeños errores en la estimación de la distribución piezométrica y en la posición del nivel freático.

Cálculos realizados por el II-UNAM se presentan en el Anexo 4.3.2. Se indica el orden de magnitud estimada del “asentamiento objetivo” en distintos cadenamamientos de la Pista 2.

Estos cálculos deben repetirse en un número mayor de secciones transversales a lo largo de la pista 2 y en las pistas 3 y 6, tomando en cuenta en particular la información de la Nota G-48. Los parámetros empleados en esto cálculos podrán ser ajustados como parte del método observacional.

d) Recomendaciones

Por lo pronto, es muy recomendable

- Estimar las cargas finales de la pista en forma conservadora
- Calcular el asentamiento objetivo en por lo menos 10 cadenamamientos a lo largo de la pista y en puntos con características especiales, tomando en cuenta las variaciones de la estratigrafía y de la presión de preconsolidación.
- Recalcular los asentamientos objetivos en función de las observaciones (método observacional) y del espesor de la capa de renivelación necesaria.
- Adoptar un asentamiento objetivo “envolvente”
- Acelerar el proceso de consolidación con mayor sobrecarga y bombeo activo en el tezontle.
- Buscar con la precarga un asentamiento claramente mayor que el asentamiento objetivo para dejar el suelo francamente preconsolidado



4.3.2 Soporte técnico para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos

La verificación directa de que las obras se realizan en apego a los diseños y proyectos se lleva a cabo a través del personal del II-UNAM presente en la obra y mediante visitas frecuentes.

Así, en la visita del 15 de mayo de 2017 (Anexo 4.3.3), se pudo observar el geotextil instalado como separador entre el suelo natural y el tezontle para evitar la contaminación de este último por finos. Se observó asimismo el método de colocación del tezontle y la instalación de drenes verticales (PVD). Se expuso durante la visita la configuración de los drenes horizontales que se colocan en las primeras capas de este material.

En la misma forma, en la visita del 21 de Octubre de 2017 (Anexo 4.3.4), se pudieron observar las características de los materiales de precarga y sobrecarga colocados en la obra. Se prestó asimismo atención a los drenes horizontales que canalizan el agua de los drenes verticales hacia un canal. Varios de los drenes horizontales se encuentran secos por lo que se concluyó que ya se había alcanzado una contrapendiente que impide el flujo horizontal del agua. Esta situación lleva a la acumulación de agua en las zonas de mayores hundimientos y a la sumersión parcial del tezontle. Debido al empuje de Arquímedes, la carga efectiva transmitida al suelo natural disminuye progresivamente.

4.3.3 Apoyo técnico para la solución de problemas relacionados con los procedimientos constructivos que surjan durante la construcción

El II-UNAM proporcionó apoyo técnico para la solución de problemas relacionados con los procedimientos constructivos durante la construcción.

Durante la construcción de la cimentación de la Torre de Control, se observaron aportaciones importantes de agua provenientes de la pista 3 y de excavaciones realizadas para remover desechos sólidos. El II-UNAM dio recomendaciones para solucionar este problema en la forma descrita en la Nota Técnica G-53.



4.3.4 Apoyo técnico en caso de que los procedimientos constructivos requieran de ajustes y o modificaciones a los diseños

El II-UNAM proporcionó apoyo técnico para el ajuste de los procedimientos constructivos que requieran de ajustes y o modificaciones a los diseños.

TASANA aplica el Método observacional que consiste en ajustar los parámetros de sus modelos de comportamiento del subsuelo bajo el efecto de la precarga y sobrecarga en función de los asentamientos observados. El II-UNAM ha revisado los informes bimestrales de TASANA y ha emitido sus comentarios, en particular en la Nota G-25.

En un documento del 18 de Enero de 2018, TASANA presentó una Propuesta de terraplén de sobrecarga de 3m en las Pistas 2 y 3 así como en las calles de rodaje adyacentes.

Confirmando lo anterior, en sus presentaciones del 30 de enero de 2018 a los directivos de GACM en Texcoco y del 6 de febrero de 2018 en la UNAM, TASANA ha manifestado su intención de incrementar el espesor de material de precarga hasta 3m en varias zonas donde se han presentado hundimientos lentos bajo la carga actual. Se da así prioridad al mejoramiento del suelo desde el punto de vista del diseño del pavimento pero se dejan amplias zonas prácticamente sin sobrecarga (véase inciso 4.3.1). Para estas zonas será muy importante contar con el bombeo activo para poder alcanzar el asentamiento objetivo

Se han dado los primeros pasos para el inicio del bombeo activo en el tezontle.

El 8 de marzo de 2018, se organizó una reunión en Texcoco con participación del GACM, de TASANA de la empresa Coconal y del II-UNAM, respecto al bombeo requerido para remover el agua del tezontle que haya quedado debajo del nivel freático y mantener la eficiencia de la precarga. La conveniencia de realizar este bombeo fue planteada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en sus notas técnicas GEO-26 y GEO-72. En la junta, el Ing. Andrés Bentón expuso los resultados de las pruebas de bombeo en el tezontle que llevó a cabo por encargo de la empresa Coconal. Estas pruebas pusieron en evidencia la alta permeabilidad del tezontle y la factibilidad del bombeo. El Instituto de Ingeniería puso énfasis en que las zonas prioritarias de bombeo deben ser las de mayor asentamiento. En las zonas donde los drenes horizontales siguen funcionando, es probable que el tezontle no haya penetrado en forma importante en el manto freático. Es por tanto necesario diseñar el sistema tomando muy en cuenta los mapas de asentamientos registrados bajo precarga.



El 14 de marzo de 2018, se celebró una nueva junta sobre el mismo tema en Texcoco en la que TASANA propuso un sistema de bombeo vertical para extraer el agua del tezontle. El Instituto coincidió con Coconal en la conveniencia de que los pozos penetren en el suelo natural para poder eliminar totalmente el tirante de agua en el tezontle. En opinión del II-UNAM, el criterio de TASANA consistente en mantener un nivel mínimo de 50 cm de agua en el tezontle no tiene justificación y su aplicación disminuiría significativamente la eficiencia del bombeo. Se recomendó además que la configuración en planta de los pozos sea en tresbolillo y que los pozos se conecten no solamente con los drenes horizontales sino con el tezontle directamente. TASANA se comprometió a tomar en cuenta los comentarios de Coconal y del II-UNAM.

Respecto a las plataformas, a solicitud del GACM, el Instituto de ingeniería emitió la Nota Técnica No. G-29: *“Comentarios sobre el comportamiento de 2014 a 2017 de las plataformas de prueba postensadas A y B en el predio del NAICM, y de la plataforma de pernocta de Aeroméxico en el AICM, construidas por la empresa Posten”*. El II-UNAM recibió por otra parte documentos de TASANA para la licitación de los trabajos de las plataformas. En estos documentos se plantea en forma general el uso de un sistema de precarga a base de vacío en las inmediaciones del edificio terminal. Es necesario que el II-UNAM tenga acceso a los documentos de diseño de detalle de este sistema de precarga y pueda dar una opinión al respecto.

4.3.5 Ajustes a los términos de referencia contratados con terceros para el diseño de la instrumentación requerida para el posterior monitoreo del comportamiento de las estructuras del lado aire, durante la construcción y operación de las mismas

El II-UNAM participó en diversas reuniones para el ajuste de los términos de referencia contratados con terceros para el diseño de la instrumentación requerida para el posterior monitoreo del comportamiento de las estructuras del lado aire, durante la construcción y operación de las mismas

4.3.6 Interpretación de resultados del monitoreo de la instrumentación, a fin de establecer la pertinencia del comportamiento de las obras del lado aire

El II-UNAM realizó trabajos de seguimiento de la instrumentación de campo y en particular ha interpretado los datos de las placas de asentamiento instaladas (1980 aprox.) en el área de precarga de las Pistas 2 y 3. Como resultado se han construido



gráficas y mapas que describen la evolución del asentamiento desde el inicio de la colocación de la precarga hasta el mes de marzo de 2018. Asimismo, se interpretaron los datos de los piezómetros abiertos y eléctricos instalados en las Pistas 2 y 3 y se han construido secciones transversales que describen el comportamiento de la presión de agua en el subsuelo a lo largo de las pistas estudiadas hasta el mes de marzo de 2018. En la Nota técnica G-61 del II-UNAM se presenta la interpretación de los datos de las placas de asentamiento hasta el mes de febrero de 2018.

Por otra parte, se han realizado sondeos de tipo CPT y ensayos de sonda suspendida para verificar los avances logrados en el mejoramiento del suelo durante la precarga. Las conclusiones se presentarán próximamente en una Nota Técnica del II-UNAM. Es importante subrayar que el mejoramiento de las propiedades del suelo natural es solamente uno de los objetivos de la precarga. Aún en caso de haber logrado un mejoramiento significativo de las propiedades del suelo natural, deberá proseguirse con la precarga hasta alcanzar el “asentamiento objetivo” como se explicó en el inciso 4.3.1. Este asentamiento objetivo podrá sin embargo ser recalculado y ajustado si se concluye que es aceptable disminuir el espesor total del pavimento (por ejemplo menor espesor de tezontle).

Referencias

Informes de TASANA:

TASANA, 31 de mayo 2017- Método Observacional de la Pista 2 y 3 – Análisis de datos – Informe de Avance Mensual

TASANA, 31 de mayo 2017 - Método Observacional de la Pista 2 y 3 – Informe de Avance Mensual – Verificación de Información de Monitoreo e Instalación

TASANA, julio 2017 - Método Observacional de la Pista 2 y 3 – Informe Mensual de Avances

TASANA, julio 2017 Método Observacional de las Pistas 2 y 3 – Informe de Avance Mensual – Verificación de Información de Monitoreo e Instalación

TASANA, agosto 2017- Método Observacional de las Pistas 2 y 3 – Reporte de progreso mensual – Análisis de información – Referencia: TSN_GACM_REP_0512

TASANA, agosto 2017- Método Observacional de las Pistas 2 y 3 – Informe de Avance Mensual – Verificación de Información de Monitoreo e Instalación

TASANA, 30 de noviembre 2017 - Informe de Progreso Mensual del Método Observacional en las Pistas 2 y 3 – Verificación de la Información y del Monitoreo de Datos



TASANA, 30 de noviembre 2017 - Método Observacional en Pistas 2 y 3 – Informe de Progreso Mensual – Análisis de Datos

TASANA, febrero 2018 - Método Observacional de las Pistas 2 y 3 – Reporte Mensual de Progreso – Análisis de Datos – Febrero del 2018

TASANA, febrero 2018 - Informe de Progreso Mensual del Método Observacional en las Pistas 2 y 3 – Verificación de la Información y del Monitoreo de Datos

Memos de TASANA

TASANA, 15 de enero 2018, NOTA / MEMO TSN_GACM_MEM_0221_Solución para las áreas con PVD

TASANA, 18 de enero 2018, NOTA / MEMO TSN_GACM_MEM_0223 – Propuesta de terraplén de sobrecarga de 3m en las Pistas 2 y 3 así como en las calles de rodaje adyacentes.

TASANA, 7 de marzo de 2018, “TSN_GACM_MEM_0242_Resultados Obtenidos del Método Observacional”

Presentaciones Power Point de TASANA

TASANA, mayo de 2017, Taller II-UNAM TASANA, Workshop II-UNAM TASANA, pdf de Powerpoint)

TASANA, septiembre 2017 - Workshop II-UNAM–ASANA Método Observacional (pdf de power-point)

TASANA, 30 de enero 2018, Observational Method, Power point, Directors meeting

TASANA, 6 de febrero 2018, Método observacional, Reunión con Instituto de Ingeniería, UNAM, Powerpoint.

TASANA, 6 de febrero 2018, Método observacional, Reunión con Instituto de Ingeniería, UNAM, Powerpoint.

CFE

CFE (2018). Trabajos complementarios de la campaña de exploración geotécnica, muestreo y sistemas de medición en las zonas de aeropistas, calles de rodaje, caminos internos, pista 6 y edificación del Nuevo Aeropuerto de la Ciudad de México (NAICM). Estaciones de monitoreo. Remisión del 6 de marzo de 2018.



4.3.7 Anexo 4.3.1: Estratigrafía

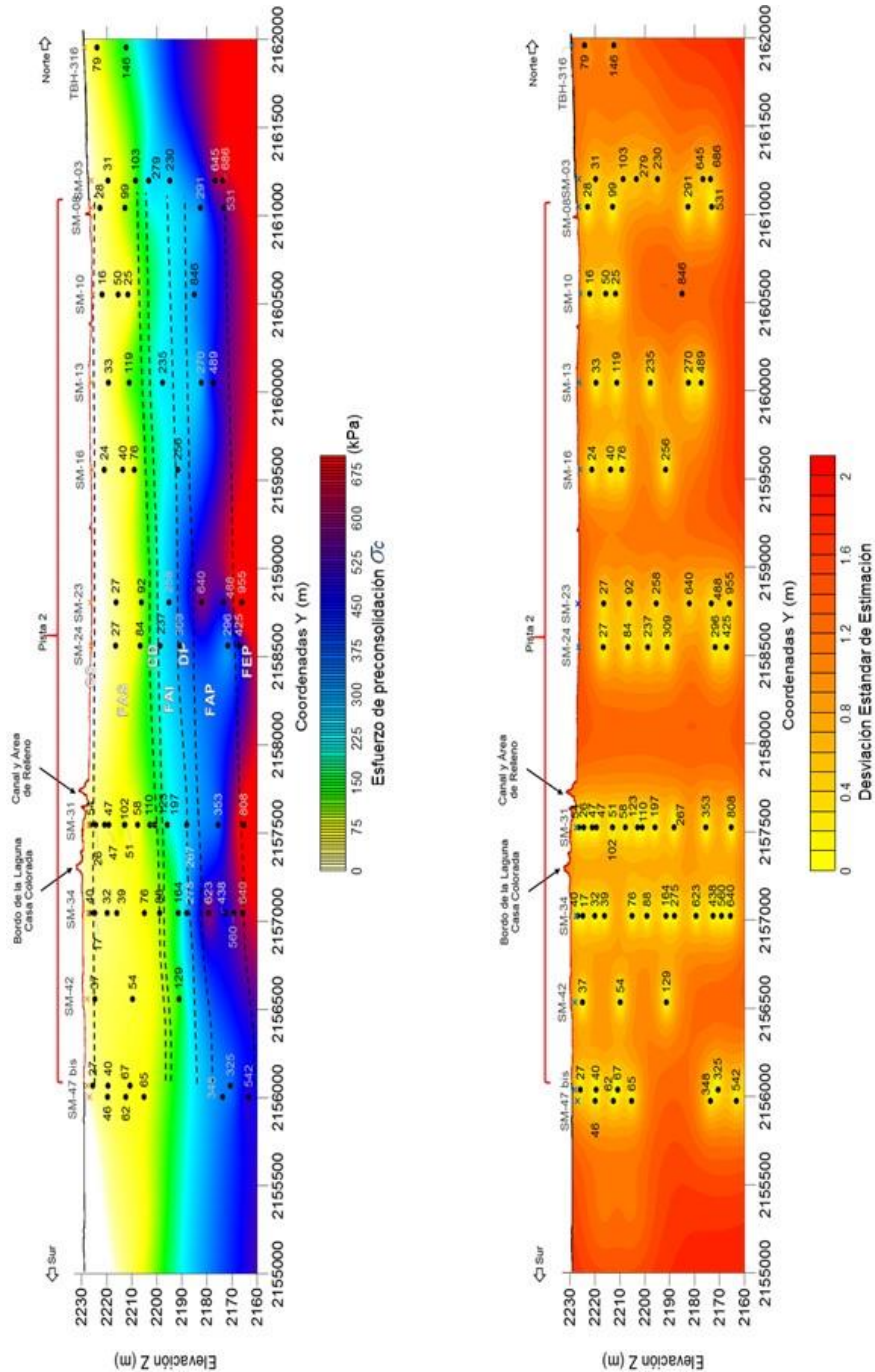


Fig. An.4.3.1.1 Distribución espacial de la presión de preconsolidación a lo largo de la pista 2 (Nota G-48).

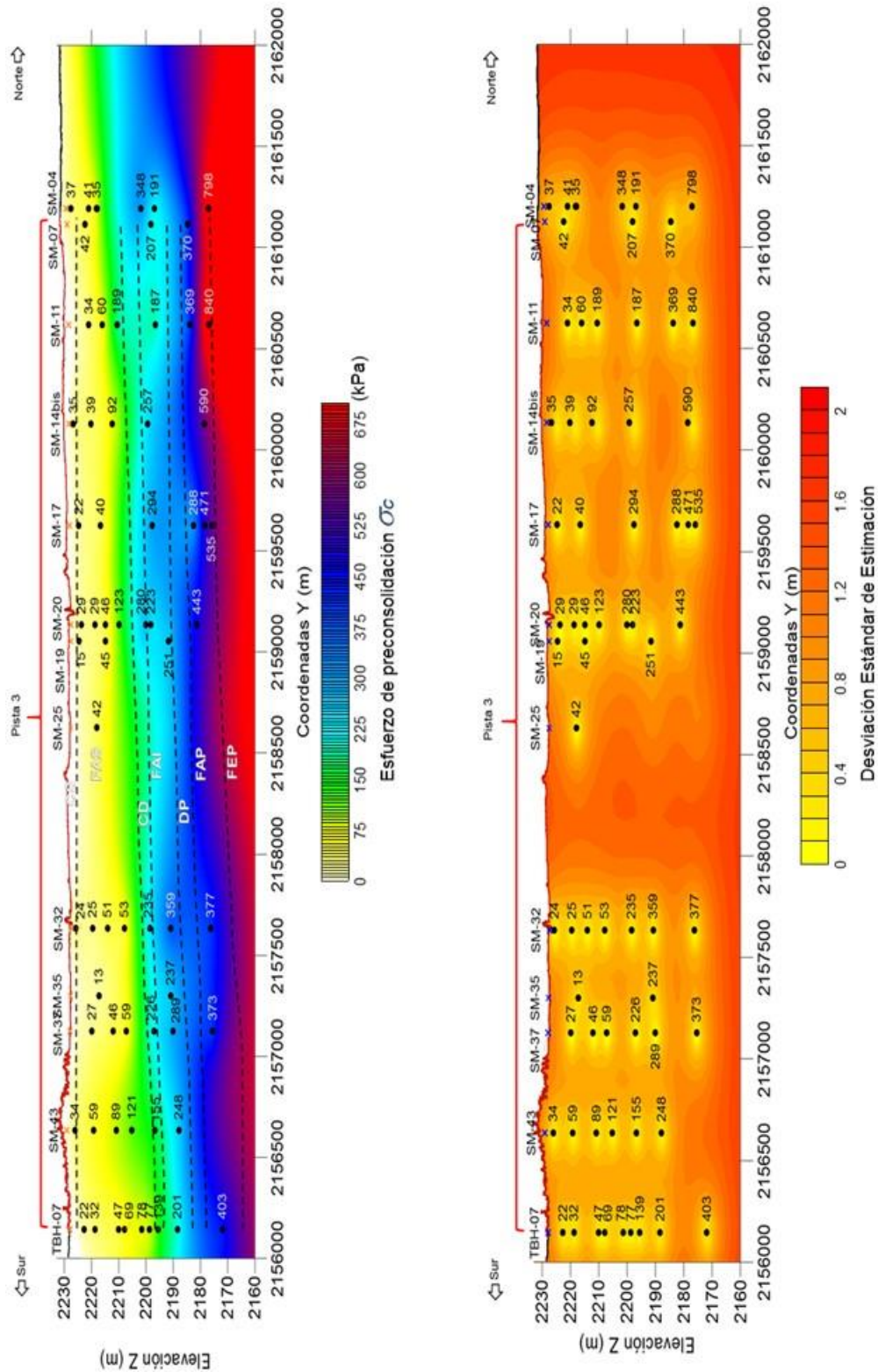


Fig. An.4.3.1.2 Distribución espacial de la presión de preconsolidación a lo largo de la pista 2 (Nota G-48)

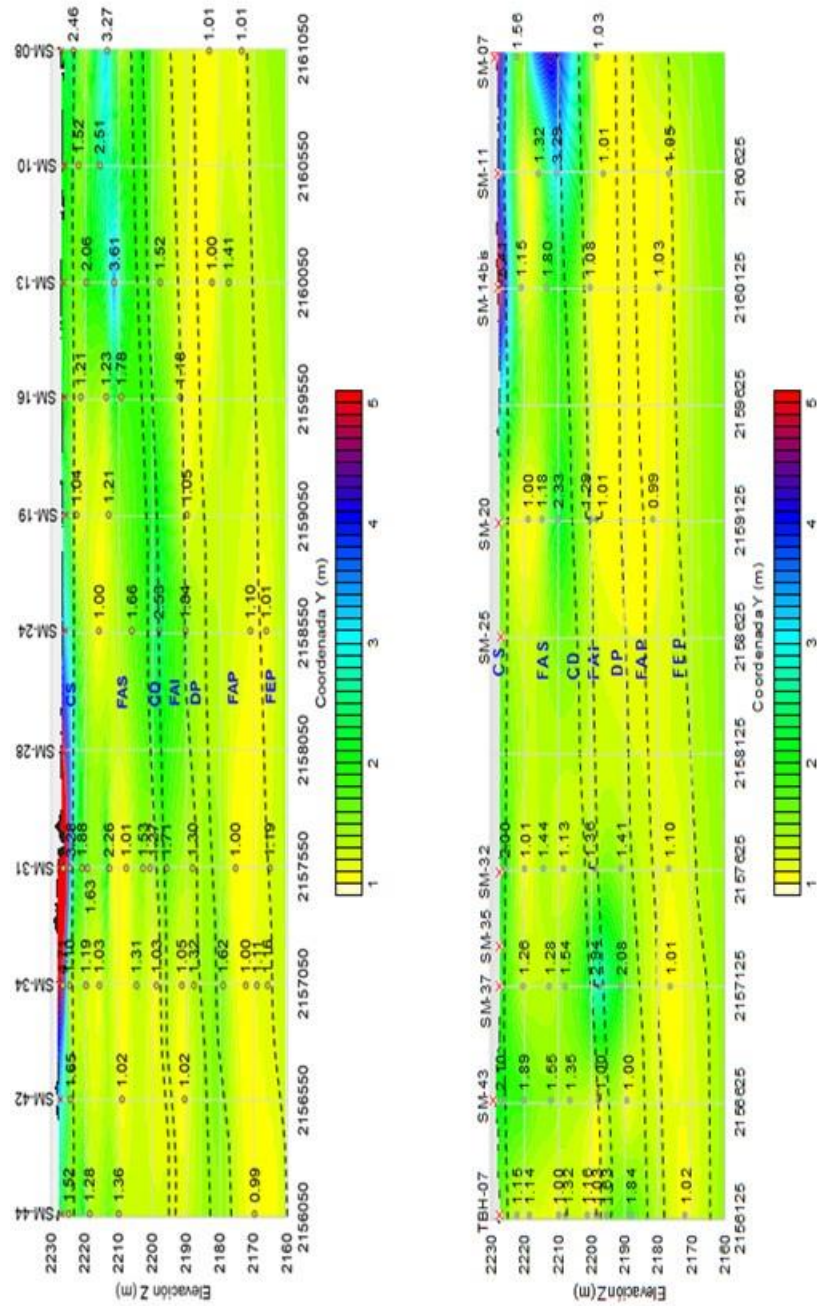


Fig. An.4.3.1.3 Distribución espacial del OCR a lo largo de las pistas 2 y 3 (Nota G-48)



4.3.8 Anexo 4.3.2: Modelaciones numéricas del proceso de precarga

4.3.8.1 Introducción

El II-UNAM realizó una serie de modelaciones numéricas para simular la aplicación y remoción de la precarga en algunas zonas de la Pista 2. A continuación se presentan los resultados obtenidos y algunos comentarios respecto a los resultados de dichas modelaciones.

4.3.8.2 Antecedentes

En el informe “TSN_GACM_MEM_0242_Resultados Obtenidos del Método Observacional” (TASANA; 2018) se describe el modelo geotécnico propuesto por el ICM para representar la respuesta mecánica del terreno en el Cad 4+000 de la pista 2 del NAICM.

En dicho informe se menciona que los niveles del terreno natural y de agua freática, en el eje de la pista, se consideraron en las elevaciones 2226.25m y 2224.83m, respectivamente. Además, se muestran las elevaciones correspondientes a cada estrato, al centro del terraplén (Tabla An.4.3.2.1). En la Tabla An.4.3.2.2 se indican las cargas hidráulicas residuales en cada estrato considerando los abatimientos piezométricos iniciales registrados en el sitio.

Se indican los pesos volumétricos considerados para los materiales que conforman el cuerpo del terraplén y la sobrecarga:

- El peso volumétrico del tezontle (2m) es de 12.5/14.5kN/m³ (seco/saturado)
- El peso volumétrico del material de sobrecarga es de 18/20kN/m³ (seco/saturado)
- El peso volumétrico natural del material tipo CTB (0.95m) es de 21kN/m³
- El peso volumétrico natural del asfalto (0.20m) es de 24kN/m³

Se muestran los parámetros geotécnicos para cada estrato (Tablas An.4.3.2.3 y An.4.3.2.4) y la secuencia de construcción en días (Tabla An.4.3.2.5).

Respecto a los drenes, se acepta que, al final de su instalación, la elevación de la parte inferior de los mismos quedó en la elevación 2210m. La carga hidráulica en los drenes se consideró de 2226.14m.



Tabla An.4.3.2.1 Elevaciones y espesores de los estratos (TASANA, 2018)

Capa	Parte Superior de la Capa (m)	Parte Inferior de la Capa (m)	Espesor (m)
DC Costra Disecada	2226,254	2225,73	0,52
FAS A	2225,73	2218,27	7,46
FAS B	2218,27	2210,48	7,79
FAS C	2210,48	2206,23	4,25
CD	2206,23	2202,69	3,54
FAI	2202,69	2192,66	10,03
SES	2192,66	2182,04	10,62
FAP	2182,04	2168,46	13,58
SEI	2168,46	2150	18,46

Tabla An.4.3.2.2 Cargas hidráulicas de referencia (TASANA, 2018)

Capa	Parte superior	Fondo
DC Costra Disecada	Freático	Freático
FAS A	Freático	Freático
FAS B	Freático	Freático
FAS C – Entre drenes	Freático	Freático
FAS C – debajo de los drenes	Freático	2218
CD	2218	2218
FAI	2218	2208
SES	2208	2208
FAP – mitad superior	2208	2200.84
FAP – mitad inferior	2200.84	2177
SEI	2177	2177



Tabla An.4.3.2.3 Parámetros de compresibilidad para los materiales que conforman cada estrato (TASANA, 2018)

Capa	CR	Ca	RR
DC Costra Disecada	0.56	0	0.05
FAS A	0.71	0.031	0.04
FAS B	0.76	0.032	0.04
FAS C	0.87	0.033	0.04
CD	0	0	0
FAI	0.73	0.030	0.04
SES	0	0	0
FAP	0.70	0	0.05
SEI	0	0	0

Tabla An.4.3.2.4 Parámetros índice, deformación, compresibilidad y permeabilidad para los materiales que conforman cada estrato (TASANA, 2018)

Capa	γ_d/γ_w [kN/m ³]	OCR	$k_{v,ini}$	Módulo de deformación	k_h/k_v	drenado/ no drenado
DC Costra Disecada	14.25/14.25	3.11	2.969E-09	2.600E-01	1.00	no drenada
FAS A	12.10/12.10	1.83	2.969E-09	2.600E-01	0.92	no drenada
FAS B	12.30/12.30	1.83	2.969E-09	2.600E-01	0.92	no drenada
FAS C	12.80/12.80	1.65	2.969E-09	2.600E-01	0.92 (con PVD) o 2.00 (sin PVD)	no drenada
CD	14.70/16.70	1.00	-	-	-	drenada
FAI	13.10/13.10	1.45	2.940E-09	2.400E-01	1.00	no drenada
SES	15.00/17.00	1.00	-	-	-	drenada
FAP	13.50/13.50	1.00	8.410E-11	2.100E-01	1.00	no drenada
SEI	16.00/18.00	1.00	-	-	-	drenada



An.Tabla 4.3.2.5 Secuencia de construcción en días (TASANA, 2018)

Actividad	2 m de sobrecarga	3 m de sobrecarga
Aplicación de 0.5 m de Tezontle	0	0
Aplicación de 0.5 m de Tezontle	117	117
Installation of PVD's	181	181
Aplicación de 0.5 m de Tezontle	190	190
Aplicación de 0.5 m de Tezontle	201	201
Aplicación de 0.5 m de sobrecarga	230	230
Aplicación de 0.5 m de sobrecarga	301	301
Aplicación de 0.5 m de sobrecarga	318	318
Aplicación de 0.5 m de sobrecarga	320	320
Application of 1.0 m sobrecarga	no aplicable	538
Retiro de la sobrecarga	685	685
Aplicación de la capa de nivelación de Tezontle	692	692
Instalación de pantallas impermeables (determina los niveles de agua futuros)	719	719
Aplicación de la estructura de pavimento	771	771
Entrega (comienzo de asentamiento residual)	811	811

4.3.8.3 Modelación numérica

4.3.8.3.1 Modelo geotécnico de TASANA. Cad. 4+000, zona 7 de la Pista 2

El II-UNAM realizó modelaciones numéricas de la técnica de precarga (2 y 3m) aplicada en el Cad 4+000 de la zona 7, sobre la Pista 2. Se consideró el modelo geotécnico propuesto por TASANA y la secuencia constructiva de la Tabla 5. Recurriendo al Método del Elemento Finito 2D, se obtuvieron los siguientes resultados:

a) Asentamiento objetivo

Es el asentamiento final correspondiente al peso total de la estructura final del terraplén de la pista. El cálculo del asentamiento objetivo es fundamental porque, en la técnica de precarga, constituye un límite inferior que debe considerarse como referencia para



establecer el tiempo de retiro de la precarga. La Fig. An.4.3.2.1 muestra la curva de asentamiento vs tiempo (curva azul) para el cadenamiento 4+000 de la Pista 2. El asentamiento final (asentamiento objetivo) es del orden de 2.5m.

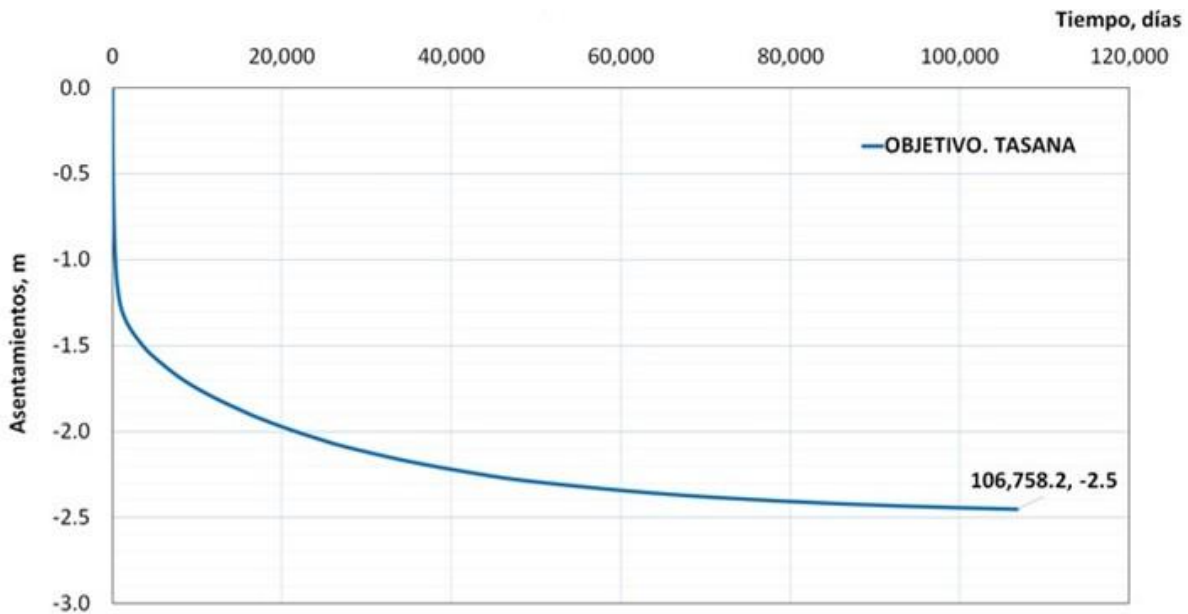


Fig. An.4.3.2.1 Curva Objetivo. Cad. 4+000.00

b) Asentamiento máximo por sobrecarga

Es el asentamiento correspondiente al peso total del material acumulado considerando precarga (2m de tezontle), sobrecarga (2m de andesita) y drenes en el terreno. Este asentamiento es un límite de referencia para establecer el retiro de la precarga, esperando reducir los asentamientos futuros del terreno bajo la pista. La Fig. An.4.3.2.2 muestra la curva de asentamiento por sobrecarga vs tiempo para el cadenamiento 4+000 de la Pista 2 (curva roja). El asentamiento final que se alcanzaría si no se removiera la sobrecarga es de 3.1m.

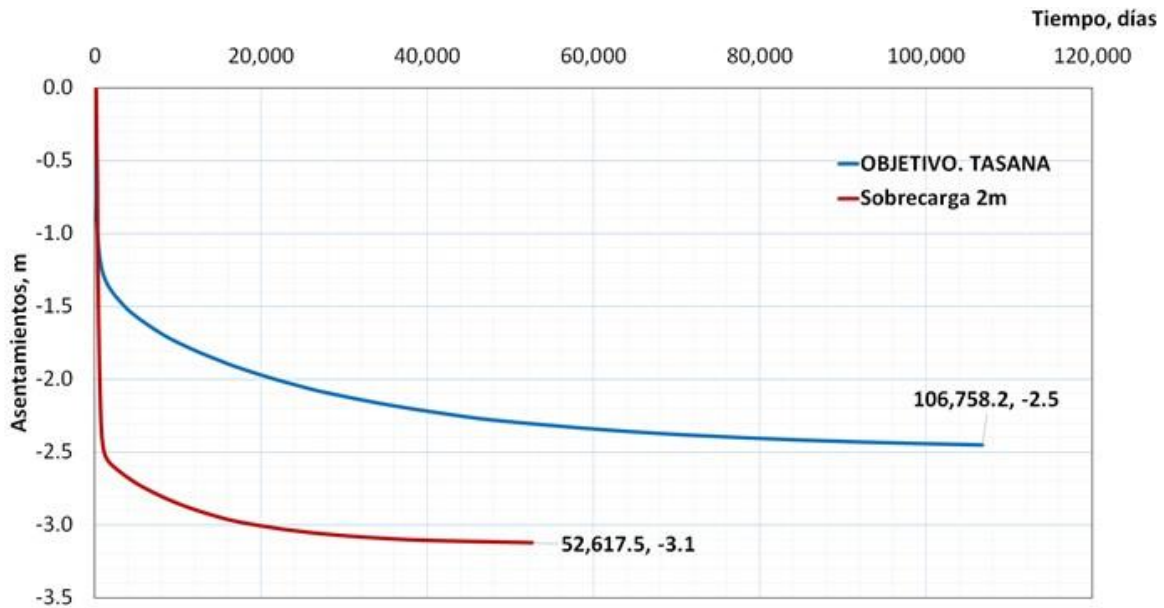


Fig. An.4.3.2.2 Asentamientos por sobrecarga. Cad. 4+000.

c) Asentamientos con 2m de material de sobrecarga retirados a los 685 días.

Son los asentamientos después del retiro de la sobrecarga en el tiempo propuesto por TASANA. La Fig. An.4.3.2.3 muestra la curva de asentamientos vs tiempo, con el retiro de la sobrecarga de 2m, una renivelación de 25cm y la construcción de la estructura del pavimento. Se observa lo siguiente:

- Cuando se retira la sobrecarga (685días), el asentamiento es de 2.2m, menor que el asentamiento objetivo.
- El retiro de dicha sobrecarga genera una expansión del terreno de 40cm, aproximadamente (curva verde).
- La construcción de la capa de renivelación y del pavimento provoca un asentamiento a corto plazo del orden de 20cm y a largo plazo, el asentamiento acumulado alcanza 2.7m. La estructura final del pavimento sufrirá por tanto asentamientos de 70cm, aproximadamente, después de su construcción

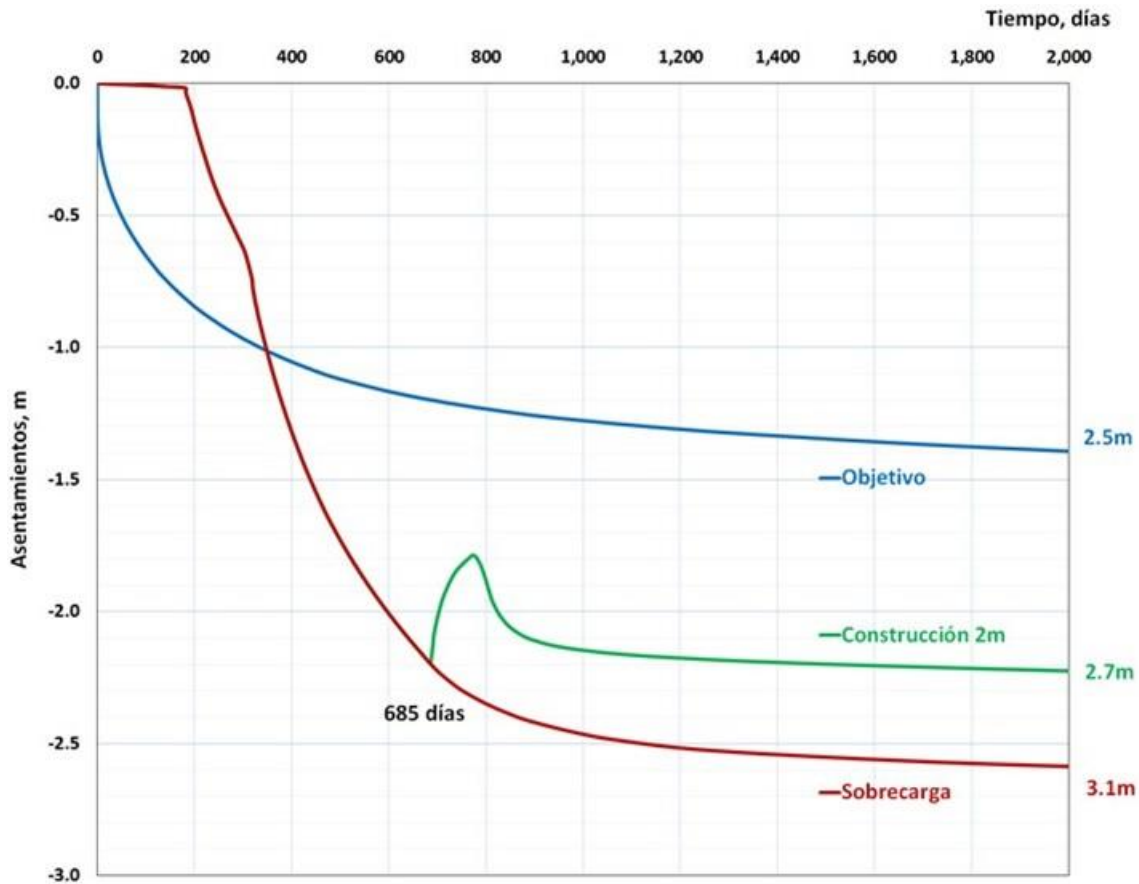


Fig. An.4.3.2.3 Asentamientos por construcción. Sobrecarga de 2m

El asentamiento que sufrirá la estructura del pavimento después de su construcción, puede provocarle daños como agrietamientos y pérdida de pendiente, principalmente. El nivel superficial del pavimento quedará prácticamente igual que el del terreno. Además, el terreno quedará prácticamente normalmente consolidado (imagen izquierda, Fig. 4.3.2.5). Esto último se debe a que el asentamiento en el tiempo de retiro de precarga (2.2m a los 685 días) no alcanza el valor objetivo y es insuficiente. Esta condición es indeseable ya que en el futuro cualquier renivelación, en la zona cercana al cadenamamiento en estudio, provocará nuevos asentamientos diferenciales significativos de la pista.

d) Asentamientos con 3m de material de sobrecarga retirados a los 685 días.

La Fig. An.4.3.2.4 muestra la curva de asentamientos vs tiempo (curva negra) después del retiro de la sobrecarga de 3m, una renivelación de 25cm y la construcción de la estructura del pavimento. Se observa lo siguiente:

- Cuando se retira la sobrecarga (685 días), el asentamiento es de 2.75m.
- El retiro de dicha sobrecarga genera una expansión del terreno de 50cm, aproximadamente.
- Después de la construcción del pavimento, el asentamiento llega a largo plazo hasta 3m. Por tanto, la estructura final del pavimento sufrirá asentamientos de 70cm, aproximadamente después de la construcción.

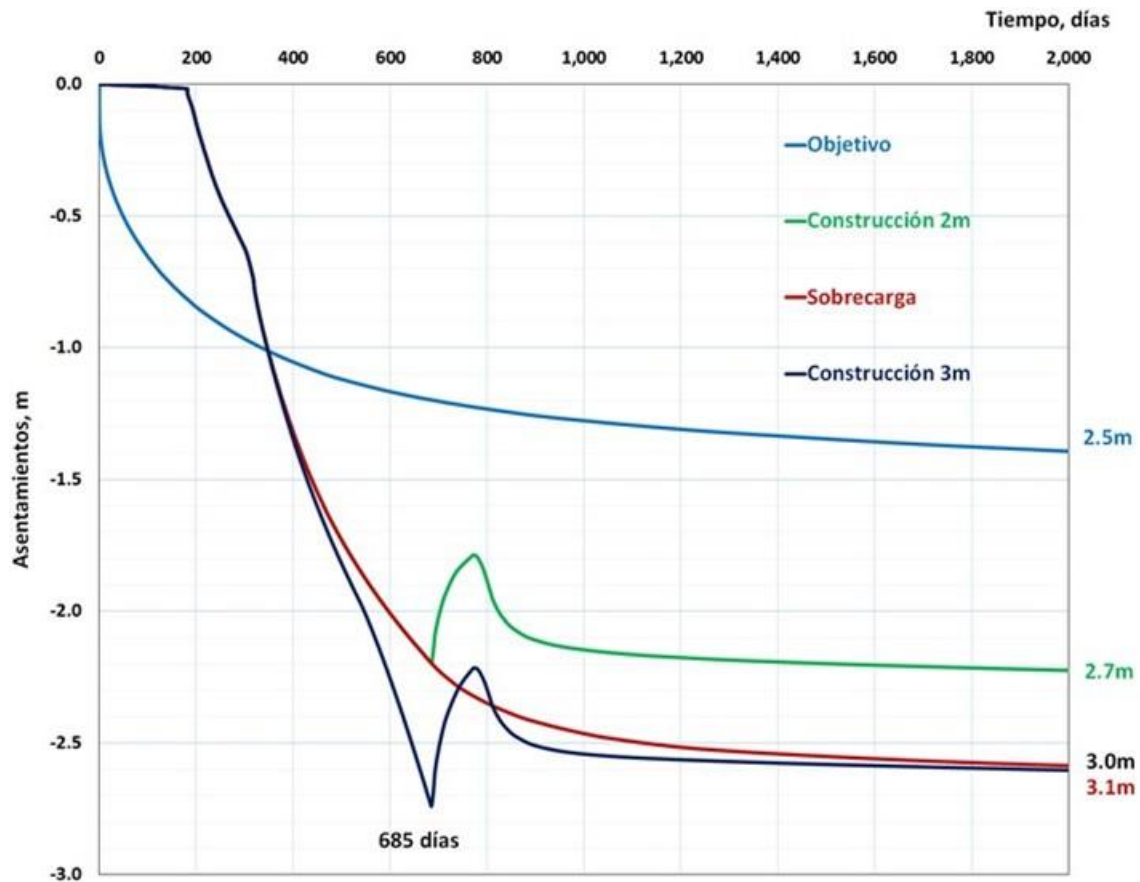


Fig. An.4.3.2.4 Asentamientos por construcción. Sobrecarga de 3m.

Nuevamente, es posible concluir que el asentamiento que sufrirá la estructura del pavimento después de su construcción, puede provocar principalmente, agrietamientos y pérdida de pendiente. El nivel superficial del pavimento quedará a la misma altura que el terreno. Además, el suelo quedará con un grado de preconsolidación bajo (imagen derecha, Fig. An.4.3.2.5). Esto último se debe a que el asentamiento (2.75m) alcanzado en el instante del retiro de precarga (685 días) es solamente un poco mayor que el asentamiento objetivo (2.5m). Esta condición es indeseable ya que en el futuro, cualquier

renivelación, en la zona cercana al cadenamamiento en estudio, provocará nuevos asentamientos diferenciales a lo largo de las pistas.

La Fig. An.4.3.2.5 muestra las condiciones de preconsolidación en el terreno, para las propuestas de sobrecarga de 2 y 3m. Se observa lo siguiente:

- Con 2m de sobrecarga y retiro en 685 días, la relación de preconsolidación del terreno es 1.1, aproximadamente.
- Con 3m de sobrecarga y retiro en 685 días, la relación de preconsolidación del terreno es 1.3, aproximadamente.

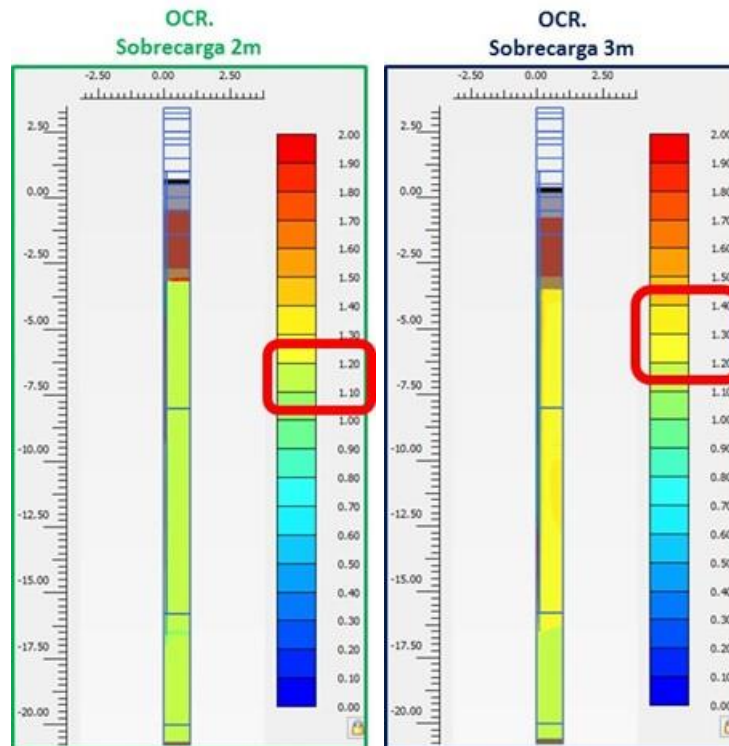


Fig. An.4.3.2.5 Relación de preconsolidación en el terreno al final de la sobrecarga.

Es fundamental alcanzar y rebasar los asentamientos objetivos definidos mediante análisis previos. Como se acaba de mostrar, para el Cad. 4+000, las condiciones de precarga actuales (2m) o modificadas (3m), no permiten llegar a un diseño robusto con pocas deformaciones después de la construcción y grado de preconsolidación significativo.



Se recomienda por tanto aplicar cuanto antes la técnica alternativa para la aplicación de la precarga mediante bombeo propuesta por el II-UNAM en sus notas técnicas GEO-26 y GEO-72 para acelerar el proceso de deformación del suelo y alcanzar asentamientos mayores durante la precarga. Con esta técnica podría además eventualmente reducirse significativamente el volumen de materiales necesarios para la precarga.

4.3.8.3.2 Modelos del II-UNAM

El II-UNAM realizó modelaciones numéricas adicionales para analizar el comportamiento de la precarga con y sin bombeo en los siguientes cadenamientos de la Pista 2:

- i) 0+000 (extremo sur).
- ii) 5+000 (extremo norte).

Se consideró en su totalidad la secuencia constructiva de la Tabla 4.3.2.5.

- i) Extremo Norte

En las Figs. An.4.3.2.6 y An.4.3.2.7 se presentan los resultados de las simulaciones realizadas por el método del elemento finito para una zona de la Pista 2 cercana al extremo Norte de la misma. Se presentan:

- La curva de asentamiento de la pista final sin el efecto de la precarga (Curva azul) que, con un NAF a 0.5m debajo del terreno natural original, arroja a largo plazo un asentamiento objetivo de 2.41m.
- La evolución de los movimientos verticales para una sobrecarga de 2m (Curva roja). Para obtener esta curva se buscó tomar en cuenta la evolución del nivel freático durante la precarga descrita en el inciso 4.3.1.c. Si no se retirara la precarga el asentamiento podría alcanzar 3.28m.
- La misma que la anterior pero con retiro en el instante considerado por TASANA (685 días, curva rosa). El retiro se realiza mucho antes de que se alcance el asentamiento objetivo. El suelo queda por tanto sin preconsolidación (Fig. An.4.3.2.8) y la pista queda expuesta a asentamientos significativos en caso de trabajos de mantenimiento.
- La evolución de los movimientos verticales para una sobrecarga de 3m (curva café) con retiro a los 685 días. La pista queda en condiciones semejantes a las del caso anterior. No resulta realmente útil el aumento de la sobrecarga



- La evolución de los movimientos verticales con sobrecarga de 2m retirada a los 685 días y bombeo en el tezontle (curva negra). Los resultados llevan a una ligera preconsolidación.
- La evolución de los movimientos verticales con sobrecarga de 3m retirada a los 685 días y bombeo en el tezontle (curva verde). Los resultados llevan a una preconsolidación más significativa (Fig. An.4.3.2.9).
- Estos 385 días deben contarse a partir del inicio de la colocación del tezontle.

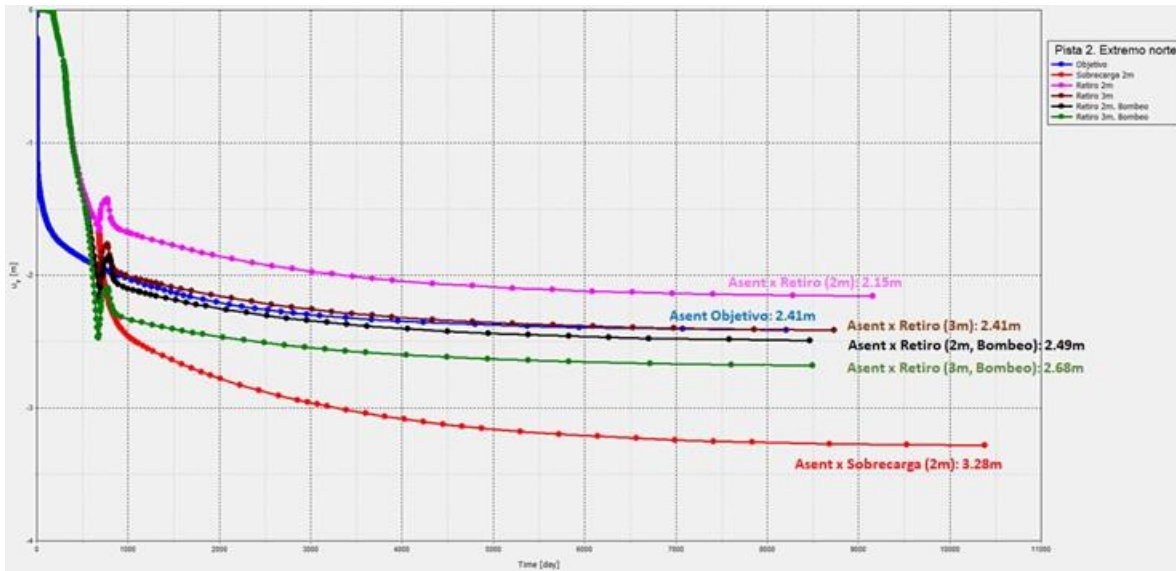


Fig. An.4.3.2.6 Evolución de asentamientos para diferentes casos.

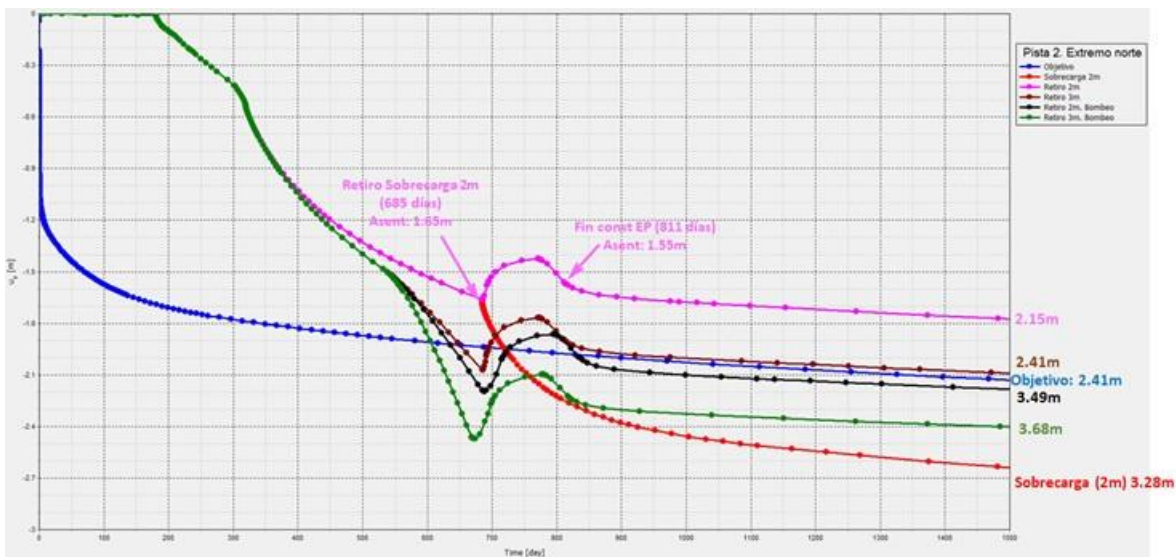


Fig. An.4.3.2.7 Zoom sobre la parte inicial de la Fig. 4.3.2.6

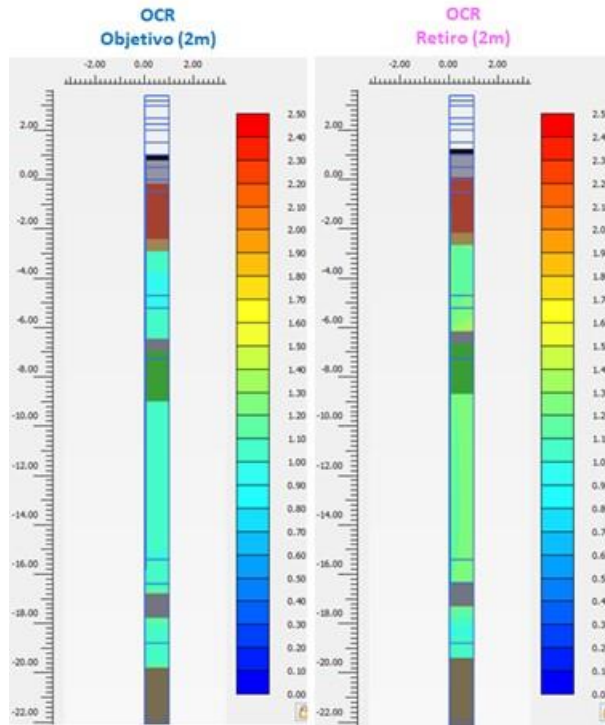


Fig. An.4.3.2.8 Condiciones finales de consolidación

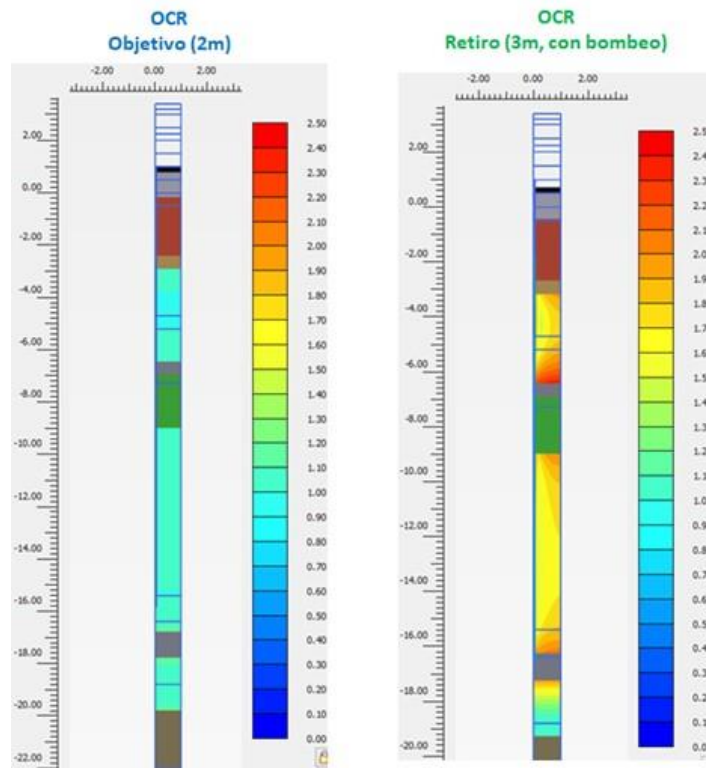


Fig. An.4.3.2.9 Condiciones finales de consolidación



ii) Extremo Sur

En la misma forma, en las Figs. An.4.3.2.11 y An.4.3.2.12 se presentan los resultados de las simulaciones realizadas por el método del elemento finito para una zona de la Pista cercana al extremo Sur de la misma. Se presentan:

- La curva de asentamiento de la pista final sin el efecto de la precarga (Curva azul) que, con un NAF a 0.5m debajo del terreno natural original, arroja a largo plazo un asentamiento objetivo de 3.5m. Conviene observar que para el extremo sur de las Pistas 2 y 3, el “asentamiento objetivo” puede también estimarse tomando en cuenta los resultados obtenidos en el tramo de prueba del II-UNAM con drenes verticales. Bajo una carga unitaria de 43.6kPa, este terraplén ha presentado un asentamiento total de 3.30m en tres años, antes de estabilizarse (Fig. An.4.3.2.10). Bajo la carga de la pista de 56kPa, el asentamiento final o “asentamiento objetivo” puede por tanto estimarse en cerca de 4.0 m en la zona sur, valor superior a los 3.5m calculados.

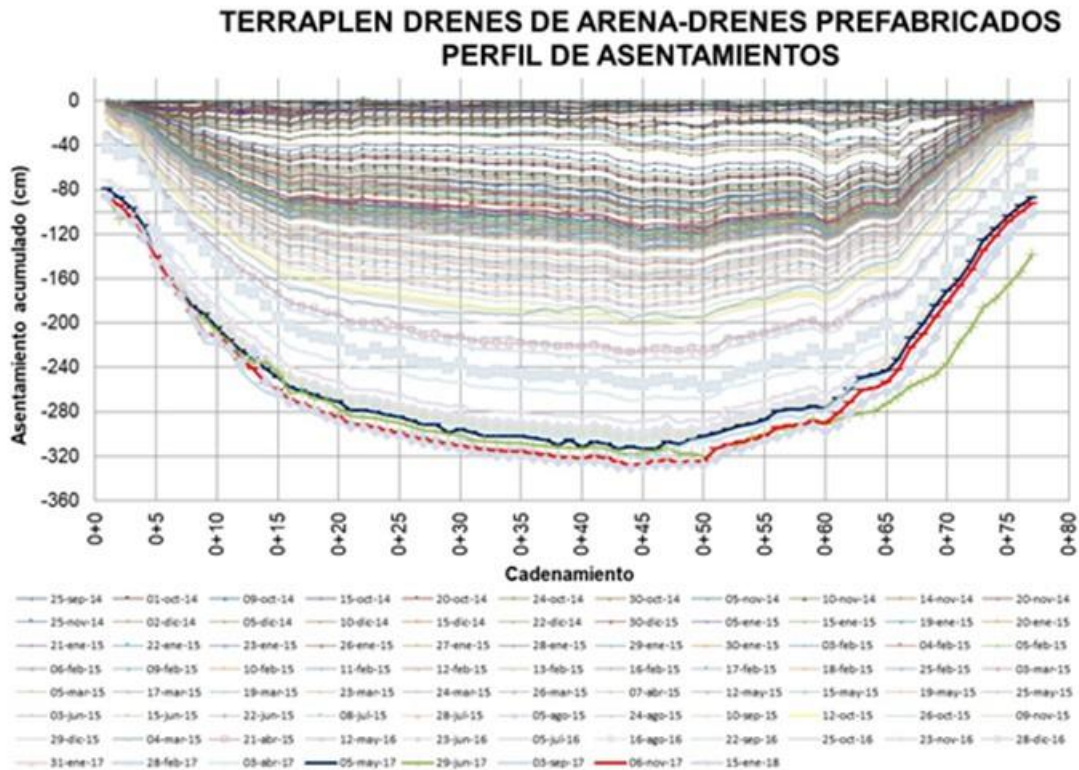


Fig. An.4.3.2.10 Perfil de asentamientos en el terraplén de prueba del II-UNAM con drenes verticales



- La evolución de los movimientos verticales para una sobrecarga de 2m (Curva roja). Al obtener esta curva se buscó tomar en cuenta la evolución del nivel freático durante la precarga descrita en el inciso 4.3.1.c. Si no se retirara la precarga, el asentamiento podría alcanzar 4.67m
- La misma que la anterior pero con retiro en el instante considerado por TASANA (685 días, curva rosa). El retiro se realiza antes de que se alcance el asentamiento objetivo. El suelo queda por tanto sin preconsolidación (Fig. An.4.3.2.13) y la pista queda expuesta a asentamientos significativos en caso de trabajos de mantenimiento.
- La evolución de los movimientos verticales para una sobrecarga de 3m (Curva café) con retiro a los 685 días. La pista queda en condiciones semejantes a las del caso anterior. No resulta realmente útil el aumento de la sobrecarga aplicado en forma muy tardía.
- La evolución de los movimientos verticales con sobrecarga de 2m retirada a los 685 días y bombeo en el tezontle (Curva negra). Los resultados llevan a un cierta preconsolidación.
- La evolución de los movimientos verticales con sobrecarga de 3m retirada a los 685 días y bombeo en el tezontle (Curva verde). Los resultados llevan a un preconsolidación más significativa (Fig. An.4.3.2.14).

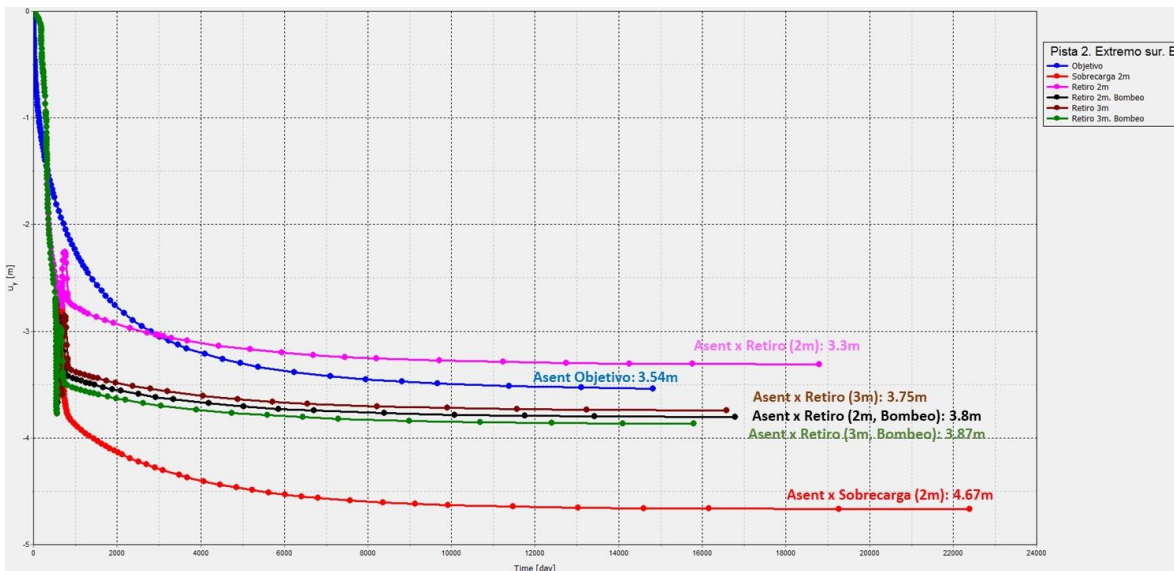


Fig. An.4.3.2.11 Evolución de asentamientos para diferentes casos.

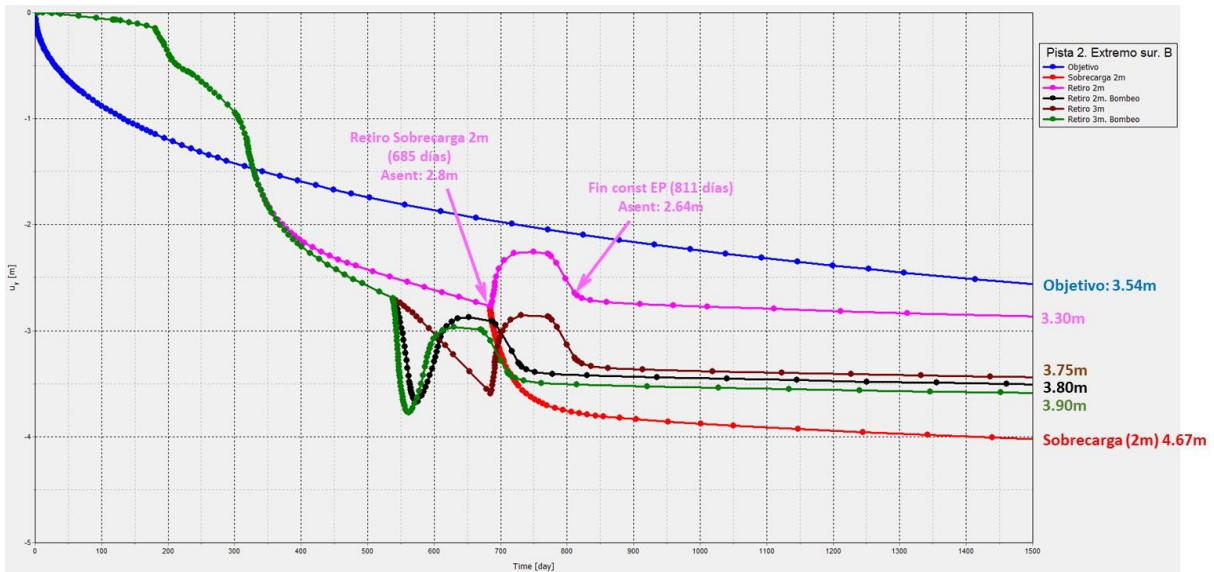


Fig. An.4.3.2.12 Zoom sobre la parte inicial de la Fig. 4.3.2.12.

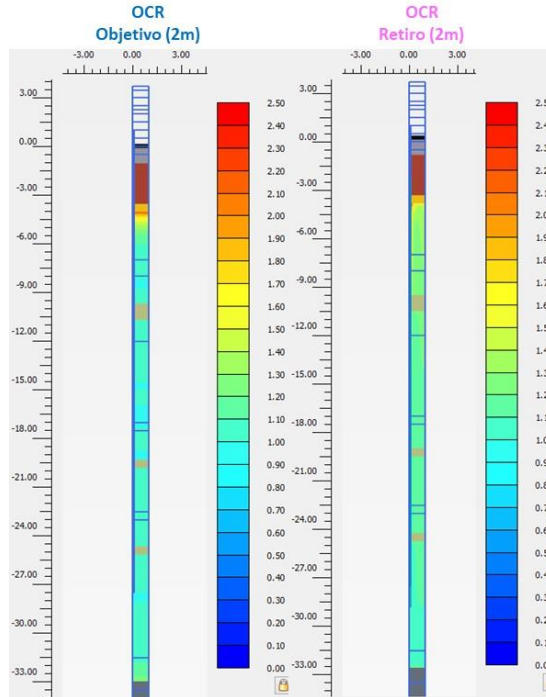


Fig. An.4.3.2.13 Condiciones finales de consolidación.

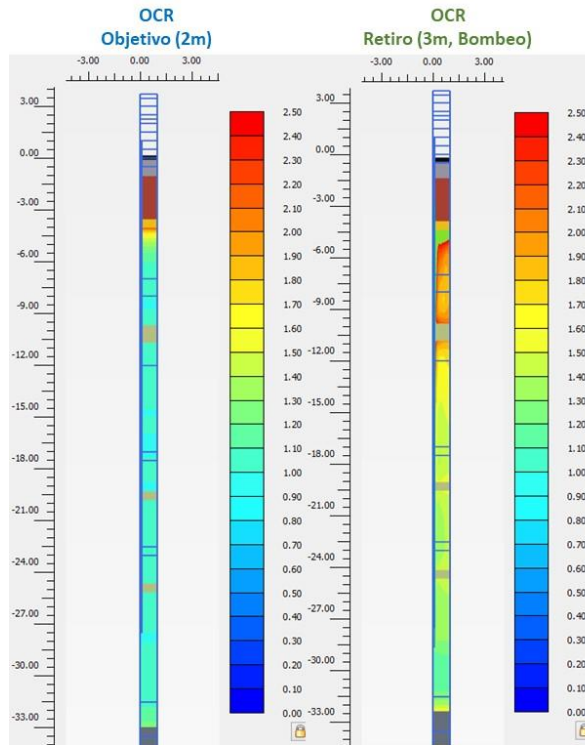


Fig. An.4.3.2.14 Condiciones finales de consolidación.



4.3.9 Anexo 4.3.3: Visita a la obra del 15 de mayo de 2017



Fig. An.4.3.3.1 Geotextil para separación entre terreno natural y tezontle.



Fig. An.4.3.3.2 Colocación de tezontle.



Fig. An.4.3.3.3 Instalación de drenes verticales.

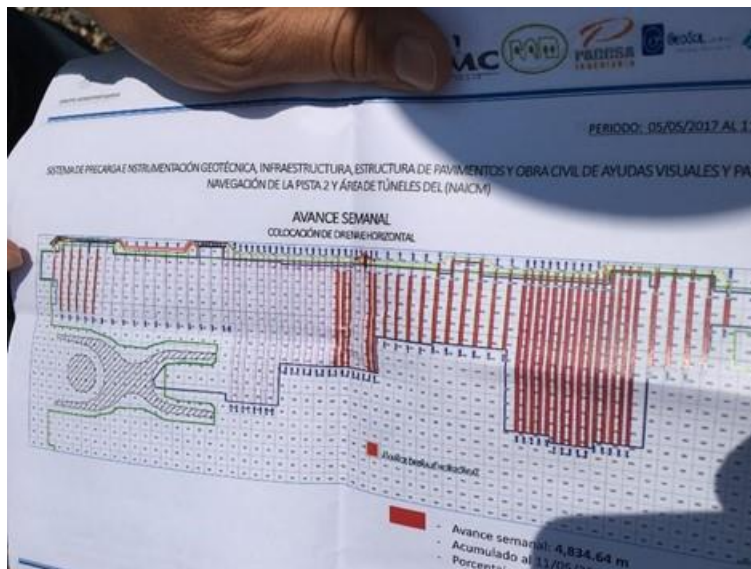


Fig. An.4.3.3.4 Configuración de drenes horizontales instalados en el tezontle.



4.3.10 Anexo 4.3.4: Visita a la obra del 28 de Octubre de 2017



Fig. An.4.3.4.1 Instalación del tezontle sobre geotextil.



Fig. An.4.3.4.2 Primeras capas de tezontle.



Fig. An.4.3.4.3 Material para sobrecarga instalado sobre el tezontle.



Fig. An.4.3.4.4 Dren horizontal seco.



4.4 Obras de Lado Tierra – Cimentaciones de edificio terminal, torre de control, estacionamientos, tanques de combustible, carga, plantas de tratamiento, plantas de bombeo y edificios auxiliares

4.4.1 Revisión de los diseños concluidos, con recomendaciones sobre temas críticos que pudieran afectar el comportamiento de las obras

Edificio terminal

Los investigadores del II UNAM participaron en varias reuniones de trabajo con los diseñadores de la cimentación del Edificio Terminal, mismas que tuvieron lugar en 2016. Se expresaron las dudas respecto a las generalizaciones implícitas en el modelo geotécnico empleado por los diseñadores y respecto a las consideraciones para el control de agua freática durante y después de las excavaciones. Con respecto a estas últimas, el IIUNAM hizo notar que el diseño del Arquitecto Maestro no incluía los procedimientos a seguir durante las excavaciones ni tampoco se refería a la secuencia para el colado de las losas de 20 x 20 m con las que se conformará la losa de cimentación del edificio terminal. Debe destacarse que en las obras del NAICM la definición de los procedimientos constructivos es un aspecto crítico, dadas las condiciones geotécnicas del sitio.

El IIUNAM estableció contacto con la empresa constructora para verificar que sus recomendaciones respecto a los procedimientos y secuencia de excavación y colado de losas se hubieran seguido.

El 26 de enero de 2018 se llevó una junta para tal efecto seguida de una visita de inspección al sitio de la obra. Después de octubre de 2017 la revisión de los diseños concluidos se ha llevado a **cabo con la empresa constructora en varias reuniones que tuvieron lugar en fechas posteriores, sin la participación de los diseñadores.**



Subestación Aeropuerto, Switchero y Línea de transmisión

Para la revisión de los diseños de la cimentación de la Subestación Eléctrica se continúa en espera de que nos sea proporcionada la información faltante para los análisis de las inclusiones de la cimentación. La petición inicial se realizó a la residencia de obra 16 febrero de 2018.

La petición realizada fue la siguiente:

“En atención a la solicitud del Ing. Hugo Jiménez, respecto a la opinión técnica del Instituto de Ingeniería de la UNAM acerca del proyecto para cimentar con inclusiones a Subestación Aeropuerto, Switchero y Línea de transmisión (Galería de cables), presentado por la Empresa Proyecto y construcciones URISA, S.A. de C.V., le informo que hemos revisado la información que nos fue proporcionada para tal efecto. Consideramos que, a partir de los documentos que nos hicieron llegar, no es posible atender la solicitud antedicha pues el informe que revisamos carece de los detalles necesarios para tal efecto. En particular solicitamos una memoria de cálculo detallada en la que se incluya lo siguiente:

- *Detalles del método utilizado para los análisis*
- *Descripción de las leyes constitutivas para modelar al suelo*
- *Criterios para caracterizar al suelo en términos de los parámetros geotécnicos requeridos por el modelo constitutivo*
- *Consideraciones acerca del comportamiento de la solución planteada en el largo plazo*

Además de lo anterior sugerimos que se revise la necesidad sobreelevar el desplante de la subestación a la elevación que se propone.

Posteriormente se han realizado peticiones verbales el 5 y el 19 de abril de 2018 a la dirección del Lado Aire. En respuesta a estas últimas peticiones se nos ha entregado nuevamente la información inicial más un plano adicional que no cubren los requerimientos del II UNAM.

Finalmente, se están realizando las revisiones y los modelos de elemento finito necesarios, pero el nivel de incertidumbre que se genera en los resultados obtenidos sin la información solicitada y con una serie de hipótesis de las cuales se desconoce su rango de validez, hace que se tome la decisión de no presentar resultados hasta que se tengan los datos solicitados.



4.4.2 Soporte técnico para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos

Edificio Terminal

Durante la junta y la visita de obra del 26 de enero de 2018 se revisaron datos obtenidos del sistema de monitoreo y se pudo constatar, a partir del análisis de dichos datos que las obras proceden con apego al diseño proyectado. En otras reuniones posteriores se ha confirmado lo anterior (9, 16, 23 de febrero, marzo 23 y el 13 de abril de 2018).

4.4.3 Apoyo técnico para la solución de problemas relacionados con los procedimientos constructivos que surjan durante la construcción

Edificio terminal

El IIUNAM emitió recomendaciones con las cuales los procedimientos para llevar a cabo las excavaciones para la construcción de la cimentación del Edificio Terminal se llevaron a cabo en forma segura, de acuerdo con la importancia del proyecto. También colaboró en el análisis de la información de los datos registrados por el sistema de monitoreo a fin de diagnosticar el comportamiento y el estado de la losa de cimentación conforme avanza su construcción.

4.4.4 Apoyo técnico en caso de que los procedimientos constructivos requieran de ajustes y o modificaciones a los diseños

De acuerdo con lo expresado en 4.4.3, la compañía constructora ajustó los procedimientos de excavación así como los programas para la ejecución de la obra.

4.4.5 Ajustes a los términos de referencia contratados con terceros para el diseño de la instrumentación requerida para el posterior monitoreo del comportamiento de las estructuras del lado tierra, durante la construcción y operación de las mismas

El diseño de las Obras del Lado Tierra (OLTs) está basado en una serie de concepciones y consideraciones hipotéticas. Esta situación se da porque en la práctica de la ingeniería geotécnica se enfrentan incertidumbres debido a las condiciones naturales no uniformes del subsuelo, a que sus condiciones sólo pueden investigarse en sitios puntuales, a las limitadas determinaciones de sus propiedades mecánicas, y a la modelación siempre imprecisa del comportamiento intrínsecamente complejo de los geomateriales. Por eso



es que se afirma que los diseños geotécnicos resultan en buena medida hipotéticos, ya que necesariamente introducen suposiciones e hipótesis que pueden diferir de las condiciones reales de construcción.

Dada la importancia de las estructuras del NAIM, de sus dimensiones, de las características mecánicas del subsuelo donde están desplantadas, los reducidos antecedentes de obras de tal envergadura en la zona, de la cantidad de personas que lo usarán y del costo invertido en esta gran obra de infraestructura, requiere una verificación en los hechos de esas condiciones reales de construcción, a fin de conocer su comportamiento. Es así menester corroborar que se cumplan los supuestos del diseño y que se verifique la seguridad estructural de cimentaciones y superestructuras.

Por lo que se refiere al Edificio Terminal para Pasajeros (ETP) se ha dado seguimiento a la construcción de la losa de cimentación, para lo que se ha interactuado con personal del constructor, ICA. Nos han descrito los resultados del monitoreo de la instrumentación que han incluido bajo la losa, así como en las obras de contención troqueladas del APM.

Por otra parte, nos han hecho saber que el alcance de su participación contractual está concluyendo, por lo que se urge al GACM que encuentre un rápido arreglo administrativo a través del cual pueda darse seguimiento a la evolución de las variables monitoreadas en las etapas sucesivas, y que el historial de todas ellas se preserve. Debe entenderse que es vital dar seguimiento a las presiones del agua bajo la losa de cimentación, máxime cuando empiece a cerrarse en su perímetro y empiece a tornarse en cajón de cimentación. Ese monitoreo determinará el control que deberá ejercerse para que esa subpresión (Principio de Arquímedes) en ningún momento sea superior a la presión que ejerce el peso del cajón y de la superestructura que se vaya erigiendo; todo ello a fin de evitar una inestabilidad que resultaría catastrófica. Se han intercambiado ideas con el mismo personal de ICA acerca de los sistemas automatizados para el monitoreo, registro de datos, análisis, y alertamiento. Nos permitimos externar nuestra opinión que es muy favorable acerca de ese grupo de trabajo, en función de su conocimiento, experiencia, y buena disposición para trabajar en grupo. Su participación en la instrumentación y monitoreo geotécnicos de las etapas subsecuentes de construcción sería muy favorable para dar la continuidad necesaria para tener siempre en perspectiva el historial completo del comportamiento de la cimentación del ETP.

Edificio terminal

El IIUNAM propuso un proyecto para la instrumentación geotécnica de la terminal con el objeto de monitorear el comportamiento de ese edificio durante su vida útil. Se han llevado a cabo juntas y reuniones con especialistas de las áreas de Estructuras e Ingeniería Sismológica a fin de ajustar y compatibilizar los instrumentos que se utilizarán.



4.4.6 Apoyo técnico en la selección de la o las empresas que se harán cargo de la implementación y monitoreo de la instrumentación de la cimentación

Nos referimos aquí a la futura construcción de la Pista 6, para la que es necesario contar con un monitoreo confiable y veraz; ello es indispensable para la aplicación del Método Observacional, como técnica para conocer la evolución de los asentamientos, de la presión de poro y de las presiones en el contacto suelo-tezontle.

En la Nota Técnica No. G-50 se emitieron “Comentarios a la instrumentación geotécnica preliminar de TASANA, para la construcción de la Pista 6 del NAICM”. Ahí se incluyeron opiniones técnicas por las que era indispensable que el personal técnico de la empresa que ejecute la instalación y el monitoreo de la instrumentación por colocar en la Pista 6, debe cumplir con un perfil que le dé certidumbre a sus mediciones. La tarea de instrumentación geotécnica debe quedar en manos de quienes su capacidad y experiencia haya sido probada, y que no aparezcan empresas que pretendan llegar a aprender en este proyecto.

Se ha insistido también en que la instrumentación geotécnica por instalar, cubra no sólo el lapso del mejoramiento y la construcción de las pistas, sino que se visualice para sacarle el máximo provecho, y cubra el objetivo dual tanto de la etapa de construcción, como también al menos una parte del de la operación.

4.4.7 Apoyo técnico durante la instalación de los instrumentos e interpretación de resultados del monitoreo de la instrumentación, a fin de establecer la pertinencia del comportamiento de las cimentaciones

La instrumentación sismo-geotécnica propuesta por el IIUNAM para la cimentación de la TCTA, misma que se detalló en la Nota Técnica No. G-9. “Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.” fue instalada por personal de este instituto durante cada uno de los diferentes procesos constructivos realizados como a continuación se describe.

Cuando comenzaba la excavación para la construcción de la cimentación de la torre de control se instalaron tres piezómetros en las zonas indicadas en la Fig. 4.4.7.1. Lo primero para la instalación fue realizar una perforación hasta de 10 cm antes de la profundidad de instalación. Se introdujo el cable del piezómetro en una rondana y luego en la tubería utilizada para la perforación, como se aprecia en la Fig. 4.4.7.2. La punta del piezómetro se cubrió con geotextil para proteger la piedra porosa de la arcilla durante su instalación

(Fig. 4.4.7.3). Se bajó el piezómetro con la ayuda de las barras hasta la máxima profundidad de la perforación, luego, se hincó 10 cm en arcilla. El cable se protegió con poliflex. Así fue como se procedió para la instalación de los tres piezómetros.

Antes de la construcción de la plantilla de concreto se instalaron las celdas de presión ubicadas como se presenta en la Fig. 4.4.7.4. Para esto se realizó una pequeña excavación en el tezontle y se dispuso una cama de arena de 5 cm de espesor (Fig.4.4.7.5) y se compactó con un pisón manual. Posteriormente, se colocó la celda de presión y se midieron topográficamente sus coordenadas como se aprecia en la Fig. 4.4.7.6. Finalmente, se cubrió la celda con otra cama de arena compactada de la misma forma que la anterior, sobre la arena se colocó tezontle y se compactó de la misma forma que las zonas no instrumentadas, con un rodillo. El cable se protegió con poliflex y se cubrió con tezontle conduciéndolo hacia la ubicación donde estará la caseta, zona este de la cimentación.

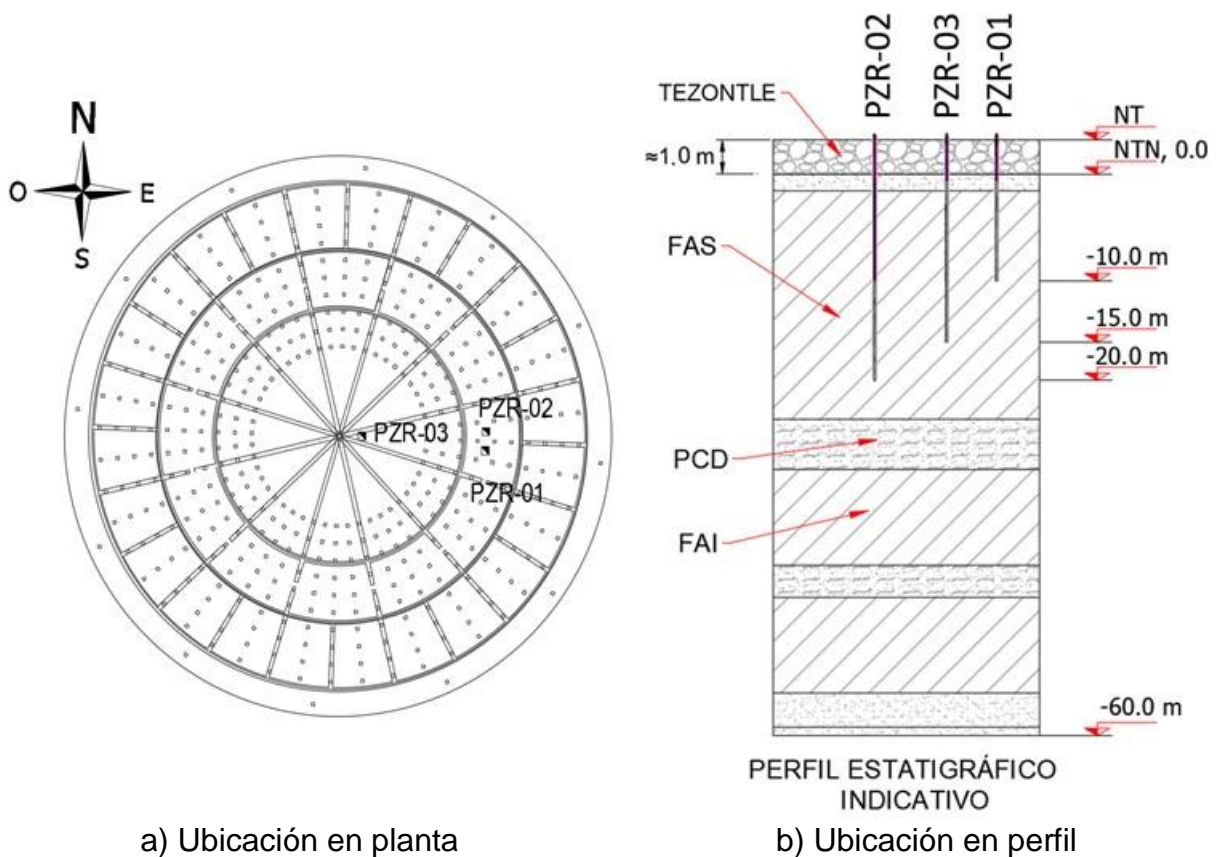


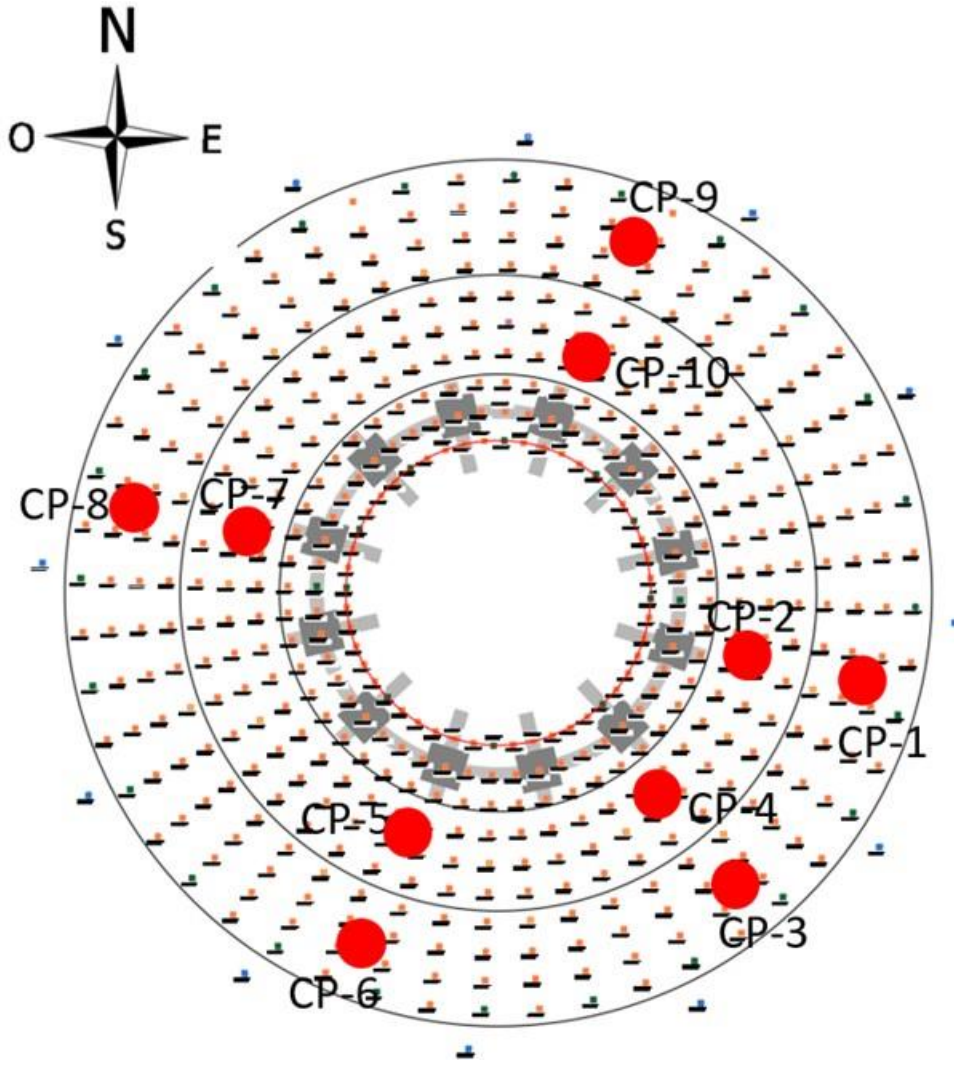
Fig. 4.4.7.1 Instalación de una celda de presión.



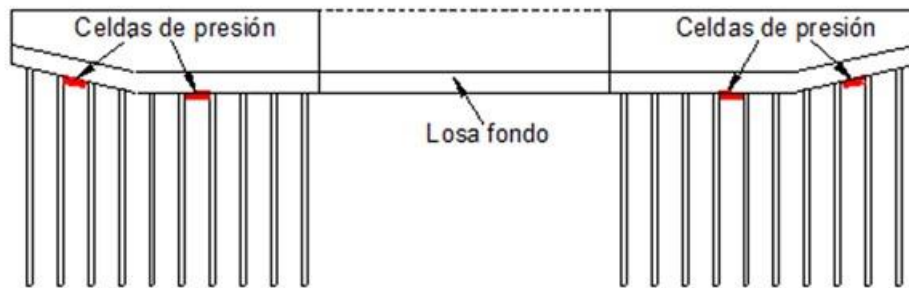
Fig. 4.4.7.2 Introducción del cable del piezómetro en la tubería.



Fig. 4.4.7.3 Protección para la piedra porosa del piezómetro.



a) Ubicación en planta



b) Ubicación en corte

Fig. 4.4.7.4 Celdas de presión en el contacto suelo-losa de fondo de la TCTA.



Fig. 4.4.7.5 Instalación de una celda de presión.



Fig. 4.4.7.6 Medición topográfica de la ubicación de una celda de presión.



Se instalaron seis celdas de carga en la conexión de los pilotes de fricción y la losa fondo del cajón de cimentación (la ubicación de éstos se indica en la Fig. 4.4.7.7). Para ello fue necesario hacer un arreglo que consta de dos placas de acero, como se muestra en la Fig. 4.4.7.8. La placa inferior cubre se ubica en la cabeza del pilote, cubriendo toda su área, la parte superior del arreglo está en contacto con la losa, de esta forma se garantiza que toda la carga transmitida a estos pilotes pase a través de las celdas. El espacio entre la celda y las orillas de las placas se rellenoó con un material de poca rigidez para no permitir que el concreto evitara el desplazamiento de las dos placas dejando sordas las celdas.

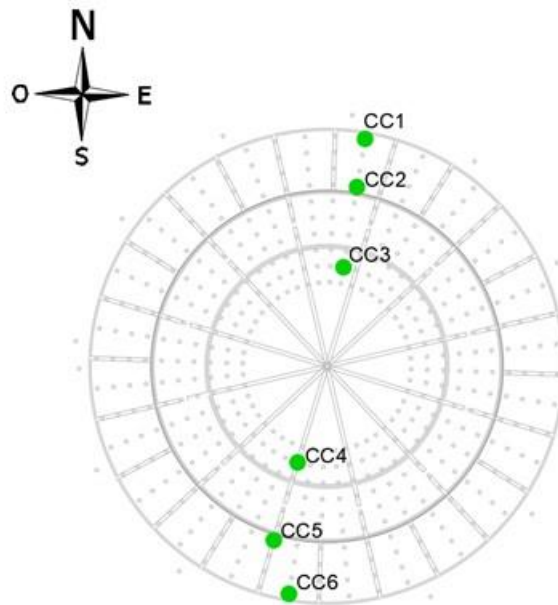


Fig. 4.4.7.7 Ubicación de las celdas de carga instaladas



Fig. 4.4.7.8 Arreglo de las celdas de carga

Cada una de estas celdas se instaló una vez que la cabeza de los pilotes, así como la plantilla alrededor, ha sido impermeabilizada. El esquema de la instalación así como la celda ya instalada se muestra en la Fig. 4.4.7.9. Cabe mencionar que dicho material impermeabilizante crea una capa entre la placa inferior del arreglo de la celda y la cabeza del pilote, misma que podría generar incertidumbre en las cargas registradas.

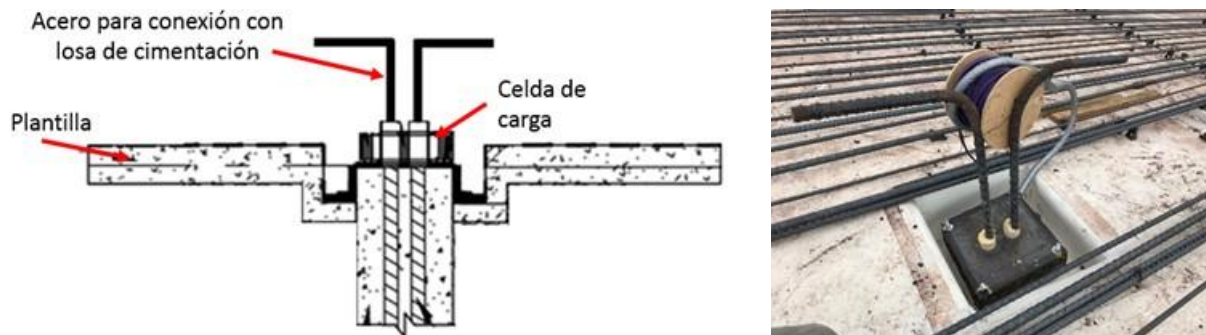


Fig. 4.4.7.9 Esquema de la instalación y celda instalada.

Pegada al muro perimetral del cajón de cimentación, y con el fin de medir la presión lateral en algunos puntos (ver Fig. 4.4.7.10), se instalaron tres celdas como la que se muestra en la Fig. 4.4.7.11.

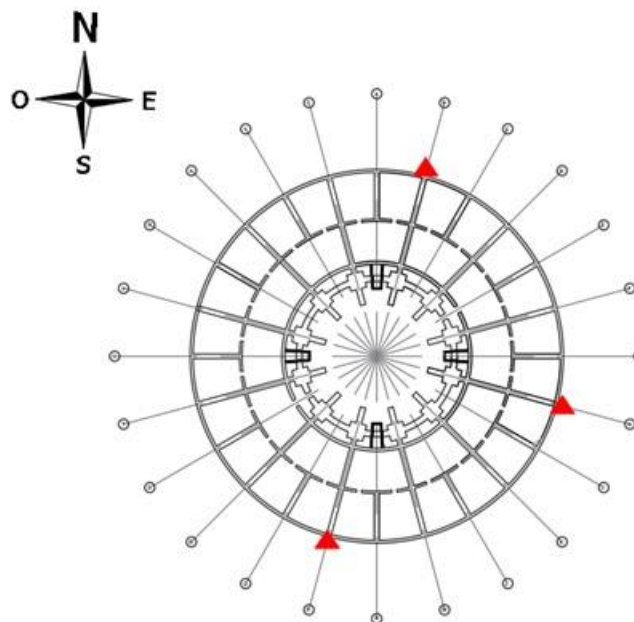


Fig. 4.4.7.10 Ubicación de las celdas de presión total laterales en el muro perimetral del cajón de cimentación



Fig. 4.4.7.11 Celdas de presión total lateral

Para la instalación de estas celdas fue necesario hacer una pequeña excavación pegada al muro exterior. Se ubicaron a 3.8 m del borde inferior de la losa tapa del cajón. Para garantizar el contacto de la parte sensible de las celdas con el muro, éstas se introdujeron en un pequeño costal con material limo-arenoso medianamente compactado, lo anterior se muestra en la Fig. 4.4.7.12.

Una vez instaladas se rellenó esta zona con tezontle y se tomaron lecturas de la presión que esto generó.



Fig. 4.4.7.12 Instalación de celdas de presión total

Parte importante de esta estructura son los aisladores de base ya que sobre ellos se apoyará toda la estructura de la torre. Por tal razón, cuatro de ellos se instrumentarán con distanciómetros, dos para cada aislador, ubicados en direcciones ortogonales con el fin de medir los desplazamientos que se presenten cuando se vea la estructura sometida a un sismo. Los aisladores a instrumentar se muestran en la Fig. 4.4.7.13.

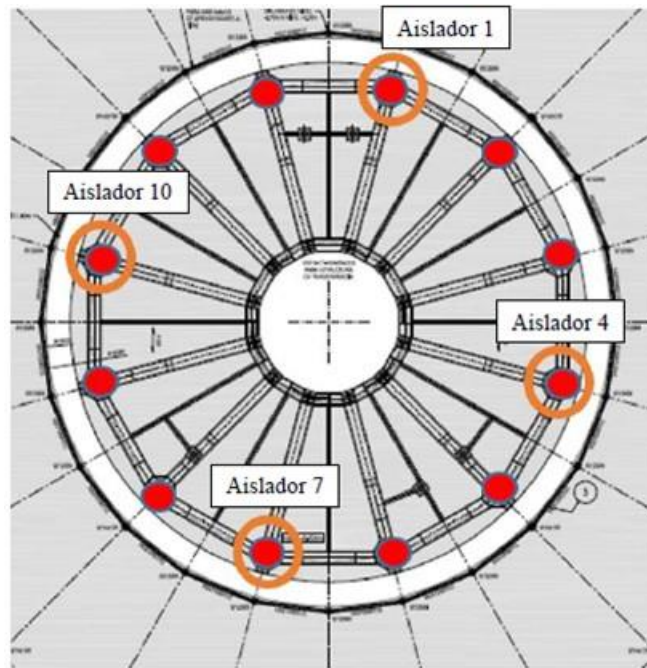


Fig. 4.4.7.13 Aisladores sísmicos que se instrumentarán con distanciómetros.

La Fig. 4.4.7.14 muestra detalle del lugar donde se instalará la forma en que éste apuntará el rayo láser hacia un blanco fijado en la placa superior del aislador.

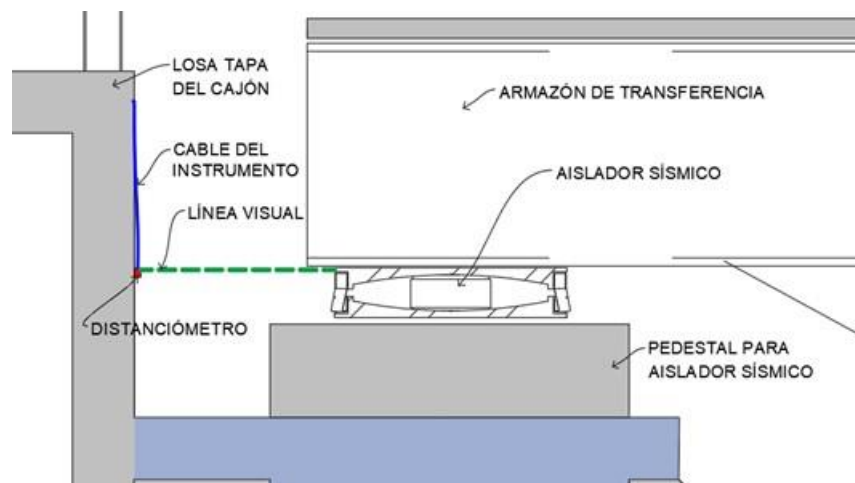


Fig. 4.4.7.14 Detalle de la ubicación de los distanciómetros.



Desde la instalación y hasta la fecha todos los instrumentos se han monitoreado manualmente. En la Fig. 4.4.7.15 se presentan las mediciones de los tres piezómetros. Es de notar que al inicio, los tres, presentan una lectura muy elevada, esto indica el exceso de la presión de poro debido al hincado. Posteriormente, la presión desciende hasta alcanzar un valor estable. Conforme se construye la cimentación se van aplicando cargas, a esto corresponde un incremento en la presión de poro que en efecto se ven reflejadas en las mediciones.

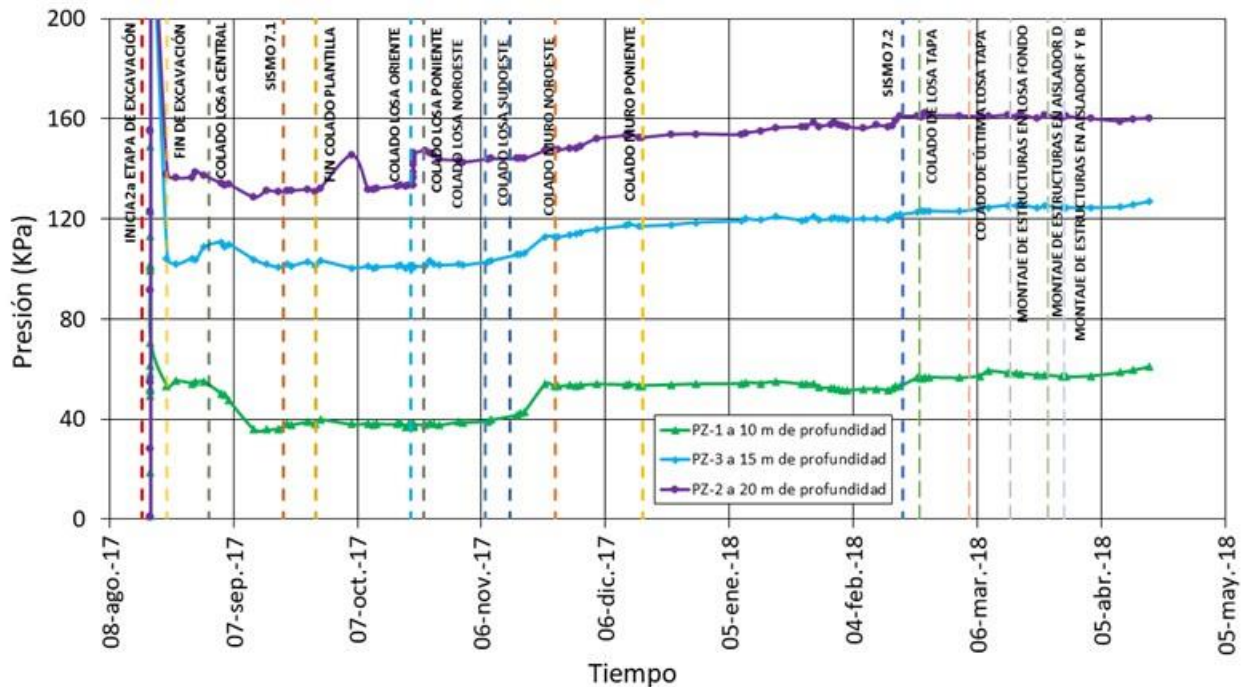


Fig. 4.4.7.15 Evolución de la presión de poro debajo de la cimentación de la TCTA.

De igual forma, las celdas de presión se han monitoreado de forma manual durante todo este tiempo, lo medido se presenta en la gráfica de la Fig. 4.4.7.16. Los primeros tres meses se logra distinguir el incremento de la presión total debido a la construcción de la plantilla. El 18 de noviembre de 2017 se concluyó la construcción de la losa fondo de la cimentación, este suceso se registró en todas las celdas de presión. La magnitud medida en cada una de ellas varió dependiendo de su ubicación. Las celdas 1, 3, 6, 8 y 9 son las que menos presión registraron, éstas se encuentran más cercanas a la orilla de la cimentación (en la parte inclinada). Por otra parte, las celdas 2, 4, 5, 7 y 10 que se encuentran hacia el centro de la cimentación (en la parte plana), han registrado una mayor presión. Luego, la presión es creciente, obedeciendo a la aplicación de cargas asociadas el procedimiento constructivo.

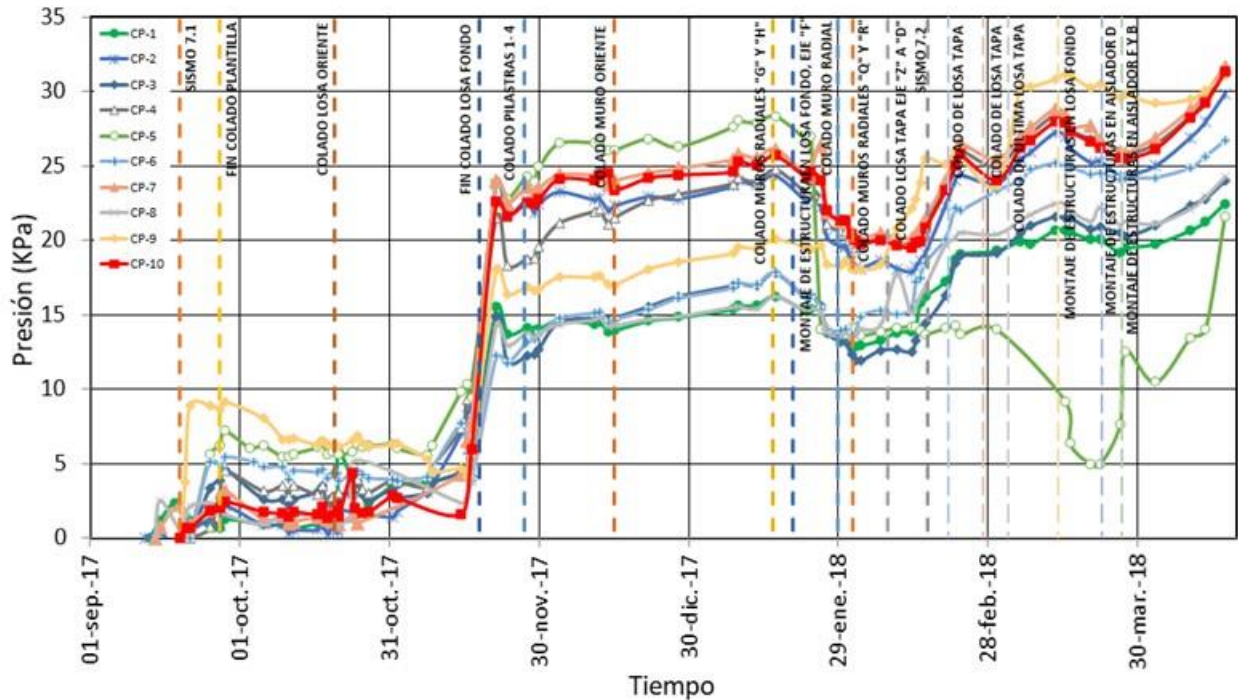


Fig. 4.4.7.16 Evolución de la presión total debajo de la cimentación de la TCTA.

El monitoreo de toda esta instrumentación no será siempre manual, deberá conectarse a un adquisidor de datos. Este adquisidor de datos tendrá la capacidad de monitorear la instrumentación a largo plazo y, principalmente, ante acciones dinámicas impuestas por fuerzas eólicas y sismos.

La instrumentación arriba comentada se complementa con la instrumentación descrita en la Nota Técnica No. G-55. “Instalación de distanciómetros para monitorear el movimiento de los aisladores sísmicos de la TCTA.”, cabe mencionar que esta instrumentación aún no ha sido adquirida.

Al llevar a cabo el seguimiento de esta instrumentación, y comparando estos resultados con aquellos mostrados por el contratista en reuniones semanales de seguimiento, se han podido conocer la evolución de los asentamientos en esta zona.

Es claro el problema que causaría, sobretodo en etapas iniciales de la construcción de la torre, la subpresión bajo la losa inferior del cajón, por lo que el IIUNAM se ha manifestado al respecto en la Nota Técnica No. G-53. “Subpresión bajo la cimentación de la TCTA, durante su construcción.”, y lleva un constante monitoreo del nivel de agua freáticas alrededor del cajón.

Con el monitoreo de los asentamientos de la punta de bala que se encuentra en la losa 152 del ET, llamada “Losa madre”, se ha podido determinar que el asentamiento en esta zona es menor a la del terreno circundante.



El monitoreo realizado por ICA durante 86 días, del 06/01/2018 al 02/04/2018, de dicha punta bala registró una velocidad de asentamiento de 0.86 cm/mes. El hecho por SIA en la esquina Noroeste de dicha losa, por un lapso de 198 días, del 31/08/2017 al 17/03/2018, mostró un asentamiento de 0.6 cm/mes. Por otro lado, en mediciones realizadas por el IIUNAM en una zona no influenciada por esta construcción, se ha determinado un asentamiento regional de 1.1 cm/mes.

Esta menor velocidad de hundimiento en la zona de construcción se debe a la excavación realizada lo que generó alivio de esfuerzos, causando así expansiones del terreno. Esta expansión no es clara ya que las losas construidas actúan como contrapeso convirtiendo estas expansiones en menores hundimientos.

El monitoreo del asentamiento de las losas en la zona del ET se hace 24 horas después del colado, se han registrado valores promedio de 4 y 5 cm, el máximo valor de asentamiento registrado en una losa es de 12 cm. Cabe mencionar que este es un asentamiento inmediato y debido exclusivamente a dicho proceso.

La losa 74 presentó un asentamiento, luego de colada, de 12 cm. Horas después ocurrió el sismo de 19 de septiembre tras el cual se registró un asentamiento adicional de 16 mm en promedio, registrando así un total de 13.6 cm.

Edificio terminal

El personal de la Compañía Constructora ha venido registrando los datos de mediciones instrumentales realizados durante las excavaciones y el colado de las losas que conforman la losa de la cimentación del Edificio Terminal. El IIUNAM se ha reunido periódicamente con el personal de esa compañía para revisar y analizar dichas mediciones. Dichas reuniones se han llevado a cabo el 26 de enero, el 9, 16, 23 de febrero, marzo 23 y el 13 de abril.

Mediciones piezométricas. Los piezómetros han registrado adecuadamente los cambios de presión de poro inducidos por las diversas etapas de las excavaciones y por el colado de las losas. Es destacable el hecho de que la presión de agua en la base de las losas, en el contacto entre el tezontle y la plantilla de desplante, es nula o muy pequeña. Esta es una condición favorable durante esta etapa constructiva. Se nos ha informado que se está extrayendo agua del recinto excavado mediante un sistema de bombeo de achique. Ante la inminencia de la temporada de lluvias en este 2018, es importante mantener operando este sistema de bombeo y además es imprescindible mantener el agua freática al nivel en el que se encontraba hacia finales de abril de 2018. Si este nivel ascendiera, el peligro de una falla por flotación de la losa de cimentación podría incrementarse más allá de lo aceptable.



Registro de datos inclinométricos. Los datos de los inclinómetros han reportado condiciones normales durante las excavaciones para conformar los taludes que limitan el recinto de la losa de cimentación. En lo que se refiere a los instrumentos instalados en la periferia de la excavación profunda para la estación del tren de pasajeros (APM), estos aparatos han permitido regular la velocidad con la que se ha llevado a cabo esa excavación, previendo y evitando situaciones no deseadas durante la ejecución de estos trabajos.

Resultado de nivelaciones topográficas. La empresa constructora ha venido realizando nivelaciones periódicas tanto en las losas coladas como en el entorno y la periferia de la obra. También ha realizado nivelaciones de precisión con respecto al banco de nivel fijo de Atzacolco. Las nivelaciones en las superficies de las losas coladas indican que estas han experimentado diferenciales de hundimiento de pequeña magnitud y que todos estos se encuentran dentro de los límites permisibles.

Es importante señalar que la referencia de nivel instalada denominada punta de bala, experimentó una velocidad de hundimiento de 0.6 cm/mes entre el 31 de agosto de 2017 y el 17 de marzo de 2018, 198 días, de acuerdo con las mediciones de la empresa SIA. Por otro lado la Compañía ICA realizó otras nivelaciones a partir de las cuales determinó que la velocidad de hundimiento de la punta de bala era de 0.86 cm en un periodo de 86 días comprendido entre el 6 de enero y el 2 de abril de 2018. De ambos datos se obtiene una velocidad media de 0.7 cm/mes. Esta velocidad es inferior a la velocidad de hundimiento regional que alcanza 1.1 cm/mes. Este es un dato importante el cual indica que las losas de cimentación experimentaban una emersión relativa con respecto al entorno de 0.4 cm/mes hacia finales de abril de 2018. Es de esperarse que esta emersión se revierta en los meses siguientes conforme se apliquen cargas a la losa, de acuerdo con el avance en la construcción del edificio terminal.

Finalmente es oportuno señalar que durante las reuniones con los constructores se determinó que cuando ocurrió el sismo del 19 de septiembre de 2017 se estaba colando la losa número 74. El sismo interrumpió por algunos minutos el colado y de acuerdo con nivelaciones hechas 30 minutos antes del temblor y algunos pocos minutos después de éste, se pudo constatar que la losa74 se había asentado unos 2.7 cm (de una cota relativa igual a 11.4 cm pasó a otra de 13.57). Este hecho no tuvo ninguna consecuencia para la integridad y la seguridad de la obra en su conjunto y sólo demuestra que dicho evento sísmico fue totalmente inocuo en el proyecto del Edificio Terminal.



4.4.8 Análisis numéricos para revisar la interacción dinámica estructura-cimentación-subsuelo, de la torre de control de tráfico aéreo

4.4.8.1 Evaluaciones del diseño geotécnico de la torre de control de tráfico aéreo del nuevo aeropuerto internacional de la ciudad de México

Introducción

El presente documento expone los resultados del análisis de capacidad de carga estática y por sismo y el cálculo de hundimientos por carga superficial.

La Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) está ubicada al norte de la terminal de pasajeros principal, tendrá 90 metros de altura aproximadamente y estará aislada en su base con soportes de triple péndulo de fricción. La base o cimentación de la torre está compuesta por cajón y pilotes de fricción.

El objetivo de este informe comprende evaluar la capacidad de carga estática y ante sismo de la cimentación de la TCTA, así como calcular los asentamientos bajo la torre donde incluye la configuración de pilotes. El análisis es tridimensional de diferencias finitas con el programa de computo Flac3D (Itasca, 2012), e incluye la interacción suelo-estructura.

4.4.8.1.1 Configuración estructural de la TCTA y del edificio de oficinas

Foster y Partners (2016-a) indican:

“La TCTA es una estructura de acero con refuerzos diagonales que mide 87.6 m de alto. La masa total de la estructura, y por lo tanto las fuerzas sísmicas generadas, se minimizan con este esquema. Se evaluaron otros esquemas alternativos con núcleos de concreto estructural, pero fueron descartados debido a poseer mayor masa, lo que hubiera provocado fuerzas mayores.

El mástil principal se extiende desde el nivel de los +0.00 m hasta los +59.80 m. La estructura del mástil está soportada por doce columnas dispuestas en una circunferencia de aproximadamente 8.5 m de diámetro con 30 grados de separación lateral. La altura de los pisos intermedios del mástil es, normalmente, de 2.9 m. En estos niveles un anillo de vigas estructural une a todas las columnas junto con el refuerzo diagonal de acero. Debido a la presencia de un sistema de aislamiento en la base, el armazón es ordinario de refuerzos concéntricos. (OCBF).

El control de la plataforma y las salas de control técnico se ubican desde el nivel 3.1 (+59.80 m) hasta el nivel del techo (+87.50 m) de la torre. Serán suministrados



amortiguadores de masa ajustados para controlar las aceleraciones debidas a movimientos por viento, inmediatamente debajo del nivel 3.1. El núcleo de acero de la estructura del mástil principal se extiende desde estos niveles hasta el nivel 7 (sala de control visual), localizado a +81.00 m, es soportado por perímetro de montantes y carece de columnas a su interior. El diámetro general de la cabina es de alrededor de 18.5 m.

Los pisos a lo largo de la superestructura son de concreto compuesto ligero en placa de metal apoyado en vigas de acero que se extienden de forma radial desde el centro de la torre.

La TCTA incluye un edificio de apoyo de dos pisos en forma de dona dispuesto de manera concéntrica alrededor de la torre. Tiene un diámetro exterior de 65 m y un diámetro interior de alrededor de 33 m. La estructura del edificio de apoyo es de armazón de acero con losas de concreto compuesto ligero. El sistema estructural lateral consiste en marcos concéntricos reforzados dispuestos en líneas radiales y perimetrales alrededor del edificio. El edificio base está apoyado en una cimentación común a la de la torre, pero no está aislado en su base. Se suministra una junta de movimiento entre la torre y el edificio base”. La Fig. 4.4.8.1.1 muestra la vista general de la forma arquitectónica (izquierda) y del sistema estructural (derecha) de la TCTA.

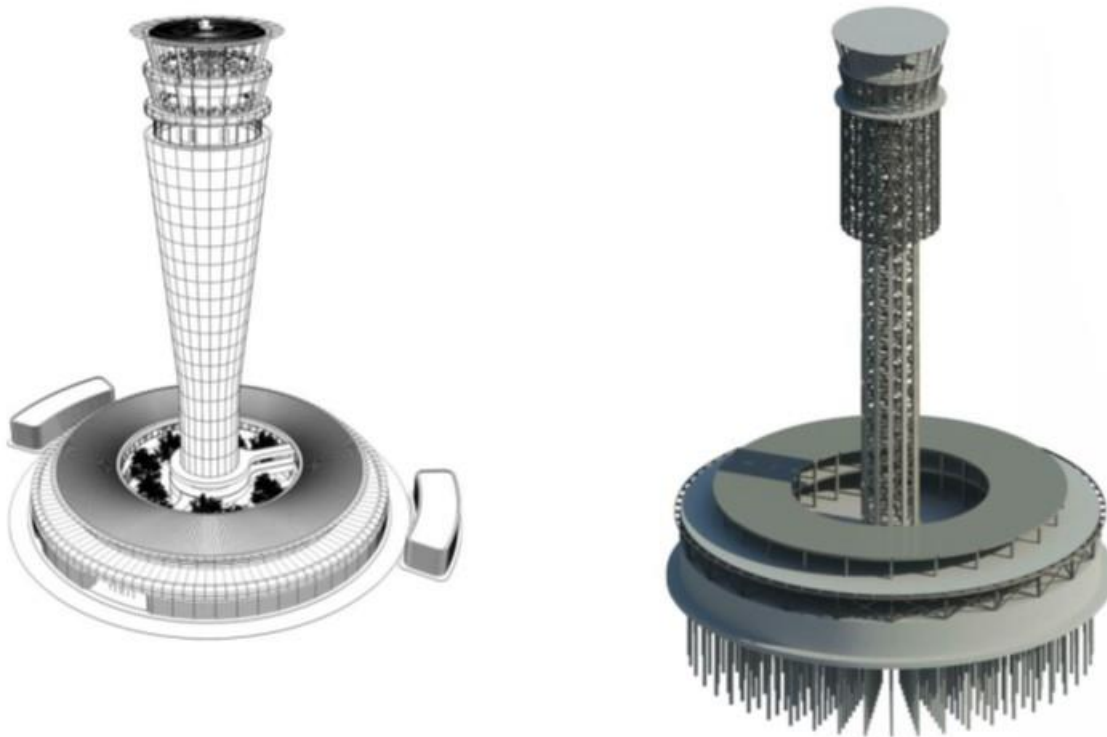


Fig. 4.4.8.1.1 Vista general de la forma arquitectónica (izq.) y del sistema estructural (der.) de la TCTA, Foster y Partners (2016).

4.4.8.1.2 Configuración de la cimentación de la TCTA

Foster y Partners (2016-a) indican:

“La estructura principal del mástil está unida a la cimentación a través de doce armazones de transferencia (o vigas: esto depende del diseño en desarrollo) que se extienden radialmente hacia afuera desde la torre y que se apoyan en doce soportes aislantes ubicados alrededor de un anillo de cerca de 29 metros de diámetro. Ver Fig. 4.4.8.1.2 y Fig. 4.4.8.1.3. Estos armazones o vigas distribuyen a la cimentación las cargas que entrega la torre para incrementar el brazo de momento para reducir las reacciones verticales y las potenciales elevaciones de los aisladores. Los armazones de transferencia están diseñados como secciones cerradas de acero con una profundidad total (del armazón) de 5.5 metros aproximadamente. Los aisladores están apoyados en sus extremos inferiores por una placa de concreto celular con muros radiales.”

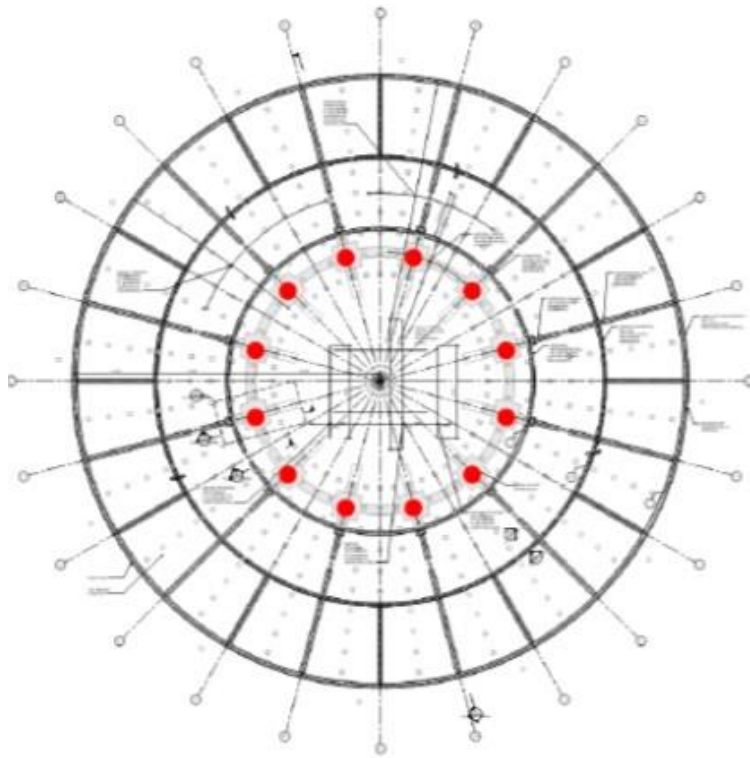


Fig. 4.4.8.1.2 Plano de los cimientos que muestra la ubicación de los soportes de aislamiento (en rojo), Foster y Partners (2016).

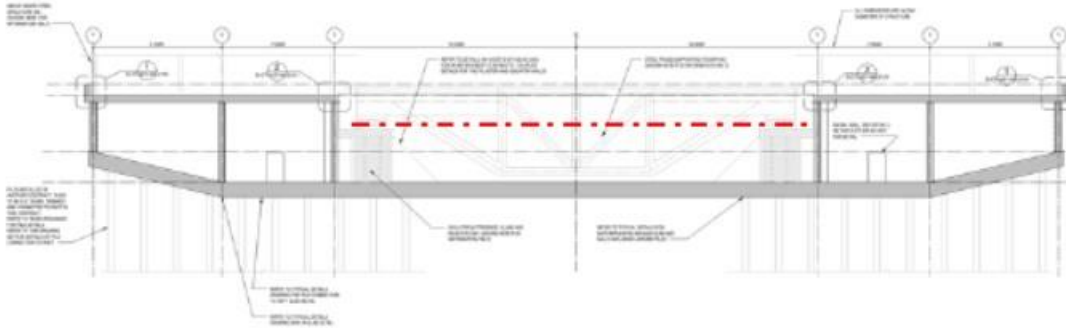


Fig. 4.4.8.1.3 Sección transversal del cimiento de la TCTA. Incluye vigas de transferencia radial, ubicación de soportes y plano de aislamiento (línea roja discontinua), Foster y Partners (2016).

La placa de concreto celular reforzada tiene alrededor de 5.5 metros de profundidad desde el nivel de superficie existente en el centro y va describiendo, al extenderse hacia sus extremos, una forma ahusada: en los bordes exteriores la profundidad es de 3.5 metros. Está diseñada para lograr una compensación del 90% (aproximadamente) del peso del edificio para reducir el asentamiento diferencial de largo plazo entre el edificio de la TCTA y el terreno adyacente. Está formada por una losa-base de 1 metro de grueso y por una serie de muros radiales y perimetrales. Los muros perimetrales están ubicados de manera que proporcionen soporte a la superestructura de arriba junto con los muros internos que soportan el anillo de los 12 aisladores de la torre (mencionados más arriba) y son los más que tienen mayor grosor. Los muros radiales de concreto también están alineados con la ubicación de los aisladores y se extienden fuera hacia el perímetro a 30 grados de la intersección con los muros perimetrales interiores. En las ubicaciones de los aisladores los muros radiales se estrechan hacia el centro de la placa de cimentación a manera de contrafuertes para permitir una mejor distribución de la carga del aislador al tiempo que aloja el talud del perfil inferior de las estructuras de transferencia de acero. Se proporcionan muros radiales adicionales a 15 grados del perímetro del primer muro circunferencial para reducir el periodo de la losa del nivel 1 y proporcionar soporte a las columnas de la base del edificio que se ubican encima.

La parte superior de la placa de cimentación celular está compuesta por una losa de concreto reforzado suspendido de 0.5 metros de grosor que se extiende entre los muros radiales y los muros perimetrales que soportan la planta baja del complejo de la TCTA.

La longitud de las estructuras de transferencia y las ubicaciones y grosores de los muros se han optimizado para equilibrar la estabilidad del conjunto cimentación-torre y para proyectar hacia afuera la distribución de las grandes cargas de los aisladores al tiempo que reducen la profundidad de la cimentación para minimizar la excavación.



Se utilizan pilotes de fricción superficial (orientados para terminar a 5 metros (aproximadamente) de la capa dura de suelo) para reducir las demandas de soporte en el suelo. Esto permite un asentamiento a largo plazo sin que los pilotes de fricción se apoyen en la capa dura del suelo.

La Figura 1.4 muestra la disposición de los pilotes (480 piezas de perfil cuadrado de 400 mm). Los pilotes son pretensados para minimizar fracturas. El pretensado total de cada pilote (después de pérdidas) es de aproximadamente 1,100 kN (6.9E6 Pa o 1000psi). Los pilotes están diseñados para lograr un balance entre resistencia y rigidez al tiempo que permiten un asentamiento compatible de la torre en el terreno circundante. La disposición consiste en pilotes espaciados regularmente a lo largo de líneas radiales reticulares que resultan en una agrupación menos espaciada de los pilotes debajo de la ubicación de los aisladores de la torre. Los pilotes más espaciados están en la parte exterior de la disposición en trama de los pilotes para ayudar a incrementar el brazo de momento bajo la retícula de la losa y soportar así las cargas –más ligeras- de los edificios de servicio. Para lograr el esquema más eficiente, no hay pilotes bajo la zona central de la retícula: no soporta en ese punto cargas de la superestructura.

Los pilotes están estructuralmente conectados con la placa de concreto (cabezal libre). La parte baja de la placa descansa sobre un relleno de 1 metro de tezontle.

Foster y Partners (2016-b) indican:

“Las armaduras de transferencia son de acero y tienen una profundidad total de 5.5 metros”.

Las Figs. 4.4.8.1.5 y 4.4.8.1.6 muestran el entramado de los doce armazones de transferencia o vigas, que se extienden radialmente hacia afuera desde la torre y que se apoyan en doce soportes aislantes ubicados alrededor de un anillo de cerca de 29 metros de diámetro.

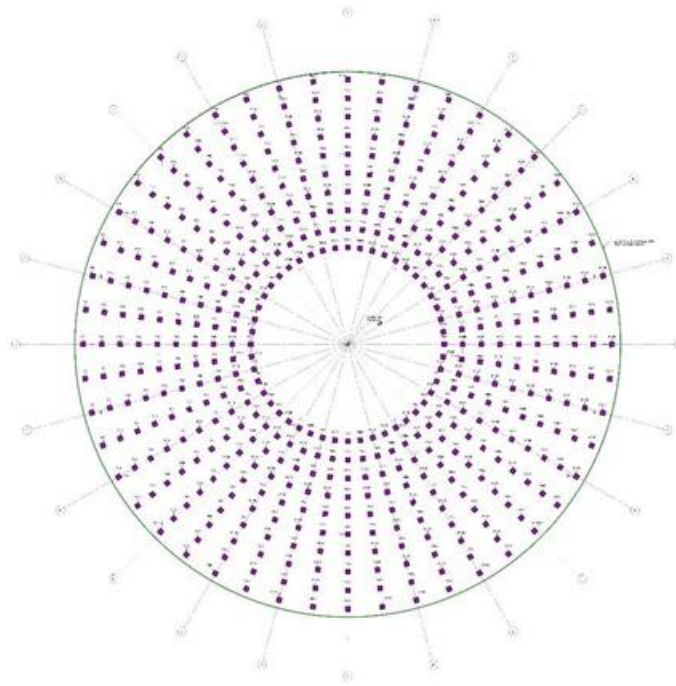


Fig. 4.4.8.1.4 Sistema de distribución de pilotes de la TCTA, Foster y Partners (2016).

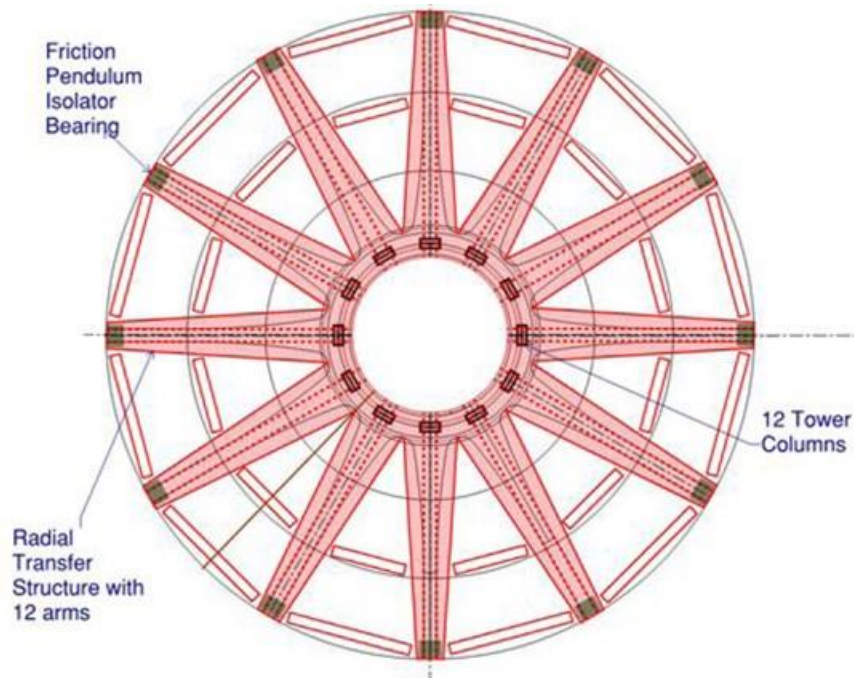


Fig. 4.4.8.1.5 Vigas de transferencia radiales y concepto preliminar de aislado en la base, Foster y Partners (2015).

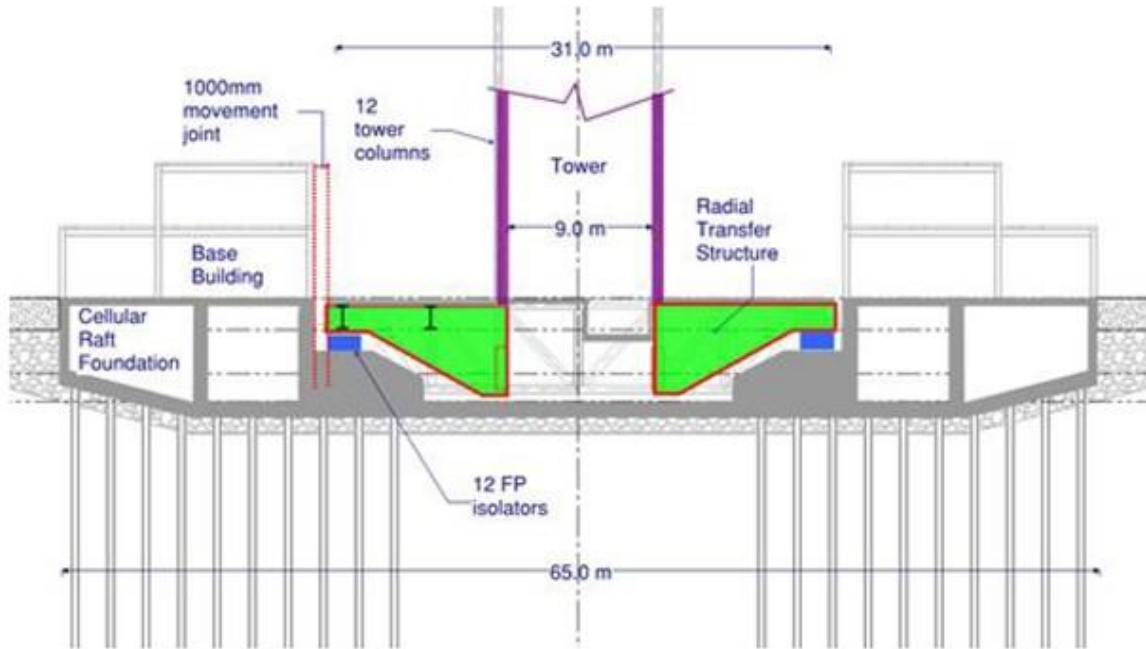


Fig. 4.4.8.1.6 Vista transversal de la cimentación de la TCTA. Se muestran las vigas radiales de transferencia (en verde) y las ubicaciones de los soportes (en azul), Foster y Partners (2015).

4.4.8.1.3 Cálculo de masas

Carga muerta

El peso de la cimentación está considerado por la geometría descrita anteriormente (losas, muros, bases y pilotes) y con el peso volumétrico del concreto de 24.0 kN/m^3 . La Tabla 4.4.8.1.1 muestra el cálculo del peso de la cimentación, donde el peso total de la cimentación es de $185,056.1 \text{ kN}$, que al dividir por el área en planta de la cimentación ($3,318.3 \text{ m}^2$), resulta una presión de 55.8 kPa .



Tabla 4.4.8.1.1 Cálculo del peso de la cimentación

Carga Muerta Nominal: Peso de la estructura de cimentación								
Subestructura	Material	PV kN/m ³	D m	A m ²	e m	V m ³	W kN	
Losa circular ahusado fondo	Concreto	24.0	65.0	3,318.3	1.0	3,318.3	79,639.4	
			Dext m	Dint m	A m ²	e m	V m ³	W kN
Losa circular tapa, toroide	Concreto	24.0	65.0	33.0	2,463	0.2	492.6	11,822.4
			Dp m	e m	h m	A m ²	V m ³	W kN
Muro circular perimetral	Concreto	24.0	64.5	0.4	2.3	81.1	186.4	4,474.1
Muro circular interior	Concreto	24.0	47.0	0.4	4.3	59.1	254.0	6,095.2
Muro circular interior	Concreto	24.0	33.5	0.4	4.3	42.1	181.0	4,344.4
			L m	e m	h m	Nm --	V m ³	W kN
Muro radial	Concreto	24.0	9.5	0.2	3.6	24.0	165.3	3,967.2
Muro radial	Concreto	24.0	5.0	0.2	4.3	12.0	51.6	1,238.4
			Dext m	Dint m	A m ²	hb m	V m ³	W kN
Base de aisladores, toroide	Concreto	24.0	33.0	26.0	324.4	2.8	908.2	61,033.4
			Bp m	A m ²	Lp m	Np m	V m ³	W kN
Pilotes de fricción	Concreto	12.0 ¹	0.4	0.2	13.5	480.0	2.2	12,441.6
¹ Compensado por el suelo excavado						SUMA, W (kN) = 185,056.1		
Simbología:						Área al desplante (m ²) = 3,318.3		
PV: Peso unitario	e: Espesor	W: Peso		Presión (kPa) = 55.8				
D: Diámetro	h: Altura de muro	hb: Altura de la base del aislador						
Dext: Diámetro exterior	L: Largo de muro	Bp: Ancho de pilote de sección cuadrada						
Dint: Diámetro interior	A: Área en planta	Np: Número de pilotes						
Dp: Diámetro promedio	V: Volumen	Nm: Número de muros						

De forma similar, la Tabla 4.4.8.1.2 muestra el cálculo del peso del edificio de servicios, cuyo peso muerto es de 12,974.4 kN que induce una presión al desplante de 3.9 kPa. La misma tabla indica que el peso del mástil de la torre de control es de 40,500 kN, el cual incluye el peso de las vigas de transferencia y se considera también la carga viva, dato obtenido de Foster y Partners (2016-a), el cual induce una presión al desplante de 12.2 kPa.



Tabla 4.4.8.1.2 Cálculo del peso del edificio de oficinas y de la torre de control

Carga Muerta Nominal: Peso de la estructura de los edificios de servicio								
Estructura	Material	PV kN/m ³	Dext m	Dint m	A m ²	e m	V m ³	W kN
Losa circular, toroide	Concreto	24.0	65.0	33.0	2463	0.10	246.3	5911.2
Losa circular, toroide	Concreto	24.0	43.0	33.0	597	0.10	59.7	1432.6
			D m	e m	h m	A m ²	V m ³	W kN
Muro circular perimetral	Mampostería	19.0	64.85	0.15	2.90	30.6	88.6	1683.8
Muro circular interior	Mampostería	19.0	42.85	0.15	5.80	20.2	117.1	2225.2
Muro circular interior	Mampostería	19.0	33.15	0.15	5.80	15.6	90.6	1721.5
Simbología:							SUMA, W (kN) =	12,974.4
PV: Peso unitario	A: Área en planta	D: Diámetro		Área al desplante (m ²) =				3,318.3
Dext: Diámetro exterior	V: Volumen	e: Espesor		Presión (kPa) =				3.9
Dint: Diámetro interior	W: Peso	h: altura de muro						
Carga Muerta Nominal: Peso de la Torre de Control								
Estructura		Peso kN	Área m ²	Presión kPa				
Torre de Control (incluye las vigas de transferencia)		40,500.0	3,318.3	12.2				

La Tabla 4.4.8.1.3 muestra el resumen de pesos muertos, constituidos por los pesos de la subestructura de cimentación, de la estructura del edificio de servicios y del mástil de la torre de control (incluye el armazón de transferencia). El peso muerto total es de 238,530.5 kN, que induce una presión al desplante de 71.9 kPa.

Tabla 4.4.8.1.3 Resumen de carga muerta

Resumen, Carga muerta nominal	
Estructura	W kN
Torre de Control (incluidas las vigas de transferencia)	40,500.0
Edificio de servicio	12,974.4
Subestructura de losa celular	185,056.1
	SUMA, W (kN) = 238,530.5
	Área al desplante (m ²) = 3,318.3
	Presión (kPa) = 71.9

Carga viva

El cálculo de la carga viva considera los conceptos de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004-b), de su respectivo Reglamento de Construcciones (GDF, 2004-a).



El presente análisis considera que la estructura de cimentación no tendrá uso y estará estanca, por lo que su correspondiente carga viva es nula. La Tabla 4.4.8.1.4 muestra el cálculo de la carga viva del edificio de servicios. La carga viva (considerada media) del mástil de la torre de control está implícita en la carga muerta.

Tabla 4.4.8.1.4 Cálculo de carga viva del edificio de oficinas

Carga Viva Unitaria (CVU): En la estructura de los edificios de servicio, oficinas										
Subestructura	CVU			Dext	Dint	A	W			
	Media kN/m ²	Inst kN/m ²	Max kN/m ²				Media kN	Inst kN	Max kN	
Losa circular, toroide	1.00	1.80	2.50	65.0	33.0	2463	2463	4433	6158	
Losa circular azotea, toroide	0.15	0.70	1.00	43.0	33.0	597	90	418	597	
Simbología:							SUMA, W (kN) =	2553	4851	6754
Max: Máxima	W: Peso		Área al deplante (m ²) =			3318 3318 3318				
Inst: Instantánea	A: Área en planta		Presión (kPa) =			0.77 1.46 2.04				
Dext: Diámetro exterior	Dint: Diámetro interior									

Distribución de carga muerta a lo largo de la torre de control

Consideraciones:

- a) Foster y Partners (2016-a) indican que el momento actuante que genera el mástil de la TC es de 800 MN-m, el peso muerto de la TC (incluye las vigas de transferencia) es de 40.50 MN y la distribución de alturas para concentrar masa (equivalente a una losa de entrepiso) está indicado en la Tabla 2.5. Donde, la altura total de la TC es de 87.50 m y a lo largo de la TC en altura, está dividida en:
 - Mástil principal: altura total de 59.80 m, altura de pisos intermedios de 2.90 m, diámetro de 8.50 m. Estructura: 12 columnas de acero con refuerzos diagonales y anillos de viga estructural en cada entrepiso.
 - Cabina de control de plataforma y sala de control técnico: ubicada del nivel 59.8 m al nivel 87.5 m, cuya longitud en altura es de 27.7 m y diámetro de 18.5 m. Estructura: perímetro de montantes, sin columnas al interior.
 - Sala de control visual: ubicada del nivel 81.0 m al nivel 87.5 m, cuya longitud en altura es de 6.5 m y diámetro de 18.50 m.
 - Cimentación: vigas de transferencia y aisladores sísmicos.



- b) El peso muerto de las vigas de transferencia es de 1.2 MN, estimado.
- c) El peso muerto de la TC, sin vigas de transferencia, es de 39.3 MN.

Procedimiento de análisis

A falta de datos precisos, con base en el momento actuante, en el peso muerto y en la distribución de alturas de la TC, de forma iterativa se propuso la masa en cada entrepiso hasta que el momento actuante y el peso muerto coincidieran con lo indicado en los puntos a y c, indicados arriba. La Tabla 4.4.8.1.5 muestra el resumen de la distribución de masas estimadas a lo largo de la TC, en altura.

Tabla 4.4.8.1.5 Cálculo de carga viva del edificio de oficinas.

Estructura	Nivel	Altura m	Altura media m	Peso kN	Momento actuante	
					kN-m	%
Sala de control visual	22	6.5	84.25	628.8	28,607.26	3.56
Control de plataforma y sala de control técnico	21	21.2	70.40	5,659.2	215,140.15	26.78
Mástil	1-20	59.8	variable	33,012.0	559,662.34	69.66
Mástil	20	59.80	59.80	1,650.6	53,301.18	6.63
	19	55.10	56.81	1,650.6	50,636.12	6.30
	18	52.20	53.82	1,650.6	47,971.06	5.97
	17	49.30	50.83	1,650.6	45,306.00	5.64
	16	46.40	47.84	1,650.6	42,640.94	5.31
	15	43.50	44.85	1,650.6	39,975.88	4.98
	14	40.60	41.86	1,650.6	37,310.82	4.64
	13	37.70	38.87	1,650.6	34,645.76	4.31
	12	34.80	35.88	1,650.6	31,980.71	3.98
	11	31.90	32.89	1,650.6	29,315.65	3.65
	10	29.00	29.90	1,650.6	26,650.59	3.32
	9	26.10	26.91	1,650.6	23,985.53	2.99
	8	23.20	23.92	1,650.6	21,320.47	2.65
	7	20.30	20.93	1,650.6	18,655.41	2.32
	6	17.40	17.94	1,650.6	15,990.35	1.99
	5	14.50	14.95	1,650.6	13,325.29	1.66
	4	11.60	11.96	1,650.6	10,660.24	1.33
3	8.70	8.97	1,650.6	7,995.18	1.00	
2	5.80	5.98	1,650.6	5,330.12	0.66	
1	2.90	2.99	1,650.6	2,665.06	0.33	
TC, sin vigas de transferencia		87.5	---	39,300.0	803,409.74	100.0

4.4.8.1.4 Modelo geotécnico

Estratigrafía

Respecto a la estratigrafía del sitio de la Torre de Control, el informe de ARUP (2015) indica:

- La Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) del NAICM estará situada al norte de la Terminal, ver Fig. 4.4.8.1.7.
- Los sondeos realizados en el sitio de TCTA son BHMA-22 a 25 (4 sondeos selectivos) y CPTu-60, 62, 63 y 65 (4 sondeos de piezocono), ver Fig. 4.4.8.1.8.
- La Fig. 4.4.8.1.9 muestra los sondeos realizados en toda la extensión del predio del NAICM, en particular esta figura indica con un óvalo rojo, los sondeos que contienen ensayos de consolidación unidimensional que son utilizados para definir los parámetros de compresibilidad para el cálculo de asentamientos del presente informe.
- La Fig. 4.4.8.1.9 muestra el perfil estratigráfico del sitio de TCTA, perfil conformado por la Formación Arcillosa Superior (FAS) con espesor de 22.0 m; Capada Dura (CD) de 6.0 m de espesor; Formación Arcillosa Inferior (FAI) con espesor de 9.0 m; capa de intercalaciones de arcilla dura y lentes de arena, llamada Serie Estratificada Superior (SES) de 13.0 m de espesor; y subyace la Formación Arcillosa Profunda (FAP) de 8.0 m de espesor (espesor definido hasta la máxima profundidad explorada).

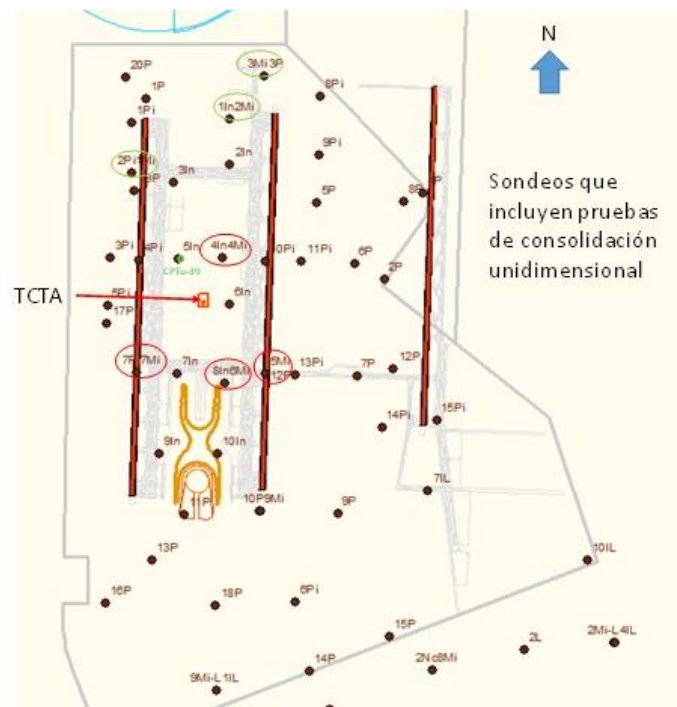


Fig. 4.4.8.1.7 Plano de exploración del sitio de la TCTA, ARUP (2015).

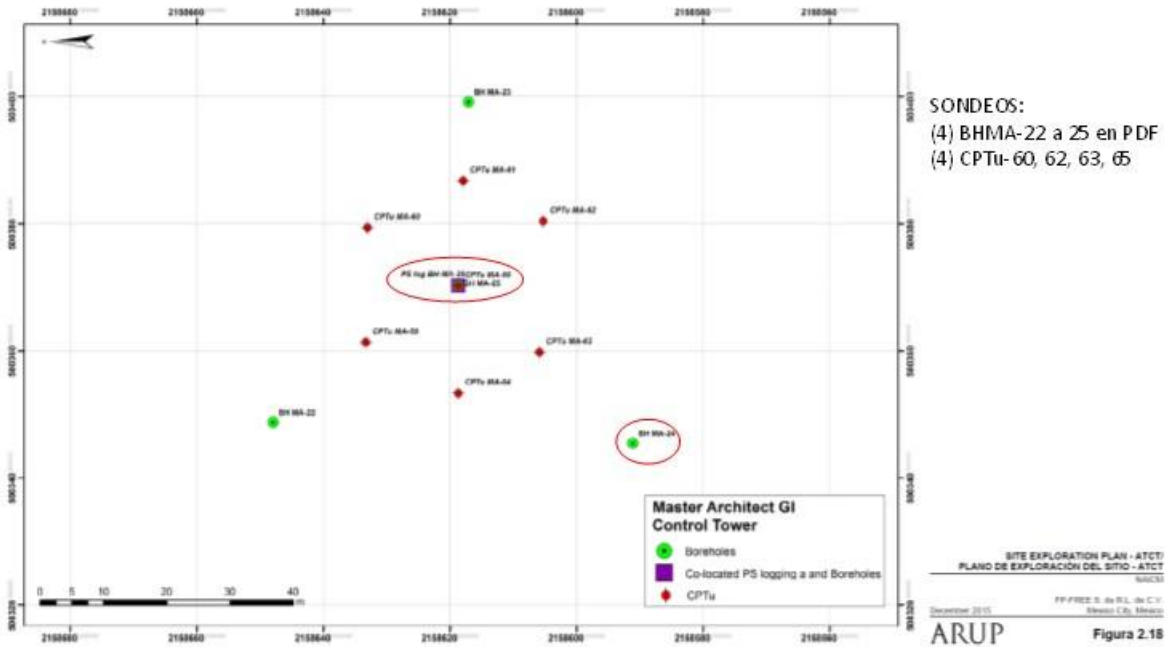


Fig. 4.4.8.1.8 Plano de exploración del sitio de la TCTA, ARUP (2015)

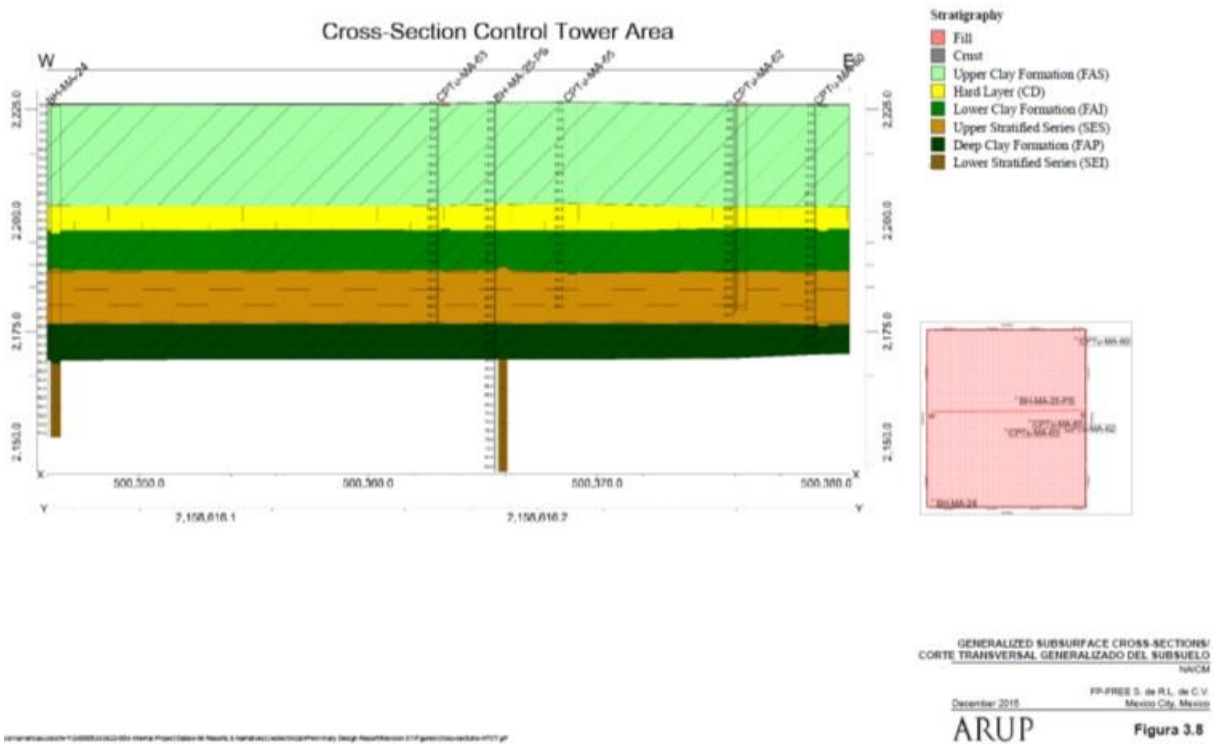


Fig. 4.4.8.1.9 Perfil estratigráfico del sitio de la TCTA, ARUP (2015)

La Fig. 4.4.8.1.10 muestra la estructura de la cimentación de la TCTA sobrepuesta en la estratigrafía determinada.

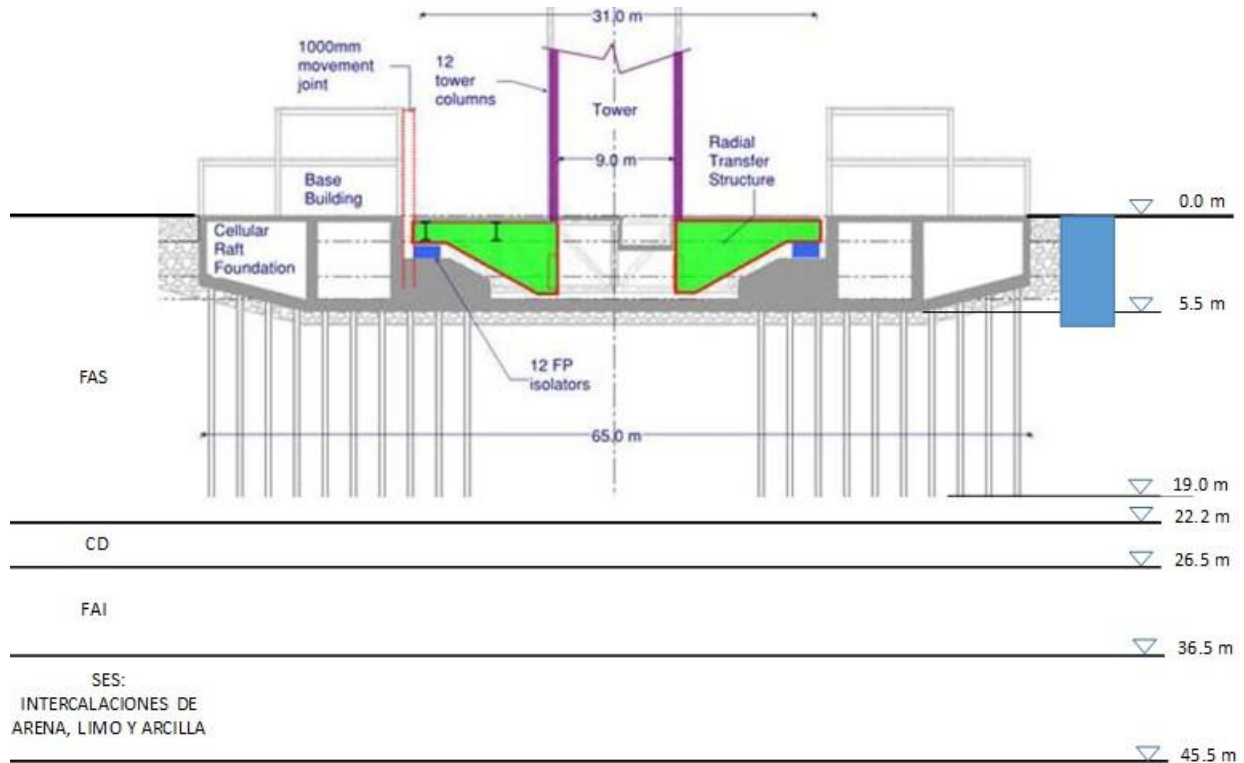


Fig. 4.4.8.1.10 Esquema de la cimentación de la Torre de Control y la estratigrafía

Parámetros geotécnicos de diseño

Parámetros no-drenados

A falta de parámetros mecánicos de los suelos determinados en ensayos de laboratorio, los parámetros de resistencia y deformación de las formaciones arcillosas fueron determinada con correlación empíricas: la cohesión no-drenada (c_u) fue calculada a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico (q_c), con:

$$c_u = q_c / N_k \quad \text{y} \quad N_k = 13.0 \quad (1)$$

El ángulo de fricción interna de las formaciones de arcilla es considerado nulo, y el módulo elástico (E) definido en términos de esfuerzos totales es calculado con:

$$E = 100 c_u \quad (2)$$



y la relación de Poisson (ν) es 0.49.

La Fig. 4.4.8.1.11 muestra el perfil de resistencia de punta del cono representativo del sitio de estudio. Al aplicar las ecuaciones 1 y 2, la Tabla 4.4.8.1.6 muestra los parámetros no-drenados utilizados para el diseño geotécnico.

Los parámetros de resistencia y deformación indicados en la Tabla 4.4.8.1.6, serán utilizados para la revisión de la cimentación de la Torre de Control por capacidad de carga estática y ante sismo, y para el cálculo de hundimientos mediatos (al término de la construcción de la Torre).

Parámetros drenados

Con base en los ensayos de consolidación unidimensional de los sondeos marcados con óvalo rojo en la Fig. 4.4.8.1.7 (sondeos S4Mi, S5Mi, S6Mi, S7Mi) y los respectivos de los sondeos BHMA-24 y 25 indicados en la Fig. 4.4.8.1.8, se determinaron los parámetros de compresibilidad: índices de compresión (C_c) y de re-compresión (C_r), esfuerzos de pre-consolidación (σ'_p), relación de sobre-consolidación (OCR) y relación de vacíos inicial (e_0), la cual corresponde al esfuerzo vertical efectivo de campo (σ'_{v0}) y módulos de compresibilidad volumétrica de compresión (mvv) y re-compresión (mvr). La Tabla 4.4.8.1.7 muestra los parámetros calculados y la Fig. 4.4.8.1.12 muestra los perfiles de C_c , C_r y de OCR, esta misma figura indica con línea roja los perfiles utilizados en el cálculo de hundimientos. La Fig. 4.4.8.1.13 muestra el perfil de mvv , la cual indica con línea roja el perfil utilizado en el cálculo de hundimientos, método analítico.

Perfil de presión de poro

El perfil de presión de poro corresponde a la estación piezométrica 3PzA, la Fig. 4.4.8.1.14 muestra la ubicación de esta estación respecto al sitio de estudio. Las mediciones de presión de poro se realizaron en 2013, la Fig. 4.4.8.1.15 muestra el perfil interpretado.

Esfuerzos verticales de referencia

Debido a que los ensayos de consolidación corresponden a sitios cercanos a la TCTA, y como marco de referencia, la Fig. 4.4.8.1.16 muestra la distribución de esfuerzos verticales totales y efectivos calculados con base en la distribución de presión de poro medida en 2013 en la estación 3PzA y con los pesos volumétricos indicados en la Tabla 4.4.8.1.6. A partir de la distribución teórica de esfuerzos, se calculará el incremento de esfuerzos efectivos tanto por el peso de la TCTA como por el abatimiento de presión de poro generado por bombeo profundo, consolidación regional.

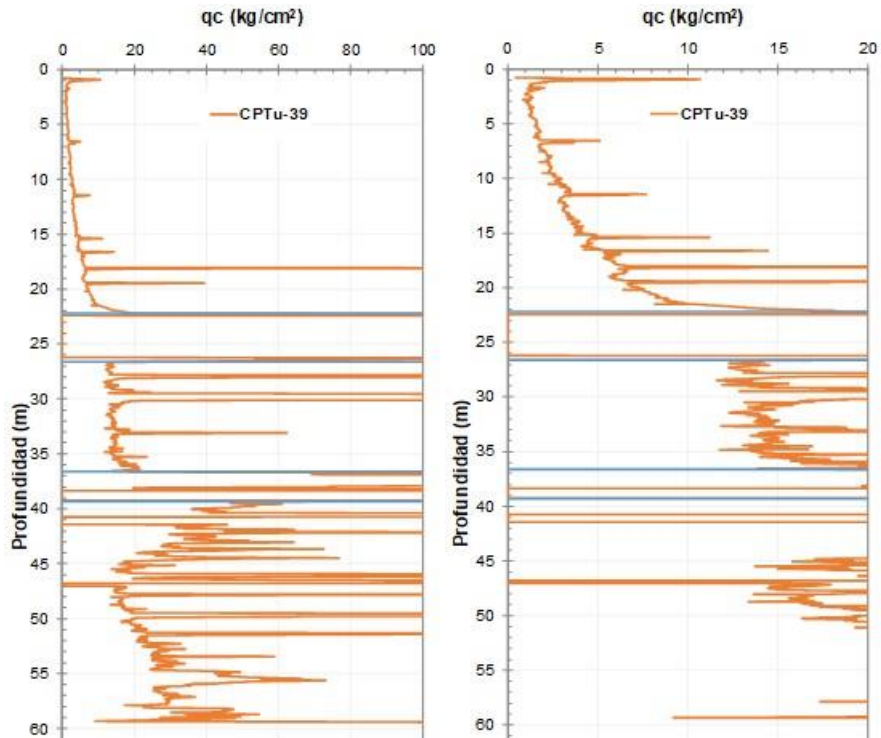


Fig. 4.4.8.1.11 Perfil de resistencia de punta del cono eléctrico, CPTu-39.

Tabla 4.4.8.1.6 Parámetros de resistencia y deformación no-drenados

Profundidad (m) de hasta	Unidad	Estimado		Correlación				Ensayes triaxiales CU, con medición de presión de poro								
		γ kN/m ³	qc kg/cm ²	cu kPa	ϕ grados	E kPa	ν --	Prof. m	γ kN/m ³	cu kPa	ϕ grados	M ---	c' kPa	ϕ' grados	M' ---	
2.00	0.00	Tezontle	14.0	---	10.0	30.0	6,000.0	0.30								
0.00	-1.25		12.0	2.30	17.7	0.0	1,769.2	0.49								
-1.25	-2.50		12.0	1.30	10.0	0.0	1,000.0	0.49								
-2.50	-3.50		12.0	1.18	9.1	0.0	907.7	0.49								
-3.50	-5.50		12.0	1.43	11.0	0.0	1,100.0	0.49								
-5.50	-7.50		12.0	1.97	15.2	0.0	1,515.4	0.49								
-7.50	-9.50		12.0	2.24	17.2	0.0	1,723.1	0.49								
-9.50	-11.50	FAS	12.0	3.17	24.4	0.0	2,438.5	0.49	-11.30	13.50	21.5	15.0	0.551	0.0	34.0	1.366
-11.50	-13.50		12.0	3.16	24.3	0.0	2,430.8	0.49								
-13.50	-15.50		12.0	4.26	32.8	0.0	3,276.9	0.49								
-15.50	-17.50		12.0	5.38	41.4	0.0	4,138.5	0.49								
-17.50	-19.50		12.0	11.12	85.5	0.0	8,553.8	0.49	-19.50	13.30	27.4	10.0	0.350	0.0	17.0	0.650
-19.50	-20.85		12.0	7.57	58.2	0.0	5,823.1	0.49								
-20.85	-22.20		12.0	11.83	91.0	0.0	9,100.0	0.49	-21.50	12.60	87.6	17.0	0.661	0.0	42.0	1.722
-22.20	-26.60	CD	16.0	---	50.0	35.0	9,000.0	0.30								
-26.60	-30.00		12.0	14.50	111.5	0.0	11,153.8	0.49								
-30.00	-33.30	FAI	12.0	15.00	115.4	0.0	11,538.5	0.49								
-33.30	-36.60		12.0	15.50	119.2	0.0	11,923.1	0.49	-33.50	13.60	82.0	8.0	0.290	0.0	17.0	0.650
-36.60	-39.30	SES	17.0	---	50.0	35.0	15,000.0	0.30								
-39.30	-41.80		13.0	41.80	321.5	0.0	32,153.8	0.49								
-41.80	-44.30		13.0	31.40	241.5	0.0	24,153.8	0.49								
-44.30	-46.80		13.0	22.70	174.6	0.0	17,461.5	0.49								
-46.80	-49.30	FAP	13.0	17.00	130.8	0.0	13,076.9	0.49								
-49.30	-51.80		13.0	20.50	157.7	0.0	15,769.2	0.49								
-51.80	-54.30		13.0	25.50	196.2	0.0	19,615.4	0.49								
-54.30	-56.80		13.0	28.20	216.9	0.0	21,692.3	0.49								
-56.80	-59.50		13.0	30.40	233.8	0.0	23,384.6	0.49								

γ : peso volumétrico, cu: cohesión no-drenada, c': cohesión, ϕ' y ϕ : ángulo de fricción interna efectiva y en términos de esfuerzos totales respectivamente, E: módulo elástico, ν : relación de Poisson, M' y M: pendiente de la línea del estado crítico en términos de esfuerzos efectivos y totales respectivamente.



Tabla 4.4.8.1.7 Parámetros de resistencia y deformación no-drenados

Sondeo	Unidad	Prof m	σ'_{vo} kPa	σ'_p kPa	OCR ---	C_r ---	C_c ---	mvr cm ² /kg	mvv cm ² /kg	e ₀ ---	e _{ref} ---
S 4Mi	FAS	2.9	24.0	24.5	1.02	1.13	5.18	0.100	0.233	10.39	6.75
		8.2	44.0	45.0	1.02	1.83	4.28	0.077	0.247	8.59	6.37
		13.9	44.0	45.0	1.02	0.37	2.92	0.068	0.076	5.84	4.64
		19.5	90.0	170.0	1.89	0.51	5.06	0.024	0.082	6.14	6.14
	FAI	26.5	209.8	320.0	1.53	0.24	3.84	0.008	0.064	4.10	4.13
		32.9	271.6	380.0	1.40	0.32	4.27	0.010	0.070	3.87	3.90
S 5Mi	FAS	3.4	19.5	20.0	1.03	0.85	2.49	0.073	0.324	6.27	4.10
		6.6	22.5	23.0	1.02	0.65	4.62	0.088	0.157	9.42	5.44
		11.1	44.5	45.0	1.01	0.41	3.23	0.069	0.070	6.59	5.11
		15.1	42.0	43.0	1.02	0.24	3.23	0.042	0.072	6.49	5.29
	FAI	22.8	103.0	104.0	1.01	0.11	4.24	0.008	0.073	6.49	6.46
		32.1	249.6	320.0	1.28	0.39	2.99	0.016	0.064	3.24	3.34
S 6Mi	FAS	2.9	21.1	23.0	1.09	0.30	2.45	0.074	0.102	6.25	4.51
		7.3	29.9	44.0	1.47	0.85	5.06	0.087	0.113	8.87	6.55
		16.9	67.7	75.0	1.11	1.02	3.23	0.070	0.104	6.22	5.69
	FAI	23.9	125.0	155.0	1.24	1.11	6.51	0.048	0.092	7.17	7.17
		33.0	272.0	310.0	1.14	1.44	2.18	0.046	0.058	3.34	3.51
S 7Mi	FAS	3.0	14.9	17.0	1.14	0.26	2.29	0.067	0.106	6.42	4.70
		10.4	29.5	39.0	1.32	0.56	4.67	0.078	0.080	9.07	6.87
		17.2	43.1	65.0	1.51	1.75	4.72	0.089	0.155	7.61	6.63
	FAI	24.5	77.9	88.0	1.13	1.02	4.28	0.078	0.084	7.16	6.85
		34.0	220.0	270.0	1.23	2.41	2.01	0.039	0.092	3.94	4.09
		37.2	250.0	300.0	1.20	0.63	2.13	0.025	0.042	3.52	3.56
BHMA-24 25	FAS	11.9	38.0	41.0	1.08	0.20	4.42	0.030	0.231	6.51	4.12
		22.5	98.0	106.0	1.08	2.35	5.83	0.106	0.121	8.16	8.16

σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo de campo (estimado), σ'_p : Esfuerzo de pre-consolidación, OCR: relación de sobre-consolidación, C_r y C_c : índices de re-compresión y de compresión, mvr y mvv: módulo de compresibilidad volumétrica de re-compresión y de compresión, e_0 : relación de vacíos inicial (correspondiente al σ'_{vo}), y e_{ref} : relación de vacíos de referencia a la presión de 100 kPa.

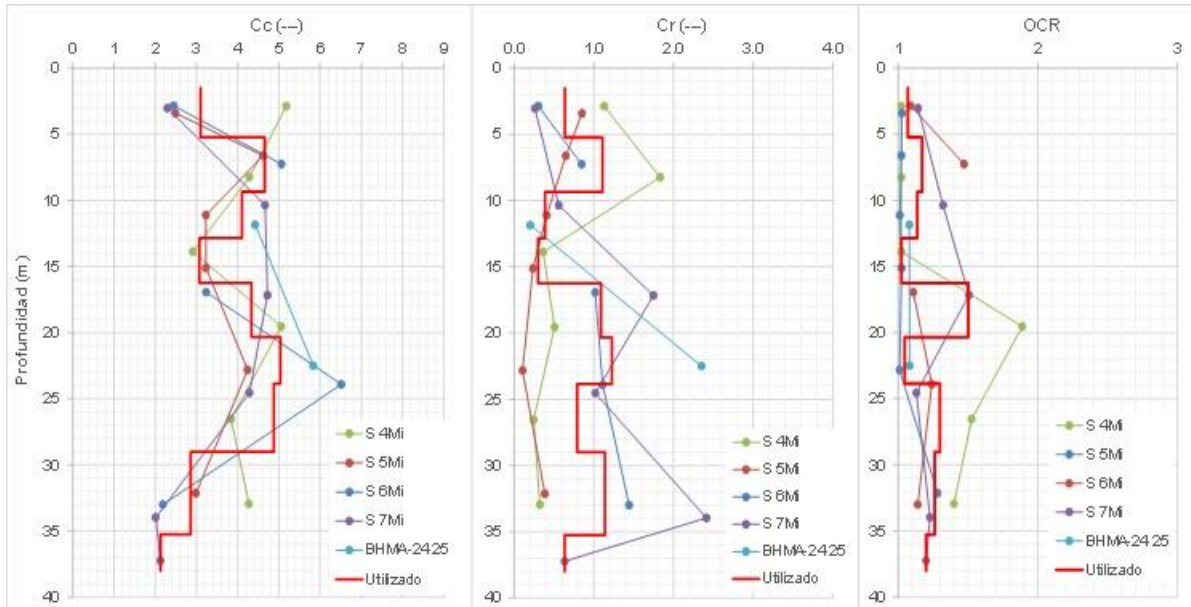


Fig. 4.4.8.1.12 Perfiles de los índices de compresión (Cc) y de re-compresión (Cs), y de la relación de sobre-consolidación (OCR)

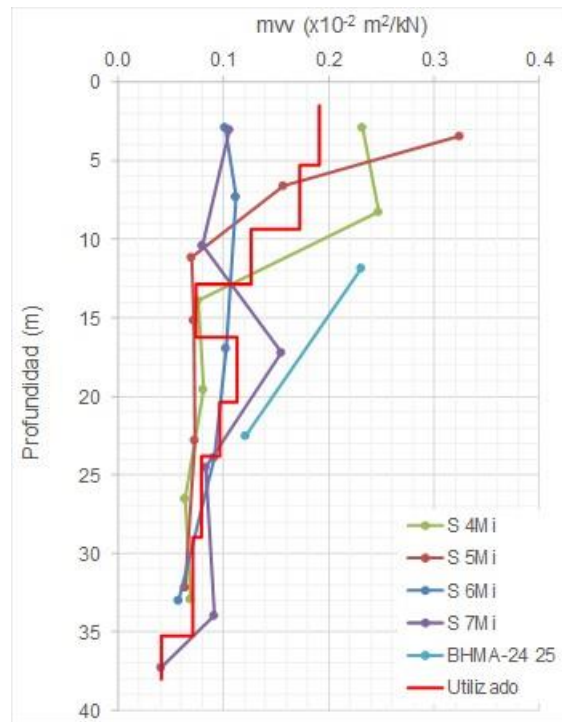


Fig. 4.4.8.1.13 Perfil del coeficiente de compresibilidad volumétrica del tramo compresión (mvv)

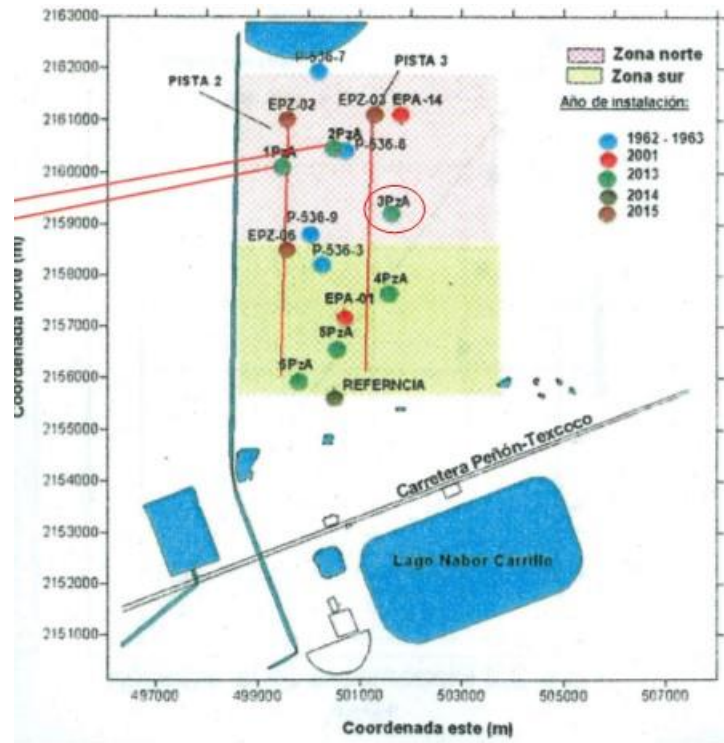


Fig. 4.4.8.1.14 Ubicación de la estación piezométrica 3PzA

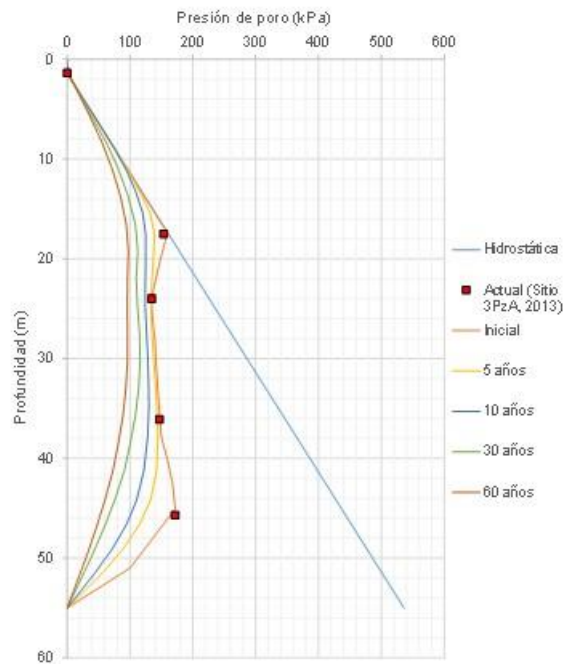


Fig. 4.4.8.1.15 Perfil de presión de poro interpretado de mediciones en la estación piezométrica 3PzA realizadas en 2013

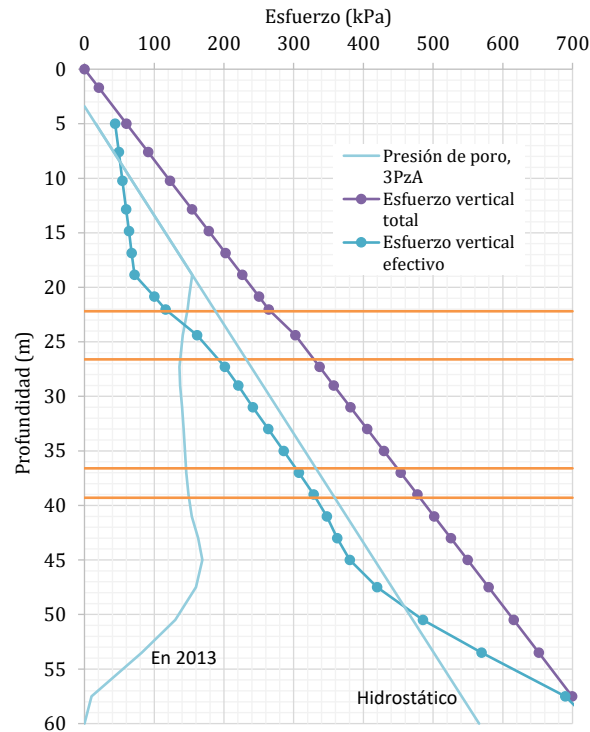


Fig. 4.4.8.1.16 Distribución teórica de esfuerzos verticales totales y efectivos

4.4.8.1.5 Evaluación del estado límite de falla

Carga estática

Consideraciones:

a) La revisión del estado límite de falla ante carga estática es con los conceptos de la NTC-DCC (GDF, 2004-a), resumidos de la forma siguiente:

La revisión debe cumplir la desigualdad:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_V \quad (1)$$

donde:

$\sum Q$ sumatoria de carga para la combinación carga muerta (CM) más carga viva máxima (CVmax)

F_c factor de carga, para esta revisión es de 1.5



- A área al desplante de la cimentación, $A = \pi r^2$
- c_u cohesión no drenada del suelo de cimentación
- F_R factor de resistencia, para esta revisión es de 0.35
- p_v presión vertical al nivel de desplante de la cimentación, presión ejercida por el suelo vecino a la cimentación, $p_v = \gamma D_f$
- γ peso volumétrico del suelo vecino a la cimentación
- D_f profundidad de desplante de la cimentación
- N_c factor de capacidad de carga cohesivo, calculado con

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L) \quad (2)$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$;

- B ancho de la cimentación
- L largo de la cimentación

b) El mecanismo de falla asumido es de tipo local, lo cual se verifica con los resultados de análisis numérico indicado más adelante en este documento, por lo que la resistencia del subsuelo que determina la estabilidad de la cimentación es la que ofrece la FAS, suelo ubicado desde el desplante de la cimentación y hasta el contacto con la capa dura. La cohesión no-drenada (c_u) del suelo de cimentación de la TCTA, es ponderado entre el suelo ubicado de 5.5 m a 22.0 m de profundidad, c_u resulta de 40.9 kPa. La Tabla 3.1 muestra el perfil de c_u utilizado en la ponderación.

Resultados

Datos

$\Sigma Q =$	245,284.9 kN	$D_f =$	5.5 m	$B/L =$	1.0
(CM+CV max)		$B = L =$	65.0 m	$D_f/B =$	0.085
$F_c =$	1.5	$N_c =$	6.53	$F_R =$	0.35
$A =$	3318.3 m ²	$c_u =$	40.9 kPa	$\gamma_s =$	12.0 kN/m ³
		$p_v =$	66.0 kPa		

Revisión

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} = 110.88 \text{ kPa} < c_u N_c F_R + p_v = 159.5 \text{ kPa}$$

Acceptable

Conclusión

La cimentación es adecuada ante carga estática.



Carga por sismo

Consideraciones

a) El cálculo del incremento de presión vertical por acción del momento de volteo sísmico (Δq_{sis}) es calculado con:

$$\Delta q_{sis} = \frac{M_v}{I} \left(\frac{r}{2} + 0.3 \frac{r}{2} \right) \quad (3)$$

relación modificada para cimentación circular, que considera la acción bi-direccional y ortogonal en sentido horizontal del sismo, donde:

- r radio de la sección en planta de la cimentación
- M_v momento de volteo sísmico, calculado con:

$$M_v = M_a - M_r \quad (4)$$

- M_a momento actuante, de acuerdo con FP-FREE S. de R.L. de C.V., (2015-b), el momento de volteo actuante que genera la TCTA es de 80 MN-m.
- M_r momento resistente generado por el empuje pasivo y la resistencia al corte del suelo vecino a la cimentación, calculado con:

$$M_r = \left(c_u D_f^2 \sqrt{K_p} F_R + \frac{1}{6} \gamma_s D_f^3 K_p \right) L_p \quad (5)$$

- c_u y γ_s cohesión y peso volumétrico del suelo vecino a la cimentación, ponderados desde la superficie y hasta la profundidad de desplante (D_f)
- K_p coeficiente pasivo de presión de tierra, $K_p = 1.0$ para arcillas saturadas
- F_R factor de resistencia, para esta revisión es de 0.35
- L_p longitud de acción del empuje pasivo, por ser cimentación circular se considera que el empuje actúa en un arco de circunferencia con ángulo de 145 grados, equivalente al 80% del semi-perímetro
- I momento de inercia de la sección en planta de la cimentación, calculado con:

$$I = \frac{\pi r^4}{4} \quad (6)$$

b) La revisión del estado límite de falla ante carga de sismo es con los conceptos de la NTC-DCC (GDF, 2004-a). La revisión debe cumplir la relación 1, donde:



- ΣQ sumatoria de carga para la combinación carga muerta (CM) más carga viva instantánea (CVinst)
- F_c factor de carga, para esta revisión es de 1.1
- A' área efectiva al desplante de la cimentación, considera la excentricidad de carga (e) generada por el momento de volteo sísmico, $A' = \pi r'^2$
- r' radio efectivo, $r' = r - 2e$
- e excentricidad de carga, $e = Mv/(\Sigma Q F_c)$

Resultados

$M_a =$	800,000.0 kN-m	Para empuje pasivo	
$M_r =$	37,470.6 kN-m	$c_u =$	11.9 kPa $K_p =$ 1.0
$M_v =$	762,529.4 kN-m	$\gamma_s =$	12.0 kN/m ³ $F_R =$ 0.35
$I =$	876,240.5 m ⁴	$r =$	32.50 m
		$L_p =$	81.68 m
$\Delta q_{sB} =$	18.38 kPa	$D_f =$	5.5 m
		$B = L =$	65.0 m $B/L =$ 1.0
$\Sigma Q =$	243,381.7 kN	$B' = L' =$	59.3 m $D_f/B' =$ 0.093
	(CM+CVinst)	$N_c =$	6.54
$F_c =$	1.10	$F_R =$	0.35
$e =$	2.85 m	$c_u =$	40.9 kPa
$A' =$	2,762.2 m ²	$\gamma_s =$	12.0 kN/m ³
		$p_v =$	66.0 kPa

Revisión considerando reducción de área de base (A')

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A'} = 96.92 \text{ kPa} > c_u N_c F_R + p_v = 159.7 \text{ kPa}$$

Acceptable

Conclusión

La cimentación es adecuada ante carga de sismo.

4.4.8.1.6 Revisión por flotación

Consideraciones:

- a) Esta revisión aplica a etapas del proceso constructivo, donde varía el peso de la estructura de cimentación y de la superestructura como función de lo ya construido, y a la vida útil de la TCTA.

- b) La fuerza de empuje ascendente bajo la losa de fondo de la cimentación de la TCTA, fuerza que provoca la flotación, existe debido a que en campo existen las condiciones para desarrollar flujo de agua bajo la losa de fondo y de forma subsecuente, el estado de empuje ascendente. La generación del flujo de agua requiere que la permeabilidad del suelo ubicado bajo la cimentación sea alta, lo cual ocurre en la cimentación de la TCTA como se muestra en la Fig. 4.4.8.1.17. Esta figura muestra el nivel de excavación para alojar la cimentación y el relleno bajo la cimentación y en el espacio adyacente a la misma cimentación. El proyecto considera que el relleno será suelo granular con permeabilidad alta. La figura permite predecir que el agua de lluvia inundará la zona adyacente a la cimentación y por continuidad, bajo la misma cimentación.

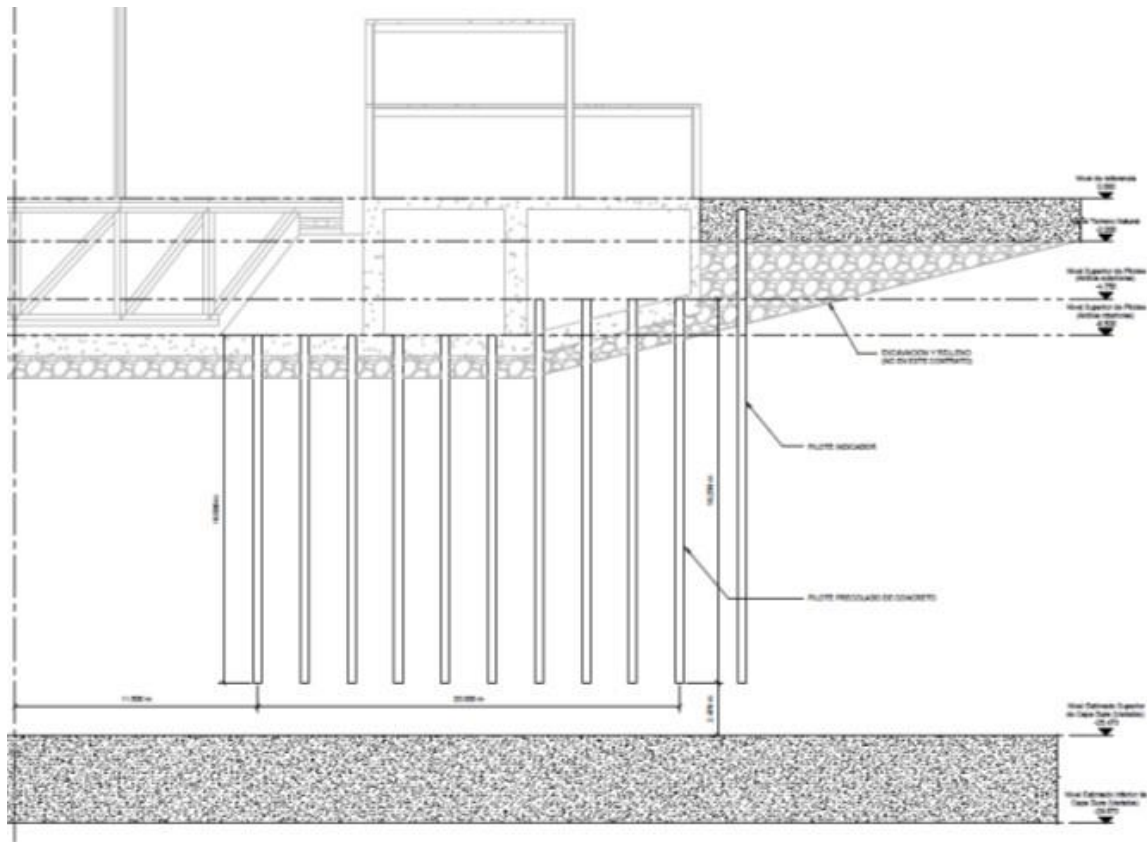


Fig. 4.4.8.1.17 Condiciones para desarrollar el empuje ascendente de agua.

- c) La revisión por flotación debe cumplir:

$$FS < W_g/F_h \quad (7)$$



donde:

F_h fuerza del empuje ascendente debida a la presión hidráulica ubicada al nivel de desplante de la cimentación

W_g peso de la estructura

FS factor de seguridad para las diferentes condiciones de operación y servicio: construcción 1.3, operación normal 1.5, Extremo (cuando el NAF está a NTN) 1.1.

Resultados:

Para las alturas de columna de agua (H_w) que pueden generar fuerza ascendente, de acuerdo con la etapa de constructiva evaluada, la Tabla 4.4.8.1.8 muestra el cálculo del FS (ecuación 7), y su revisión correspondiente al comparar el FS calculado respecto al admisible. De acuerdo con esta tabla, se tiene:

Etapas de construcción del cajón de cimentación

- La etapa analizada a1 es no-aceptable por flotación, el FS calculado es menor que el FS admisible, pero está relativamente cerca, lo cual indica que la construcción es realizable, pero se aceptan ciertos desplazamientos verticales ascendentes de algunos tableros de la losa de fondo. En esta etapa de análisis, la altura de agua no puede ser mayor de 2.0 m, debido al espesor del relleno vecino a la cimentación. La Tabla 4.4.8.1.9 muestra que al reducir la altura de columna de agua a 1.0 m (posiblemente por bombeo), el cajón de cimentación es estable ante flotación.
- La etapa analizada a2 es aceptable por flotación, el FS calculado es mayor que el FS admisible, lo cual ocurre mientras el relleno del material adyacente a la cimentación no está colocado, por lo anterior la altura de agua no puede ser mayor de 2.0 m, debido al espesor del relleno.
- La etapa analizada a3 es no-aceptable por flotación, el FS calculado es menor que el FS admisible, lo cual ocurre cuando el relleno del material adyacente a la cimentación está colocado y saturado. La Tabla 4.4.8.1.8 muestra que al reducir la altura de columna de agua a 4.0 m (posiblemente por bombeo), el cajón de cimentación es estable ante flotación. En este caso, la altura de agua no puede ser mayor de 5.50 m, debido al espesor total del relleno.



Etapa de operación normal

- La etapa analizada b es no-aceptable por flotación, el FS calculado es menor que el FS admisible, lo cual implica que en la vida útil de la TCTA será necesario instalar algún sistema impermeable que no permita el traslado del agua de lluvia entre el suelo adyacente al cajón y el suelo de base del mismo cajón. En este caso, la altura de agua no puede ser mayor de 5.50 m, debido al espesor total del relleno.

Etapa de operación extrema

- La etapa analizada c es aceptable por flotación en esta etapa extrema, el FS calculado es menor que el FS admisible.

Conclusión:

Durante la construcción de la cimentación y de la TCTA es posible que haya inestabilidad por flotación del cajón de cimentación. Lo anterior es posible mitigarlo con el uso de bombeo para mantener la columna de agua ubicada en el suelo vecino a la cimentación, en valores que no generen inestabilidad.

En la vida útil de la TCTA, no es recomendable mantener el sistema de bombeo, es preferible instalar algún sistema impermeable que no permita el traslado del agua de lluvia entre el suelo adyacente al cajón y el suelo de base del mismo cajón, con objeto de reducir la altura de agua y mantener estable ante flotación a la cimentación.

Tabla 4.4.8.1.8 Evaluación de estabilidad por flotación.

H_w m	F_h kN	W_g kN	$FS = W_g/F_h$ ---	FS admisible ---	Revisión
a1) Construcción cimentación: losa de fondo sin muros, sin losa tapa y sin relleno					
2.00	66,366.1	82,957.7	1.25	< 1.30	No aceptable
a2) Construcción cimentación: Cajón completo y sin relleno					
2.00	66,366.1	185,056.1	2.79	> 1.30	Aceptable
a3) Construcción cimentación: Cajón completo y con relleno					
5.50	182,506.9	185,056.1	1.01	< 1.30	No aceptable
b) Operación normal: construido cimentación, TCTA y edificio de servicios					
5.50	182,506.9	238,530.5	1.31	< 1.50	No aceptable
c) Extremo: construido cimentación, TCTA y edificio de servicios					
5.50	182,506.9	238,530.5	1.31	> 1.10	No aceptable

H_w : altura de columna de agua



Tabla 4.4.8.1.9 Alturas de agua críticas ante flotación.

Caso -->	a1	a2	a3	b	c
Hw	FS	FS	FS	FS	FS
m	--	---	---	--	--
1.00	2.50	5.58	5.58	7.19	7.19
2.00	1.25	2.79	2.79	3.59	3.59
3.00	-	1.86	1.86	2.40	2.40
4.00	-	-	1.39	1.80	1.80
5.00	-	-	1.12	1.44	1.44
5.50	-	-	-	1.31	1.31
FS admisible	1.30	1.30	1.30	1.50	1.10

4.4.8.1.7 Evaluación del estado límite de servicio

Consideraciones:

a) La revisión del estado límite de servicio es con los conceptos de la NTC-DCC (GDF, 2004-a), esta referencia indica que el hundimiento máximo es de 30 cm y el asentamiento diferencial máximo de la cimentación es de 0.006, calculados en la losa de fondo de la cimentación. Restricciones que aplican a estructuras de acero aisladas.

b) La revisión del estado límite de falla ante carga estática es con los conceptos de la NTC-DCC (GDF, 2004-a). La presión neta calculada al nivel de desplante de la cimentación está constituida por la sumatoria de la carga muerta más carga viva media menos el peso del suelo excavado (ΣQ). El factor de carga, para esta revisión es $F_c = 1.0$. El área al desplante de la cimentación es $A = \pi r^2$.

c) El cálculo de hundimientos (Δh) bajo el sistema cajón de cimentación con pilotes de fricción es con el criterio de Tamez (2001), ver Fig. 4.4.8.1.18. y con la relación:

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \Delta p'_{zi} m_{vi} h_i \quad (8)$$

donde:

- m_{vi} módulo de compresibilidad volumétrica
- h_i espesor del estrato de arcilla saturada
- $\Delta p'_{zi}$ incremento de esfuerzo efectivo generado por la carga en superficie

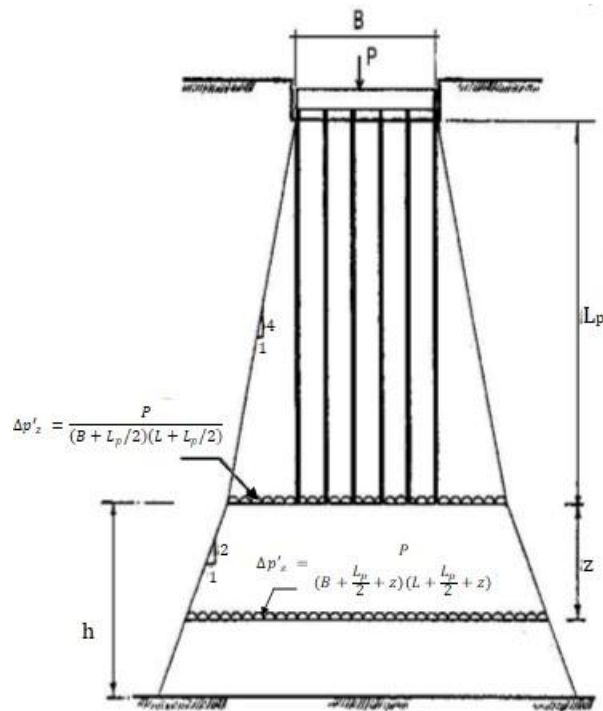


Fig. 4.4.8.1.18 Cálculo del incremento de esfuerzo efectivo, modificada de Tamez (2001).

El cálculo $\Delta p'_{zi}$ considera el peso neto (P) calculado a partir de la presión neta (q_n), la longitud de los pilotes (L_p), el ancho de la cimentación (B) y el largo de la cimentación (L).

Resultados:

Peso neto al desplante del cajón de cimentación

ΣQ = 241,083.0 kN (CM+CVmed)	ΣQ = 131,630.8 kN -W suelo excavado
F_c = 1.00	F_c = 1.00
A = 3318.3 m ²	A = 3318.3 m ²
$\frac{\Sigma Q F_c}{A}$ = 73.65 kPa	Presión (kPa) = 39.7 kPa
Presión neta al desplante del cajón, q_n = 33.98 kPa	
Peso neto al desplante del cajón, P = 112,770.6 kN	

La Fig. 4.4.8.1.13 muestra el perfil de mvv utilizado, el cual corresponde de 19.50 a 22.20 m (FAS), de 26.50 a 36.50 m (FAI), de 36.50 a 45.00 m (SES) de 45.0 a 60.0 m (FAP), ver Fig. 4.4.8.1.10.



Cálculo de hundimientos por el método de Tamez (2001)

$P = 112,770.6 \text{ kN}$
 $B = L = 65.0 \text{ m}$
 $L_p = 14.00 \text{ m}$ Longitud del pilote 480 pilotes
 $P_{pilotes} = 12,902.4 \text{ kN}$ Peso compensado 40x40 cm, sección pilote
 Al desplante de los pilotes
 $A_d = 4,071.5 \text{ m}^2$ $\Delta p'_b = 30.87 \text{ kPa}$ --> $P = 125,673.0 \text{ kN}$

Cálculo de asentamientos bajo el desplante de pilotes

Unidad	Prof. (m) de	Es pes or a m	Az m ²	$\Delta p'_z \text{ kPa}$	mvr 1/kPa	$\Delta h \text{ cm}$			
FAS	Fill	0.00	1.00	1.00					
	CH	1.00	3.75	2.75					
	CH	3.75	5.50	1.75	Desplante de cajón				
	CH	5.50	10.50	5.00					
	CH	10.50	14.00	3.50					
	CH	14.00	19.50	5.50	Desplante de pilotes				
CD	CH	19.50	22.20	1.35	4225.6	29.7	9.7E-04	3.89	
	M	22.20	26.50	4.30	4477.0	28.1	1.0E-05	0.12	
FAI	CH	26.50	30.00	3.50	4951.4	25.4	8.0E-04	7.11	
	CH	30.00	33.50	3.50	5397.6	23.3	7.1E-04	5.79	
	CH	33.50	36.50	3.00	5829.1	21.6	4.2E-04	2.72	
SES	M	36.50	39.00	2.50	6207.2	20.2	1.0E-05	0.05	
	CH	39.00	42.00	3.00	6597.1	19.0	1.0E-04	0.57	
FAP	CH	42.00	45.00	3.00	7036.1	17.9	1.0E-04	0.54	
	CH	45.00	49.00	4.00	7566.1	16.6	1.0E-04	0.66	
	CH	49.00	53.00	4.00	8196.3	15.3	1.0E-04	0.61	
	CH	53.00	57.00	4.00	8849.7	14.2	1.0E-05	0.06	
			58.65			Suma		22.2 cm	Asentamiento aceptable

Conclusión:

La cimentación es adecuada ante hundimientos.

4.4.8.1.8 Revisión con métodos numéricos

Los estudios numéricos realizados comprenden la evaluación de capacidad de carga estática y ante carga por sismo, así como el cálculo de hundimientos. El modelo numérico tridimensional incluye la geometría de la cimentación y de la estructura de la TC, la combinación de carga de acuerdo con el tipo de revisión, como se indica en los incisos 4 y 5 de este documento. La Fig. 4.4.8.1.19 muestra el modelo numérico 3D de diferencias finitas para la evaluación de capacidad de carga y el cálculo de hundimientos. Note que la figura muestra el isométrico cortado por eje de simetría.

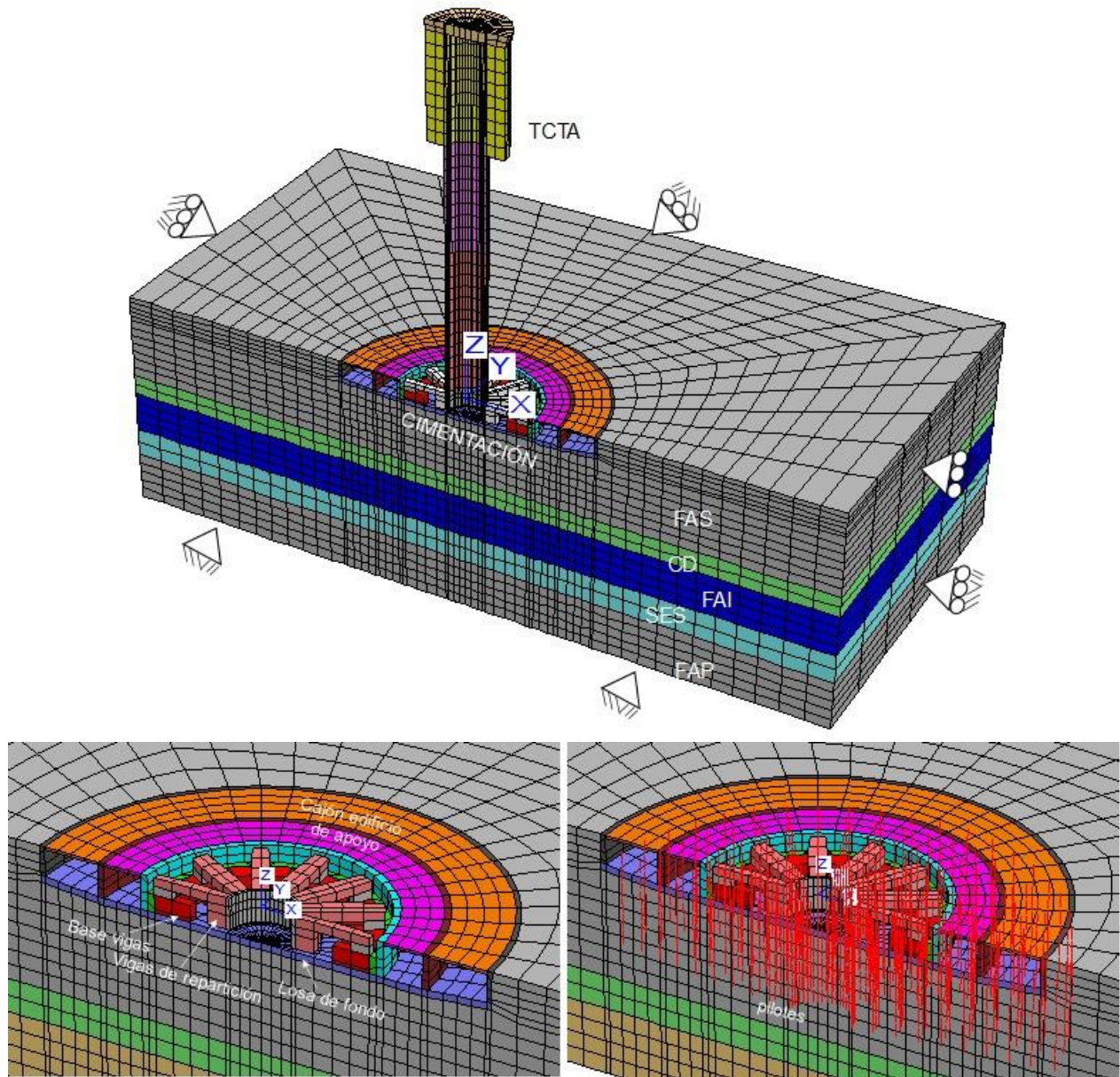


Fig. 4.4.8.1.19 Modelo numérico 3D de diferencias finitas

Evaluación de capacidad de carga estática

El cálculo del factor de seguridad (FS) es mediante incrementos de carga, aplicados a partir de la carga de servicio (V_0) que corresponde a la carga muerta más carga viva máxima. La relación entre carga acumulada (V_i) y la carga de servicio, definida como $RV = V_i/V_0$. El FS es definido para la carga acumulada que causa el colapso de la cimentación.

El modelo de comportamiento de los suelos es elasto-plástico con criterio de falla Mohr-Coulomb, cuyos parámetros están indicados en la Tabla 4.4.8.1.10.

Para la sumaria de carga $\sum Q = 245,284.9$ kN y $F_c = 1.0$, la Fig. 4.4.8.1.20 muestra los hundimientos calculados al final de la construcción generados a la carga citada. Esta figura muestra que el hundimiento máximo es de 1.0 cm. La Fig. 4.4.8.1.21 muestra los desplazamientos en la losa de fondo, los pilotes y en la base de los aisladores.

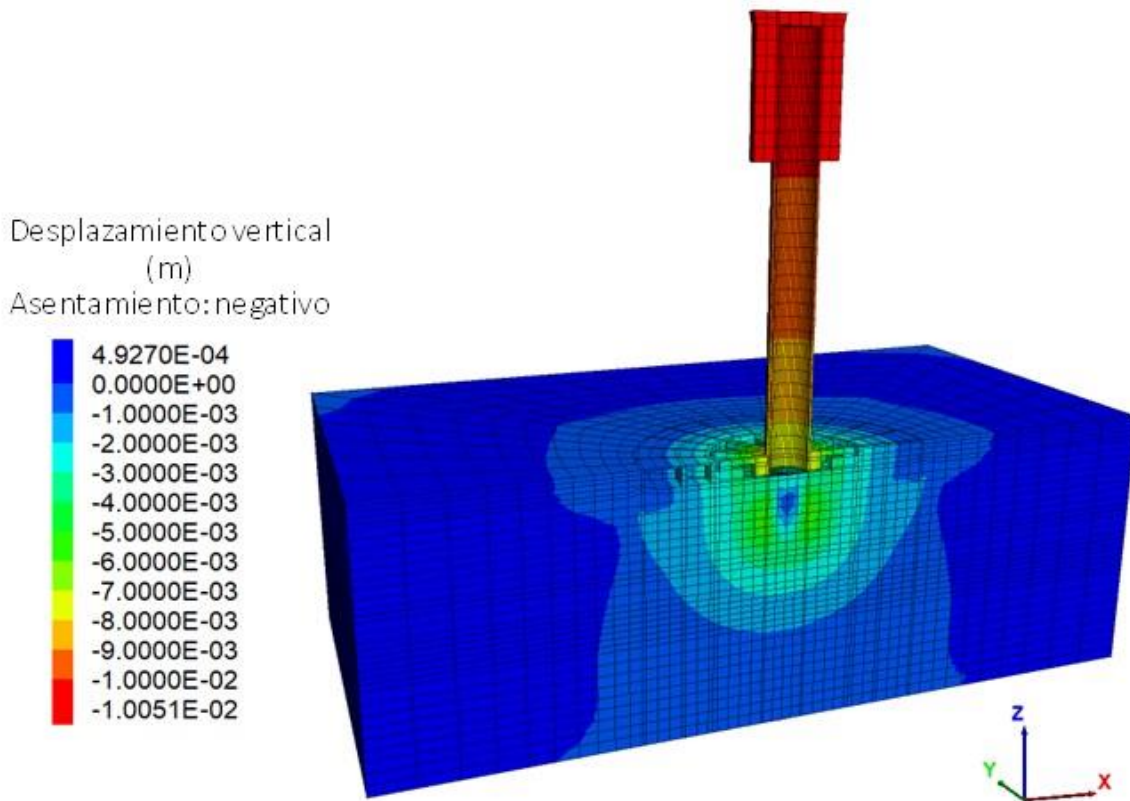


Fig. 4.4.8.1.20 Distribución de desplazamientos verticales calculados en el suelo de cimentación de la TCTA.

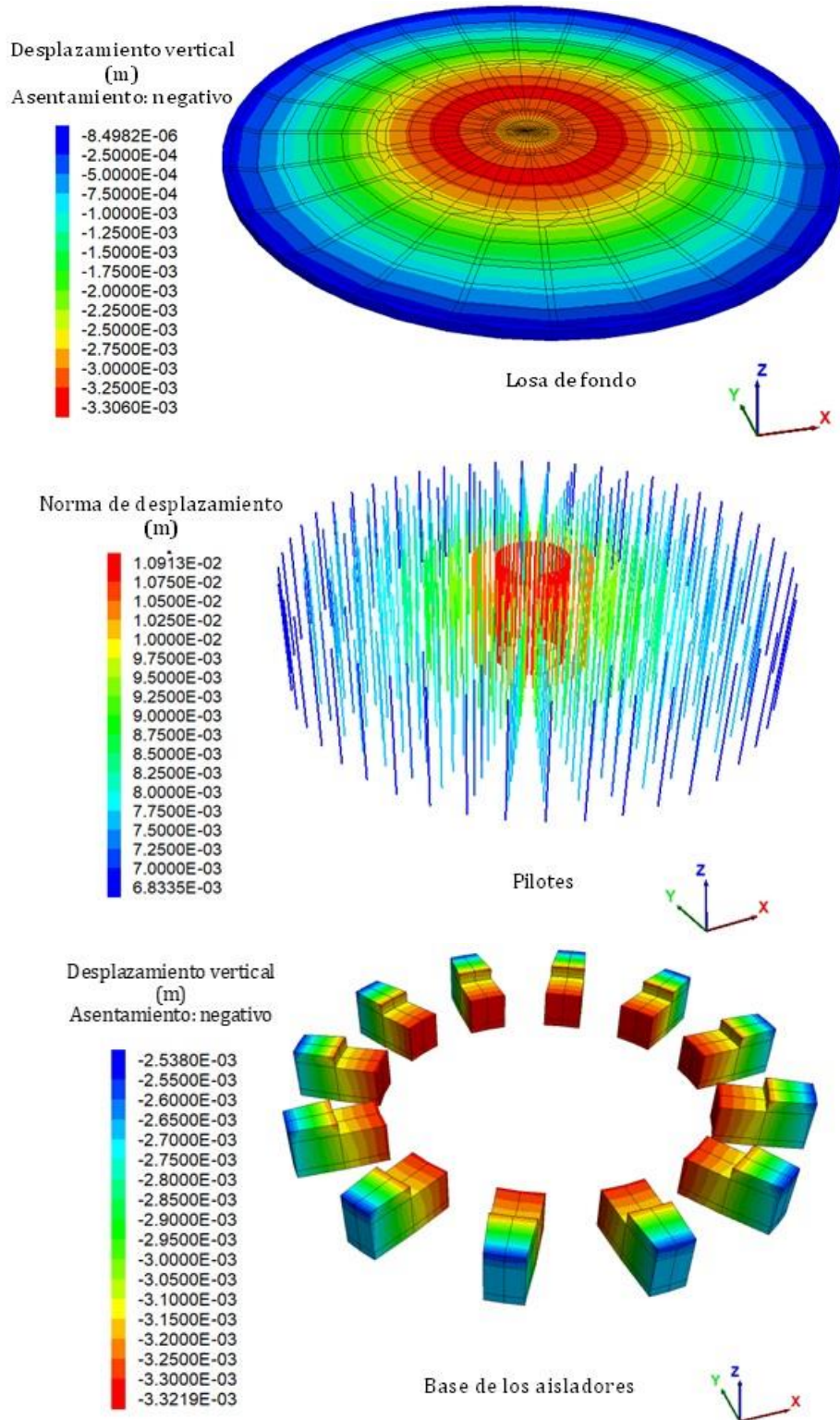


Fig. 4.4.8.1.21 Distribución de desplazamientos verticales calculados en partes de la TCTA.

La Fig. 4.4.8.1.22 muestra la gráfica de la relación de carga (RV) y el asentamiento máximo calculado, donde la gráfica muestra que RV llega a 3.0, por lo que FS es al menos de 3.0. Cabe aclarar que para $RV = 3.0$, el estado que guarda la cimentación está muy cerca del colapso, aunque no se produce el colapso. La misma figura incluye la distribución de la norma vectorial de desplazamiento en el subsuelo, que corresponde a $RV = 3.0$, donde se observa el mecanismo incipiente de colapso ocurre en la parte de la cimentación que está ahusada, zona circular ubicada bajo el edificio de servicios.

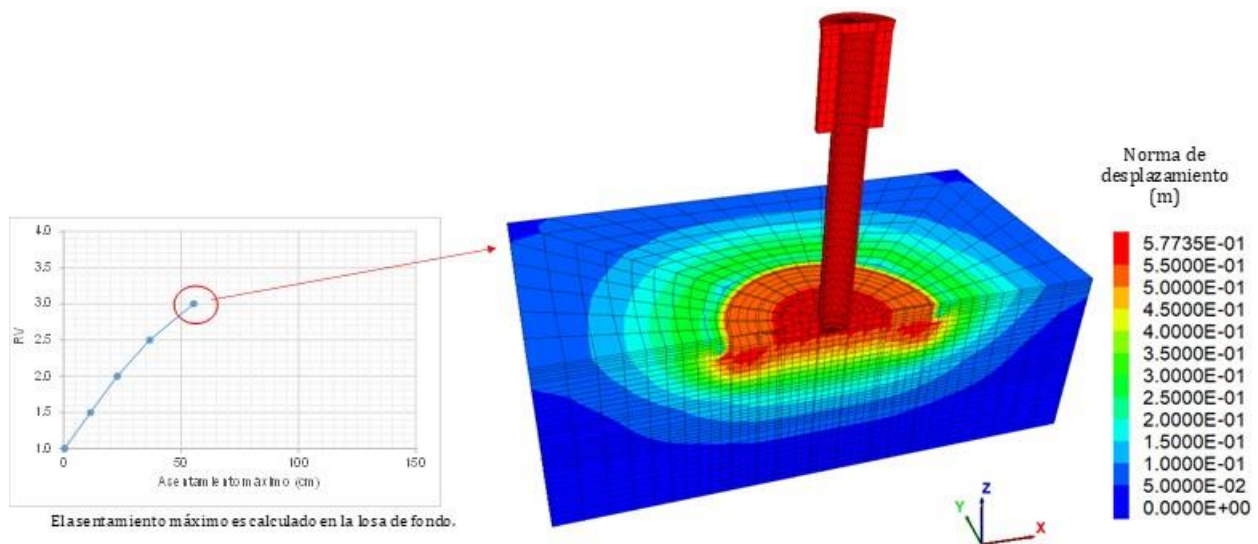


Fig. 4.4.8.1.22 Cálculo del FS estático y del mecanismo de falla de la cimentación de la TCTA.

Conclusión:

El FS = 3.0 por capacidad de carga estática.

Evaluación de capacidad de carga sísmica

El cálculo del factor de seguridad por sismo (FSs) es mediante incrementos de momento, aplicados a partir del momento inicial (M_0) que corresponde a la carga muerta más carga viva instantánea, coeficiente sísmico $C_s = 0.54$ y Factor de ductilidad $Q = 1.0$. El momento de volteo actuante es aplicado al 100 en una dirección horizontal y 30% en la dirección horizontal perpendicular. La relación entre el momento acumulado (M_i) y el momento inicial, es definida como $RV = M_i/M_0$. El FSs es definido para el momento acumulado que causa el colapso de la cimentación.

El modelo de comportamiento de los suelos es elasto-plástico con criterio de falla Mohr-Coulomb, cuyos parámetros están indicados en la Tabla 4.4.8.1.8.

El momento inicial corresponde a la sumatoria de carga $\sum Q = 243,381.7 \text{ kN}$ y $F_c = 1.0$ y la distribución de masas indicada en la sección 2.3, que equivale a la condición inicial, M_0 .

La deformación diferencial máxima, calculada como el asentamiento diferencial máximo dividido entre la longitud donde se calcula el asentamiento diferencial (donde se calcularon los asentamientos máximo y mínimo).

La Fig. 4.4.8.1.23 muestra la gráfica de la relación de carga (RV) y el asentamiento diferencial máximo calculado, donde la gráfica muestra que RV llega a 2.1, por lo que FSs es al menos 2.1. Cabe aclarar que para $RV = 2.10$, el estado que guarda la cimentación está muy cerca del colapso, aunque no se produce el colapso. La misma figura incluye la distribución de la norma vectorial de desplazamiento en el subsuelo, que corresponde a $RV = 2.10$, donde se observa el mecanismo incipiente de colapso se asemeja a una cuchara sopera en la zona de compresión donde ocurre el hundimiento máximo. La zona del hundimiento mínimo está a compresión.

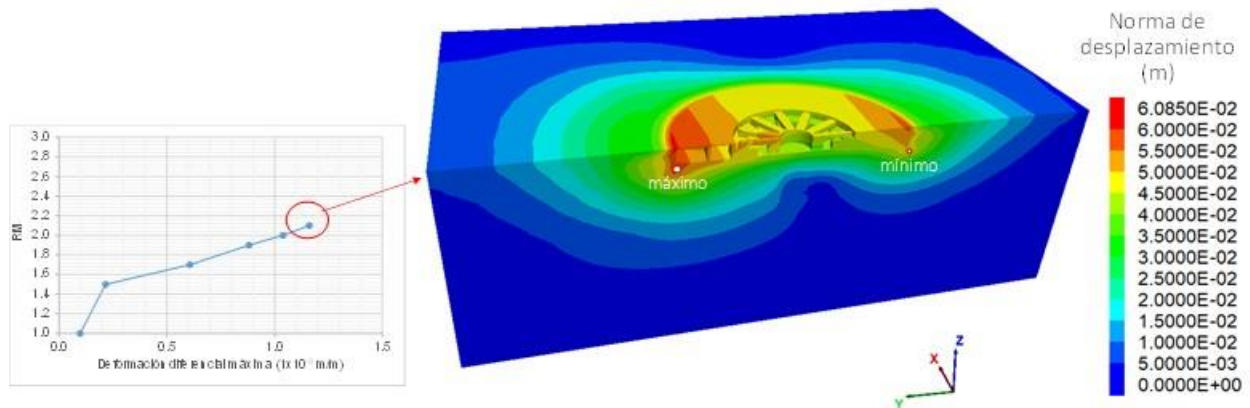


Fig. 4.4.8.1.23 Cálculo del FSs sísmico y del mecanismo de falla de la cimentación de la TCTA.

Conclusión:

El FSs sísmico es de 2.10.

Cálculo de hundimientos

El cálculo de hundimientos considera el perfil de presión de poro interpretado a partir de las mediciones de 2013 en la estación piezométrica 3PzA, ver Fig. 3.9, así como los parámetros de compresibilidad indicados en la Tabla 4.4.8.1.9.

Para la carga de servicio calculada al nivel de desplante de la cimentación, la presión neta es de 34.0 kPa, ver sección 5, la Fig. 4.4.8.1.24 muestra la distribución de desplazamientos verticales. Esta figura muestra que la concentración de desplazamientos máxima ocurre en la conexión TC con las vigas de transferencia, y en el suelo la concentración ocurre bajo el área de la TC. La profundidad de influencia de la carga superficial es hasta la serie estratificada superior (SES), por efecto de la presencia de los pilotes. El asentamiento máximo calculado en el suelo es del orden de 2.0 cm.

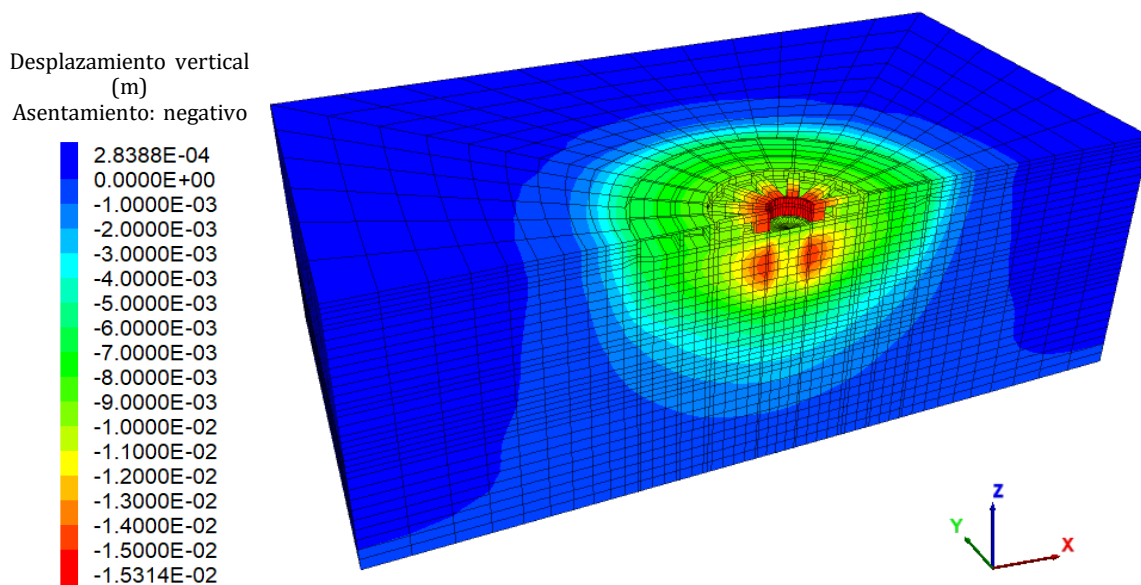


Fig. 4.4.8.1.24 Desplazamientos verticales calculados en la cimentación de la TCTA.

La Fig. 4.4.8.1.25 muestra en detalle los desplazamientos verticales calculados en la losa de fondo de la cimentación, en los pilotes y en la base de los aisladores, donde se observa la distribución axi-simétrica de los hundimientos y que estos son del orden de 2.0 cm.

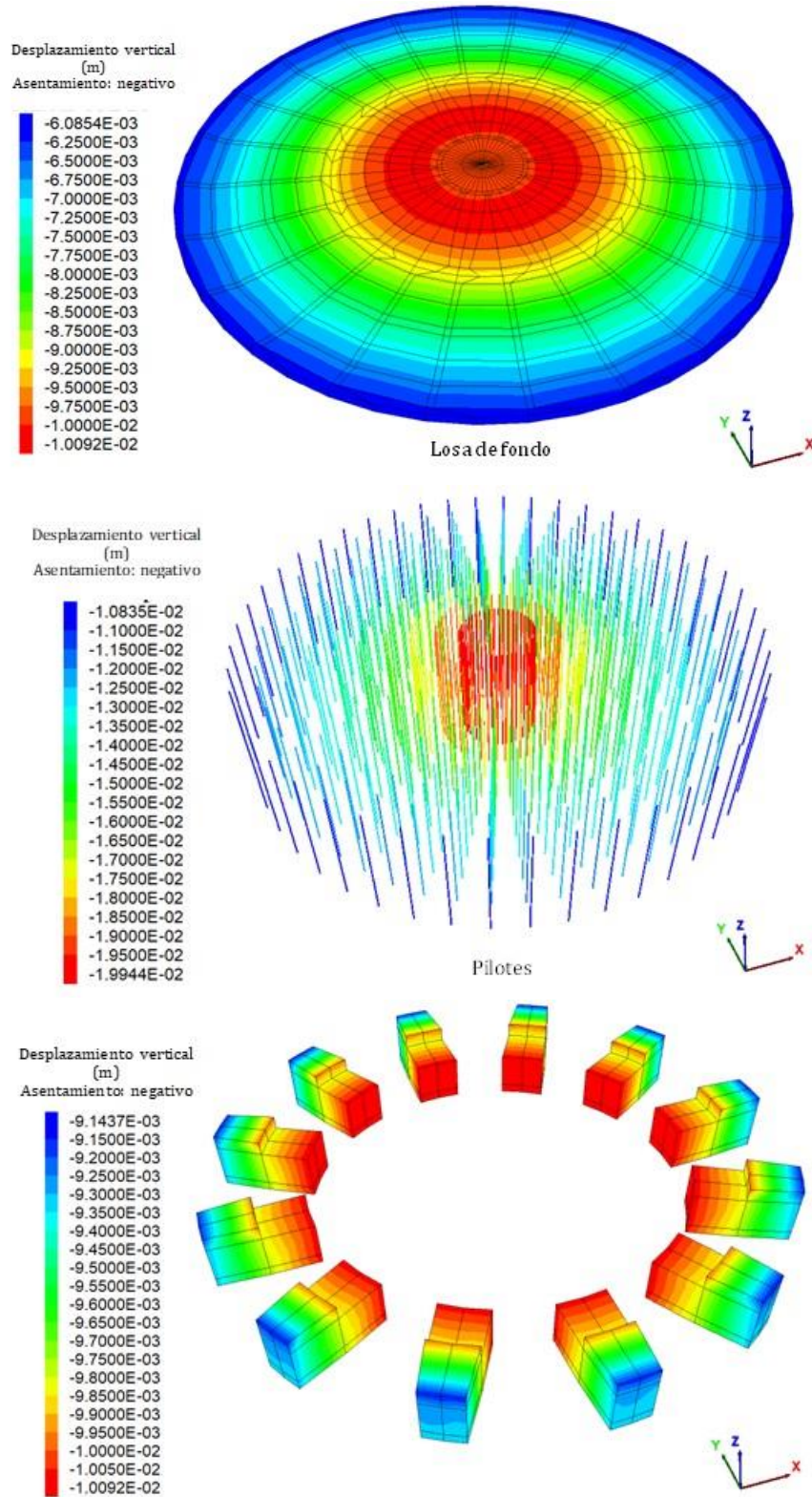


Fig. 4.4.8.1.25 Desplazamientos verticales calculados en la cimentación de la TCTA.



4.4.8.1.9 Conclusiones

1. La evaluación de la estabilidad por capacidad de carga de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) indica que la cimentación compuesta por cajón desplantada a 5.5m de profundidad es adecuado para la carga estática y para la carga de sismo.
2. El cálculo de hundimientos por la carga de servicio de la propia TCTA indica que los hundimientos son adecuados y que los pilotes de fricción desplantadas a 19.5 m de profundidad reducen sustancialmente estos hundimientos.
3. El modelo numérico tridimensional de diferencias finitas muestra congruencia con los cálculos analíticos, y permitirá evaluar la interacción suelo-cimentación para los hundimientos regionales; así como la evaluación del comportamiento dinámico de la TCTA y su cimentación ante sismo.
4. En el momento de emitir este informe (abril de 2018), ya se había aplicado más del 50% del peso total de la TCTA, con un sistema de bombeo operando para evitar el ascenso del nivel freático. Los cálculos que se presentaron demuestran que la estructura quedará completamente compensada cuando termine de construirse y las condiciones hidráulicas del subsuelo se restablezcan. Sin embargo, si fortuitamente el nivel freático ascendiera, la condición de compensación no se cumpliría, en especial con la torre parcialmente construida. Ante tal situación existe el riesgo de que la sub-presión resultante provoque la flotación de la TCTA. Consecuentemente es de la máxima importancia mantener operando el sistema de bombeo mientras dure la construcción de la TCTA. La condición crítica a este respecto tendrá lugar durante la próxima época de lluvias.
5. De acuerdo con lo anterior, la observación instrumental de la TCTA deberá seguirse llevando a cabo con mediciones continuas en previsión de cualquier eventualidad. Deberán continuarse las mediciones en piezómetros, inclinómetros y celdas de carga y de presión, al igual que las nivelaciones topográficas.

4.4.8.1.10 Referencias y bibliografía

FOSTER & PARTNERS/ FR-EE JV, (2015) Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Informe de análisis de pilotes de la Torre de Control de Tráfico Aéreo. Versión 1 | 25 de noviembre.



FOSTER & PARTNERS/ FR-EE JV, (2016-a) Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Informe de diseño sísmico de la TCTA basado en desempeño. Edición 2 | 26 de Septiembre.

FOSTER & PARTNERS/ FR-EE, (2016-b) Mexico City Airport, Technical Calculation Report for Air Traffic Control Tower. Edición 2 | 26 de Septiembre.

ARUP (2015), “New Mexico City International Airport. ATCT foundation analysis approach”, noviembre 25, proporcionado por Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.

FOSTER & PARTNERS/ FR-EE JV, (2015-a), Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Informe de análisis de pilotes de la Torre de Control de Tráfico Aéreo. Versión 1 | 25 de noviembre

FP-FREE S. de R.L. de C.V., (2015-b) Preliminary Geotechnical Design Report/Reporte de Diseño Geotécnico Preliminar. 14 de diciembre.

Tamez E., (2001). Ingeniería de cimentaciones, conceptos básicos de la práctica, TGC Geotecnia

GDF, (2004-a), Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal.

GDF, (2004-b), Normas Técnicas complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Distrito Federal.

Itasca, (2012), Online Manual, FLAC^{3D} Version 5.0, Itasca Consulting Group, Inc.



4.4.9 Comentarios sobre la cimentación del viaducto de acceso a la terminal de pasajeros del NAICM

Introducción

Parsons describió los aspectos generales, arquitectónicos y estructurales, del proyecto para el viaducto de acceso a la terminal de pasajeros del NAICM. En tres sesiones consecutivas se preguntó al panel de expertos y al II UNAM su opinión sobre las siguientes cuestiones:

- Se preguntó si en el diseño sísmico del se deben seguir los mismos criterios que en el diseño de las otras estructuras del NAICM.
- Se preguntó si se podría concebir un sistema de cimentación alternativo y que, además de garantizar el funcionamiento adecuado del viaducto, fuera, al mismo tiempo más económico.

En este documento se manifiesta la opinión del IIUNAM respecto al segundo de estos temas.

Aspectos generales del proyecto

De acuerdo con la información emitida por el AM y puesta a la disposición de este instituto por Parsons, a continuación se resumen los aspectos generales del proyecto (II UNAM 2017):

El viaducto rodeará a la TGT y recorrerá el flanco sur de la terminal de pasajeros. Tendrá un sector aproximadamente circular de unos 500 m de desarrollo lineal así como dos tramos rectos de esa misma longitud, aproximadamente. Los tramos rectos están inclinados y constituyen las rampas de acercamiento a la zona curva en la cual se ubicará la zona de ascenso y descenso para ingresar a la terminal. Así, el desarrollo total del viaducto será de unos 1500 m. En la Fig. 4.4.9.1 se muestra una planta del viaducto de acceso.

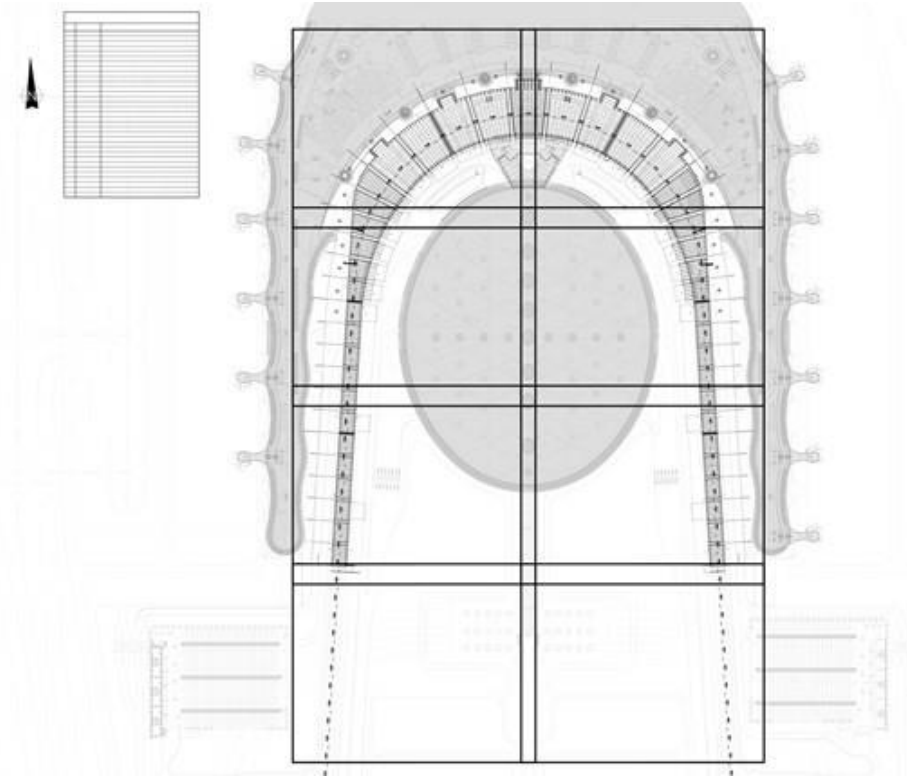


Fig. 4.4.9.1 Planta del viaducto de acceso y de las estructuras cercanas (información proporcionada por Parsons).

La estructura del viaducto será de acero con pilas tubulares y con un sistema de piso de ese mismo material. La superficie de rodamiento se conformará con concreto hidráulico. La anchura de los tramos rectos de acercamiento será de 16 m y en la zona curva el ancho alcanzará 50 m. El claro máximo de los apoyos entre pilas será de hasta 40 m. La altura máxima en la zona curvada es 16 m con respecto al nivel de piso terminado.

La cimentación del viaducto se ilustra esquemáticamente en las Figs. 4.4.9.2 y 4.4.9.3. Se trata de un sistema de cajones apoyados directamente sobre el terreno natural y debajo de los cuales se instalarán pilotes no ligados a la superestructura. Según los diseñadores, es una cimentación compensada en la cual los pilotes funcionarían como “reductores de desplazamiento”, concebidos como elementos de fricción.

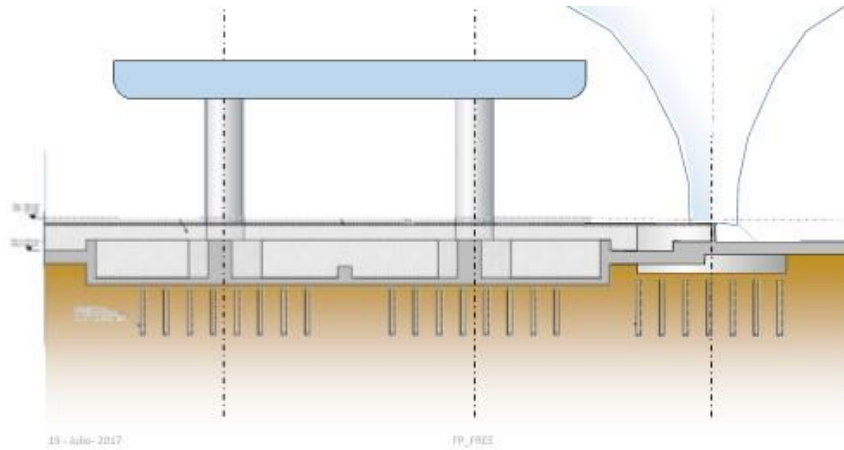


Fig. 4.4.9.2 Corte longitudinal de la cimentación del viaducto mostrando su relación con la cimentación de uno de los embudos (funiles) de la techumbre de la terminal. Adaptado de: *Foster Partners y Fernando Romero (2017). Presentación Ejecutiva, Opciones de Ingeniería de Valor de Área Frontal*

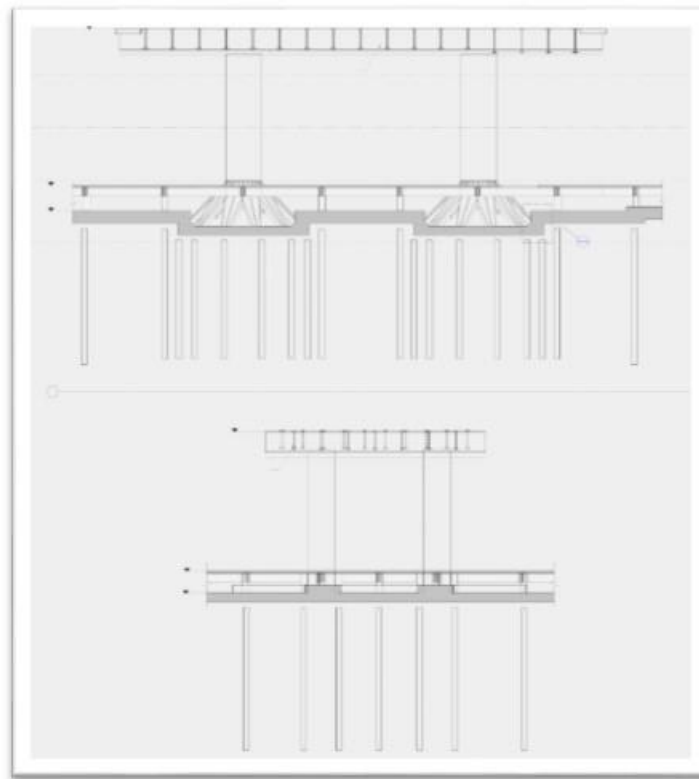


Fig. 4.4.9.3 Otra vista esquemática de la cimentación del viaducto de acceso (información proporcionada por Parsons)



Destaca el hecho de que los cajones de cimentación del viaducto estarían ligados estructuralmente con la losa de cimentación de la terminal y con la del CCTI.

Alternativas de cimentación

En dos reuniones sostenidas en las oficinas de Parsons sostenidas los días 27 de octubre y 3 de noviembre de 2017. Se discutieron, a nivel conceptual, varias opciones alternativas para la cimentación del viaducto:

- Cajones de cimentación aislados. Considera cajones compensados aislados, es decir desligados tanto de la losa de la terminal como la del CCTI. Esta solución requiere de traveses de liga conectando los cajones aislados, formando así una estructura reticular bajo el viaducto.
- Cajones de cimentación aislados con pilotes de fricción. Igual que la anterior pero con los pilotes conectados estructuralmente a la losa de cada cajón.
- Cajones con pilotes de punta con dispositivos de nivelación. También requiere de cajones, no necesariamente compensados, apoyados sobre pilotes de punta. Las cabezas de los pilotes estarían provistas de dispositivos para nivelar periódicamente el viaducto a fin de corregir los diferenciales de hundimiento. El sistema debería de tener una “carrera” suficientemente amplia para compensar las emersiones relativas que manifestaría en el viaducto por efecto del hundimiento regional.

Además, se discutió la posibilidad de seccionar estructuralmente el viaducto, separando la zona curva de las zonas rectas de las rampas de ascenso y descenso. Para estas últimas se consideró la posibilidad de usar materiales ultraligeros (EPS, por ejemplo), o elementos estructurales huecos que permitieran aplicar el concepto de compensación.

Conclusiones y recomendaciones

En opinión del IIUNAM, con ninguna de las alternativas de cimentación se podría garantizar la eliminación de asentamientos diferenciales en el viaducto, a lo largo de su vida útil. La solución propuesta por el AM propendería a reducir la magnitud de los desplazamientos verticales diferenciales aunque tampoco es posible afirmar que los eliminará por completo. Es decir, es la solución recomendable, desde el punto de vista de la funcionalidad de la infraestructura aeroportuaria.



Además se recomienda que la solución de cimentación del AM se revise detalladamente tomando en cuenta lo siguiente:

- Las variaciones topográficas a lo largo del desarrollo del viaducto
- Las heterogeneidades de la estratigrafía, de las propiedades del subsuelo y de las condiciones hidráulicas dentro del mismo.
- La historia de esfuerzos dentro de cada uno de los estratos relevantes (condiciones de preconsolidación).
- La interacción estática y dinámica (sísmica) entre la cimentación del viaducto y las losas del CCTI y la terminal.

Todos estos factores deben tomarse en cuenta para revisar las condiciones de compensación al detallar el proyecto.

Finalmente, en los talleres que el IIUNAM ha sostenido con el AM las recomendaciones que se señalan arriba se han discutido con más detalle, como consta en la Nota Técnica G-49.

Referencias

Instituto de Ingeniería, UNAM (abril, 2017). Algunos comentarios sobre los diseños de ARUP de las obras del lado tierra, para la reunión del 25 de abril, 2017, Nota técnica G-10 del Instituto de Ingeniería, UNAM al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.

Instituto de Ingeniería, UNAM (julio, 2017). Comentarios al documento de ARUP “Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th, 2017” del 7 de junio de 2017, Nota técnica G-26 del Instituto de Ingeniería, UNAM al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México



4.5 Pavimentos

4.5.1 Revisión de los diseños y definición de los tipos, características y especificaciones de pavimentos a ser considerados en las diferentes áreas

4.5.1.1 Pruebas especiales para caracterizar capas de estructuras de pavimento

- Pistas

El II-UNAM realizó pruebas de determinación de módulo resiliente en muestras obtenidas a profundidades someras en tres sitios de pista 3 y uno de pista 6. Esta información complementa a la reportada anteriormente en el inciso 4.L del Informe final del proyecto “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” (II-UNAM, 2016). En la Tabla 4.5.1, se presentan las coordenadas los pozos a cielo abierto (PCA) y sondeos con muestreo (SM) donde fueron extraídas las muestras y en la Fig. 4.5.1 un esquema de su ubicación.

Tabla 4.5.1 Coordenadas de sondeos.

Sondeo/PCA	Coordenada		Pista
	X	Y	
SM-18	503440.00	2160972.00	6
PCA-3.1	501318.10	2161126.01	3
PCA-3.2	501234.45	2158724.89	3
PCA-3.3	501149.83	2156336.42	3

En la Tabla 4.5.2, se presentan las propiedades índices de las muestras ensayadas.

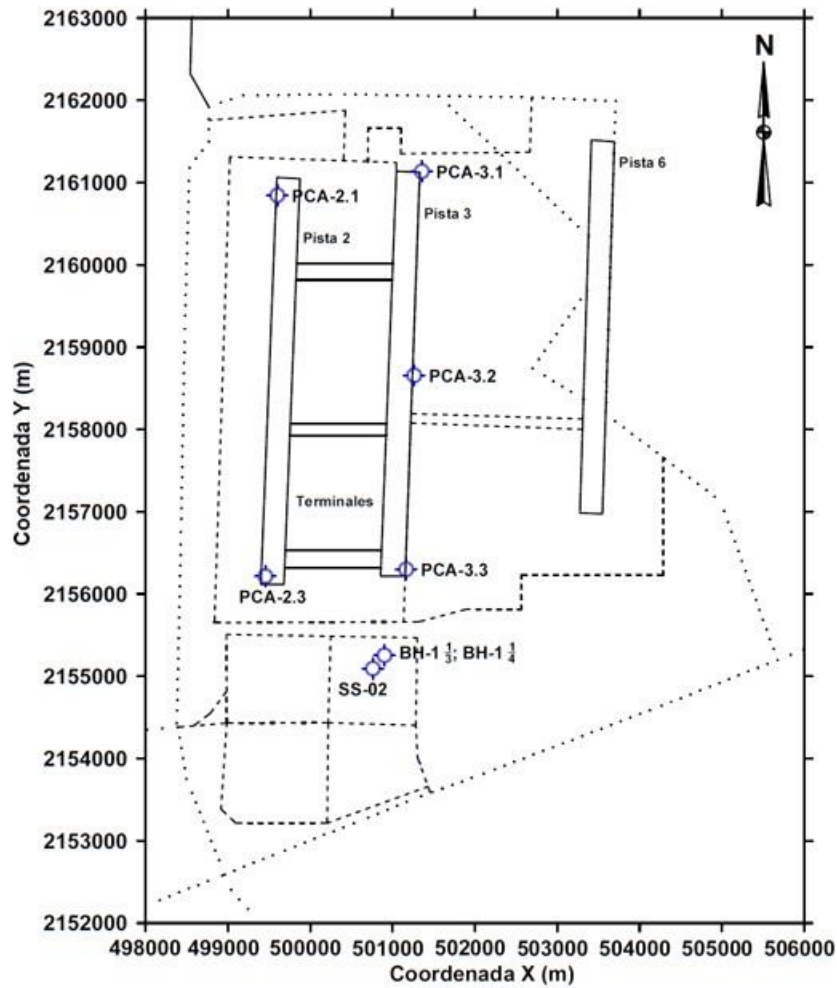


Fig. 4.5.1 Ubicación de los sondeos en el predio del NAIM.

Tabla 4.5.2 Propiedades índice de muestras extraídas en pistas 3 y 6.

Sondeo/PCA	Muestra	Profundidad (m)		Límite Líquido, w_L (%)	Límite Plástico, w_p (%)	Índice de plasticidad, PI	Densidad de sólidos, G_s	Contenido de agua, w (%)	Clasificación SUCS
		Inicial	Final						
SM-18	TS M-1-1	2.25	2.45	330.99	109.39	221.60	3.19	334.93	CH
PCA-3.1	M-1	1.50	2.00	245.91	86.29	159.62	2.98	276.67	CH
PCA-3.2	M-1	1.50	2.00	275.69	103.41	172.28	2.85	272.22	CH
PCA-3.3	M-1	1.50	2.00	100.87	31.19	69.68	2.85	125.69	CH

Con el fin de conocer los valores del módulo resiliente del suelo sobre el cual se actualmente se construyen las pistas del NAIM, se realizaron pruebas triaxiales cíclicas de acuerdo a la norma AASHTO T- 307 en las cuales se aplicó una secuencia de esfuerzos desviadores cíclicos de tipo Haversiano (tiempo de aplicación de carga de 0.2 s seguido por un tiempo de reposo de 0.8 s) a una frecuencia de 1 Hz. Para ello se utilizó



el marco de carga de marca MTS y la cámara triaxial del Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería (Fig. 4.5.2), la cual cuenta con un sistema de aplicación de presión (confinante y contrapresión) y un sistema de control automatizado del equipo, captura y procesamiento de datos. Dicho equipo permite realizar ensayos estáticos y dinámicos a carga o desplazamiento controlado tipo UU (no consolidada-no drenada), CU (consolidada-no drenada) y CD (consolidada-drenada) con consolidación isótropa. Además, cuenta con un sensor de desplazamiento axial con una carrera de 150 mm, con el cual se controla automáticamente el equipo cuando éste trabaja a desplazamiento controlado y una celda de carga interna de 150 kg de capacidad.

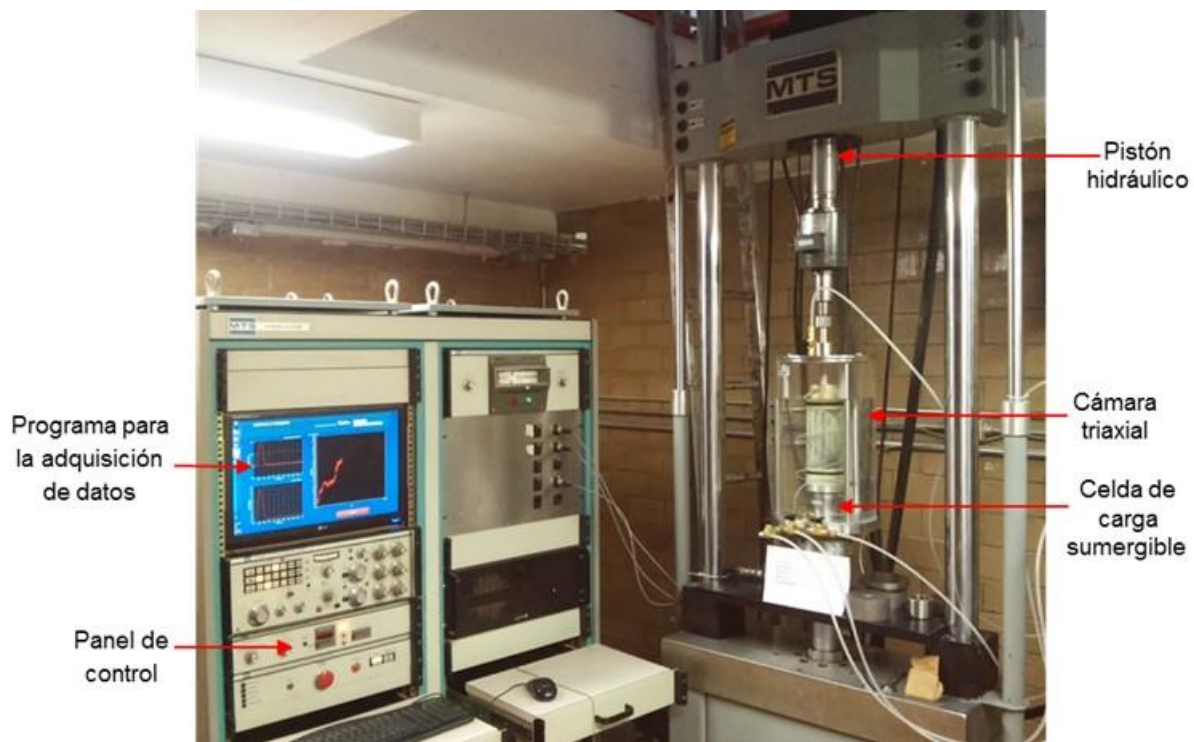


Fig. 4.5.2 Vista general del marco de carga MTS y la cámara triaxial.

Debido a que los niveles de esfuerzos desviadores cíclicos definidos por la norma AASHTO T-307 para la determinación del módulo resiliente en suelos arcillosos altamente compresibles, resultan cercanos y en algunos casos alcanzan, a los esfuerzos en los cuales las arcillas del sitio de estudio presentan la condición de falla, tal como se indica en la Tabla 4.5.3 se diseñó una secuencia de esfuerzos que permitiera evaluar el comportamiento resiliente de las arcillas del Ex- Lago de Texcoco de manera adecuada.



Tabla 4.5.3 Secuencia de ensaye para determinar el módulo de resiliencia en las muestras de suelo recuperadas en el área donde se construirá el NAIM.

Secuencia	Presión de confinamiento, σ_3 / σ_v kPa	Esfuerzo desviador, Cíclico kPa	Esfuerzo de contacto, $0.1\sigma_{max}$ kPa	Ciclos carga
0	41.4	5.10	0.51	500-1000
1	41.4	2.55	0.26	100
2	41.4	5.10	0.51	100
3	41.4	7.65	0.77	100
4	41.4	10.20	1.02	100
5	41.4	12.75	1.27	100
6	27.6	2.55	0.26	100
7	27.6	5.10	0.51	100
8	27.6	7.65	0.77	100
9	27.6	10.20	1.02	100
10	27.6	12.75	1.27	100
11	13.8	2.55	0.26	100
12	13.8	5.10	0.51	100
13	13.8	7.65	0.77	100
14	13.8	10.20	1.02	100
15	13.8	12.75	1.27	100

En la Fig. 4.5.3 se presenta un esquema general de la secuencia de esfuerzos efectivos ejecutada a la muestra TS M-1-1 (SM-18), recuperada en la pista 6. La etapa 1 representa el montaje del espécimen y el ensaye para determinar el módulo resiliente (MR) en condiciones no drenado no consolidado (UU). La etapa 2, representa la etapa de consolidación del espécimen a un esfuerzo efectivo promedio de 41.4 kPa, y en ella se simula el proceso de precarga al que será sometido el suelo. Durante esta etapa, una vez que se define la curva de consolidación con el criterio de Casagrande y/o el de Taylor, se determina el MR. Una vez determinado el MR, a las probetas de suelo se le aplica un esfuerzo desviador controlado hasta llevarla a la falla.

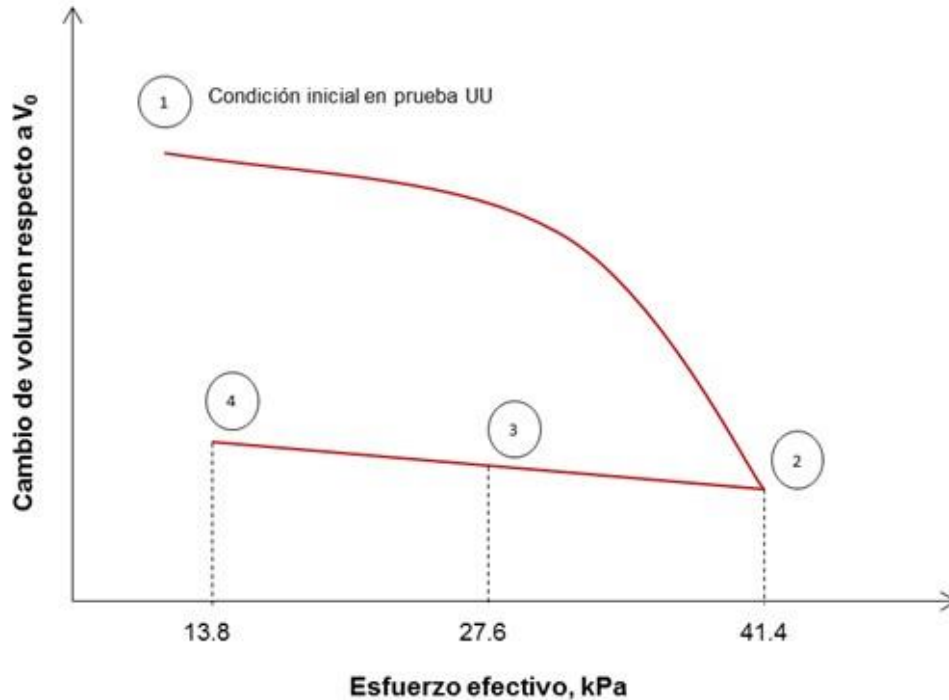


Fig. 4.5.3 Esquema general de la secuencia del ensaye para determinar el módulo resiliente en la muestra TS M-1-1 del sondeo SM-18.

De acuerdo a los resultados experimentales del ensaye realizado en la muestra recuperada en la pista 6 (Fig. 4.5.4), se observa que los valores del módulo de resiliencia bajo condiciones no consolidadas no drenadas (UU) no presentan variaciones significativas con el aumento de la presión de cámara, lo cual se atribuye a alto grado de saturación de la muestra. Por otra parte, que los valores del módulo resiliente aumentan en promedio hasta en un 150 % cuando la muestra es consolidada a un esfuerzo efectivo promedio, σ' , de 41.4 kPa, y no presentan cambios significativos durante la descarga.

Los resultados de esta prueba se presentan en la Fig. 4.5.4 y complementan la serie de pruebas reportadas por el II-UNAM (2016) como “Pruebas en zonas de proyección de pistas”.

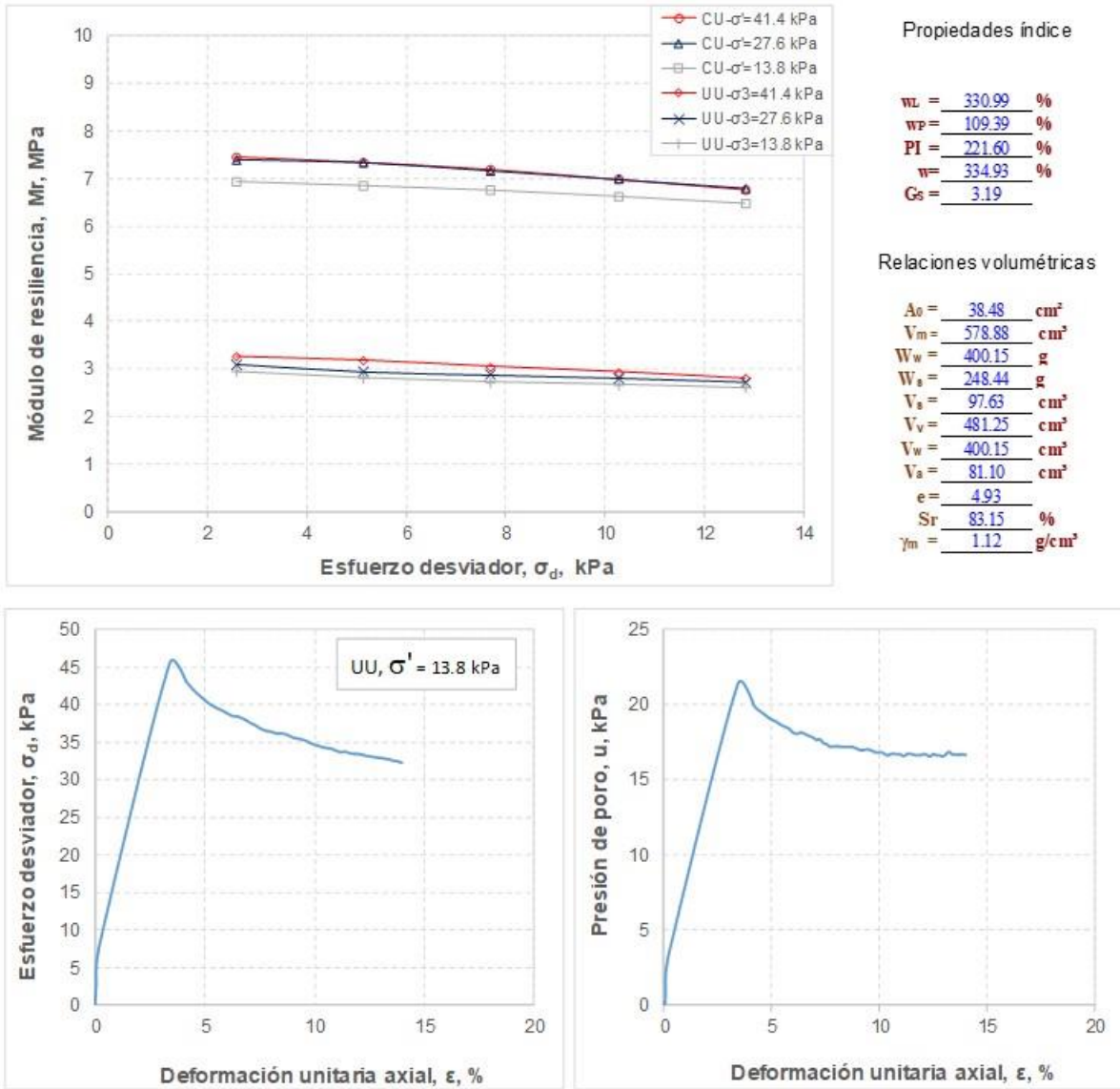


Fig. 4.5.4 Módulo de resiliencia del sondeo SM-18, muestra TS M-1-1, ubicada en la pista 6 a la profundidad de 2.25 – 2.45 m.

Por otra parte, a las muestras recuperadas en pista 3 se les determinó el módulo resiliente bajo condiciones no consolidadas no drenadas (UU) y posteriormente se aplicó la secuencia de esfuerzos efectivos promedio mostrada en la Tabla 4.5.4. Una vez saturada la probeta, inicialmente se aplicó un esfuerzo efectivo promedio p' , de 40 kPa y se inició la etapa de consolidación, una vez que se disipó el exceso de presión de poro y/o se definió la curva de consolidación con el criterio de Casagrande y/o el de Taylor, aproximadamente después de 72 horas, se determinó el módulo resiliente de la probeta



sin permitir el drenaje (condición CU). Este proceso se repitió para cada esfuerzo efectivo promedio indicado en la Tabla 4.5.4 y Fig. 4.5.5, se muestra el esquema de esfuerzos aplicados, de esta manera la duración de cada prueba fue de 20 días en promedio. Durante la ejecución de las pruebas de módulo resiliente en condiciones UU, se llevó la secuencia de carga indicada en la Tabla 4.5.3 mientras que para la condición consolidada a cada esfuerzo efectivo promedio aplicado a la muestra, los esfuerzos desviadores fueron de 2.55, 5.10, 7.65, 10.20 y 12.75 kPa cada uno a 100 ciclos.

Tabla 4.5.4 Secuencia de esfuerzos promedio, σ'

Secuencia		Esfuerzo promedio, σ' kPa
A	1ra carga	40
A-B	1ra descarga	20
B-C	1ra recarga	30
C-D	2da carga	50
D-E	2da descarga	25
E-F	2da recarga	37.5
F-G	3ra carga	60
G-H	3ra descarga	30
H-I	3ra recarga	45

En las Figs. 4.5.6 a la 4.5.8, se presentan los resultados experimentales de las 3 pruebas de módulo resiliente llevadas a cabo en probetas de suelo recuperados a lo largo de la pista 3. Los resultados de estas pruebas son parte de la campaña de pruebas complementarias en pistas 2 y 3 cuyos resultados preliminares fueron reportados en II-UNAM (2016).

En la Tabla 4.5.5, se presentan un resumen de los resultados de las pruebas de módulo de resiliencia llevados a cabo en las muestras 3.1, 3.2 y 3.3 bajo condiciones consolidadas respectivamente. Los valores allí reportados corresponden a valor del módulo de resiliencia para el máximo esfuerzo desviador evaluado. En esta tabla se observa que los valores del módulo aumentan conforme se incrementan los valores del esfuerzo efectivo promedio, σ' y no presentan cambios significativos durante la descarga y recarga. Los resultados de las pruebas realizadas en la muestra 3.3 deben ser tomados con reserva, pues sus características son compatibles con la de los suelos que conforman la costra superficial, la cual presenta un espesor variable y no mayor de 80 cm en el sitio donde se construye el NAIM.

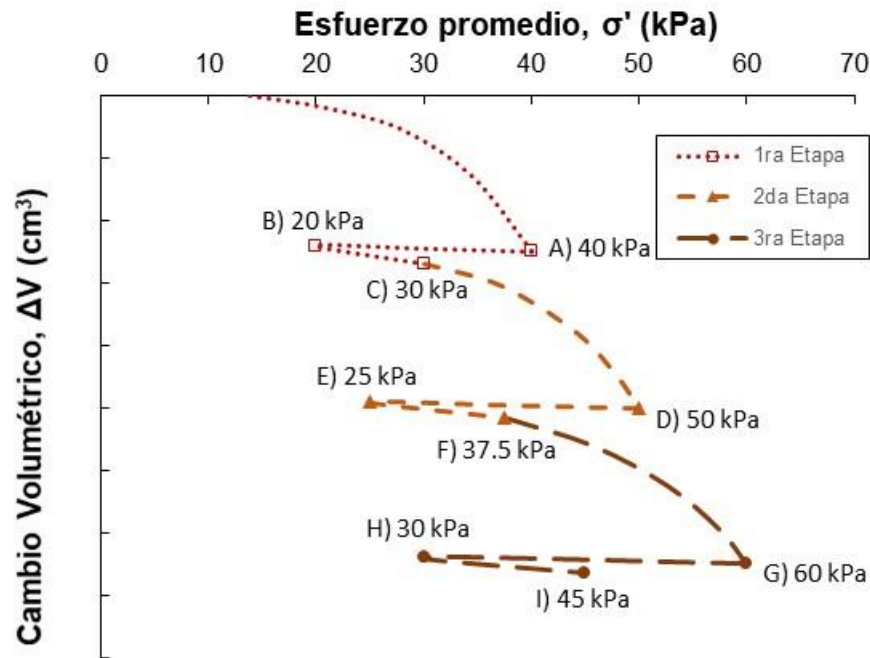


Fig. 4.5.5 Esquema de la secuencia de esfuerzos efectivos promedio σ' , aplicado a pruebas de módulo resiliente en la pista 3.

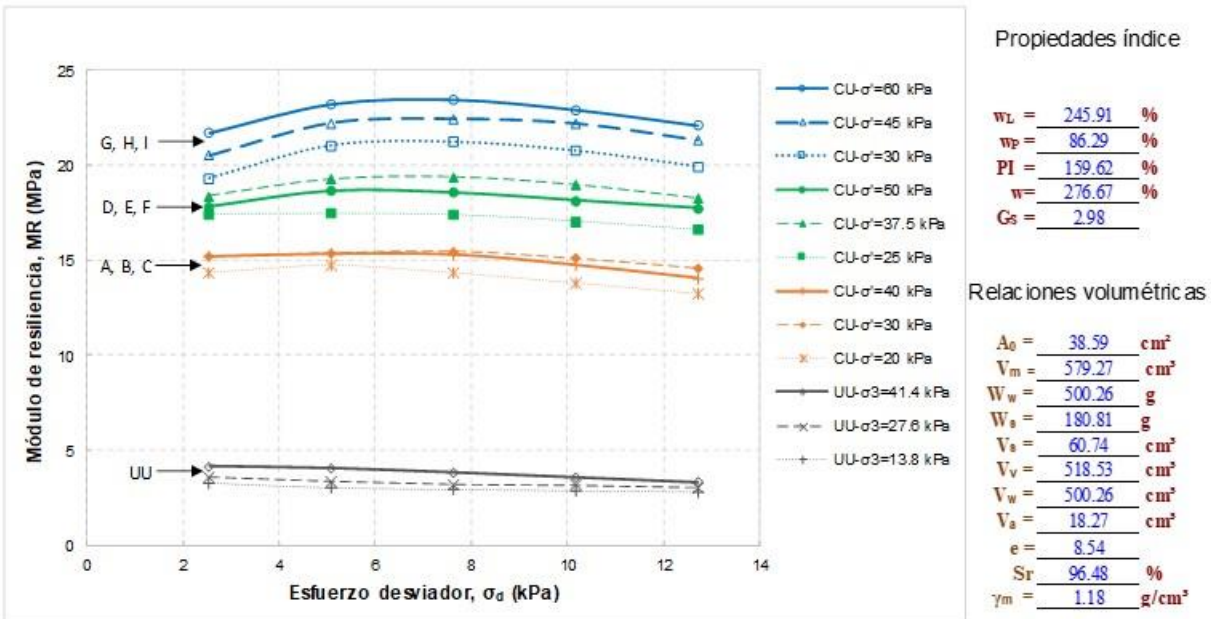


Fig. 4.5.6. Módulo de resiliencia del PCA-3.1, ubicada en la cabecera norte de la pista 3, M-1, prof. 1.50-2.00 m.

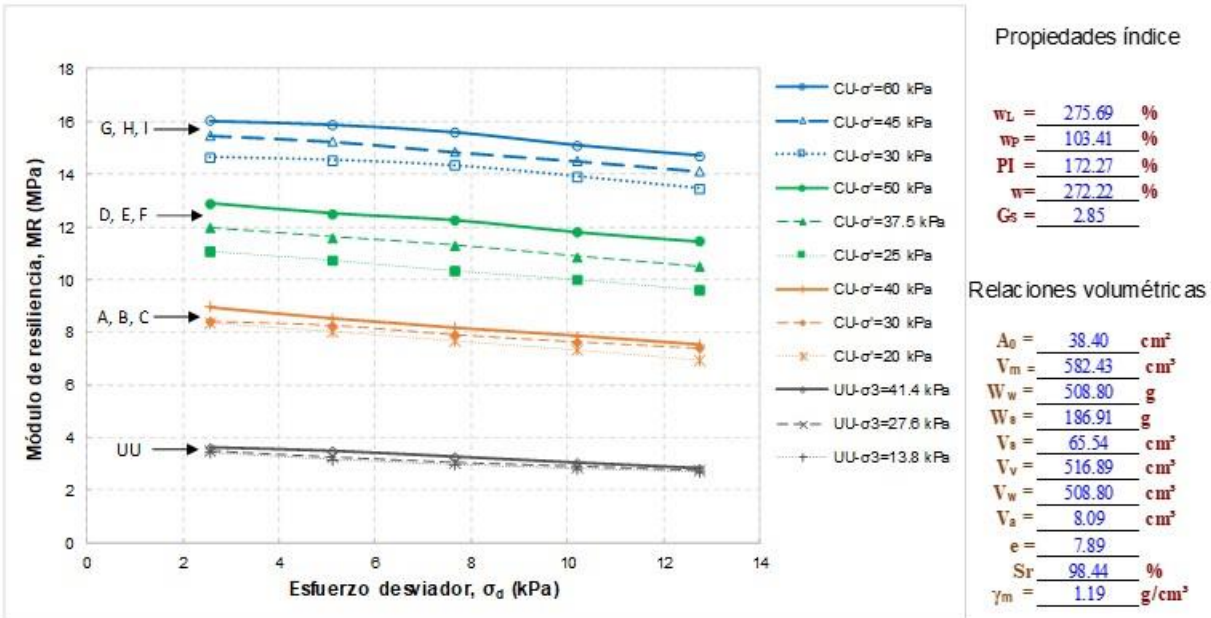


Fig. 4.5.7. Módulo de resiliencia del PCA-3.2, ubicada en el centro de la pista 3, M-1, prof. 1.50-2.00 m.

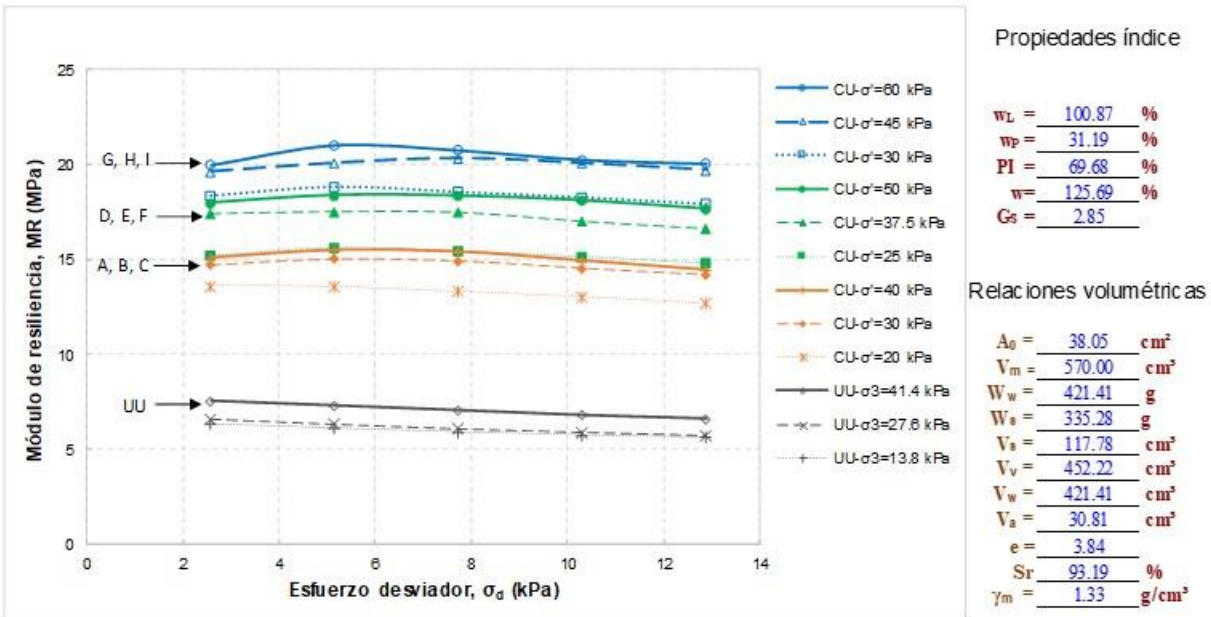


Fig. 4.5.8. Módulo de resiliencia del PCA-3.3, ubicada en la cabecera sur de la pista 3, M-1, prof. 1.50-2.00 m.



Tabla 4.5.5 Resultados experimentales de módulo resiliente determinados en muestras obtenidas en muestras recuperadas a lo largo de la pista 3.

Secuencia	Esfuerzo promedio, σ' kPa	Módulo resiliente, MR, MPa		
		Muestra 3.1	Muestra 3.2	Muestra 3.3
1ra carga	40	14.07	7.51	14.59
1ra descarga	20	13.27	6.95	12.69
1ra recarga	30	14.6	7.41	14.19
2da carga	50	17.73	11.46	17.65
2da descarga	25	16.6	9.61	14.81
2da recarga	37.5	18.25	10.47	16.62
3ra carga	60	22.1	14.7	20.07
3ra descarga	30	19.94	13.45	17.94
3ra recarga	45	21.32	14.11	19.71

- Tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana hermética

Como parte de los trabajos de revisión de los diseños y definición de los tipos, características y especificaciones de pavimentos a ser considerados en las diferentes áreas del NAIM, el II-UNAM ejecutó pruebas de módulo resiliente en muestras extraídas a profundidades cercanas a los 2 metros respecto al nivel del terreno natural, en los tramos de prueba de consolidación por vacío. Estas pruebas se realizaron a fin de conocer el efecto que ejerce la consolidación del suelo en su rigidez representada por el módulo de resiliencia, parámetro que influye en la selección del tipo y dimensionamiento de las capas de los pavimentos.

En la Tabla 4.5.6 se presenta una relación de las muestras ensayadas y en la Fig. 4.5.1 su ubicación. Así mismo en la Tabla 4.5.7, se presentan las pruebas índices de dichas muestras. La muestra SS-02 fue extraída en el tramo de prueba de consolidación por vacío con la técnica dren a dren posterior al apagado de las bombas mientras que la muestras BH-1 fueron extraída en el tramo de prueba de consolidación mediante la técnica de membrana hermética previo a la colocación del terraplén de 2m de tezontle y del encendido de las bombas.



Tabla 4.5.6 Coordenadas de sondeos en tramos de prueba de consolidación por vacío.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)*		Coordenadas UTM		Tramo de prueba
		Inicial	Final	X	Y	
BH-1	M-1-4	2.10	2.30	500984.87	2155392.60	Membrana
SS-02	M-1-4	2.10	2.30	500820.84	2155385.31	Dren a dren

*Respecto al nivel del terreno natural

Tabla 4.5.7 Propiedades Índice de las muestras extraídas en tramos de prueba de consolidación por vacío.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Límite Líquido , w _L (%)	Límite Plástico , w _P (%)	Índice de plasticidad d, PI	Densidad de sólidos, G _s	Contenido de agua, w (%)	Clasificación SUCS
		Inicial	Final						
BH-1	M-1-4	2.10	2.30	109.12	51.44	57.68	2.82	97.85	CH
SS-02	M-1-4	2.10	2.30	104.61	52.61	52.00	2.79	99.18	CH

Las pruebas de módulo resiliente ejecutadas en esta etapa se llevaron a cabo en su totalidad en condiciones consolidadas siguiendo la secuencia indicada en la Tabla 4.5.8, para cada esfuerzo efectivo promedio se aplicó una serie de esfuerzos desviadores de 2.55, 5.10, 7.65, 10.20 y 12.75 kPa cada uno a 100 ciclos.

Tabla 4.5.8 Secuencia de esfuerzos efectivos promedio, σ' .

Secuencia		Esfuerzo efectivo promedio, σ' kPa
a	Carga	5.5
b	Carga	7.5
c	Carga	10
d	Carga	15
e	Carga	25
f	Carga	40
g	Carga	60
h	Descarga	15
i	Descarga	5.5

De las etapas de consolidación de cada uno de los ensayos, se obtuvo la curva de compresibilidad en términos de la relación de vacíos y los esfuerzos efectivos medios aplicados a la probeta. En la Fig. 4.5.9, se presentan las curvas de compresibilidad resultantes de cada ensayo realizado.

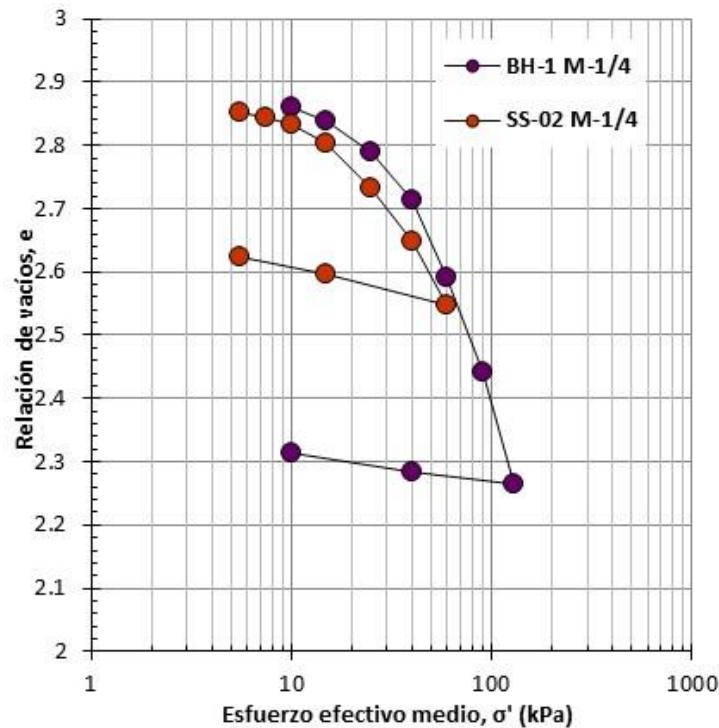


Fig. 4.5.9 Curvas de compresibilidad resultantes de cada ensaye realizado.

De cada curva de compresibilidad, mediante el criterio de Casagrande (1936), se determinó el esfuerzo efectivo medio de preconsolidación (σ'_p) y, con el esfuerzo efectivo medio de campo (σ'_0) estimado, se determinó la relación de preconsolidación del suelo $R_0 = \sigma'_p / \sigma'_0$, tal como se indica en la Tabla 4.5.9.

Tomando en cuenta que ambas muestras fueron extraídas en dos puntos separados no más de 200 m y a profundidades similares respecto al nivel del terreno natural se puede concluir que el suelo al inicio del proceso de consolidación (condición representativa de la muestra del sondeo SS-02) presentaba un alto grado de preconsolidación, no obstante el esfuerzo su historial máximo de carga fue movilizadado alrededor de 15.2 kPa debido a la aplicación del vacío (condición representativa de la muestra del sondeo BH-1). Es por ello que los resultados de las pruebas de modulo en ambas muestras presentados en las Figs. 4.5.10 y 4.5.11 no difieren significativamente. Esta aseveración deberá confirmarse una vez se ejecuten pruebas de módulo resiliente en muestras extraídas en el tramo de prueba de consolidación con vacío mediante la técnica de membrana.



Tabla 4.5.9 Valores de σ'_p , σ'_p y R_0 de las muestras extraídas en tramos de prueba de consolidación por vacío.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)	Esfuerzo efectivo medio, σ' (kPa)	Esfuerzo efectivo de preconsolidación, σ'_p (kPa)	Relación de preconsolidación, R_0
BH-1	2.10-2.30	14.04	38.20	2.72
SS-02	2.10-2.30	8.37	23.00	2.75

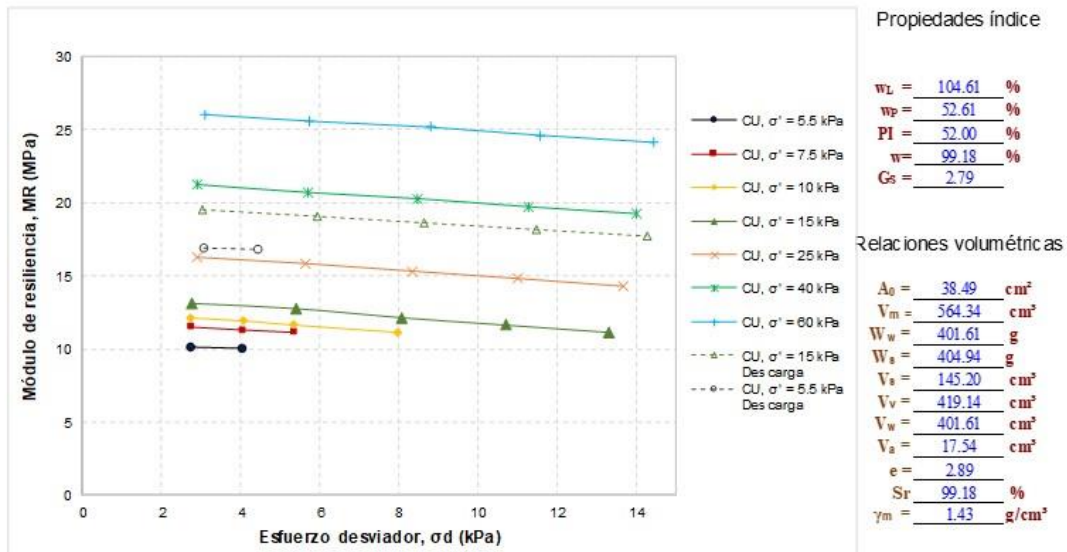


Fig. 4.5.10. Módulo de resiliencia de la muestra SS-02 M-1/4, ubicado en el tramo de prueba de consolidación con vacío mediante la técnica dren a dren.

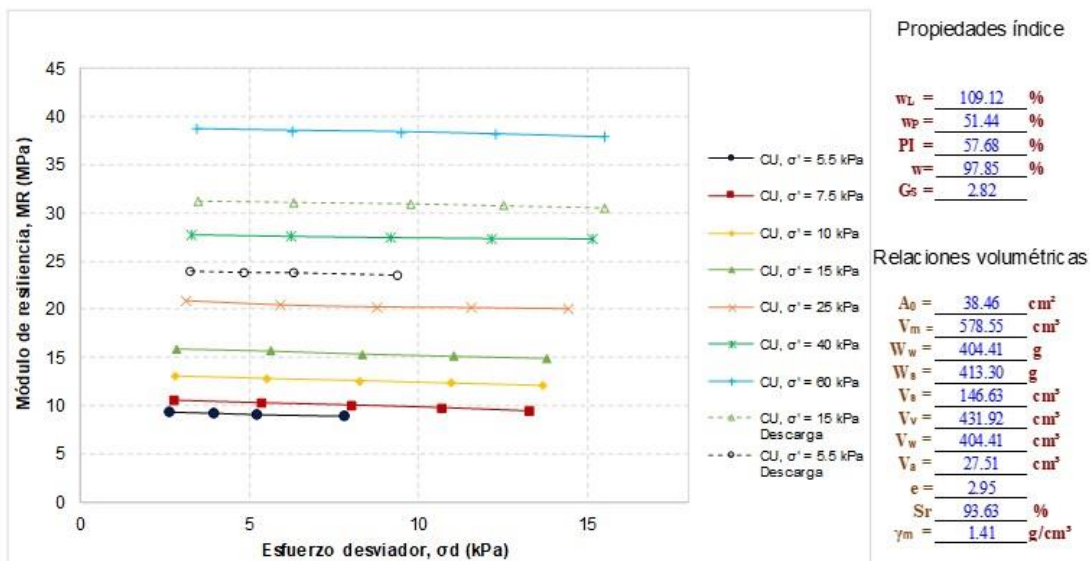


Fig. 4.5.11. Módulo de resiliencia de la muestra BH-1, M-1/4, ubicado en el tramo de prueba de consolidación con vacío mediante la técnica de membrana.



4.5.1.2 Revisión del diseño de pavimentos de pistas y calles de rodaje

El II-UNAM llevó a cabo una revisión del dimensionamiento de la estructura del pavimento de las pistas y calles de rodaje del NAIM, tomando en cuenta diferentes escenarios de grados de consolidación de suelo y/o efectividad del mejoramiento debido al proceso de precarga. Para ello emitió, la Nota Técnica No. G-61 “Influencia de la precarga en la vida útil de los pavimentos de las pistas del NAIM” en la que se concluye que los resultados de los análisis efectuados por el II-UNAM están concordancia con la conceptualización del dimensionamiento del pavimento realizada por TASANA e indican además, que el espesor de la base cementada requerida a fin de cumplir con el requerimiento de salidas o coberturas admisibles es altamente susceptible a cambios en la rigidez del suelo, la cual a su vez depende de del grado de consolidación logrado durante el proceso de precarga y/o la efectividad del proceso de mejoramiento del suelo. Con base en lo anterior, el II-UNAM reiteró en este documento la necesidad de que se efectúen verificaciones de las condiciones del suelo a consecuencia del proceso de precarga y con base a los resultados obtenidos esto es, las características del suelo mejorado y el grado de consolidación se revise la capacidad estructural y vida útil que tendrían los pavimentos de las pistas.

4.5.1.3 Revisión de las especificaciones de pavimentos

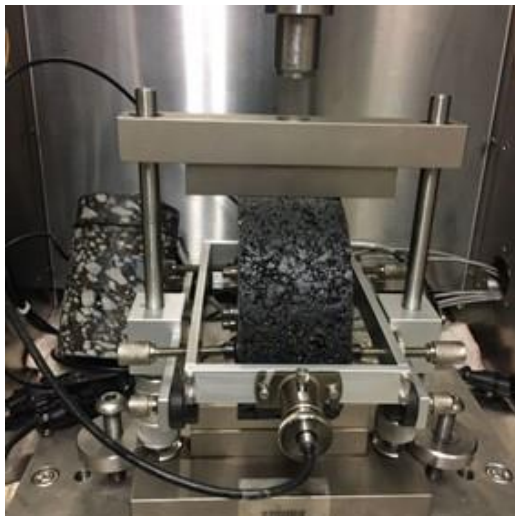
El II-UNAM revisó las especificaciones de las mezclas asfálticas a utilizar en los pavimentos de las pistas y calles de rodaje del NAIM y emitió las siguientes notas técnicas en las que emiten comentarios y recomendaciones acerca de las mismas:

- Nota Técnica No. G-52 “Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de TASANA a la propuesta de modificación de las especificaciones de las mezclas asfálticas, llevadas a cabo por la Supervisión de Obra (SIPNA). En este documento se emite una opinión acerca de los comentarios de TASANA (Documento TSN_GACM_OF_0780) en relación con la propuesta de modificación a las especificaciones de las mezclas asfálticas de los pavimentos de pistas y calles de rodaje (Documento SIPNA-241017-02) del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM). Se emiten recomendaciones y observaciones relacionadas con el diseño, desempeño y control de calidad de las mezclas asfálticas de las pistas así como de los materiales individuales.
- Nota Técnica No. G-58 “Consideraciones y recomendaciones para el control de calidad de la carpeta asfáltica elaborada con polímeros EP 32 12 16.29”. En este documento se emiten conceptos y recomendaciones relacionadas con el control de

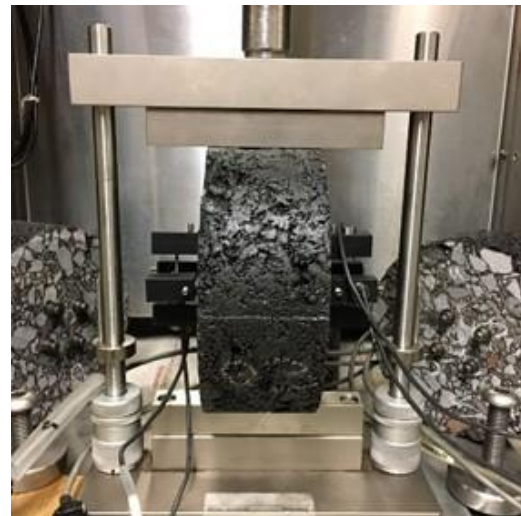


calidad de las mezclas asfálticas con polímero que serán utilizadas en la construcción de la carpeta asfáltica de pistas y calles de rodaje, a fin mejorar este proceso y garantizar la calidad de las mismas.

Como parte de esta actividad el II-UNAM realizó conjuntamente con la empresa SEM Materials subcontratista de COCONAL encargada de los diseños de las mezclas asfálticas para pista 2, pruebas de módulo resiliente en mezclas asfálticas conforme a las normas EN 12697-26 y ASTM D7369 a fin de identificar posibles diferencias en los resultados de ambos métodos. Las pruebas fueron realizadas en muestras de concreto asfáltico elaboradas con asfaltos modificados con polímeros SBS y sus resultados permitieron identificar que no existen diferencias entre los módulos resilientes obtenidos bajo ambos procedimientos. No obstante el primero es comúnmente usado en Europa y el segundo en Estados Unidos y países latinoamericanos. En la Fig. 4.5.12 se observa el montaje de ambas pruebas, cuya diferencia radica en la posición de los sensores de deformación radial, la norma europea (EN) considera su posición en los extremos del eje horizontal de la probeta mientras la norma americana (ASTM) considera la posición de los sensores en el centro de las caras de la misma.



a) Procedimiento conforme a la norma
EN 12697-26



b) Procedimiento conforme a la norma
ASTM D7369

Fig. 4.5.12 Montaje de pruebas de módulo resiliente.



4.5.2 Soporte técnico para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos

El II-UNAM dio seguimiento a la construcción de las pistas del NAIM y como parte de ello asistió a las 22 juntas de oficina técnica de pistas que se han celebrado desde el día 10 de agosto de 2017 a la fecha de elaboración de este informe, en las cuales ha expresado comentarios y recomendaciones relacionados con los diseños de mezclas asfálticas y calidad de materiales. Por otra parte, en la reunión de oficina técnica de pistas número 15, celebrada el 14 de diciembre de 2017 realizó la presentación titulada “Influencia de la precarga en el dimensionamiento de los pavimentos de las pistas” en la que resaltó la importancia de que desde el punto de vista de la capacidad de carga de los pavimentos, con el mejoramiento del suelo debido a la precarga se alcancen las condiciones de rigidez de la arcilla proyectadas por el diseñador de los pavimentos, de no ser así, la vida útil de los mismos se vería drásticamente disminuida y por lo tanto, dicha estructura debería someterse a mantenimientos mayores muy cerca del inicio de su operación. En dicha presentación el II-UNAM recomendó de manera reiterativa que para la verificación de la precarga en pistas se llevarán a cabo pruebas cross-hole y sonda suspendida, sondeos de cono CPT, deflectometría de impacto, calas volumétricas y pruebas de laboratorio para determinar los valores del módulo resiliente de la arcilla antes y después del retiro de la precarga.

Referencias

AASHTO T 307-99, (2007). Standard Method of Test for: Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials.

II-UNAM (2016). Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal”. Informe Final presentado a Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México. Diciembre.



4.6 Túneles

4.6.1 Apoyo técnico en la revisión de los diseños y propuestas de cambios a los mismos derivados de análisis numéricos bi o tridimensionales

4.6.1.1 Estudio del desempeño de las inclusiones en las rampas de acceso a las losa tapa de los túneles de servicio

4.6.1.1.1 Aspectos generales

Dentro de los diseños de las instalaciones de servicio se encuentran los Pasos Vehiculares a Desnivel, conocidos como Túneles de Servicio. Para el diseño de estos el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) solicitó al consorcio integrado por Tadco, Sacmag y Naco (TASANA) el diseño de los Túneles en Cajón que conectarán el edificio terminal con otras áreas del aeropuerto (Fig. 4.6.1.1.1).

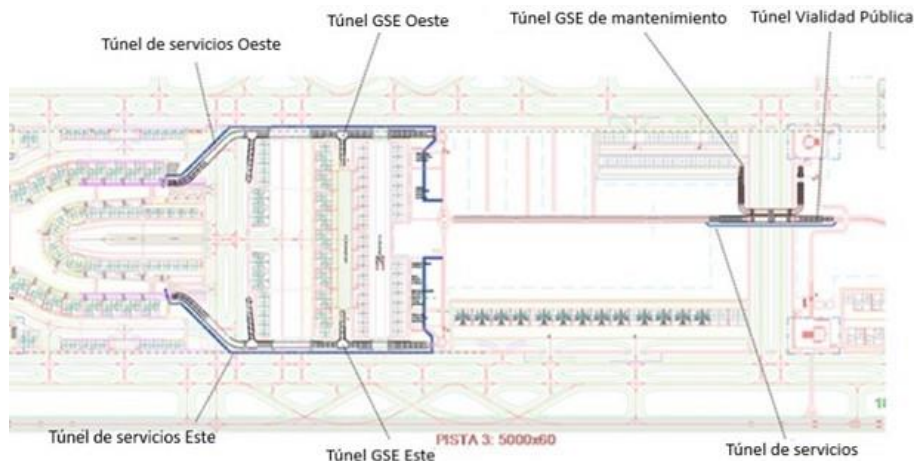


Fig. 4.6.1.1.1. Planta de localización de los diferentes túneles (TSN_GACM_PPT_0117_CONCEPTO 6B TÚNELES).



Con este fin TASANA (TSN_GACM_REP 0549) determina un modelo geotécnico y numérico que utiliza en los análisis reportados. En éste se detalla la propuesta de solución mediante la construcción de muros Milán los cuales permitirían ademar y estabilizar la excavación.

El diseño comprende túneles con zonas de sección cerrada y de sección abierta. Para el primer caso, plantean la construcción de una losa tapa de espesor variable, seguida de la colocación de una capa de relleno, para finalmente construir el pavimento (Fig. 4.6.1.1.2). Por su parte, en los túneles de sección abierta es contemplada la construcción de pérgolas de concreto.

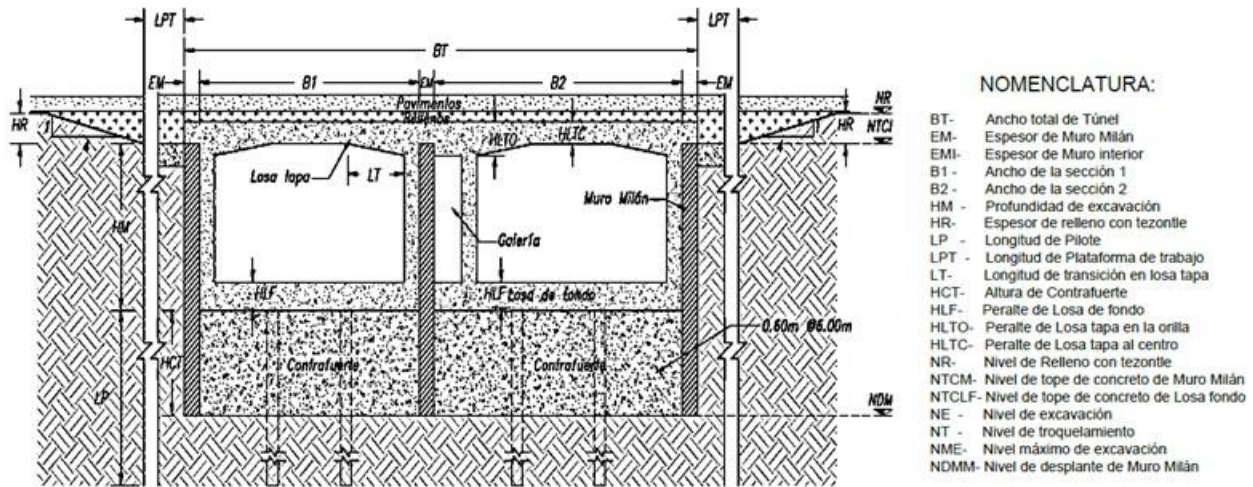


TABLA 1

NOMENCLATURA:	MAGNITUD (m)
BT	26.50
EM	0.60
EMI	0.80
B1	11.60
B2	13.10
HM	8.00
LP	12.50
LPT	15.00
LT	3.00
HCT	4.50
HR	1.50
HLTO	1.20
HLTC	1.00
HLF	1.00

TABLA 2

NOMENCLATURA:	PROFUNDIDAD (m)
NR	0.00
NTCM	1.50
1er NE	3.40
1er NT	2.90
2do NE	5.60
2do NT	5.10
3er NE	7.80
3er NT	7.30
NTCLF	8.40
NME	9.50
NDMM	14.00

Fig. 4.6.1.1.2. Propuesta de diseño de los Túneles GSE Este y Oeste para los tramos de sección cerrada (TSN_GACM_REP 0549)

Con el fin de compatibilizar los asentamientos diferenciales a mediano y largo plazo (50 años) de los túneles con las rampas de acceso de las plataformas, TASANA propone la construcción de inclusiones de diferentes longitudes de acuerdo a la proximidad al túnel, definiendo así 6 diferentes zonas de inclusiones (Fig. 4.6.1.1.3) y cuyas profundidades se muestran en la Tabla 4.6.1.1.1. Estas inclusiones se encuentran separadas 3m de centro a centro. La diferencia de las longitudes de las inclusiones busca crear una transición gradual en la generación de los asentamientos diferenciales entre las zonas de rampas en las plataformas y los túneles en sección cerrada, tratando de evitar de esta forma un resalto abrupto en la frontera del muro Milán del túnel y la rampa de acceso.

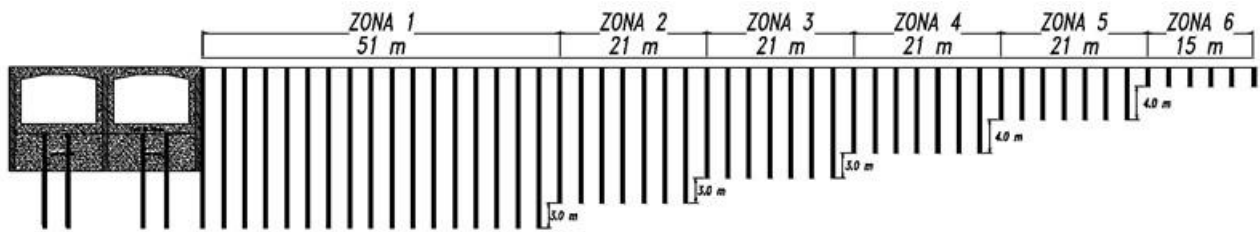


Fig. 4.6.1.1.3. Arreglo de inclusiones con una separación de 3m (TSN_GACM_REP 0549).

Tabla 4.6.1.1.1. Profundidad de las inclusiones (TSN_GACM_REP 0549).

Zona	Distancia (m)	Profundidad (m)
1	51	21
2	21	18
3	21	15
4	21	12
5	21	8
6	15	4

4.6.1.1.2 Piezometría

Para la modelación consideraron las condiciones piezométricas del sitio determinadas por la campaña de exploración, y además se determinó que el nivel freático se encuentra a 0.65 m de profundidad, a partir del terreno natural. En la Fig. 4.6.1.1.4 se muestra la ubicación de las estaciones (P-536-9, P-536-3 y PZ-06) que sirvieron de base para determinar las condiciones piezométricas en la zona de estudio. En la Fig. 4.6.1.1.5 a la Fig. 4.6.1.1.7 se presentan las distribuciones de presión poro de cada una de las estaciones mencionadas.

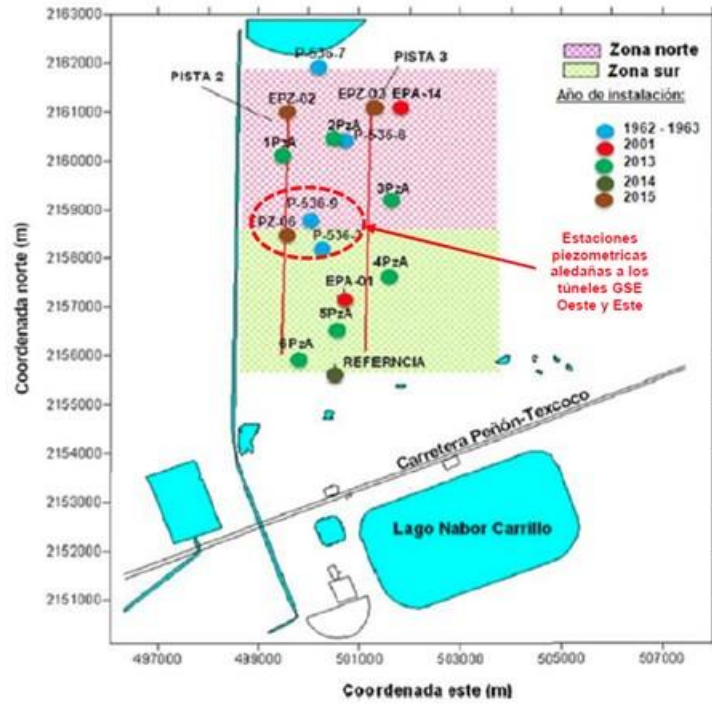


Fig. 4.6.1.1.4. Localización de las estaciones piezométricas (II UNAM, 2016)

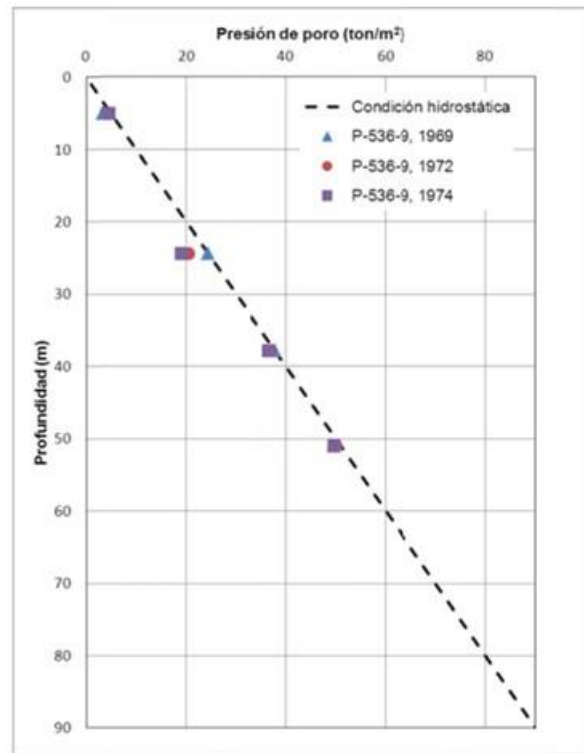


Fig. 4.6.1.1.5. Distribución de presión de poro en la estación P-536-09 (IIUNAM, 2016)

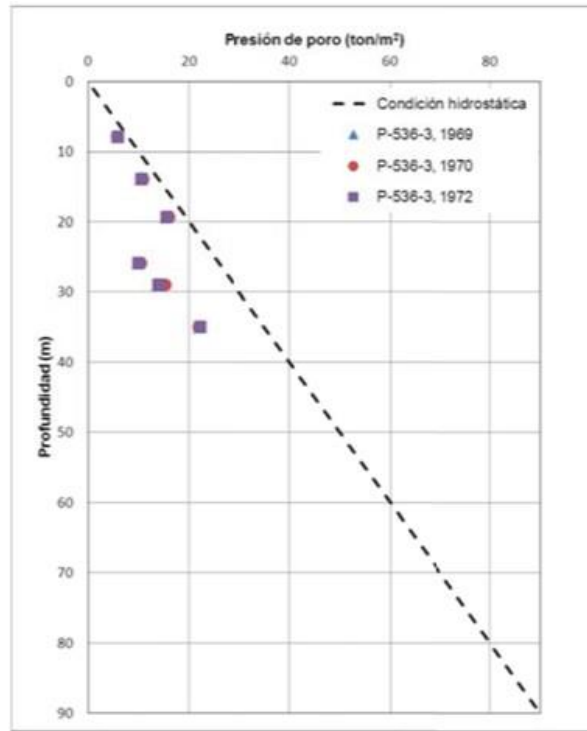


Fig. 4.6.1.1.6. Distribución de presión de poro en la estación P-536-03 (IIUNAM, 2016)

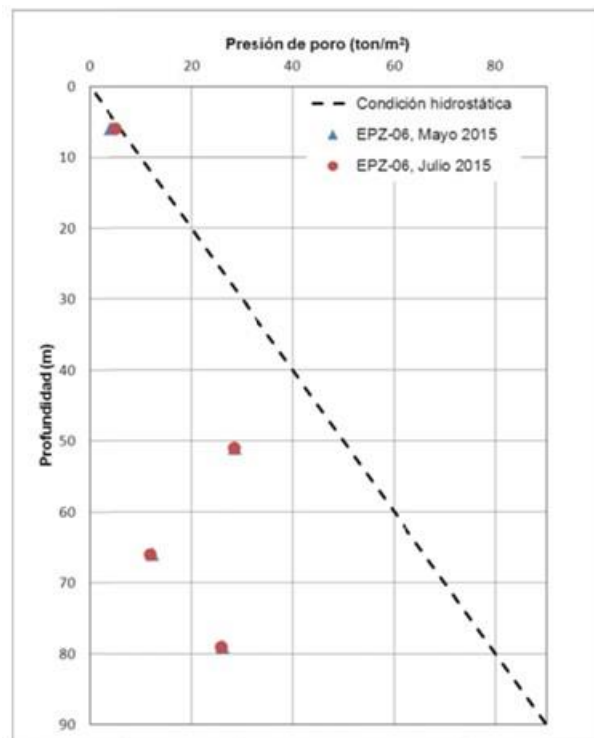


Fig. 4.6.1.1.7. Distribución de presión de poro en la estación EPZ-06 (IIUNAM, 2016)



Con la información de las estaciones anteriores, la presión de poro considerada para la modelación numérica se presenta en la Fig. 4.6.1.1.8.

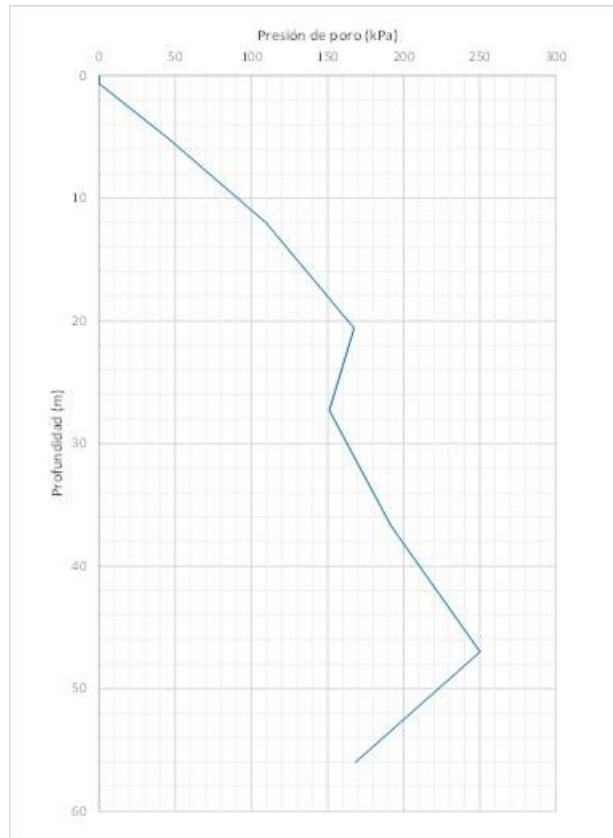


Fig. 4.6.1.1.8. Presión de poro considerada para modelado numérico.

4.6.1.1.3 Modelo Geotécnico

4.6.1.1.3.1 Modelo Geotécnico de TASANA

Basados en la campaña de exploración y muestreo realizada para los estudios del NAICM, TASANA integró su modelo geotécnico, el cual que se presenta en la Tabla 4.6.1.1.2 (TSN_GACM_REP_0549).



Tabla 4.6.1.1.2. Modelo geotécnico (TSN_GACM_REP_0549).

Estrato	Z (m)	H (m)	γ_s (kN/m ³)	k (m/día)	Mohr-Coulomb					Soft-Soil							
					E (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	v	K_0	C_c	C_s	e	OCR	c (kPa)	ϕ (°)	v	K_0
2da Capa de Precarga	4.0 3.0	1.0	17	7.5	-	0	40	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1ra Capa de Precarga	3.0 2.0	1.0	17	7.5	-	0	40	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3ra Capa de Tezontle	2.0 1.0	1.0	15	7.5	-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2da Capa de Tezontle	1.0 0.5	0.5	15	7.5	-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1ra Capa de Tezontle	0.5 0	0.5	15	7.5	-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Costra superficial	0 -0.5	0.5	14.5	0.86	14.7	15	20	0.33	0.45	-	-	-	-	-	-	-	-
Formación Arcillosa Superior 1	-0.5 -11.5	11	12	8.64e-4	-	-	-	-	-	2.22	0.18	6	1	0	42	0.3	0.3
Formación Arcillosa Superior 2	-11.5 -17.4	5.9	12.2	8.64e-4	-	-	-	-	-	4.5	0.25	7	1	0	42	0.3	0.3
Formación Arcillosa Superior 3	-17.4 -23	5.6	12.2	8.64e-4	-	-	-	-	-	3.3	0.15	7	1	0	43	0.3	0.3
Capa Dura	-23 -26.8	3.8	17.7	8.64	31.8	29.4	25	0.33	0.45	-	-	-	-	-	-	-	-
Formación Arcillosa Inferior	-26.8 -36.8	10	12.6	8.64e-6	-	-	-	-	-	3.39	0.23	4	1	0	45	0.3	0.3

En esta tabla se pueden observar los parámetros de resistencia y deformabilidad utilizados en los análisis de asentamientos por TASANA para cada uno de los materiales del depósito de suelo. Sin embargo, para las capas de tezontle y de precarga no presentan los valores adoptados para el módulo de rigidez o módulo de Young (E), siendo un parámetro importante para la determinación de la deformación de las capas de mejoramiento del suelo. Este es el modelo geotécnico usado por TASANA para evaluar el comportamiento de los Túneles GSE Este y Oeste.

4.6.1.1.3.2 Modelo Geotécnico del II UNAM

El II UNAM definió su modelo estratigráfico con base en los sondeos ubicados en la cercanía de los túneles (Fig. 4.6.1.1.9). En la figura se presenta la ubicación de los sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados cerca del Túnel GSE Este. Con base en estos se toma en cuenta la información de campo disponible a la fecha para elaborar dos modelos geotécnicos detallados de la zona que cruza dicha estructura.

El II UNAM (2017) determina dos modelos geotécnicos para el Túnel GSE Este debido a que se presentan variaciones significativas en los parámetros de deformabilidad del suelo en la zona estudiada (Fig. 4.6.1.1.9).

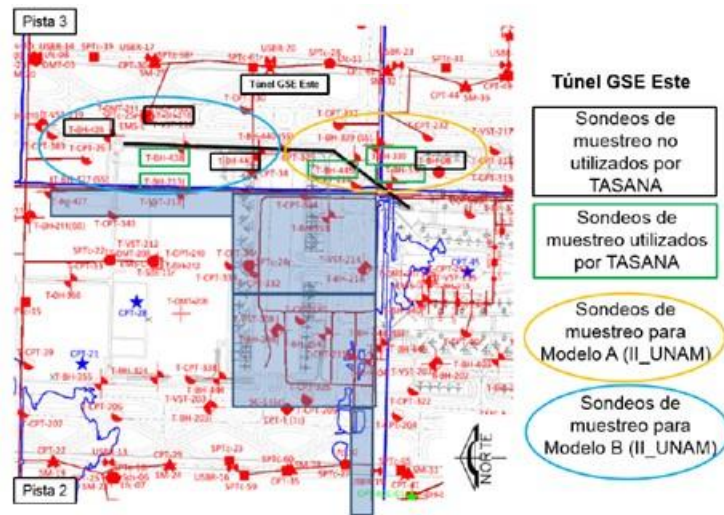


Fig. 4.6.1.1.9. Sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados y terminados cerca de la zona del Túnel GSE Este.

En la Tabla 4.6.1.1.3 se presenta uno de los modelos geotécnicos determinado por el II UNAM para el Túnel GSE ESTE, denominado Modelo Geotécnico A_E.

Tabla 4.6.1.1.3. Modelo Geotécnico A_E para el túnel GSE Este (II UNAM, 2017).

ESTRATO	PRODUNIDAD (m)		ESPESOR (m)	γ (kN/m ³)	$k_x = k_y$ (m/día)	Modelo Mohr Coulomb				Modelo Soft Soil						
	INICIAL	FINAL				E' (kPa)	ν'	ϕ (°)	c_u (kPa)	e_0	$w(\%)$	λ^*	κ^*	OCR	ϕ'	K_0
COSTRA	0.00	0.65	0.65	14.50	8.64E-03	4825	0.25	35	35	-	-	-	-	1.6	35	0.54
FAS 1	0.65	5.00	4.35	11.40	8.64E-04					6.84	307	0.25	0.0398	1	35	0.4
FAS 2	5.00	7.60	2.60	11.40	8.64E-04					10.78	377	0.28	0.0335	1	32	0.4
LENTE	7.60	8.50	0.90	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAS 2	8.50	12.00	3.50	11.40	8.64E-04					10.78	377	0.28	0.0335	1	32	0.4
FAS 3	12.00	20.10	8.10	11.80	8.64E-06					8.62	296	0.33	0.0459	1	42	0.33
LENTE	20.10	20.60	0.50	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAS 4	20.60	25.20	4.60	12.60	8.64E-04					4.95	184	0.22	0.0219	1	40	0.36
CAPA DURA	25.20	27.30	2.10	18.00	8.64E-02	20000	0.33	45	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	27.30	28.70	1.40	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.018	1	39	0.37
LENTE	28.70	29.20	0.50	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	29.20	30.20	1.00	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.018	1	39	0.37
LENTE	30.20	30.80	0.60	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	30.80	33.10	2.30	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.018	1	39	0.37
LENTE	33.10	33.60	0.50	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	33.60	36.70	3.10	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.018	1	39	0.37
LENTE	36.70	37.90	1.20	15.00	8.64E-02	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	37.90	40.00	2.10	12.80	8.64E-06					4.76	172	0.23	0.018	1	39	0.37
DP	40.00	47.00	7.00	18.00	8.64E-02	30000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	-	-
FAP	47.00	48.70	1.70	13.30	8.64E-06					2.83	118	0.19	0.0395	1	41	0.34
LENTE	48.70	49.30	0.60	18.00	8.64E-02	30000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	-	-
FAP	49.30	50.50	1.20	13.30	8.64E-06					2.83	118	0.19	0.0395	1	41	0.34
LENTE	50.50	51.00	0.50	18.00	8.64E-02	30000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	-	-
FAP	51.00	56.00	5.00	13.30	8.64E-06					2.83	118	0.19	0.0395	1	41	0.34



4.6.1.1.3.3 Calibración del modelo elaborado por TASANA

En el informe de modelado numérico elaborado por TASANA (TSN_GACM_REP_0549) no se presenta toda la información para dicho modelado, en especial las características de los elementos estructurales del túnel, el pavimento, los pilotes y las inclusiones; por lo anterior no es posible reproducir los resultados del modelo presentado por TASANA. Así mismo en el informe se hace referencia a una permeabilidad equivalente para simular la presencia de los drenes, sin embargo no presentan dichos valores.

En cuanto al modelo geotécnico, la principal diferencia radica en las características de la Formación arcillosa superior (FAS), ya que en modelo del II UNAM, esta capa se encuentra de 0.65m hasta 25.20m de profundidad y en el modelo de TASANA la FAS se presenta de 0.50m a 23.30m de profundidad, es decir, hay una diferencia de 1.75m en el espesor de esta capa. Por otra parte en el modelo del II UNAM, se divide a la FAS en 4 substratos con valores del índice de compresión modificado (λ^*) entre 0.22 hasta 0.33 y relaciones de vacíos (e) entre 4.95 a 10.78, mientras que en el modelo de TASANA, la FAS se divide en tres capas y se reportan valores de relación de vacíos entre 6 y 7, los valores del índice de compresibilidad (C_c) entre 2.22 a 4.25 que corresponden a valores del índice de compresión modificado (λ^*) entre 0.14 hasta 0.24. El análisis de deformaciones es muy susceptible a la variación de los valores de λ^* .

El modelo desarrollado por el II UNAM (2017) considera la influencia del terreno a una profundidad de 56.00m, hasta la formación arcillosa profunda (FAP), en comparación del modelo de TASANA (2017) que solo caracteriza el terreno hasta 36.80m y no considera la compresibilidad de los estratos subyacentes a la formación arcillosa inferior.

En cuanto a las condiciones piezométricas, TASANA menciona que se consideró una presión de poro hidrostática, mientras el modelo elaborado por el II UNAM considera la piezometría del sitio.



4.6.2 Soporte técnico para la verificación de que las obras se realicen en apego a los diseños y proyectos, sugiriendo, en su caso, medidas correctivas a problemas que surjan durante la construcción

4.6.2.1 Modelado Numérico

El II UNAM está realizando análisis de elemento finito de los túneles, basados en el modelo geotécnico desarrollado para este estudio (Tabla 4.6.1.1.3). Con este fin se presentan resultados de los modelos en los cuales se estudia la influencia de la separación entre inclusiones de 3m y 2.5m, con el objetivo de evaluar el comportamiento a mediano y largo plazo en función de los asentamientos diferenciales que se podrían generar.

En la Fig. 4.6.1.1.10 se presenta el modelo de elemento finito elaborado en este estudio para evaluar los asentamientos a largo plazo (50 años) con inclusiones a cada 3m, de acuerdo con las zonas en las que se agrupan las inclusiones según las longitudes definidas por TASANA (TSN_GACM_REP 0549).

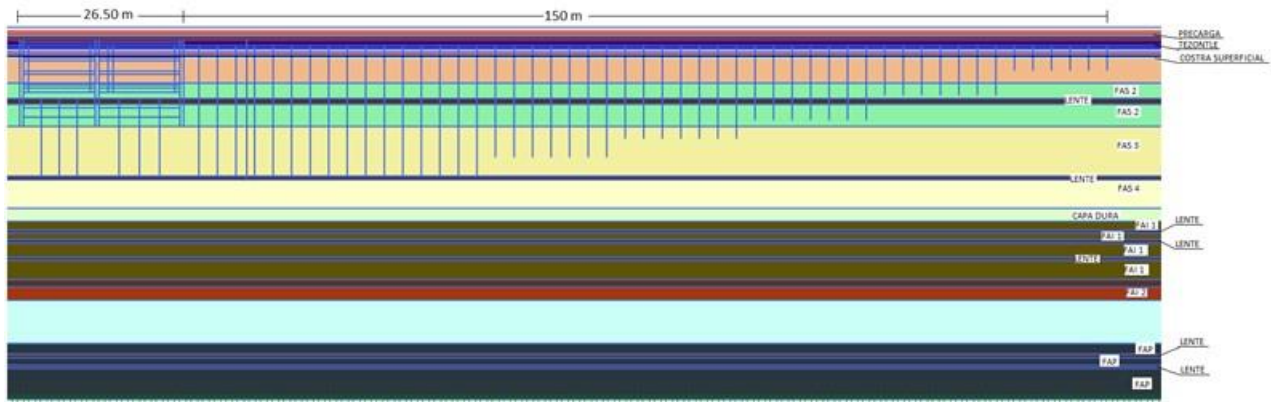


Fig. 4.6.1.1.10. Modelo numérico adoptado en los análisis de asentamiento (II UNAM).

En la Fig. 4.6.1.1.11 se muestra la malla de elementos utilizada en los análisis de asentamientos realizados con el programa Plaxis 2D V.2017. La malla consta de 13,490 elementos triangulares y 112,735 nodos, se extiende a 225m a cada lado a partir del centro del túnel y hasta una profundidad de 56m.

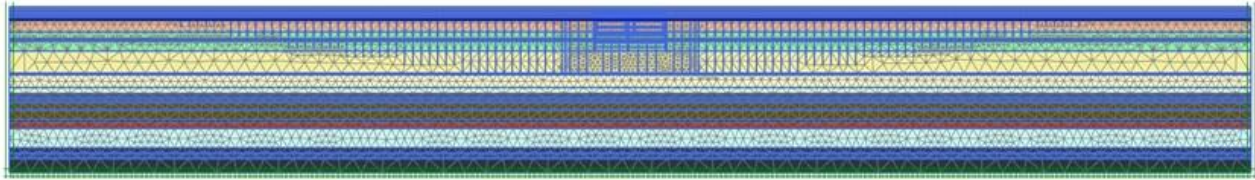


Fig. 4.6.1.1.11. Malla de elementos finitos utilizada en los análisis de asentamientos en Plaxis 2D®.

Respecto a las etapas constructivas utilizadas por TASANA (Tabla 4.6.1.1.4) en la modelación numérica y el procedimiento constructivo de los planos BT 86 CRS XXXXTE 211 se tienen diferencias, las cuales se tratan en los siguientes incisos.

A continuación, se presentan las fases de análisis utilizada por TASANA (2017) en su modelo numérico (Tabla 4.6.1.1.4):

Tabla 4.6.1.1.4. Fases de análisis de sección cerrada propuestas por TASANA (2017).

Fase	Tipo de cálculo	Presión de poro	Tiempo acumulado (días)
1. Fase inicial	Procedimiento K_0	Freática	0
2. Tezontle (1m)	Consolidación	De la fase previa	30
3. Tezontle (1m)	Consolidación	De la fase previa	60
4. Precarga (1m)	Consolidación	De la fase previa	75
5. Precarga 1(m)	Consolidación	De la fase previa	90
6. Consolidación 180 días	Consolidación	De la fase previa	180
7. Consolidación 450 días	Consolidación	De la fase previa	450
8. Retiro de sobrecarga	Plástico	De la fase previa	450
9. Consolidación 510 días	Consolidación	De la fase previa	510
10. Construcción de pilotes y contrafuertes	Plástico	De la fase previa	510
11. Construcción de los muros Milán	Plástico	De la fase previa	570
12. Consolidación 660 días	Consolidación	De la fase previa	660
13. Primera excavación y colocación del primer nivel de troqueles	Consolidación	Freática	674
14. Segunda excavación y colocación del segundo nivel de troqueles	Consolidación	Freática	688
15. Tercera excavación y colocación del tercer nivel de troqueles	Consolidación	Freática	702
16. Cuarta excavación y colocación del cuarto nivel de troqueles	Consolidación	Freática	716
17. Construcción losa fondo	Consolidación	De la fase previa	772
18. Construcción de muros interiores	Consolidación	De la fase previa	787
19. Primera excavación (Sección 2) y colocación del primer nivel de troqueles	Consolidación	Freática	805
20. Segunda excavación (Sección 2) y colocación del segundo nivel de troqueles	Consolidación	Freática	820
21. Tercera excavación (Sección 2) y colocación del tercer nivel de troqueles	Consolidación	Freática	835
22. Cuarta excavación (Sección 2) y colocación del cuarto nivel de troqueles	Consolidación	Freática	850
23. Construcción losa fondo	Consolidación	Freática	900
24. Retiro de troqueles y construcción de muros interiores	Consolidación	Freática	915
25. Construcción losa tapa	Consolidación	Freática	965
26. Construcción de inclusiones	Plástica	Freática	966
27. Pavimento	Plástica	Freática	967
28. Consolidación a 20 años	Consolidación	De la fase previa	8267
29. Consolidación a 50 años	Consolidación	De la fase previa	19217

De acuerdo con los planos constructivos (BT 86 CRS XXXTE 211) se estableció que la construcción de los contrafuertes es posterior a la construcción de los muros Milán, para lo cual se requiere realizar la excavación de las zanjas conforme con el procedimiento mostrado en la Fig. 4.6.1.1.12 y la Fig. 4.6.1.1.13. Sin embargo, tal y como se observa en la Tabla 4.6.1.1.4 los procedimientos mencionados difieren en estos aspectos. Además en el informe de TASANA (2017) no se presentan los parámetros adoptados para estos elementos estructurales, siendo de gran importancia en la modelación y el comportamiento del terreno. Finalmente, el modelo numérico realizado por el II UNAM representa el procedimiento constructivo definido en los planos mencionados.

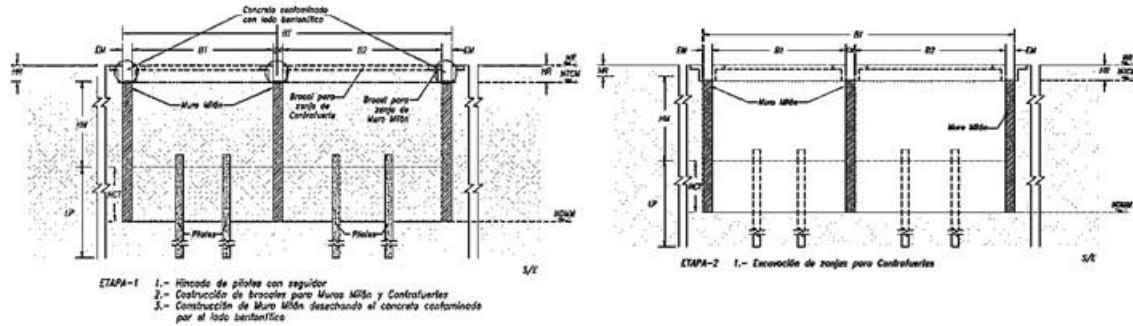


Fig. 4.6.1.1.12. Procedimiento constructivo Túnel GSE de sección cerrada etapa 1 y 2 (Plano constructivo BT 86 CRS XXXTE 211).

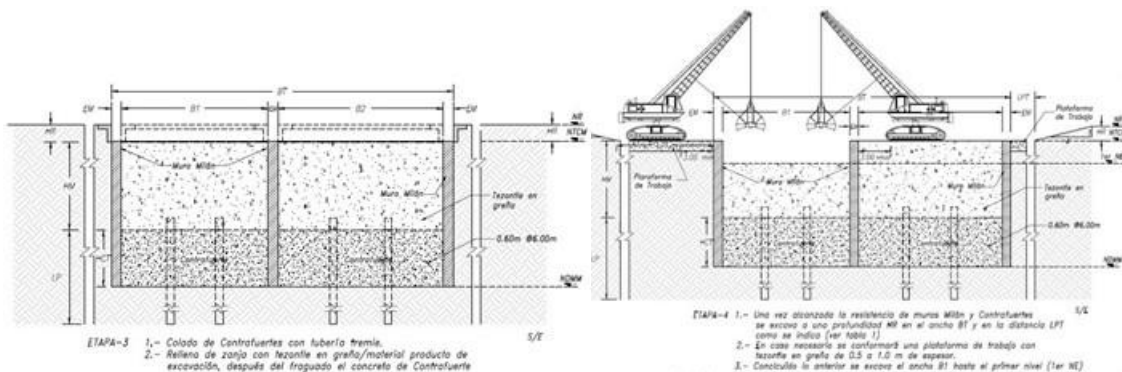


Fig. 4.6.1.1.13. Procedimiento constructivo Túnel GSE de sección cerrada etapa 3 y 4 (Plano constructivo BT 86 CRS XXXTE 211).



Hipótesis del modelo elaborado por el II UNAM

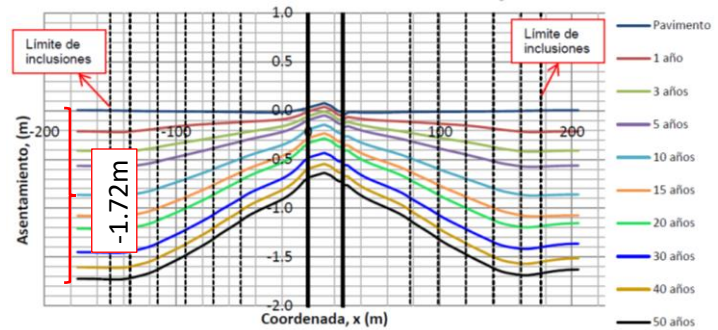
- Los contrafuertes fueron modelados como elementos tipo cluster, considerando una material que represente los contrafuertes de concreto de 0.60 m de ancho separados 6.0 m y un material tipo grava entre dichos contrafuertes, este material equivalente también servirá de lastre para disminuir la emersión aparente del túnel, el peso volumétrico para de este material se consideró de 22 kN/m².
- En las etapas constructivas se considera primero la construcción de pilotes (fase 10) y posteriormente la construcción del muro Milán y los contrafuertes (fase 11) de acuerdo al procedimiento constructivo mostrado en la Fig. 4.6.1.1.12 y la Fig. 4.6.1.1.13.
- Tanto las inclusiones como los pilotes se modelaron como elementos “embebido beam row” con una resistencia lateral dependiente del estrato.
- Se consideró la condición piezométrica del sitio.
- Todas las fases constructivas a excepción de la colocación del tezontle, la sobrecarga y las fases de consolidación, se consideraron como plásticas.
- En esta análisis no se consideró una permeabilidad equivalente para simular el comportamiento de los drenes, estos datos aún se están evaluando ya que presentan un alto nivel de incertidumbre.

4.6.2.2 Resultados

En la Fig. 4.6.1.1.14 se presenta los asentamientos calculados por TASANA en 2017 para el Túnel en sección cerrada. Existen ciertas diferencias entre los datos reportados en la tabla y los observados en la figura. En la tabla se reporta un asentamiento final de -3.46 m, para lo cual existe un asentamiento parcial entre la construcción del pavimento y la consolidación a 50 años de -0.55 m. En el informe de TASANA (2017) no se menciona en qué punto se está calculando este asentamiento, por lo cual la tabla presenta ciertas diferencias en las magnitudes respecto de las que se observan en la Fig. 4.6.1.1.14.



Fase	Tiempo final (días)	Asentamientos verticales (m)
1. Fase inicial	0	0
2. Tezontle (1m)	30	-0.3805
3. Tezontle (1m)	60	-0.8
4. Precarga (1m)	75	-1.126
5. Precarga 1(m)	90	-1.494
6. Consolidación 180 días	180	-2.274
7. Consolidación 450 días	450	-2.861
8. Retiro de sobrecarga	450	-2.858
9. Consolidación 510 días	510	-2.831
10. Construcción de pilotes y contrafuertes	510	-2.868
11. Construcción de los muros Milán	570	-2.892
12. Consolidación 660 días	660	-2.915
13. Primera excavación	674	-2.91
14. Segunda excavación	688	-2.916
15. Tercera excavación	702	-2.922
16. Cuarta excavación	716	-2.929
17. Construcción losa fondo	772	-2.927
18. Construcción de muros interiores	787	-2.925
19. Primera excavación (Sección 2)	805	-2.889
20. Segunda excavación (Sección 2)	820	-2.89
21. Tercera excavación (Sección 2)	835	-2.893
22. Cuarta excavación (Sección 2)	850	-2.896
23. Construcción losa fondo	900	-2.895
24. Construcción de muros interiores	915	-2.894
25. Construcción losa tapa	965	-2.90
26. Construcción de inclusiones	966	-2.906
27. Pavimento	967	-2.910
28. Consolidación a 20 años	1927	-3.160
29. Consolidación a 50 años	19217	-3.460



-0.55m

Fig. 4.6.1.1.14. Resumen de resultados del análisis de la sección cerrada y evolución de asentamientos con inclusiones obtenidos por TASANA (2017).

En la Fig. 4.6.1.1.15 se presenta los resultados del cálculo de asentamientos en el modelo realizado por el II UNAN para una separación de las inclusiones de 3 m usando el modelo geotécnico de la Tabla 4.6.1.1.3 y el modelo numérico de la Fig. 4.6.1.1.10.

En la figura se puede observar la evolución de los asentamientos tanto para el túnel como para el terreno aledaño. Al final de la etapa de estudio correspondiente a 50 años, se tiene que el túnel ha presentado un hundimiento de 2.2m al centro, desde la colocación de la carpeta de pavimento. En las orillas este hundimiento e de 3.5m. Las pendientes longitudinales de las rampas a los 50 años serían del 1.4%, lo cual es aceptable. Es necesario considerar que las rampas y las plataformas tendrán labores de mantenimiento y renivelación a lo largo de su vida útil, por lo cual este sería un caso extremo.

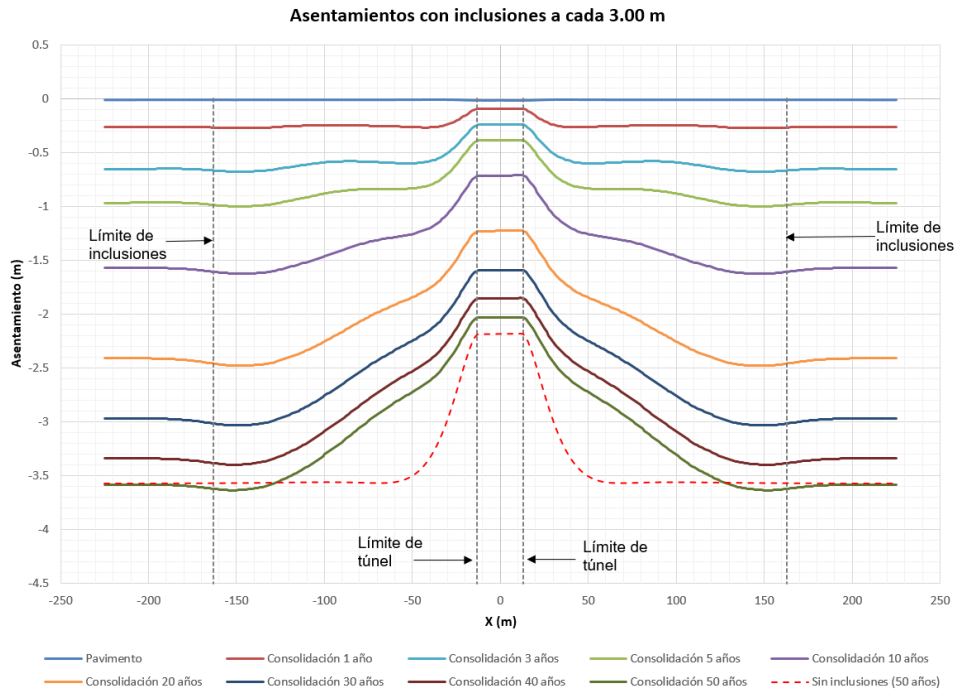


Fig. 4.6.1.1.15. Evolución de asentamientos con inclusiones a cada 3 m (II UNAM).

En la Fig. 4.6.1.1.16 se presenta el punto base (Nodo 34697) para las historias de asentamientos presentadas en la Tabla 4.6.1.1.5.

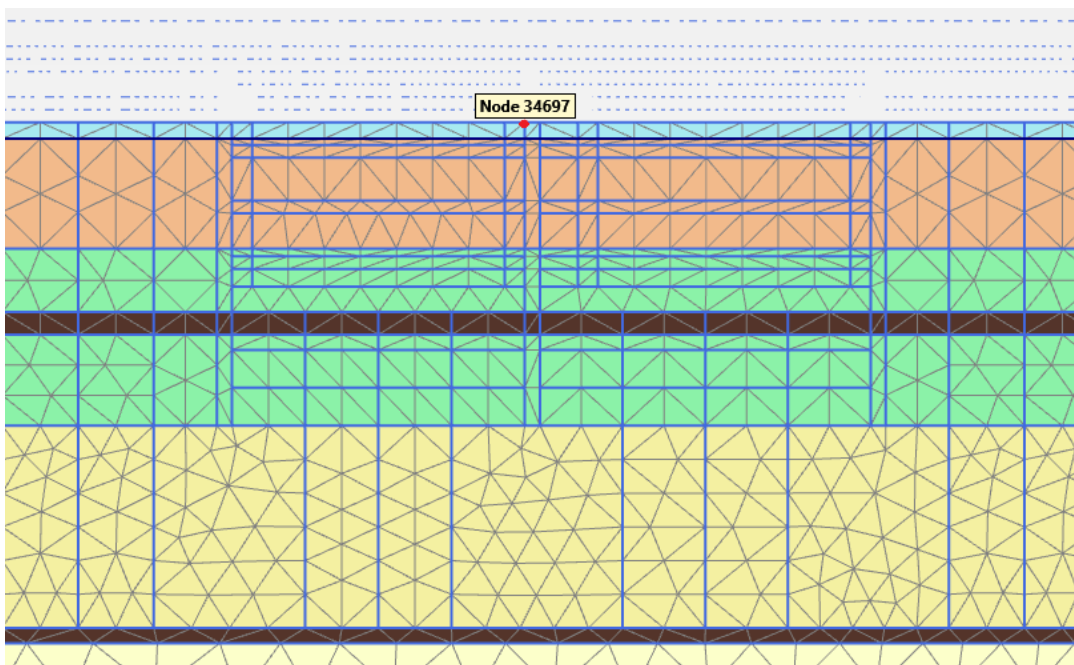


Fig. 4.6.1.1.16. Nodo en donde se calcularon las historias de asentamientos.



En la Tabla 4.6.1.1.5 se muestra la comparación de los asentamientos obtenidos por TASANA y los obtenidos por el II UNAM para cada fase de la modelación con inclusiones a 3.00 m de separación. Cabe señalar que en los resultados del II UNAM se reinicializaron los desplazamientos en la Fase 8 y Fase 27 debido a la renivelación que se debe de realizar en esas etapas. Además, en la fase 10 sólo se construyen lo pilotes y en la fase 11 se construyen el Muro Milán y los contrafuertes.

Tabla 4.6.1.1.5. Comparación de asentamientos de acuerdo con proyecto (TASANA, 2017) y revisión II UNAM con inclusiones separadas 3.00 m.

Fase	Descripción	Tiempo (días)	Uy - TASANA (m)	Uy - II UNAM (m)
1	Fase inicial	0	0.000	0.000
2	Tezontle (1m)	30	-0.381	-0.129
3	Tezontle (1m)	60	-0.800	-0.277
4	Precarga (1m)	75	-1.126	-0.390
5	Precarga 1(m)	90	-1.494	-0.515
6	Consolidación 180 días	180	-2.274	-0.833
7	Consolidación 450 días	450	-2.861	-1.377
8	Retiro de sobrecarga	450	-2.858	-1.353
9	Consolidación 510 días	510	-2.831	-1.368
10	Construcción de pilotes y contrafuertes	510	-2.868	-1.373
11	Construcción de los muros Milán	570	-2.892	-1.474
12	Consolidación 660 días	660	-2.915	-1.569
13	Primera excavación	674	-2.910	-1.377
14	Segunda excavación	688	-2.916	-1.377
15	Tercera excavación	702	-2.922	-1.376
16	Cuarta excavación	716	-2.929	-1.376
17	Construcción losa fondo	772	-2.927	-1.376
18	Construcción de muros interiores	787	-2.925	-1.376
19	Primera excavación (Sección 2)	805	-2.889	-1.377
20	Segunda excavación (Sección 2)	820	-2.890	-1.376
21	Tercera excavación (Sección 2)	835	-2.893	-1.376
22	Cuarta excavación (Sección 2)	850	-2.896	-1.376
23	Construcción losa fondo	900	-2.895	-1.376
24	Construcción de muros interiores	915	-2.894	-1.376
25	Construcción losa tapa	965	-2.900	-1.336
26	Construcción de inclusiones	966	-2.906	-1.334
27	Pavimento	967	-2.910	-1.350
28	Consolidación a 20 años	8267	-3.160	-2.561
29	Consolidación a 50 años	19217	-3.460	-3.363

Las diferencias que se observan en los resultados de la Tabla 5 para los dos modelos se basan principalmente en las propiedades de los materiales y en las discrepancias en los métodos constructivos hasta la colocación del pavimento (etapa 27). Finalmente, al paso de los 50 años las magnitudes de los asentamientos al centro del túnel son para fines prácticos las mismas.

También se realizaron análisis considerando una separación de inclusiones de 2.50m, las deformaciones verticales máximas tanto del modelo con inclusiones a 3.00m como 2.50 m de separación, los cuales se muestran en la Tabla 6.



Tabla 4.6.1.1.6. Deformaciones verticales en los modelos con inclusiones separadas a 3.00m y 2.5m (II UNAM)

Fase	Descripción	Tiempo (días)	Uy (m)	
			Separación 3.0 m	Separación 2.5 m
1	Fase inicial	0	0.000	0.000
2	Tezontle (1m)	30	-0.129	-0.129
3	Tezontle (1m)	60	-0.277	-0.277
4	Precarga (1m)	75	-0.390	-0.390
5	Precarga 1(m)	90	-0.515	-0.515
6	Consolidación 180 días	180	-0.833	-0.836
7	Consolidación 450 días	450	-1.377	-1.377
8	Retiro de sobrecarga	450	-1.353	-1.353
9	Consolidación 510 días	510	-1.368	-1.368
10	Construcción de pilotes	510	-1.373	-1.373
11	Construcción de los muros Milán y contrafuertes	570	-1.474	-1.474
12	Consolidación 660 días	660	-1.569	-1.569
13	Primera excavación	674	-1.377	-1.377
14	Segunda excavación	688	-1.377	-1.377
15	Tercera excavación	702	-1.376	-1.376
16	Cuarta excavación	716	-1.376	-1.376
17	Construcción losa fondo	772	-1.376	-1.376
18	Construcción de muros interiores	787	-1.376	-1.376
19	Primera excavación (Sección 2)	805	-1.377	-1.377
20	Segunda excavación (Sección 2)	820	-1.376	-1.377
21	Tercera excavación (Sección 2)	835	-1.376	-1.377
22	Cuarta excavación (Sección 2)	850	-1.376	-1.377
23	Construcción losa fondo	900	-1.376	-1.377
24	Construcción de muros interiores	915	-1.376	-1.377
25	Construcción losa tapa	965	-1.336	-1.336
26	Construcción de inclusiones	966	-1.334	-1.333
27	Pavimento	967	-1.350	-1.350
28	Consolidación 1 año	1332	-1.425	-1.424
29	Consolidación 3 años	2062	-1.574	-1.573
30	Consolidación 5 años	2792	-1.720	-1.720
31	Consolidación 10 años	4617	-2.046	-2.048
32	Consolidación a 20 años	8267	-2.561	-2.559
33	Consolidación a 30 años	11917	-2.927	-2.919
34	Consolidación a 40 años	15567	-3.185	-3.170
35	Consolidación a 50 años	19217	-3.363	-3.342

Como se observa en la Tabla 4.6.1.1.6 prácticamente no hay diferencia entre las deformaciones máximas con inclusiones separadas a 3.00m y con inclusiones a 2.5m en el punto de medición (Nodo 34697). Sin embargo haciendo un corte longitudinal en el eje X para la fase de consolidación a 50 años, se observa el efecto de la separación de las inclusiones, ya que con una separación de 2.5m la pendiente es menor que con una separación de 3.00m y esta a su vez es menor que la pendiente del modelo sin inclusiones.

En la Fig. 4.6.1.1.17 se presenta la comparación de los tres modelos (sin inclusiones, inclusiones a 3.00m e inclusiones a 2.5m) para la fase de consolidación a 50 años. En la Fig. 4.6.1.1.18 se presentan las mismas gráficas pero con la deformación escalada 5 veces y se compara con la malla deformada de Plaxis.

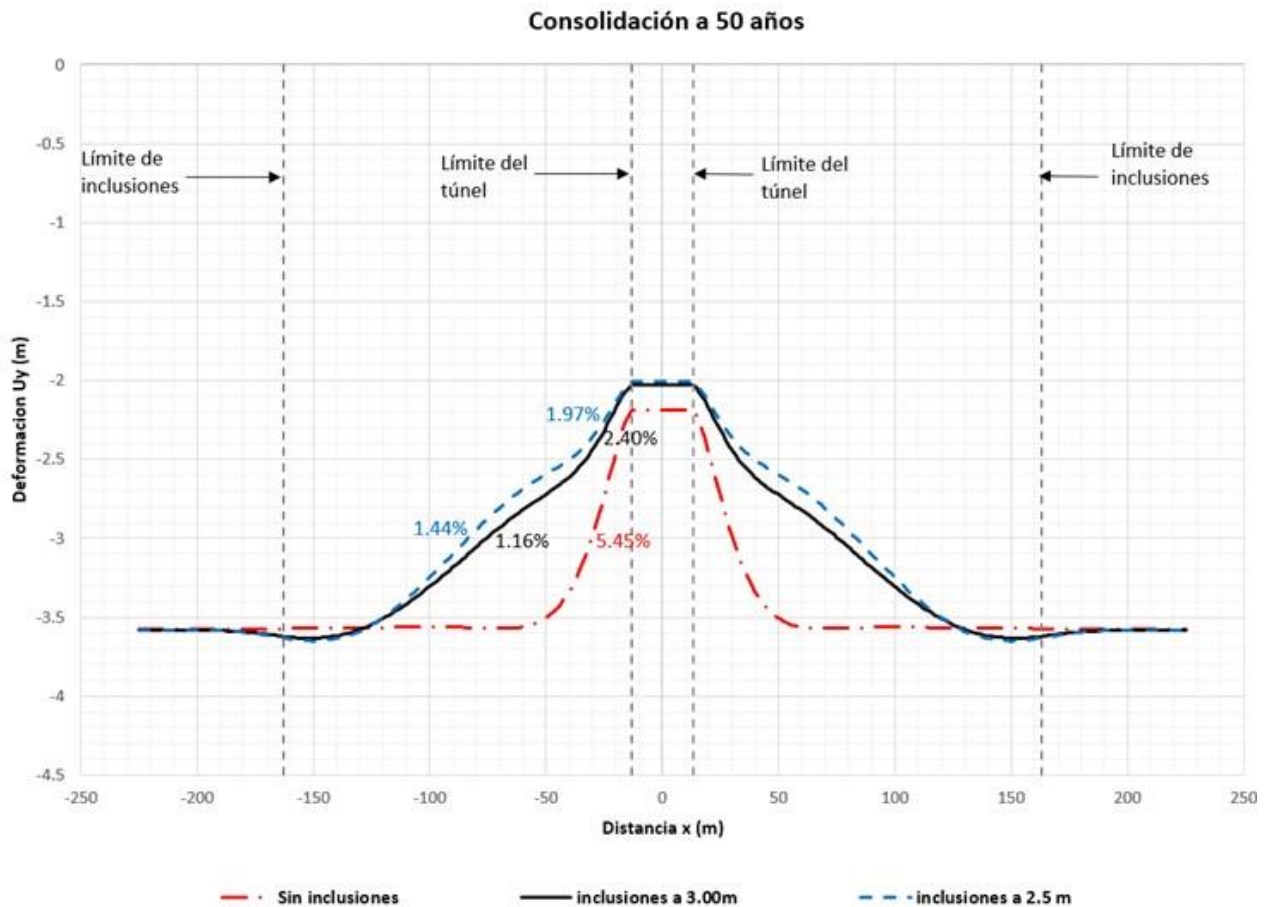


Fig. 4.6.1.1.17. Perfil de asentamientos de la fase de consolidación a 50 años de los modelos: sin inclusiones y con inclusiones a cada 3.0 m y 2.5 m.

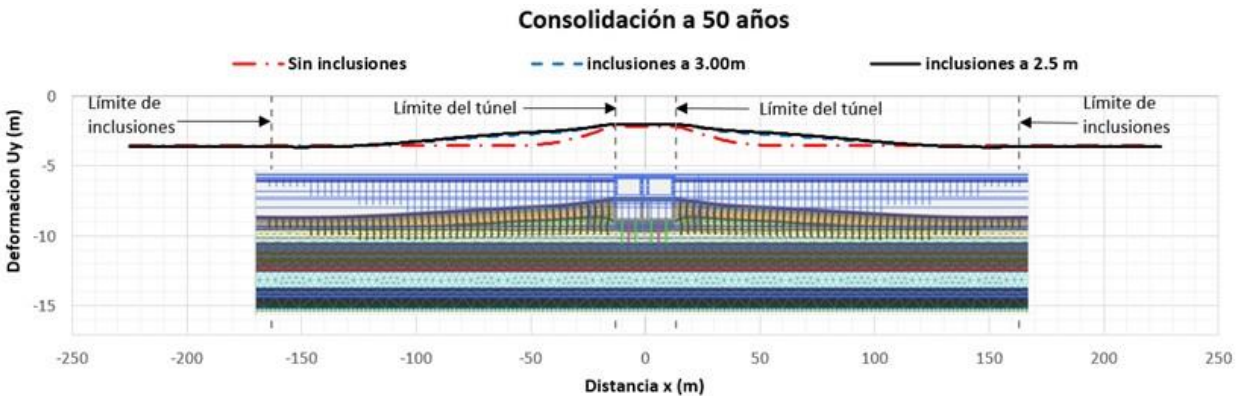


Fig. 4.6.1.1.18. Perfil de asentamientos de la fase de consolidación a 50 años con la malla deformada de Plaxis en el eje vertical (deformaciones escaladas 5 veces)

En las Figs. 4.6.1.1.17 y 4.6.1.1.18 se puede observar las pendientes resultantes a 50 años. En estas queda claro que las inclusiones a 2.5 m de separación no presentan una mejoría importante en el comportamiento de los asentamientos. Lo que sí es importante es el efecto benéfico de las inclusiones al permitir que los asentamientos sean graduales en el tiempo y que se pueda realizar labores de mantenimiento y renivelación de menores proporciones y costos.

Los resultados anteriores no consideran el efecto de remoldeo durante el proceso de excavación de las inclusiones, por lo tanto se realizó un análisis considerando un factor de reducción de la resistencia en la interfaz suelo-concreto de 0.73 ($\phi = 26^\circ$ en la zona remoldeada). En la Fig. 4.6.1.1.19 se muestra la comparación entre considerar o no dicho factor de reducción en la interfaz.

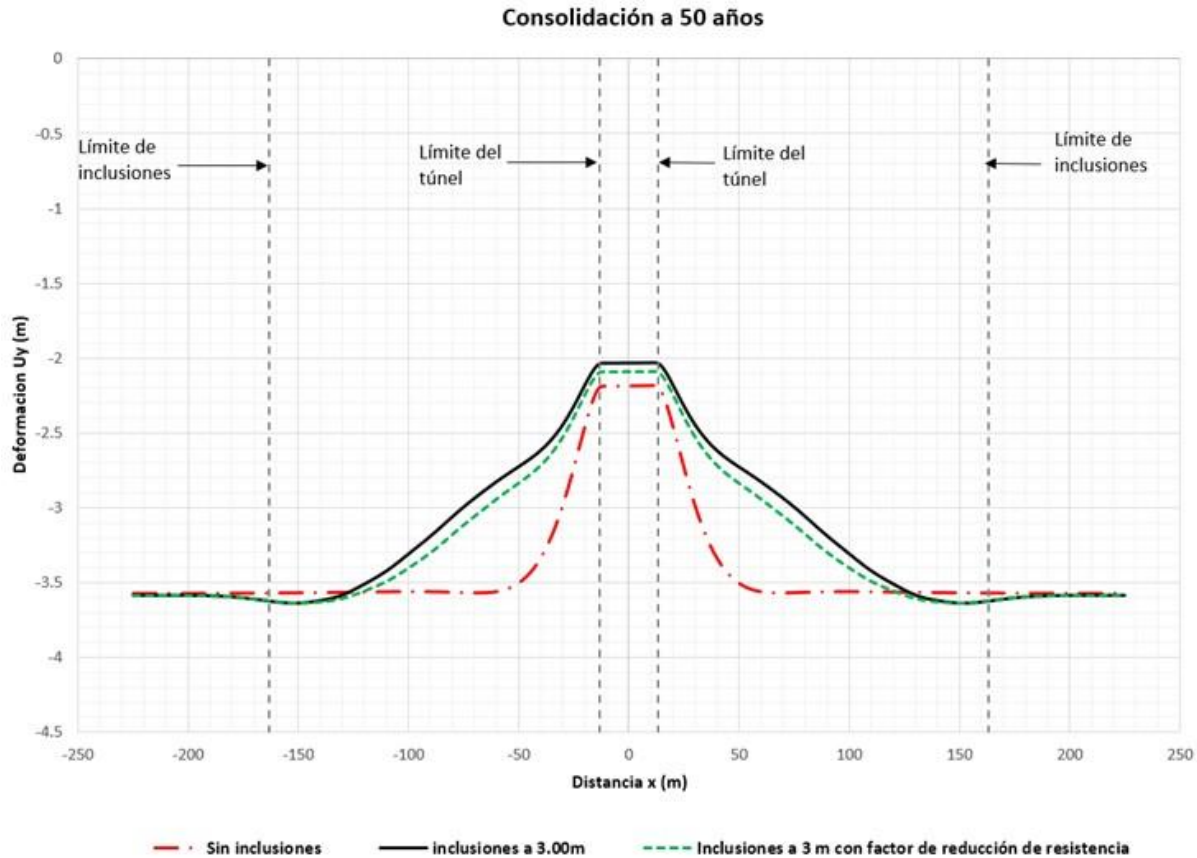


Fig. 4.6.1.1.19. Perfiles de asentamientos de los modelos: sin inclusiones, inclusiones a 3.00m e inclusiones a 3.00m con reducción de la resistencia en la interfaz.

En la Fig. 4.6.1.1.19 se observa que si se considera el remoldeo en la interfaz suelo-inclusión se podrían obtener asentamientos alrededor del 7% mayores. Por lo cual, este es un aspecto que deberá ser estudiado más a detalle por medio de mediciones de laboratorio que permitan tener una mejor certeza de la variación inducida por el remoldeo en el comportamiento esperado.

En las Figs. 4.6.1.1.20 a 4.6.1.1.32 se presentan la evolución de los asentamientos para el modelo con inclusiones a cada 3.00m, sin considerar la reducción de la resistencia en la interfaz suelo-concreto por efecto del remoldeo del material.

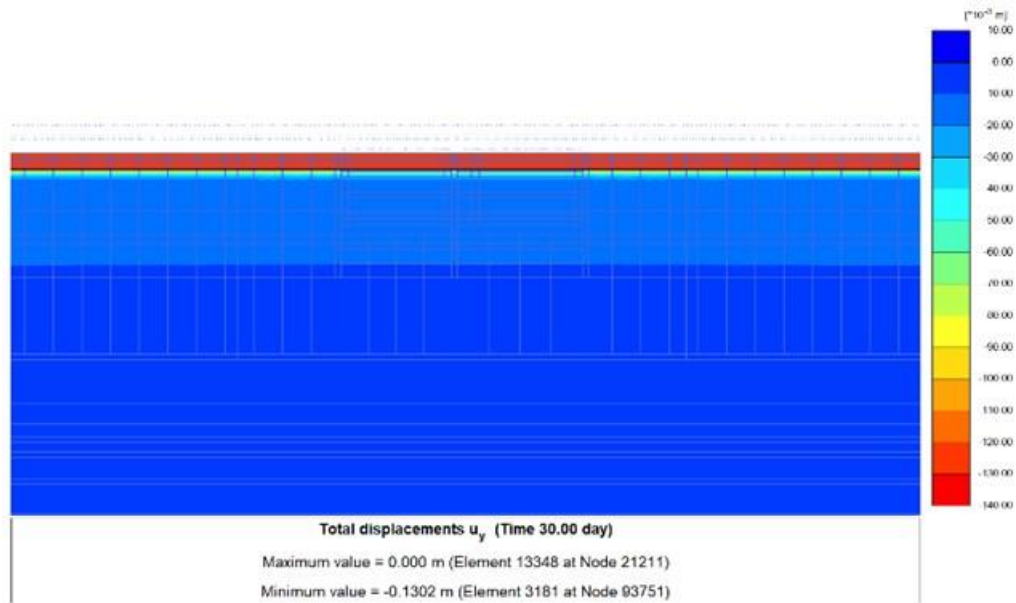


Fig. 4.6.1.1.20. Desplazamientos verticales U_y Fase 2 Tezontle 1 (m)

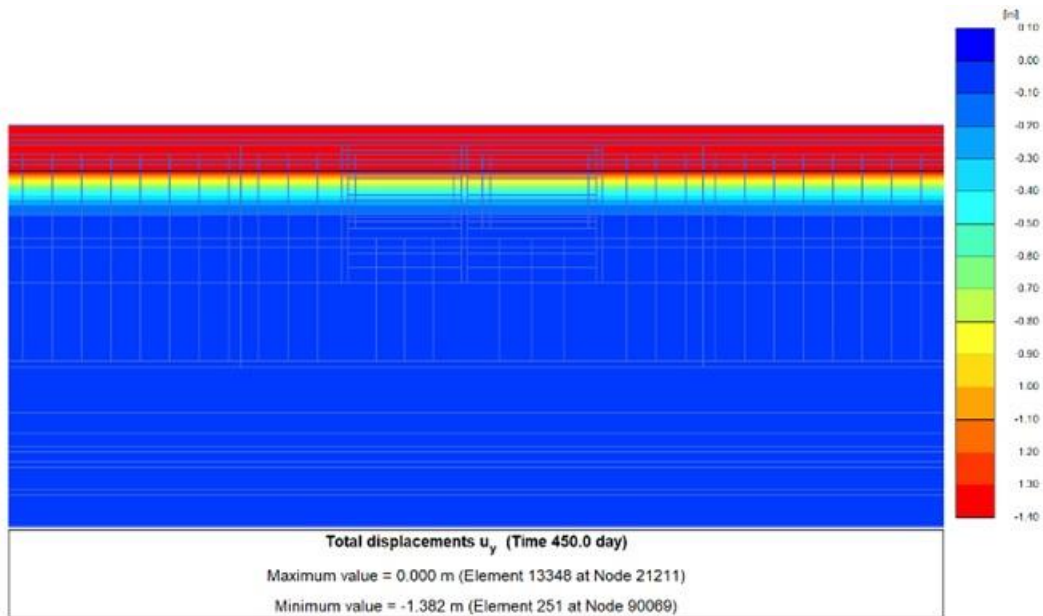


Fig. 4.6.1.1.21. Desplazamientos verticales U_y Fase 7, consolidación 450 días.

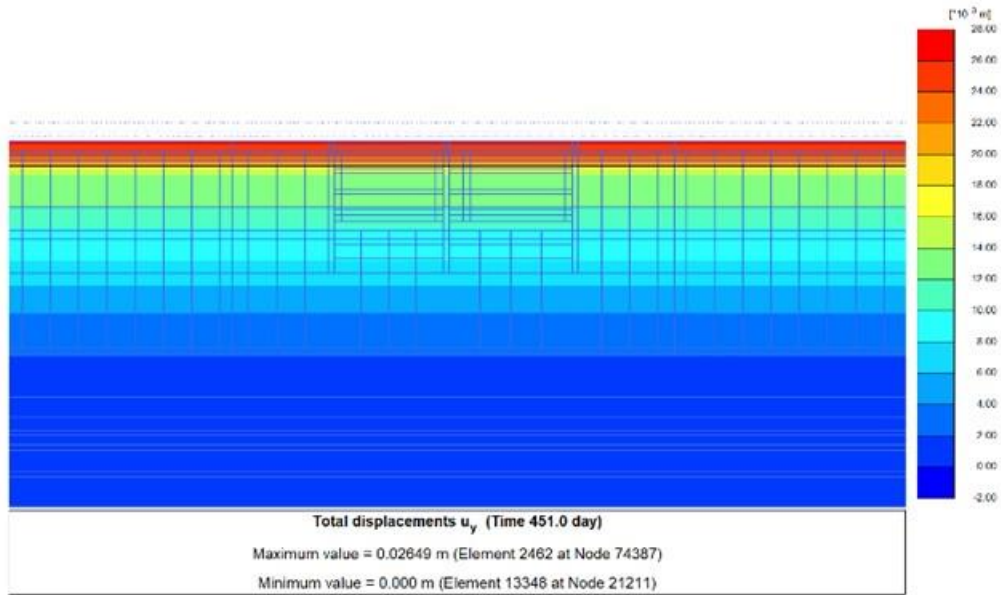


Fig. 4.6.1.1.22. Desplazamientos verticales U_y Fase 8, retiro de sobrecarga

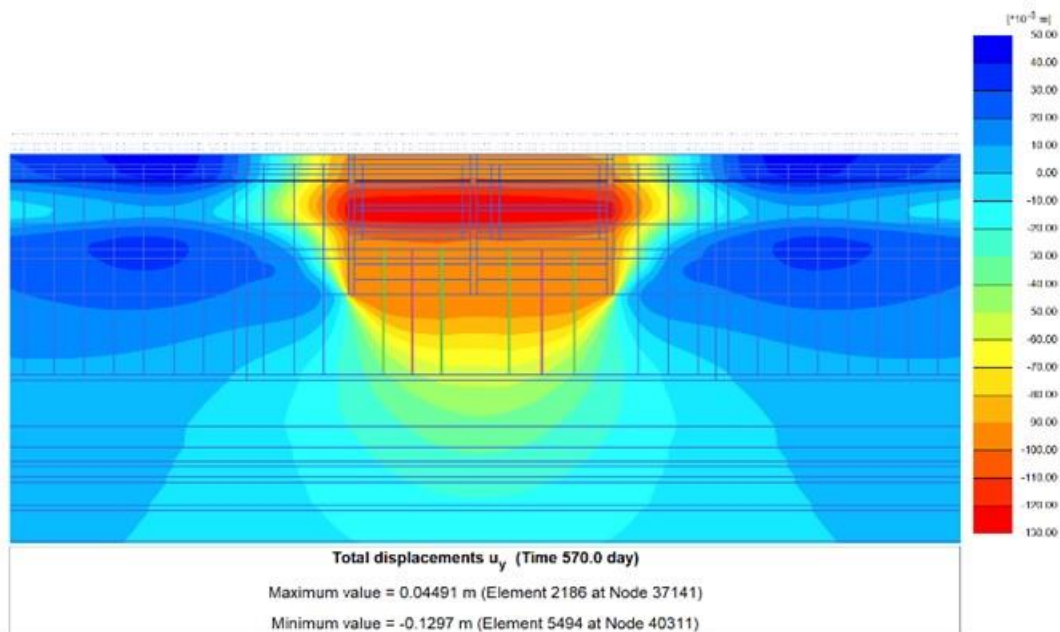


Fig. 4.6.1.1.23. Desplazamientos verticales U_y Fase 11, construcción del muro Milán y contrafuertes

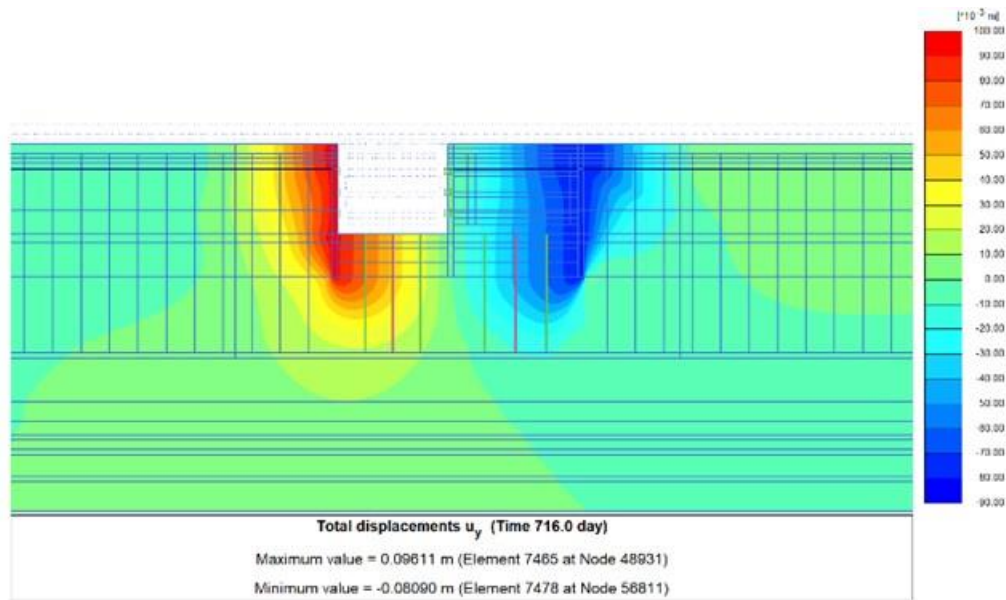


Fig. 4.6.1.1.24. Desplazamientos verticales U_y Fase 16, cuarta excavación (sección 1)

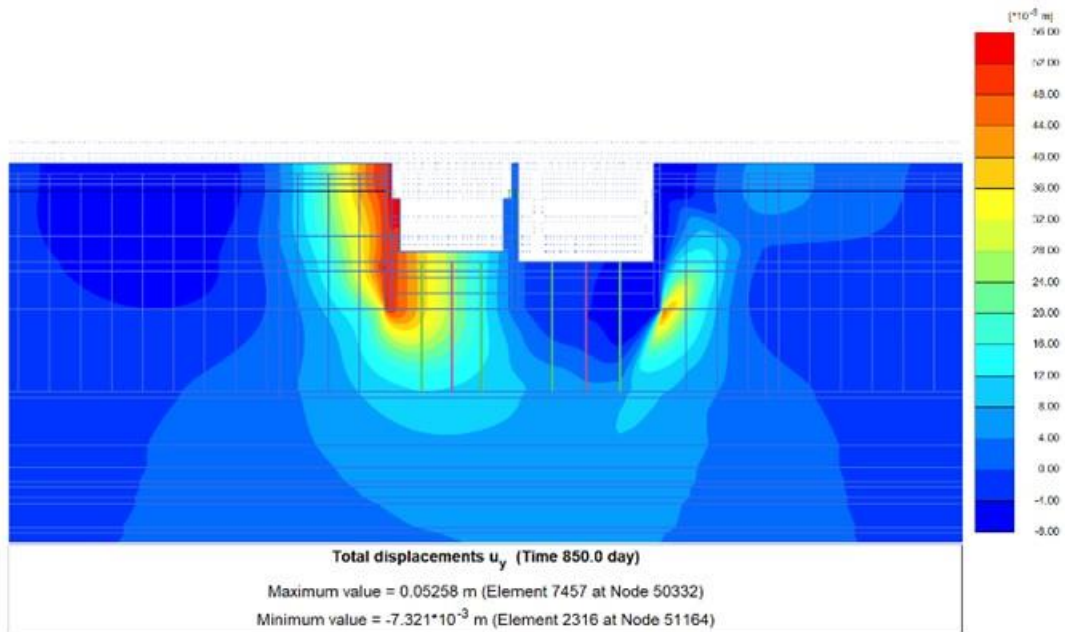


Fig. 4.6.1.1.25. Desplazamientos verticales U_y Fase 22, cuarta excavación (sección 2)

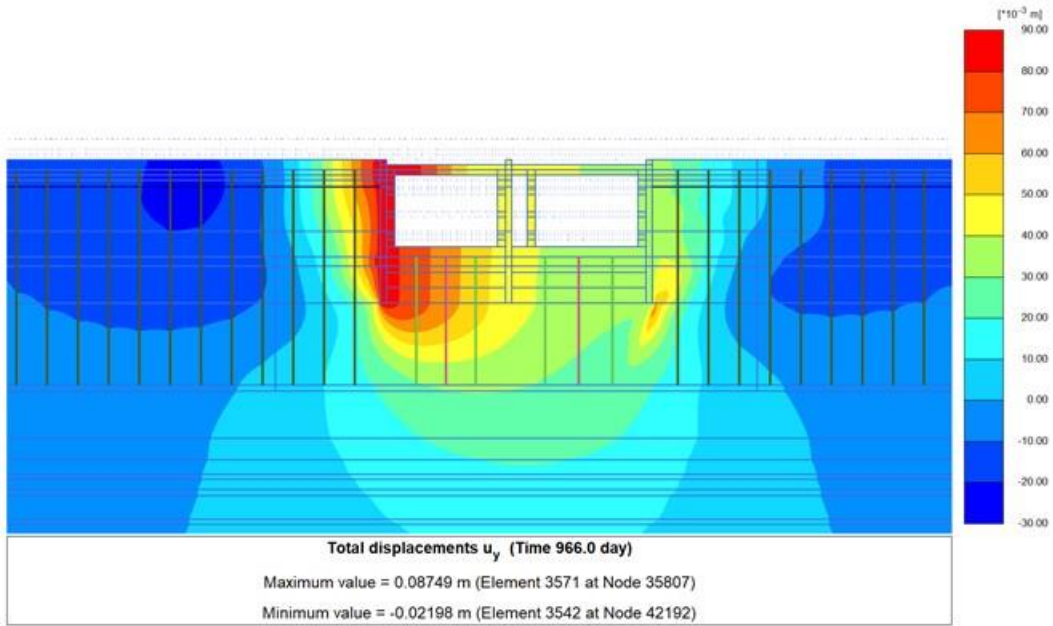


Fig. 4.6.1.1.26. Desplazamientos verticales U_y Fase 26, construcción de inclusiones a 3.00 m (zona túnel).

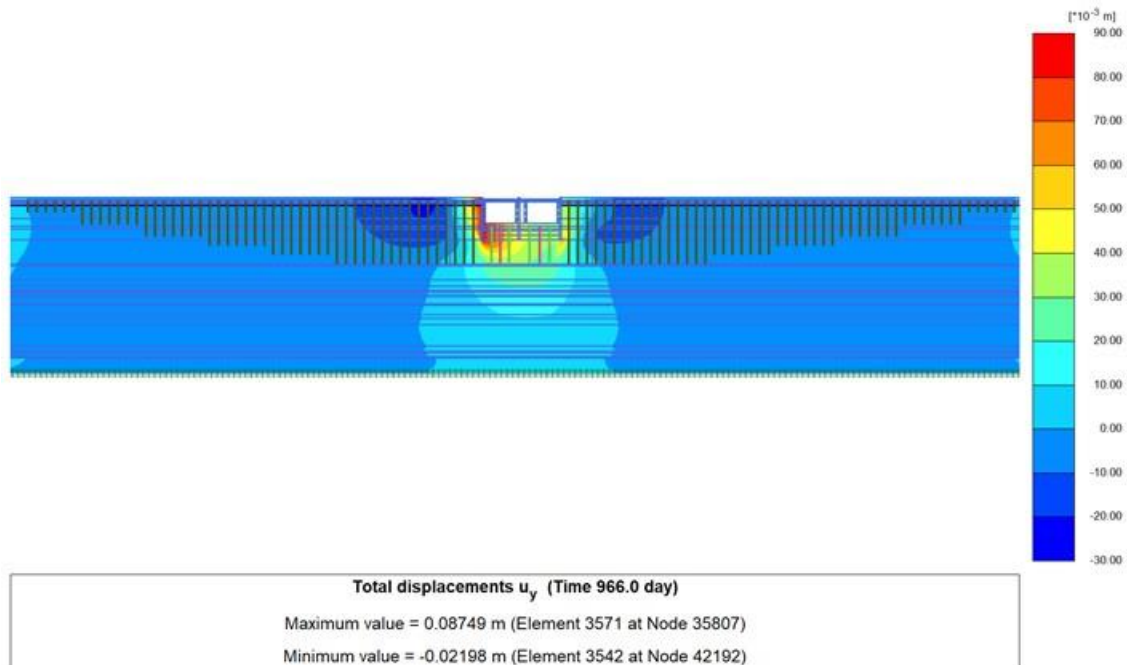


Fig. 4.6.1.1.27. Desplazamientos verticales U_y Fase 26, construcción de inclusiones a 3.00 m (modelo completo).

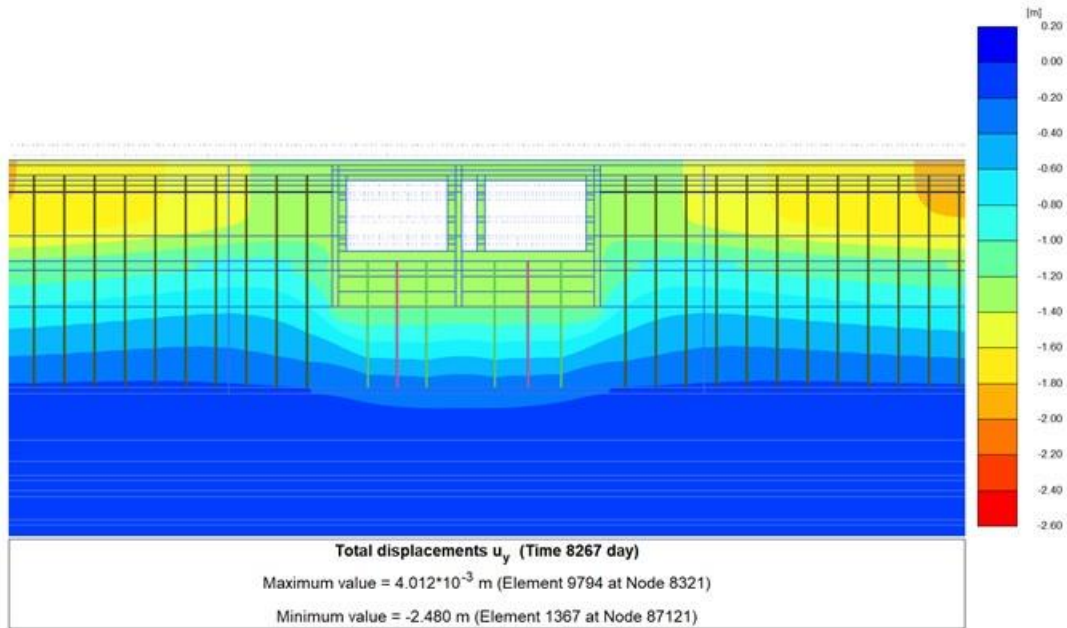


Fig. 4.6.1.1.28. Desplazamientos verticales U_y Fase 28, consolidación 20 años (zona túnel) con inclusiones a 3.0 m

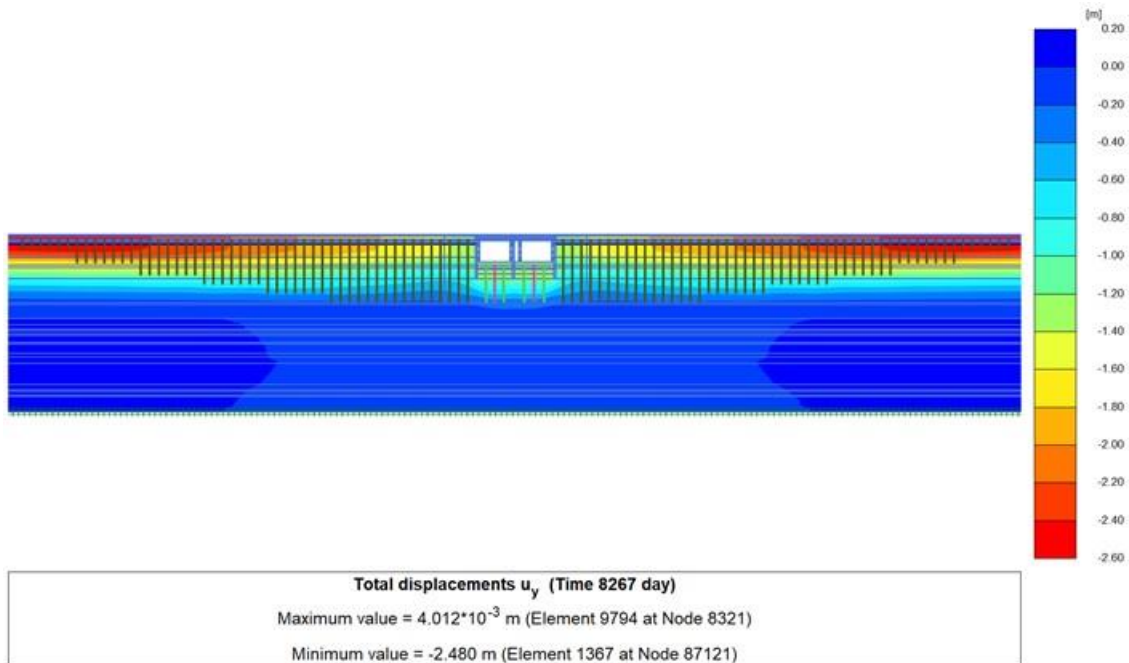


Fig. 4.6.1.1.29. Desplazamientos verticales U_y 28, consolidación 20 años (modelo completo) con inclusiones a 3.0 m

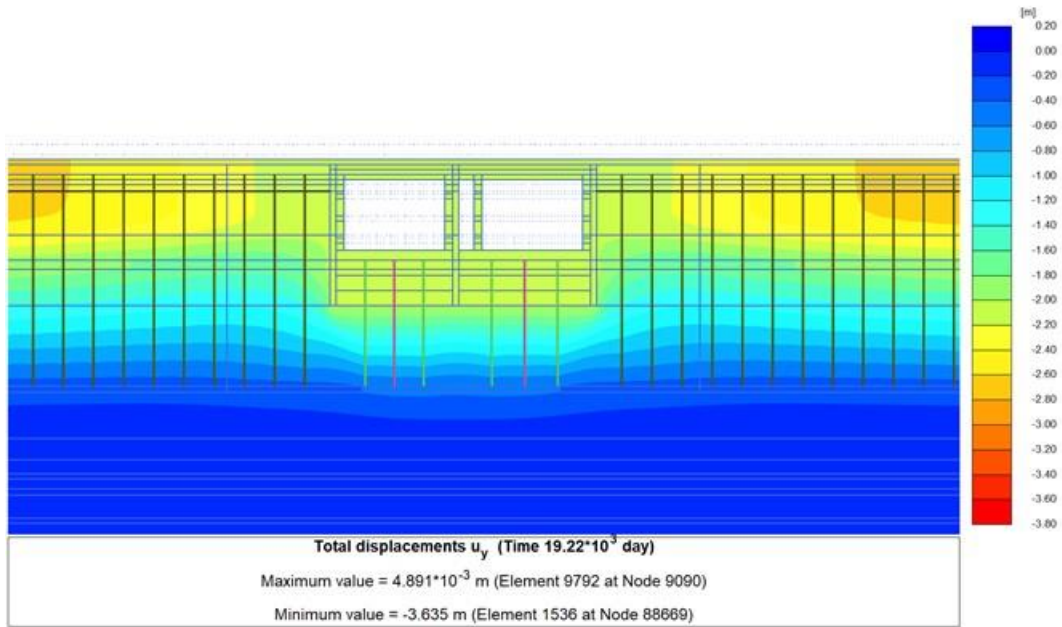


Fig. 4.6.1.1.30. Desplazamientos verticales U_y Fase 29, consolidación 50 años (zona túnel) con inclusiones a 3.00 m

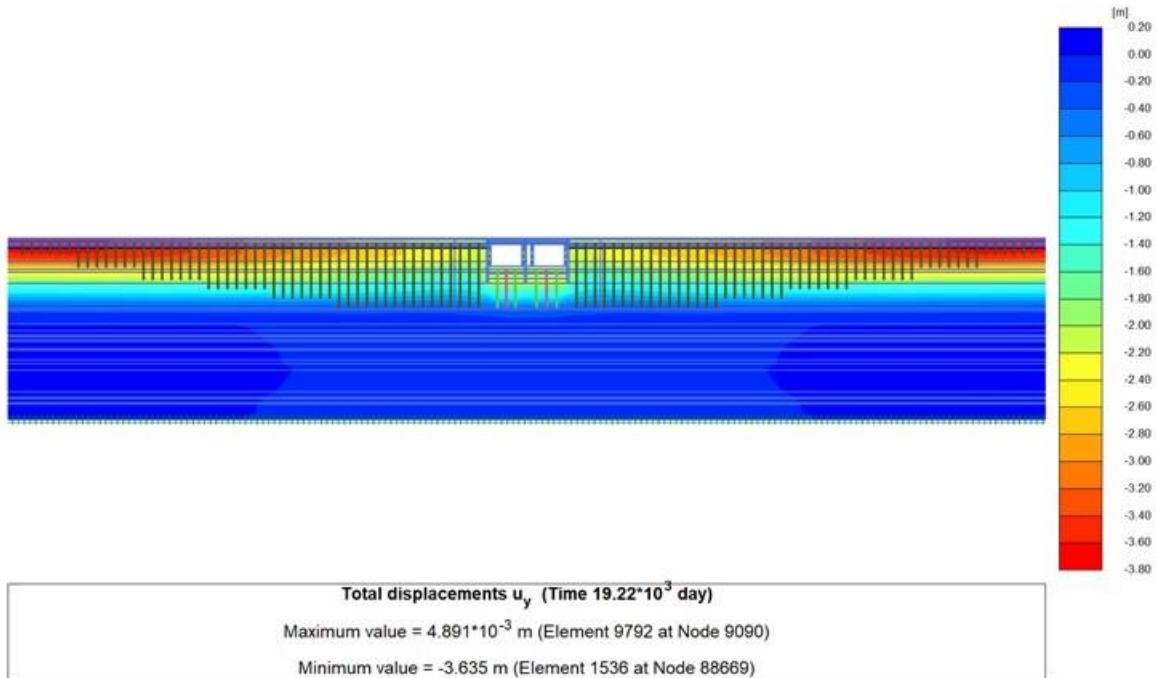
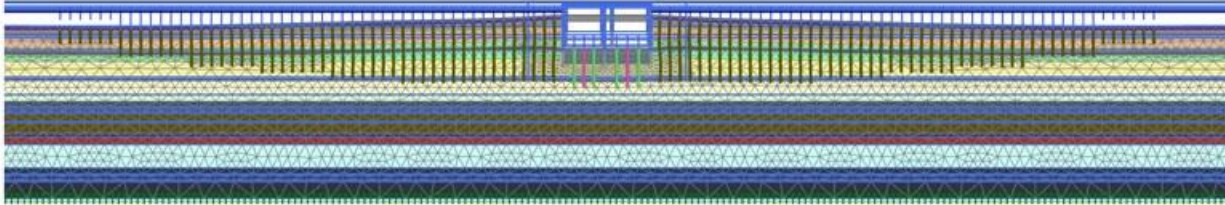


Fig. 4.6.1.1.31. Desplazamientos verticales U_y Fase 29, consolidación 50 años (modelo completo) con inclusiones a 3.0 m.



Deformed mesh $|u|$ (scaled up 2.00 times) (Time $19.22 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 3.635 m (Element 1536 at Node 88669)

Fig. 4.6.1.1.32. Malla deformada Fase 29, consolidación 50 años (modelo completo) con inclusiones a 3.0 m.

En las figuras anteriores se puede apreciar la evolución de los asentamientos por efecto de la construcción del túnel, en las zonas aledañas y a lo largo de las rampas de acceso al túnel. Nuevamente se recalca que las pendientes y las geometrías resultantes a lo largo de los 50 años de análisis, es sin considerar las labores de mantenimiento preventivo y correctivo que se deberán realizar a lo largo del tiempo, lo cual podrá contribuir a que las condiciones de operación de estas estructuras sean mejores.

En las Figs. 4.6.1.1.33 a 4.6.1.1.39 se presentan los resultados para el modelo con inclusiones a 2.50 m, cabe señalar que sólo se presentan los resultados a partir de la fase 26 correspondiente a la construcción de inclusiones, debido a que los resultados de las fases anteriores son los mismos que los presentados en el modelo con inclusiones a 3.00 m.

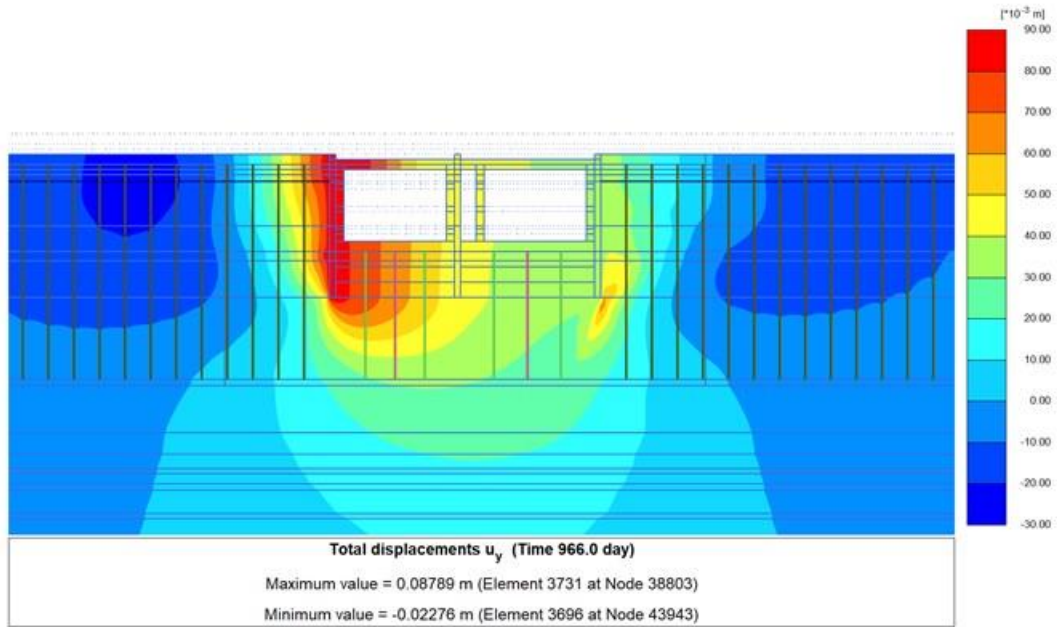


Fig. 4.6.1.1.33. Desplazamientos verticales U_y Fase 26, construcción de inclusiones a 2.5 m (zona túnel).

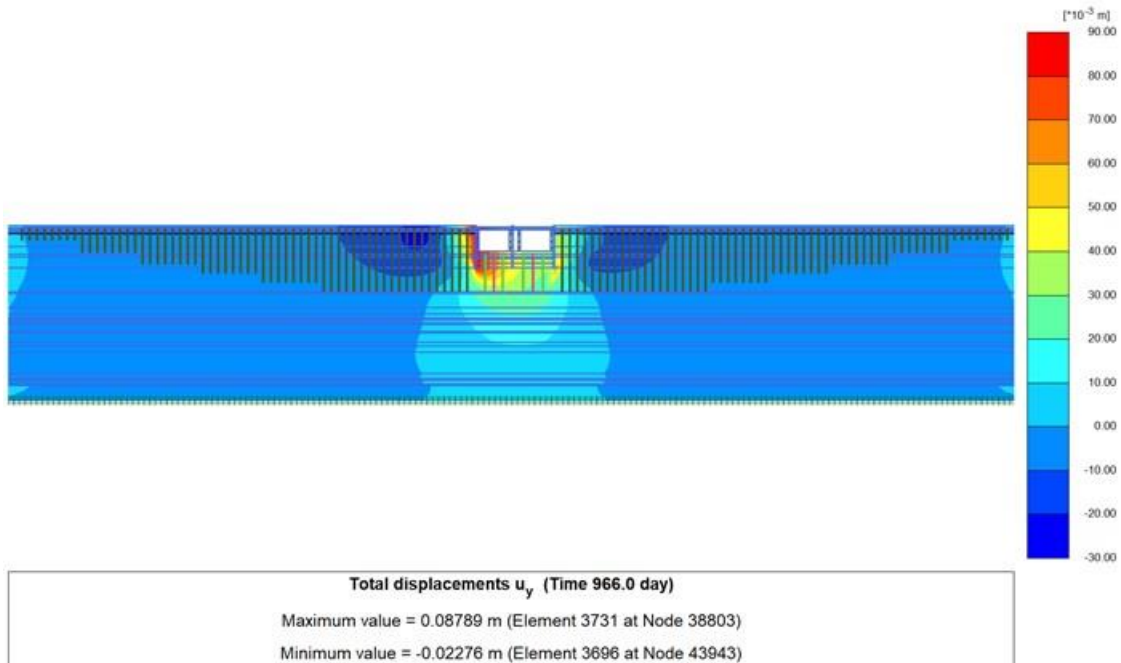


Fig. 4.6.1.1.34. Desplazamientos verticales U_y Fase 26, construcción de inclusiones a 2.5 m (modelo completo).

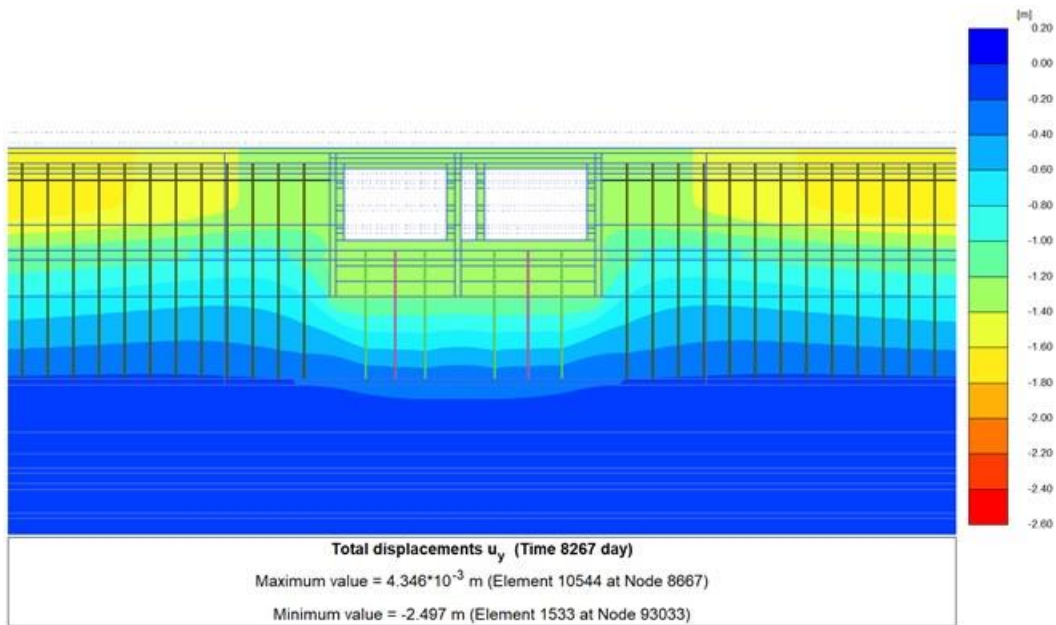


Fig. 4.6.1.1.35. Desplazamientos verticales U_y 28, consolidación 20 años (zona túnel) con inclusiones a 2.5 m

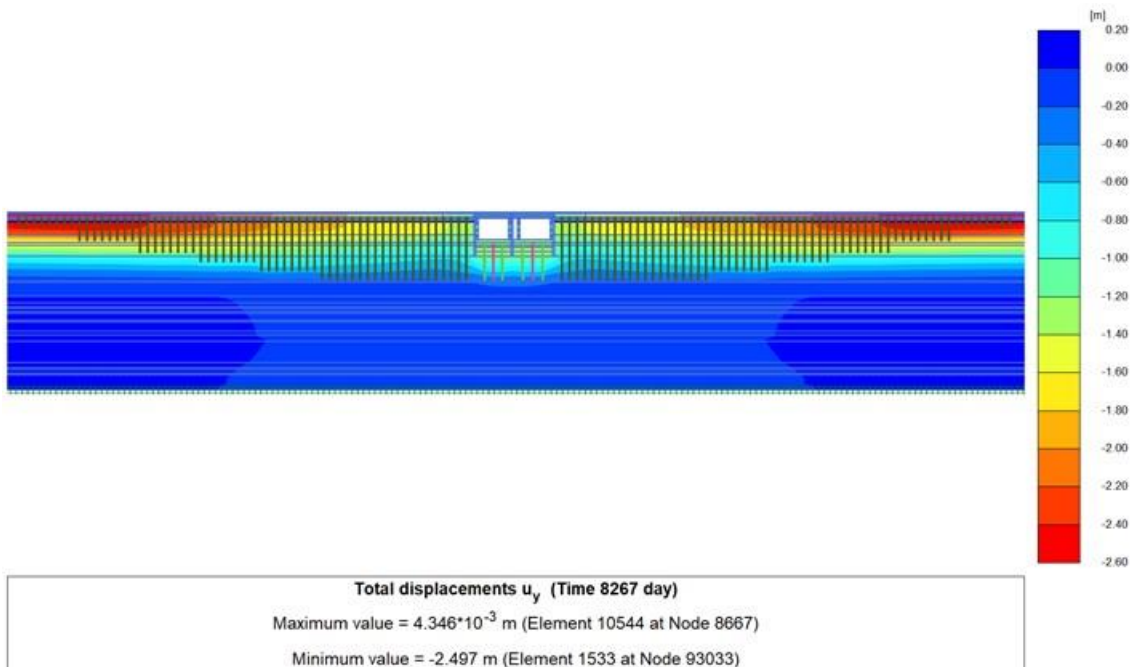


Fig. 4.6.1.1.36. Desplazamientos verticales U_y 28, consolidación 20 años (modelo completo) con inclusiones a 2.5 m

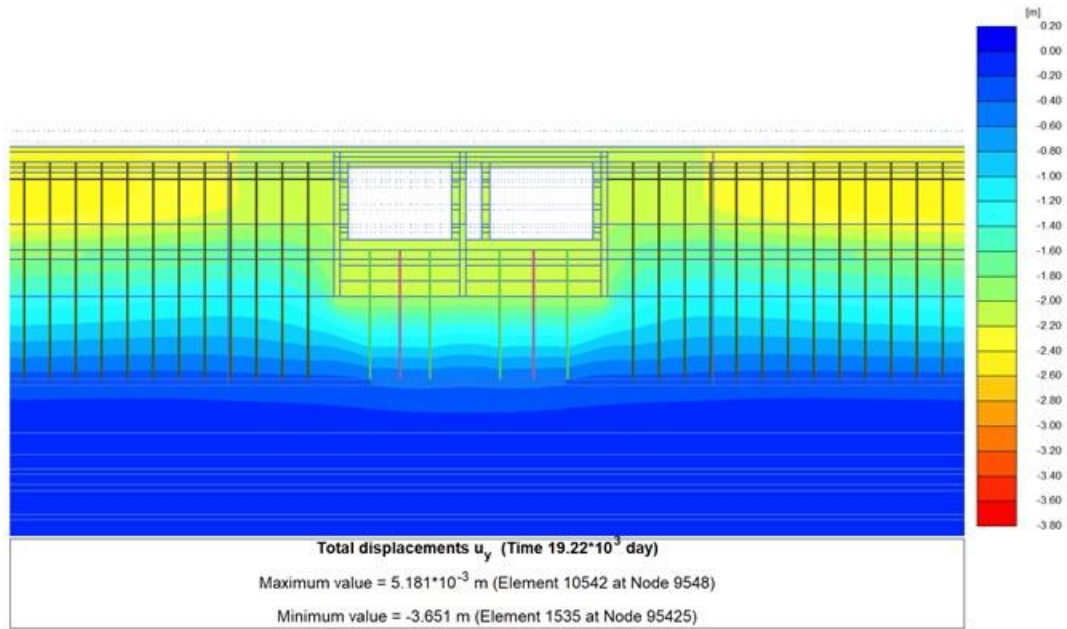


Fig. 4.6.1.1.37. Desplazamientos verticales U_y Fase 29, consolidación 50 años (zona túnel) con inclusiones a 2.5 m

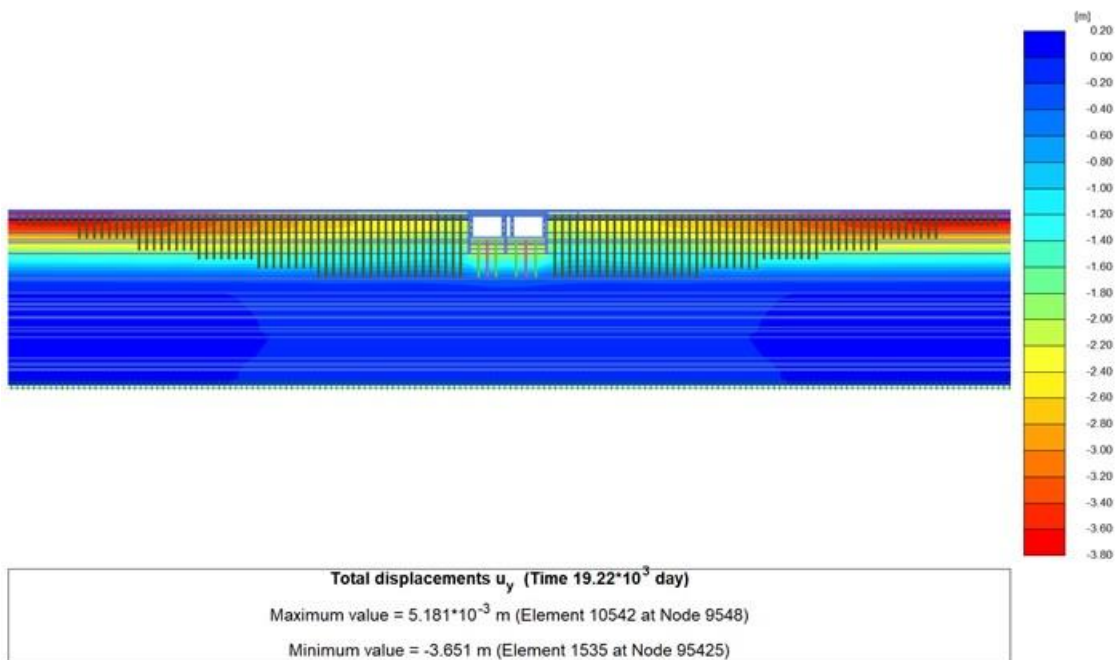


Fig. 4.6.1.1.38. Desplazamientos verticales U_y Fase 29, consolidación 50 años (modelo completo) con inclusiones a 2.5 m.

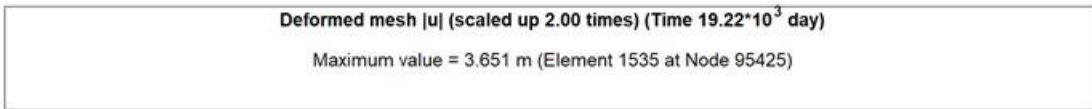
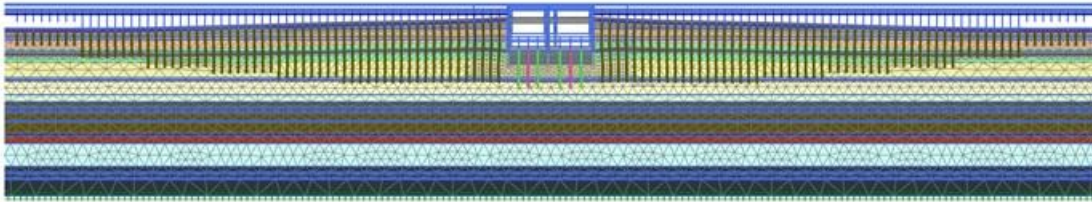


Fig. 4.6.1.1.39. Malla deformada Fase 29, consolidación 50 años (modelo completo) con inclusiones a 2.5 m.

En las figuras se puede observar un comportamiento similar al presentado por las inclusiones a 3m, por lo cual se concluye que reducir la separación de estas no presenta un efecto significativo que justifique los recursos extras que serían necesarios.

4.6.2.3 Conclusiones

Debido a la falta de información del modelo de TASANA (TSN_GACM_REP_0549), en especial los elementos estructurales, el pavimento, las inclusiones y la permeabilidad equivalente, no fue posible reproducir los resultados presentados en dicho informe.

Con respecto a los resultados presentados en el informe de TASANA (TSN_GACM_REP_0549), se observaron diferencias entre los valores de deformación presentados en la figura 14, ya que en la tabla se reporta un asentamiento final de -3.46m, para lo cual existe un asentamiento parcial entre la construcción del pavimento y la consolidación a 50 años de -0.55m, mientras que en la gráfica de la Fig. 4.6.1.1.14 tomando como referencia el límite del túnel se observa un asentamiento un poco mayor a -0.70m, cabe señalar que TASANA no indica en qué punto se están calculando los asentamientos.

Con respecto a los resultados obtenidos en el modelo del II UNAM los asentamientos obtenidos en las fase 1 a 27 son mucho menores que los reportados por TASANA ya que en la etapa 27 correspondiente a la construcción del pavimento TASANA reporta un



asentamiento de -2.91m , mientras que el obtenido por el II UNAM es de -1.35m , sin embargo en la etapa de consolidación (Fase 27 y 28), los asentamientos reportados por TASANA son menores, de tal manera que en la fase 29 (Consolidación a 50 años) TASANA reporta un asentamiento de -3.46 m , mientras que el II UNAM reporta un asentamiento de -3.363 m , se considera que esto es debido a las diferencias en el modelo geotécnico, sin embargo como se mencionó anteriormente no fue posible reproducir los resultados de TASANA por lo que no se puede concluir con certeza a que se deben dichas diferencias.

De acuerdo con los resultados se observa que con una separación de inclusiones de 2.5m la pendiente es ligeramente menor que con una separación de 3.00m y esta a su vez es mucho menor que la pendiente del modelo sin inclusiones, sin embargo la diferencia entre inclusiones a 3.00m y a 2.5m no es muy significativa, sin embargo la inversión de pasar de un modelo a otro es bastante significativa por lo que no se justifica la disminución de la separación.

En la zona de inclusiones de 8.00 m y 4.00 m de profundidad, se observa que no hay disminución de los asentamientos, por el contrario en esta zona se presentan asentamientos mayores a los del modelo sin inclusiones, por lo que estas inclusiones sólo aportan peso adicional y por ende mayor asentamiento en dicha zona.

Se analizó el efecto del remoldeo en la interfaz suelo-concreto y se observa que cuando se considera una reducción en dicha interfaz, el asentamiento es mayor.



4.7 Obras de drenaje

4.7.1 Apoyo técnico en la revisión de los diseños geotécnicos de lumbreras y otros elementos del drenaje profundo del predio, y elaboración de propuestas de cambios a los mismos, derivados de análisis numéricos bi o tridimensionales

El II-UNAM ha proporcionado apoyo técnico al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) en la revisión y generación de lineamientos para los análisis numéricos de las estructuras (túnel y lumbreras, Fig. 4.7.1.1) que componen el nuevo sistema de drenaje pluvial profundo del NAICM, que está a cargo de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la CFE.

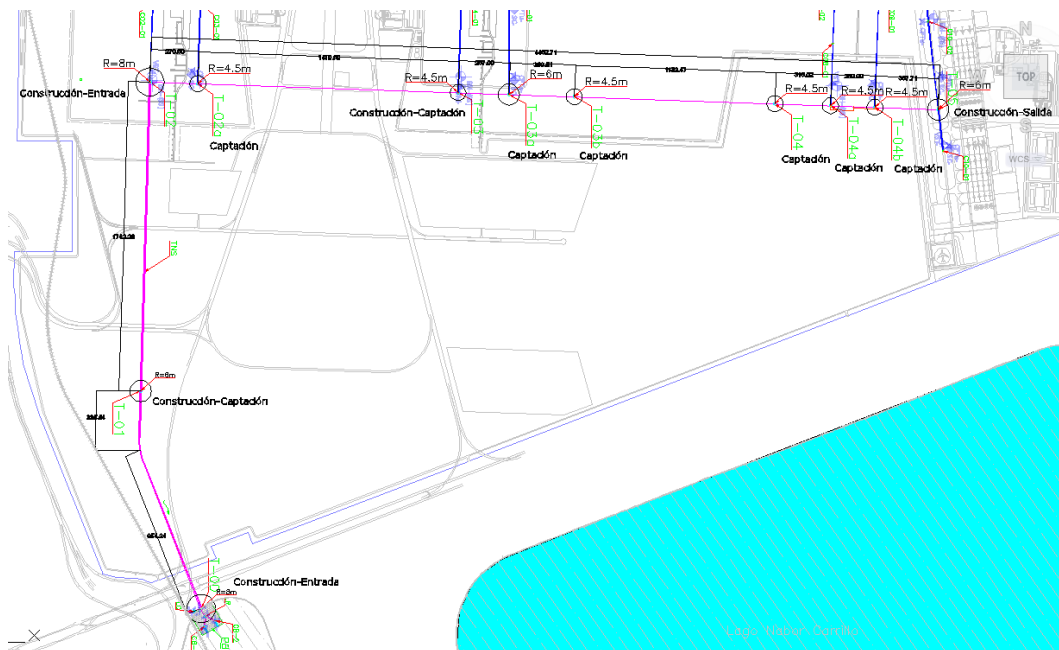


Fig. 4.7.1.1 Ubicación del túnel y de las lumbreras del sistema de drenaje pluvial profundo del NAICM.



Previo a la firma del convenio, el II-UNAM participó en varias juntas de trabajo en las que se presentaron generalidades del proyecto del sistema de drenaje profundo, así como la exploración geotécnica realizada y por realizar, la caracterización del subsuelo y los modelos geotécnicos.

En esas juntas se expuso el avance en el diseño de las lumbreras y túnel, para lo que el II-UNAM propuso realizar talleres con la finalidad de revisar y dar un seguimiento más detallado al proyecto. En esos talleres de trabajo se evaluaron minuciosamente los siguientes criterios de falla en lumbreras:

- Factores de seguridad para análisis de estabilidad con base en el capítulo B.5.1 del MDOC-CFE.
- Factores de seguridad para falla en las paredes de la excavación.
- Falla de fondo y flotación.

En otro de los talleres, la GEIC-CFE presentó los resultados del modelado numérico con el método del elemento finito a corto y largo plazos tanto de la lumbrera T-02 como del túnel del sistema de drenaje. Derivado de los talleres de trabajo, y respecto a las hipótesis de abatimiento para análisis de comportamiento a largo plazo, el II-UNAM solicitó considerar un abatimiento total de las presiones de poro en el terreno.

A continuación, se presentan los comentarios que el II-UNAM elaboró como parte del acompañamiento técnico para los análisis y diseños de las lumbreras.

1. En cuanto a la caracterización geotécnica, la CFE determinó unidades geotécnicas típicas del valle de la ciudad de México. Sin embargo, se considera que algunas de estas unidades, principalmente la correspondiente a la formación arcillosa superior (FAS), pueden subdividirse considerando las variaciones del contenido de agua y aprovechando que dichos contenidos tiene una buena correlación con algunos parámetros de compresibilidad de las arcillas del valle de México (Alanís, 2003). Por ejemplo, en el modelo geotécnico de la lumbrera T00, la formación arcillosa superior se dividió sólo en dos sub-formaciones; la primera parte desde 1.2m hasta 4m y la segunda desde 4m hasta 32.4 metros. La segunda parte es un espesor de arcilla mayor a 28m. Se recomienda considerar los siguientes dos aspectos fundamentales en la determinación de los modelos geotécnicos
 - 1.1. Los perfiles de resistencia de punta obtenidos con el piezocono son útiles para determinar la profundidad y el espesor de los estratos rígidos en el terreno (lentes de arena, capas duras y depósitos profundos).



- 1.2. Los perfiles de contenidos de agua permiten identificar estratos de arcilla con diferentes compresibilidades. Con una adecuada combinación de los resultados de ambos tipos de sondeos, es posible las unidades geotécnicas que permitan representar con mayor precisión, la respuesta del terreno en términos de su compresibilidad y resistencia.
2. En cuanto a los parámetros de las unidades geotécnicas es muy recomendable contar con los resultados de las pruebas de laboratorio a la profundidad de las unidades geotécnicas determinadas como se indicó en el punto anterior. A partir de las pruebas de consolidación es fundamental construir las curvas de compresibilidad y con ellas calcular el esfuerzo de preconsolidación y los índices de compresibilidad y de recompresión. En caso de no contar con pruebas inalteradas a la profundidad de cada unidad geotécnica determinada, pueden utilizarse las siguientes correlaciones conocidas para la zona de estudio.
 - 2.1. Correlación del contenido de agua w con el índice de compresibilidad C_c :
$$C_c = 0.016(w\%)$$
 - 2.2. Correlación de la resistencia de punta q_c con el esfuerzo de preconsolidación σ_p .
$$\sigma_p = q_c / 5.3$$

Nota. Estas correlaciones deben aplicarse en los estratos donde se cuente con resultados de pruebas de laboratorio y calcular los parámetros para compararlos, con el objetivo de “validar” la aplicación de dichas correlaciones.

3. La condición piezométrica “objetivo” propuesta por la CFE para los análisis de asentamientos a largo plazo, depende de la permeabilidad asignada a las diferentes unidades geotécnicas. El II-UNAM considera que para los análisis a largo plazo, la condición de abatimiento total es la más apropiada.
4. Análisis de estados límite de falla por medio de cálculos analíticos. Con base en el Manual de Obras Civiles de la CFE se realizó una evaluación de los estados límite de falla para cada lumbrera. Los factores de seguridad obtenidos por el instituto de ingeniería son similares a los reportados por la CFE, en todas las revisiones de estabilidad. Los resultados obtenidos de los análisis se presentan en las Tablas 4.7.1.1 a 4.7.1.5.



Tabla 4.7.1.1 Evaluación de la estabilidad de las paredes

Lumbrera	FS mínimo	FS CFE	FS II-UNAM	Criterio
T-00	1.1	1.96	1.96	Cumple
T-01	1.1	1.95	1.95	Cumple
T-02	1.1	1.94	1.94	Cumple
T-02a	1.1	1.93	1.94	Cumple
T-03	1.1	2.87	2.84	Cumple
T-03a	1.1	2.83	2.83	Cumple
T-03b	1.1	2.83	2.83	Cumple
T-04	1.1	2.91	2.83	Cumple
T-04a	1.1	2.91	2.91	Cumple
T04b	1.1	2.916	2.92	Cumple
T0.5	1.1	2.8	2.8	Cumple

Tabla 4.7.1.2 Evaluación de la estabilidad del núcleo

Lumbrera	FS mínimo	FS CFE	FS II-UNAM	Criterio
T-00	1.1	1.21	1.21	Cumple
T-01	1.1	1.12	1.21	Cumple
T-02	1.1	1.24	1.24	Cumple
T-02a	1.1	1.24	1.25	Cumple
T-03	1.1	1.39	1.398	Cumple
T-03a	1.1	1.40	1.40	Cumple
T-03b	1.1	1.39	1.39	Cumple
T-04	1.1	1.39	1.36	Cumple
T-04a	1.1	1.36	1.36	Cumple
T04b	1.1	1.36	1.36	Cumple
T0.5	1.1	1.41	1.41	Cumple

Tabla 4.7.1.3 Evaluación de la estabilidad del fondo por cortante

Lumbrera	FS mínimo	FS CFE	FS II-UNAM	Criterio
T-00	1.5	2.072	2.072	Cumple
T-01	1.5	2.374	2.312	Cumple
T-02	1.5	2.51	2.51	Cumple
T-02a	1.5	2.14	2.14	Cumple
T-03	1.5	2.03	2.177	Cumple
T-03a	1.5	2.88	2.753	Cumple
T-03b	1.5	2.95	2.95	Cumple
T-04	1.5	2.95	2.75	Cumple
T-04a	1.5	2.719	2.74	Cumple
T04b	1.5	2.697	2.718	Cumple
T05	1.5	2.753	2.77	Cumple



Tabla 4.7.1.4 Evaluación de la estabilidad del fondo por sub-presión

Lumbrera	FS mínimo	FS CFE	FS II-UNAM	Criterio
T-00	1.5	1.045	1.053	No Cumple
T-01	1.5	1.152	1.159	No Cumple
T-02	1.5	1.1	1.08	No Cumple
T-02a	1.5	1.37	1.12	No Cumple
T-03	1.5	1.15	1.157	No Cumple
T-03a	1.5	1.13	1.134	No Cumple
T-03b	1.5	1.18	1.18	No Cumple
T-04	1.5	1.18	1.12	No Cumple
T-04a	1.5	1.108	1.102	No Cumple
T04b	1.5	1.083	1.094	No Cumple
T05	1.5	1.035	1.043	No Cumple

Tabla 4.7.1.5 Evaluación de la estabilidad por flotación

Lumbrera	FS mínimo	FS CFE	FS II-UNAM	Criterio
T-00	1.5	1.743	1.743	Cumple
T-01	1.5	2.112	2.112	Cumple
T-02	1.5	1.90	1.91	Cumple
T-02a	1.5	2.23	2.24	Cumple
T-03	1.5	2.6	2.602	Cumple
T-03a	1.5	2.24	2.245	Cumple
T-03b	1.5	2.63	2.63	Cumple
T-04	1.5	2.63	2.42	Cumple
T-04a	1.5	2.412	2.412	Cumple
T04b	1.5	2.413	2.41	Cumple
T05	1.5	2.263	2.26	Cumple

5. En el análisis de estabilidad del fondo por sub-presión, se tiene que todas las lumbreras son susceptibles a la falla, ya que presentan un factor de seguridad menor al mínimo (Tabla 4.7.1.6). La CFE propone abatir la presión de poro en la capa permeable inmediatamente por debajo de la lumbrera y presenta las presiones que deben alcanzarse mediante bombeo (Tabla 4.7.1.6). El II-UNAM revisó los valores propuestos por la CFE y llegó a los mismos resultados.

Tabla 4.7.1.6 Presiones de poro inicial y abatidas para los análisis de estabilidad por sub-presión

Lumbrera	U inicial (kPa)	U abatida (kPa) CFE
T-00	312.94	218.94
T-01	237.65	252.65
T-02	305.1	220
T-02a	295.77	220.77
T-03	276.64	211
T-03a	272.72	202.72
T-03b	280.57	220.57
T-04	253.1	188.1
T-04a	249.66	182.66
T04b	242.31	175.31
T05	206.01	143.01

6. En cuanto a los modelos numéricos empleados para los análisis de desplazamientos a corto y a largo plazo, se realizó la revisión de los resultados presentados por la CFE correspondientes a las modelizaciones numéricas de las lumbreras. Se tienen los siguientes comentarios.

6.1. En el Anexo D de los informes presentados por la CFE, se muestran gráficas de desplazamientos verticales debidos a las etapas constructivas V, VI y VII, (Excavación del núcleo con lodo en superficie; Construcción de la lumbrera y Construcción de la lumbrera con disipación del exceso de presión de poro) y una gráfica con la deformación acumulada. La suma de desplazamientos presentados en las gráficas mencionadas no coinciden con los desplazamientos de la gráfica resumen. Por ejemplo, para el caso de la lumbrera T00, el desplazamiento en el centro de la lumbrera, medido directamente de la gráfica 4.7.1.5, es de -4.2cm y, la suma de los desplazamientos medidos en las gráficas 4.7.1.2 a 4.7.1.4 es de 5.5cm. Se recomienda revisar los resultados de las tablas de resumen presentadas en todos los informes.

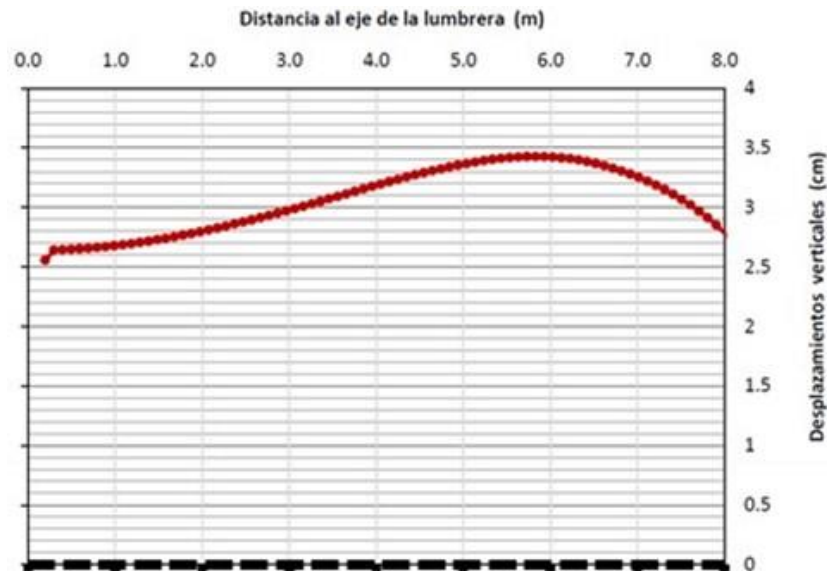


Fig. 4.7.1.2 Desplazamientos por la excavación del núcleo

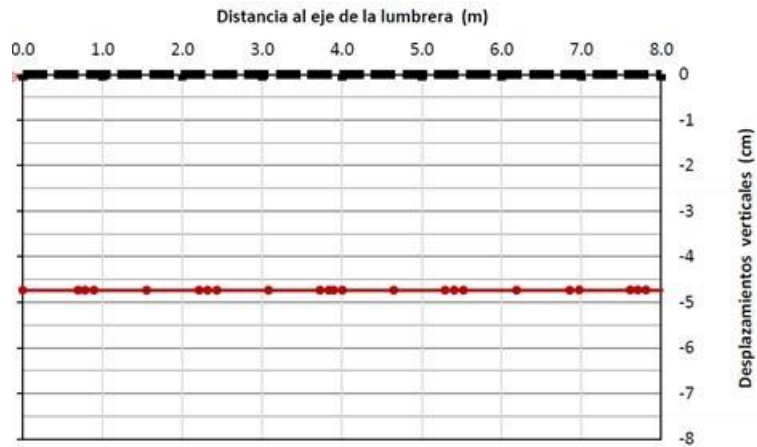


Fig. 4.7.1.3 Desplazamientos por la construcción de la lumbrera

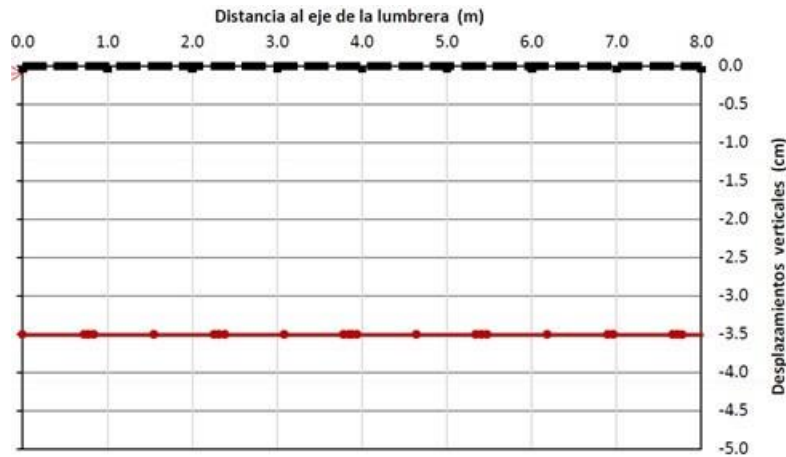


Fig. 4.7.1.4 Desplazamientos debidos a la disipación del exceso de presión de poro debido a la construcción

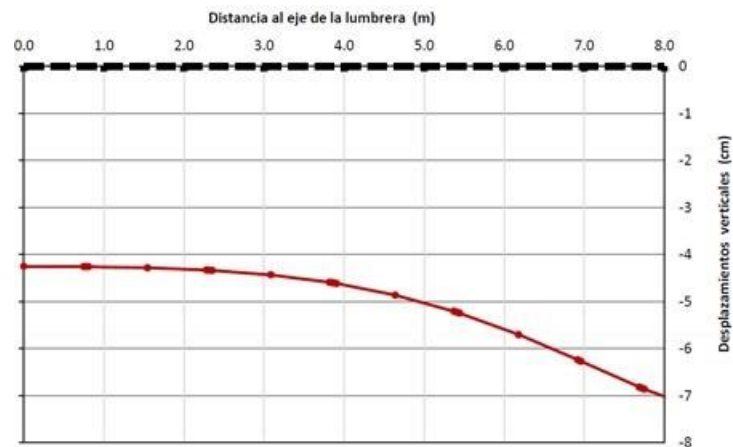


Fig. 4.7.1.5 Desplazamientos acumulados al final de la etapa constructiva



7. Se recomienda agregar las escalas de colores en algunas gráficas de desplazamientos. Lo anterior facilita la revisión de resultados.
8. No se presentan los cálculos de las conexiones entre el túnel y las lumbreras

Particularmente en la junta celebrada el 23 de noviembre de 2017, el II-UNAM solicitó adicionalmente realizar los análisis correspondientes al diseño estructural del revestimiento definitivo del túnel que compone el sistema de drenaje, considerando abatimientos de 50% y 100% de la presión de poro en el terreno. Asimismo pidió realizar análisis no convencionales para las conexiones túnel-lumbrera. El seguimiento a los comentarios del II-UNAM se llevó a cabo en diversas juntas de trabajo (7, 12 y 13 de diciembre de 2017) en las que GEIC-CFE expuso los resultados de los análisis referentes al diseño del revestimiento definitivo considerando 50% y 100% de abatimiento de la presión de poro en el terreno. El II-UNAM estuvo de acuerdo en la conceptualización de los análisis geotécnicos presentados. Adicionalmente, en esas juntas el II-UNAM propuso reducir el factor de carga de 1.5 a 1.3, únicamente para el análisis en que se considere el 100% de abatimiento de las presiones de poro en el terreno. Lo acordado en las juntas fue que GEIC-CFE realizaría adecuaciones a los documentos de proyecto del túnel que ya se han entregado, y a su vez el II-UNAM revisaría los modelos numéricos actualizados y emitiría su opinión al GACM en una nota técnica. Al momento de elaboración de este Primer Informe de Avance, el II-UNAM recibió el documento MC-GEO-T-012 Rev.01 (17/052/SGM-S Rev.02) titulado “Memoria de cálculo geotécnica del túnel”, en el que se muestran los análisis geotécnicos realizados para verificar la estabilidad (presiones) del frente de excavación mediante EPB y de desplazamientos a corto y largo plazos para las tres secciones de análisis propuestas, los desplazamientos estimados por construcción de las ocho secciones, así como el análisis geotécnico con hipótesis de abatimiento del 100% hasta la capa dura. Este documento será revisado, analizado y comentado en el siguiente informe y en una nota técnica.

Adicionalmente, como parte del apoyo técnico en la revisión de los diseños geotécnicos de lumbreras y otros elementos del drenaje profundo del predio, el II-UNAM (Geotecnia) está realizando modelaciones numéricas en 3D para revisar el comportamiento mecánico de las conexiones túnel-lumbrera del sistema de drenaje, tanto a corto como a largo plazo.

Finalmente, en el período anterior se elaboró la Nota Técnica G-54 “Acompañamiento técnico para los análisis geotécnicos de las estructuras que conforman el drenaje del NAICM. Revisión de los análisis de interacción terreno-revestimiento” (II-UNAM, 02/febrero/2018).



4.7.2 Soporte técnico para la verificación de que las obras de drenaje se realicen en apego a los diseños y proyectos, sugiriendo, en su caso, medidas correctivas a problemas que surjan durante la construcción

El II-UNAM ha participado en distintas juntas, que se describen a continuación.

En la reunión técnica sostenida el 9 de noviembre de 2017, el grupo de diseñadores encabezado por el Ing. Luis Robledo, y también del diseñador de las OLAs, expusieron los resultados de la etapa conceptual de la interconexión del drenaje superficial del área de las pistas y calles de rodaje, al drenaje “profundo”.

En la misma reunión del 9 de noviembre de 2017, el II-UNAM cuestionó y objetó la idea de TASANA de construir “pantallas divisoras de agua”, con la pretensión de formar cuatro compartimientos o “estanques” de grandes zonas, en las que en cada uno, y de manera diferenciada, se mantenga un nivel freático constante; de esta manera se pretende salvar un desnivel de 90 cm en los NAFs, con tres escalones de tirantes de agua de aproximadamente 30 cm entre ellos. Los diseñadores pretenden con ello impedir daños a los materiales futuros del pavimento. El personal del II-UNAM señala las grandes incertidumbres acerca de que se pueda llevar a cabo, en la práctica, esa idea, primordialmente por la facilidad que se visualiza de que el agua flanquee esas membranas.

Finalmente, en la junta celebrada el 26 de febrero de 2018, el II-UNAM-Geotecnia comentó que las cargas de diseño para el revestimiento definitivo del túnel deben ser las correspondientes a los resultados de los análisis de interacción terreno-revestimiento a largo plazo, considerando el abatimiento total de las presiones de poro en el terreno. En la junta se expuso que se está considerando la construcción de un segundo túnel (Colector de estiaje) paralelo al que actualmente se estudia, de dimensiones aún no especificadas (¿diámetro de 4 m?), para contar con la posibilidad de mantenimiento y redundancia para el sistema de drenaje del NAICM. El II-UNAM-Geotecnia manifestó estar de acuerdo con esta nueva consideración, sin embargo mantiene su postura para que el diseño se realice considerando el abatimiento total de las presiones de poro en el terreno. Asimismo el II-UNAM-Estructuras manifestó que una alternativa viable podría consistir en aumentar el espesor del revestimiento definitivo. El II-UNAM recomendó “refinar” el diseño considerando más tramos de análisis (por lo menos dos); lo anterior por los posibles contrastes de rigidez en el terreno a lo largo del trazo del túnel. Se acordó que GEIC-CFE evaluará las alternativas mencionadas en la reunión.



4.8 Hundimiento regional

4.8.1 Seguimiento al monitoreo por parte de terceros, interpretación de resultados y análisis de impactos a las obras lado aire y lado tierra

Entre los años 2013 a 2015, la CONAGUA instaló 197 Bancos de Nivel Superficial (BNS) dentro del predio de la zona Federal del ex-Lago de Texcoco, asimismo, realizó diferentes campañas de nivelación. Posteriormente, el resguardo de los BN y el control de su monitoreo lo transfirió al GACM y de esta manera estos bancos fueron nivelados sistemáticamente para el control altimétrico del sitio donde actualmente se ubica el proyecto del NAIM. Los resultados de las nivelaciones ejecutadas antes del inicio de las obras de construcción del nuevo aeropuerto (ver Fig. 4.8.1), permitieron al II-UNAM (2016) estimar la distribución espacial de las velocidades con las que se asentaba el sitio debido al fenómeno del hundimiento regional. Con el inicio de las obras de construcción del NAIM varios bancos han sido afectados, durante los trabajos de nivelación realizados en diciembre de 2016 los BNS afectados fueron reubicados. Durante el año 2017 no se realizaron nuevas nivelaciones en los BNS.

En el año 2014, el GACM instaló dos estaciones de bancos de nivel profundos (BNP) dentro del predio del NAIM, una al norte y otra al sur cuyas coordenadas y ubicación se indican en la Tabla 4.8.1 y Figs. 4.8.2 y 4.8.3, respectivamente. La estación ubicada al norte conocida como TGC-NORTE está conformada por tres BNP a 25, 50 y 100 m de profundidad. La estación del sur conocida como TGC-SUR se constituye por cuatro BNP a 25, 50, 100 y 200 m de profundidad (II-UNAM, 2016). Ambos grupos de bancos cuentan con un sistema de medición redundante, el primero basado en extensómetros (EXT-BNP) y el segundo en control topográfico (BNP).



Tabla 4.8.1 Coordenadas de los bancos de nivel profundo (BNP) instalados por el GACM en el 2014

BNP	Coordenadas II-UNAM (UTM)	
	X(m)	Y(m)
TGC-SUR (200)	501249.282	2155709.377
TGC-SUR (100)	501248.848	2155705.815
TGC-SUR (60)	501245.962	2155701.372
TGC-SUR (40)	501244.696	2155700.383
TGC-NORTE (100)	499400.900	2161480.60
TGC-NORTE (60)	499399.364	2161480.16
TGC-NORTE (40)	499398.054	2161479.92

Por otra parte, en el año 2017, previo a la construcción de las pistas se instaló un sistema de bancos semi-profundos y profundos hasta 80 m de profundidad en 17 estaciones de monitoreo (EMS) cuyo objetivo principal era el monitoreo del hundimiento regional a diferentes profundidades, los registros de estos bancos en la actualidad reflejan principalmente los hundimientos impuestos por las obras. Cabe mencionar que adicionalmente, en la estación EMS-17 ubicada al sur de la pista 3 y muy cerca del BNP TGC-SUR fueron instalados tres piezómetros a 99, 150 y 200 m, cuyos registros se muestran en la Fig. 4.8.4 e indican que a esas profundidades las condiciones piezométricas han permaneció casi estables durante el tiempo que han sido monitoreadas.

En la actualidad todo el conjunto de bancos profundos y semi-profundos del predio donde se construye el NAIM es nivelado periódicamente por la Comisión Federal de Electricidad tomando como referencia el banco TGC-SUR (200) por considerarse que su comportamiento es estable no obstante, este banco presenta movimientos que reflejan el hundimiento regional a la profundidad a la que fue instalado y en cierta forma los hundimientos generados por los diferentes procesos de construcción que se llevan a cabo en el proyecto. La elevación del banco TGC-SUR (200) es continuamente monitoreada y referida a su vez a la del banco BN Atzacolco, con clave M(N05E03)02, cuya cota altimétrica topográfica es 2245.0078 m.s.n.m.

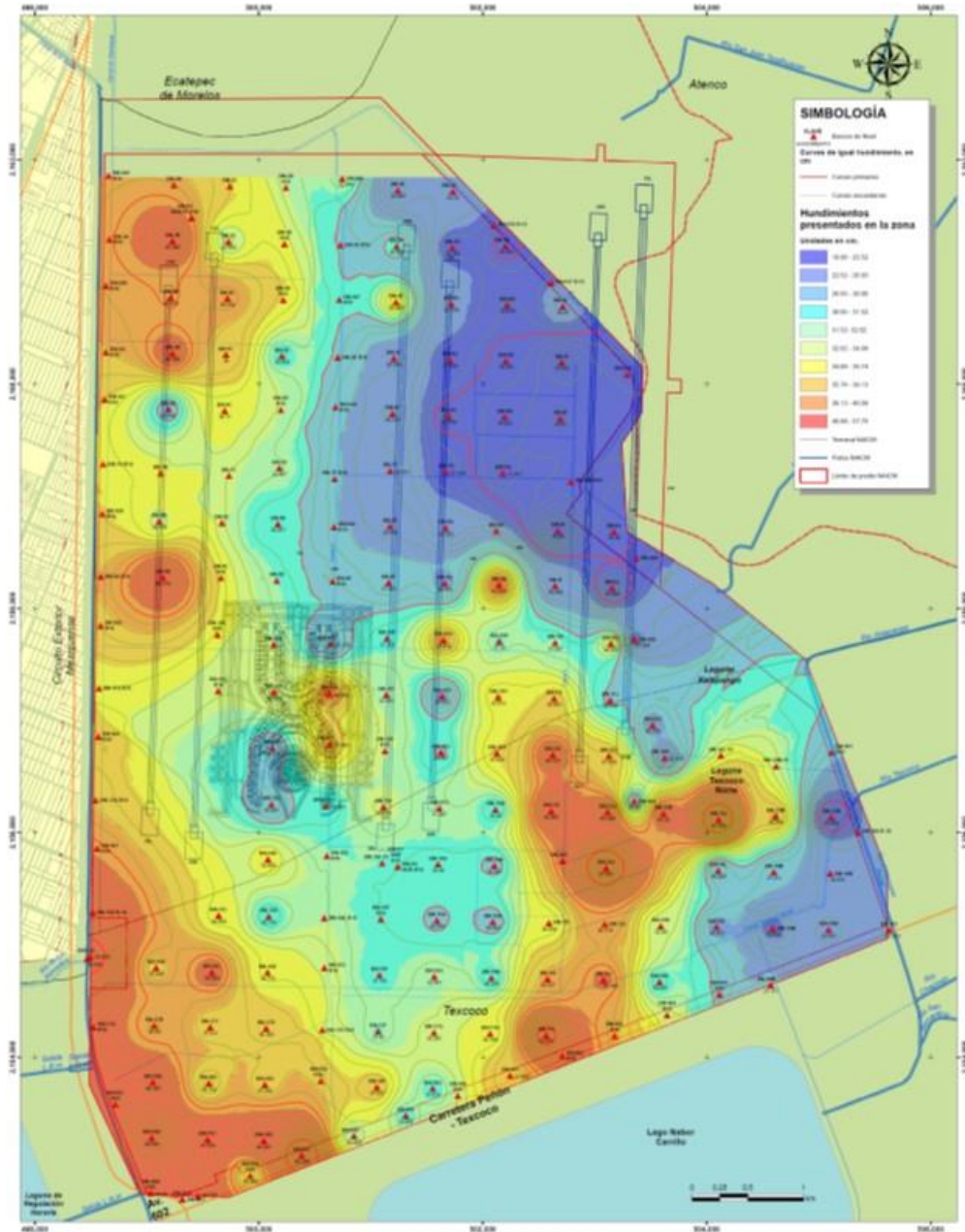


Fig. 4.8.1 Plano de curvas de igual hundimiento dentro del predio del NAIM, periodo de septiembre de 2014 a diciembre de 2016 (Consorcio IUYET, 2016)

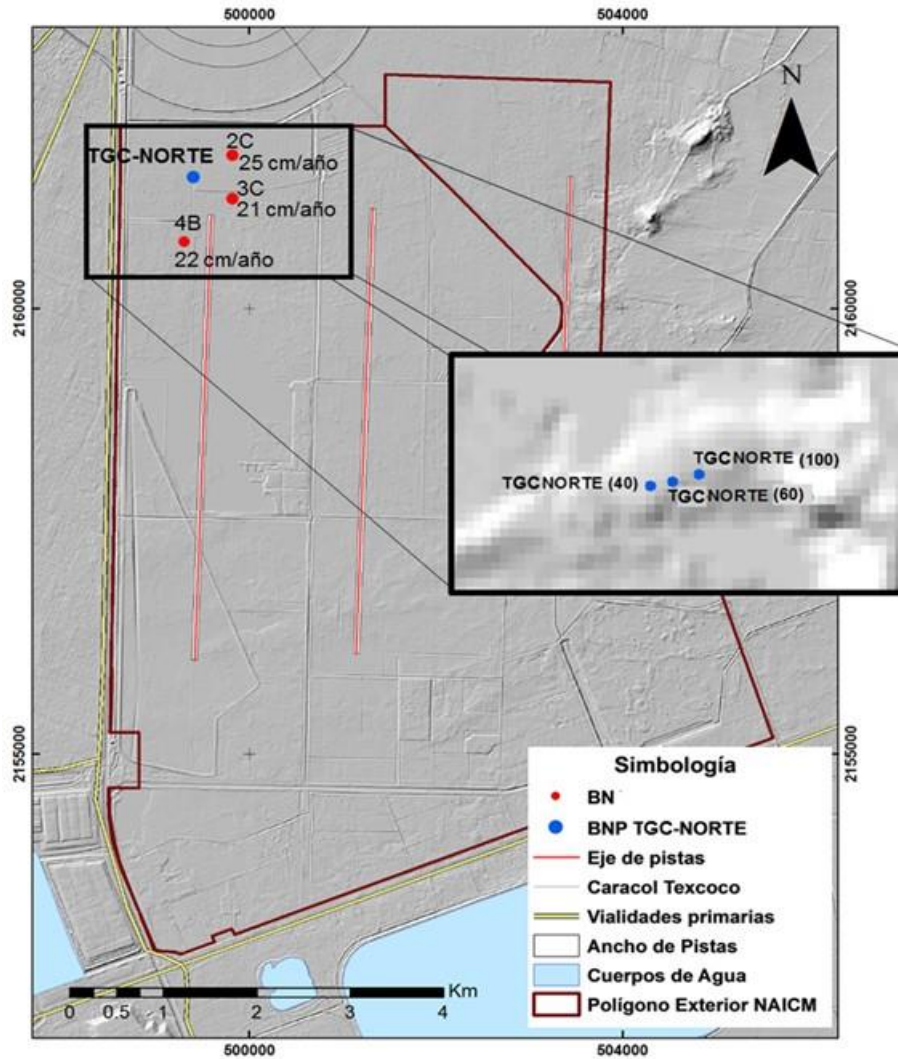


Fig. 4.8.2 Ubicación del conjunto de Bancos de Nivel Profundos, sitio TGC-Norte.

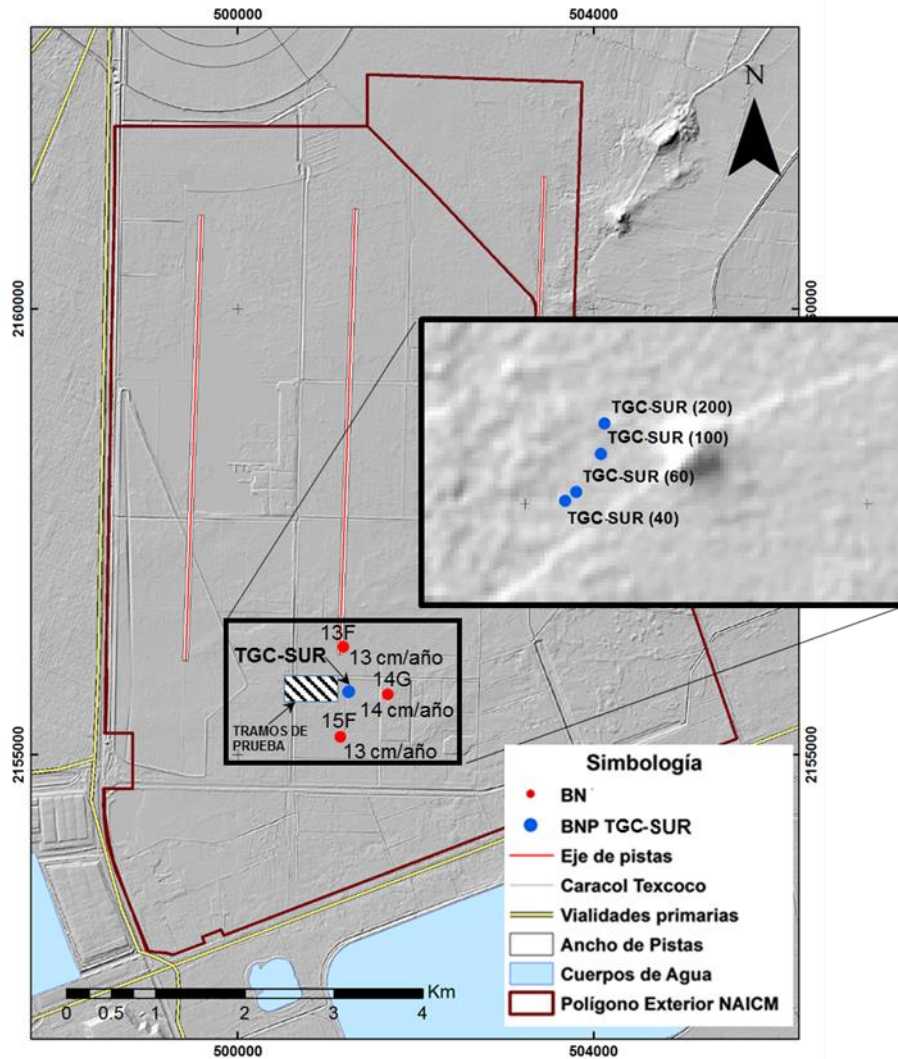


Fig. 4.8.3 Ubicación del conjunto de Bancos de Nivel Profundos, sitio TGC-Sur.

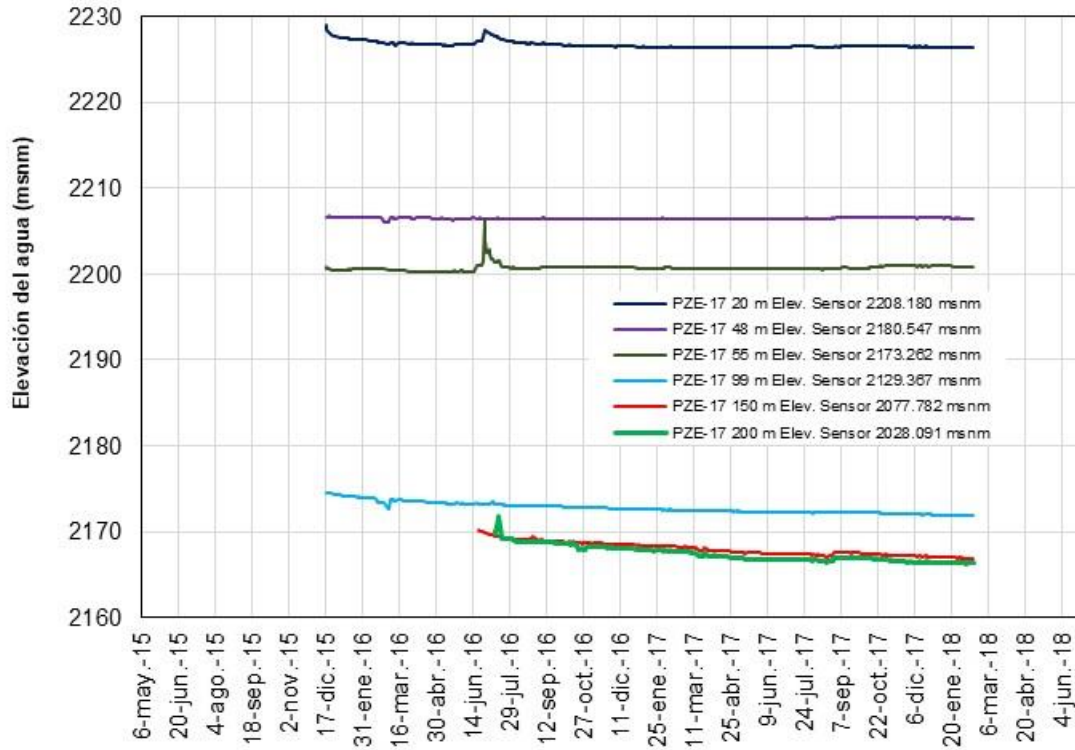


Fig. 4.8.4 Registros de piezómetros ubicados en la estación de monitoreo del subsuelo EMS 17 (CFE, 2018).

A la fecha se han realizado 14 campañas de nivelación altimétrica de los bancos del conjunto TGC-SUR (40,60, 100 y 200) en las fechas indicadas en la Tabla 4.8.2 y cuyos resultados se presentan en la Fig. 4.8.4. En esta figura se observa en general que cada banco presenta una velocidad de hundimiento aproximadamente constante entre el 4 de abril de 2016 y el 14 de septiembre del mismo año (campaña de nivelación aproximadamente), a partir de esa fecha y hasta el 27 de diciembre del 2016, los registros de los bancos indican un aparente bufoamiento del terreno, en adelante y hasta el 14 de febrero de 2018 (campaña de nivelación aproximadamente 5° y 14°) los bancos retoman la tendencia de hundimiento aproximadamente constante pero menor. Se aprecia además que la velocidad de hundimiento de los bancos disminuye con la profundidad lo cual, como se mencionó en párrafos anteriores, obedece a que a profundidades someras las mediciones de los bancos dan cuenta de las intervenciones que está sufriendo el terreno debido a las obras de construcción y a medida que la profundidad aumenta este efecto se hace menor.



Tabla 4.8.2 Campañas de nivelación al banco BN-Atzacocalco

Campaña	Fecha de inicio	Campaña	Fecha de inicio
1°	04-abr-16	8°	28-abr-17
2°	06-jun-16	9°	28-may-17
3°	15-ago-16	10°	14-jul-17
4°	03-nov-16	11°	11-ago-17
5°	27-dic-16	13°	07-oct-17
6°	31-mar-17	14°	25-ene-18

Cabe mencionar que a la fecha los bancos del conjunto TGC-SUR ubicados a 40, 60 y 100 m de profundidad se han asentado entre 20 y 30 cm desde su instalación mientras que el ubicado a 200 m tan sólo 12 cm. Por último, es importante mencionar que se presume que la diferencia de desplazamientos de todos los bancos registrada en desde su instalación hasta la primera campaña de nivelación no representa una condición de respuesta del suelo, sino una imprecisión en la toma de lecturas.

Específicamente, los registros correspondientes el banco TGS-SUR (200) representados por el par de líneas de color rosa en la Fig. 4.8.5 indican que entre el 4 de abril y el 14 de septiembre de 2016 el banco se asentó a una velocidad promedio de 6.69 cm/año aprox., y entre los días 26 de diciembre de 2016 y 14 de febrero de 2018 se asentó a razón de 2.13 cm/año aprox. Se sabe que la capa de nivelación de 50 cm de tezontle en la pista 3 inició en el sentido N-S a partir del mes de mayo de 2016 y culminó en el mes de septiembre del mismo año. Por otra parte, esta misma capa fue colocada en pista 2 en sentido N-S a partir de abril y hasta octubre de 2016. En adelante la colocación de la segunda capa de 5 cm de tezontle se realizó de manera selectiva, en la pista 2 a partir de diciembre de 2016 dando prioridad al norte de la pista y en la pista 3 en enero de 2017 iniciando por el sur de la pista. A la coincidencia en la secuencia y tiempos de colocación de la primera capa de tezontle en ambas pistas pudiera atribuirse los valores altos de velocidad de hundimiento registrados en el banco TGC-SUR-200 entre los meses de abril y septiembre de 2016, los valores en adelante registrados pueden ser interpretados como consecuencia del hundimiento regional de la zona esto es, este fenómeno ocasiona asentamientos no mayores a 2.13 cm/año en los estratos profundos.

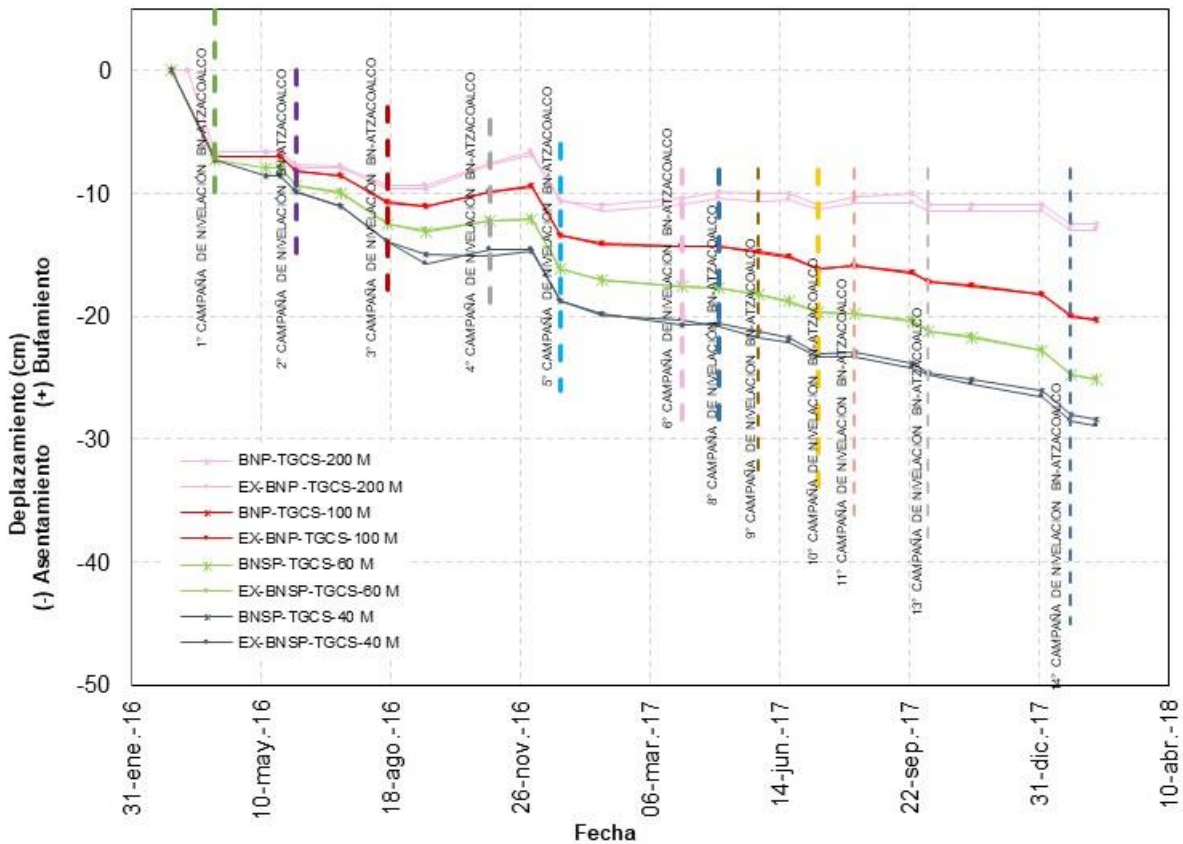


Fig. 4.8.5 Control altimétrico de la estación de monitoreo del subsuelo EMS-TGC-SUR (CFE, 2018).

4.8.2 Referencias

CFE (2018). Trabajos complementarios de la campaña de exploración geotécnica, muestreo y sistemas de medición en las zonas de aeropistas, calles de rodaje, caminos internos, pista 6 y edificación del Nuevo Aeropuerto de la Ciudad de México (NAICM). Estaciones de monitoreo. Remisión del 6 de marzo de 2018.

Consortio IUYET (2016). Nivelación diferencial de precisión para la determinación de hundimientos de los bancos de nivel instrumentados dentro del polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, en los meses: junio, septiembre y diciembre de 2016. Número de Contrato: ITP-SRP-DCAGI-SC-048-16. Informe final elaborado para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.



II-UNAM (2016). Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del ex-lago de Texcoco, Zona Federal. Informe Final. Presentado al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.



4.9 Vialidades internas

4.9.1 Apoyo técnico en la revisión de los diseños y propuestas de cambios a los mismos derivados de análisis geotécnicos

4.9.1.1 *Vialidades de servicio del lado aire y camino perimetral*

De acuerdo al Plan Maestro del NAIM en la fase 1 del proyecto (año 2020), las vialidades de servicio del lado aire conectarán las instalaciones del lado tierra con la zona del edificio terminal principal, así mismo propiciarán una vía para que el equipo de asistencia en tierra (GSE, Ground Support Equipment) tenga acceso a las aeronaves que despegan o aterrizan los aviones de salida y llegada. Una parte de estos caminos, se encuentra en zona de plataformas (principal o satélite) y otra en las demás instalaciones del lado aire (carga, abastecimiento, granja de combustibles y plataformas de mantenimiento) ya sea en superficie o bajo el nivel del terreno natural, tal como se indica en la Figura 4.9.1.1. Por otra parte, estas vialidades estarán conectadas al camino perimetral del aeropuerto el cual en la Fase 1 del proyecto tendrá la configuración indicada en la Figura 4.9.1.1.2.

Del total de 8 mil metros aproximadamente de superficie pavimentada que tendrá el lado aire del NAIM alrededor de un 58% corresponde a pistas y calles de rodaje, un 35% a plataformas y un 7% a vialidades de servicio y de edificios administrativos tal como se indica en la Tabla 4.9.1.1.1. Si bien el perímetro del NAIM mide 31 km aproximadamente, la extensión del camino perimetral será mayor tal como se ilustra en la Figura 4.9.1.1.2.

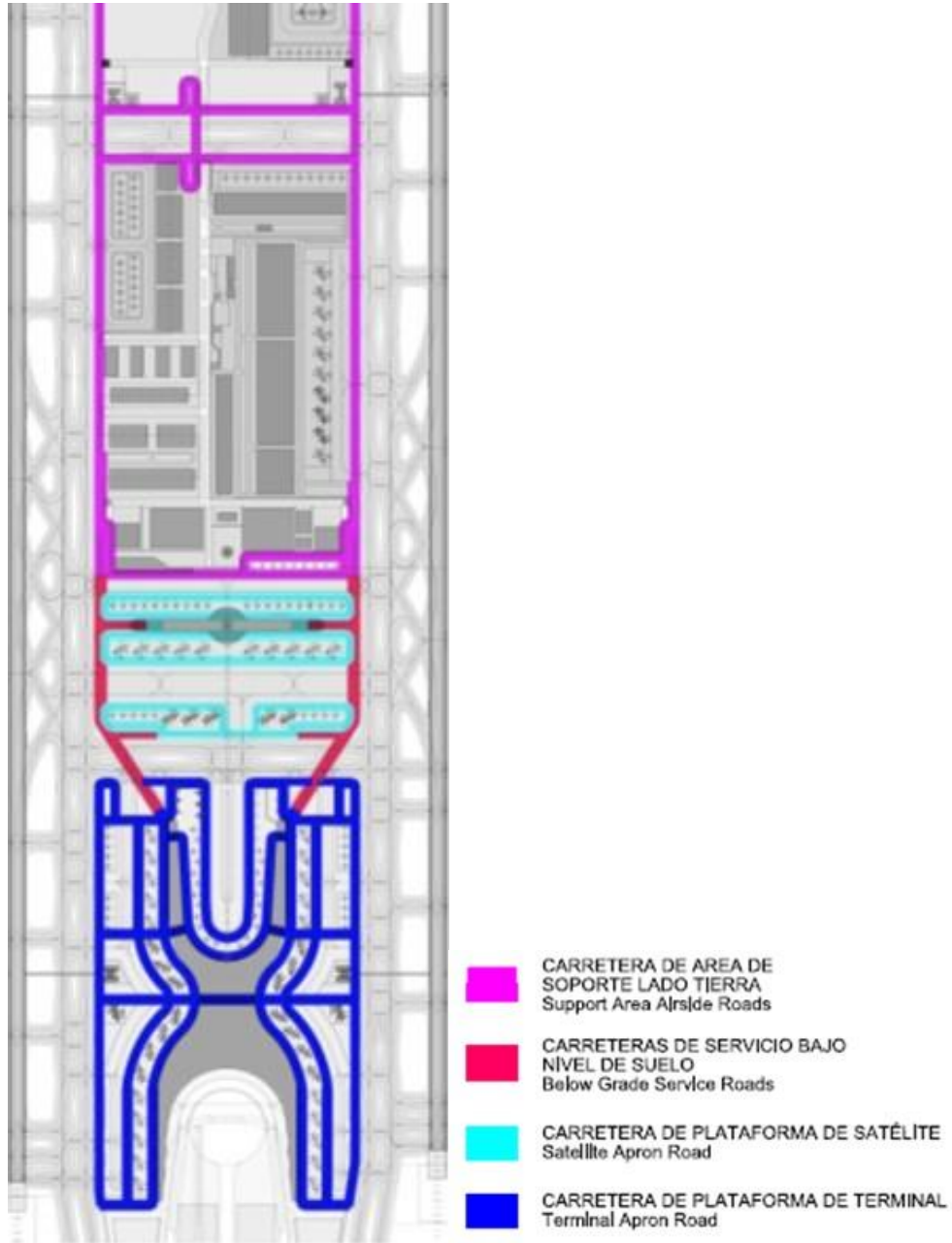


Figura 4.9.1.1.1 Vialidades de servicio del lado aire (ARUP, 2015)

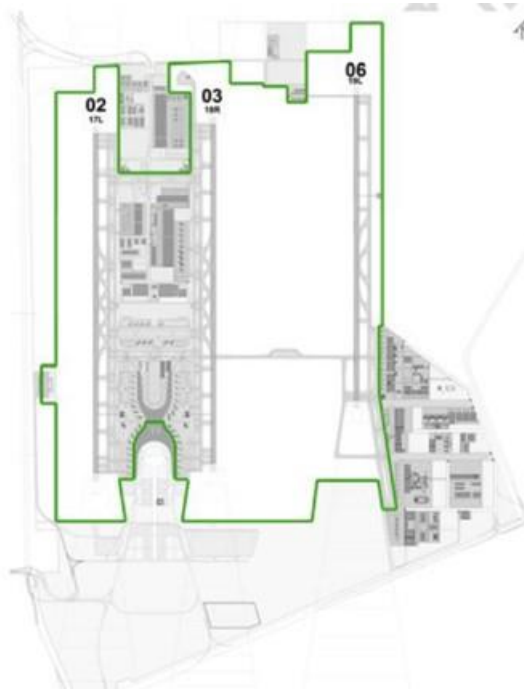


Figura 4.9.1.1.2 Camino perimetral en la Fase 1 del NAIM (ARUP, 2015)

Tabla 4.9.1.1.1 Áreas pavimentadas en el lado aire del NAIM (TASANA, 2015)

Descripción	Área, m ²	% del área total
Pistas	1,185,787	58
Calles de rodaje	3,474,254	
Plataforma comercial	1,691,390	33
Plataforma de carga	335,566	
Plataforma de administración	335,566	
Plataforma de mantenimiento de aeronaves	319,464	
Plataforma de mantenimiento de aeronaves	88,100	
Caminos de servicio	222,467	6
Plataforma y Helipuerto GA	117,300	
Complejo de mantenimiento aeroportuario	66,738	
Edificio de Administración lado aire	8,099	
Zona de apoyo	175,392	
TOTAL	8,020,123	100



De acuerdo a TASANA (2015), todos los pavimentos de las vialidades de servicio del lado aire serán construidos sobre suelo mejorado por efecto de la precarga, no obstante las vialidades que rodean el edificio terminal serán construidas en la zona de excavación de la losa del edificio terminal la cual previamente será llenada con Tezontle. Debido a lo anterior, una vez concluya el proceso de precarga de pistas, plataformas y calles de rodaje deberá revisarse la capacidad de carga del suelo representada por el módulo de resiliencia del suelo mejorado y verificar si los valores obtenidos se ajustan o no a los estimados por el diseñador.

Para el diseño de los pavimentos del camino perimetral del aeropuerto, aunque el II-UNAM aún no cuenta con información relacionada con la estructura que se planea construir, recomienda que para su dimensionamiento sean tomados en cuenta los valores de la rigidez representada por el módulo de resiliencia del suelo in situ y a fin de garantizar que se cumpla la vida útil proyectada, se evite el uso de correlaciones de otras propiedades del suelo con este parámetro. Para tal efecto, recomienda además tomar como base los valores del módulo de resiliencia obtenidos en muestras extraídas de pozos a cielo abierto cuya ubicación se presenta en la Figura 4.9.1.1.3 y que fueron obtenidos por el II-UNAM (2016) a través de pruebas de laboratorio bajo condiciones no consolidadas drenadas y no drenadas (UU, UC) y cuyos resultados permitieron identificar a profundidades someras (menores a 1 m) el suelo presenta ligeramente una menor deformabilidad representada por valores de M_r que varían de 2.8 a 11.7 MPa, lo cual es atribuible a la presencia de la costra superficial. Por otro lado los valores de M_r a profundidades de 1.5 a 2.0 m, a las que corresponden las arcillas pertenecientes a la Fase Arcillosa Superficial (FAS), indican que el suelo es más deformable y presenta valores de M_r de 1.1 a 11 MPa.

Finalmente, a fin de evaluar si existía una relación entre los valores del módulo de resiliencia, M_r y los de CBR (California Bering Ratio) evaluados en especímenes gemelos, se graficaron ambos valores para cada uno de los PCA muestreados. Tal como se muestra en la Figura 4.9.1.1.4, no se observa ninguna relación entre ambos parámetros.

Los detalles de las pruebas de módulo resiliente en laboratorio efectuadas por el II-UNAM se presentan en detalle en el rubro 4.L del Informe final del proyecto “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, Zona Federal” (II-UNAM, 2016).

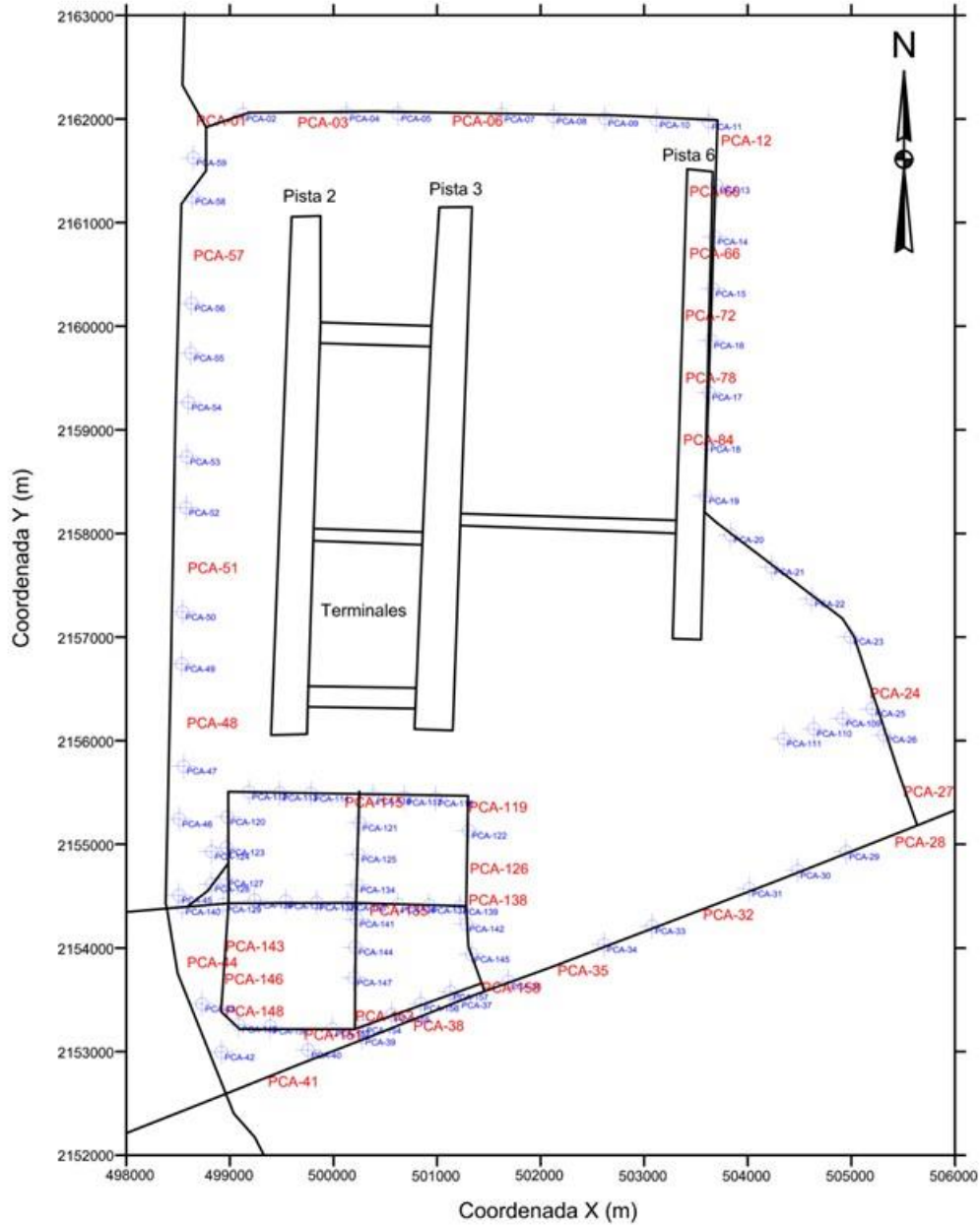


Figura 4.9.1.1.3 Ubicación de pozos a cielo abierto

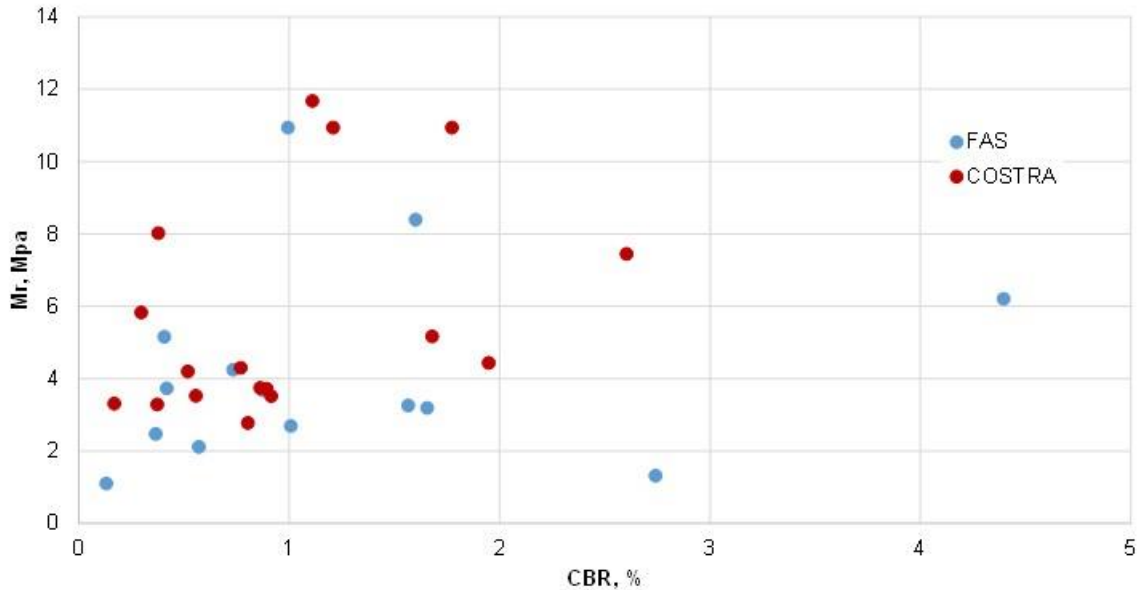


Figura 4.9.1.1.4 Módulo de resiliencia Mr versus CBR

4.9.1.2 Puente Entronque Militar

Introducción

El Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) solicitó recientemente al Instituto de Ingeniería, UNAM (II-UNAM) su opinión técnica acerca del diseño de la cimentación y estructura del conocido como Entronque Militar, que es el puente que da acceso y salida al área de la Pista 6, a partir de la carretera Peñón-Texcoco en el cadenamamiento 80+039, como se indica en la Figura 4.9.1.2.1. En este subinciso se aborda únicamente lo referente al diseño geotécnico de la cimentación.

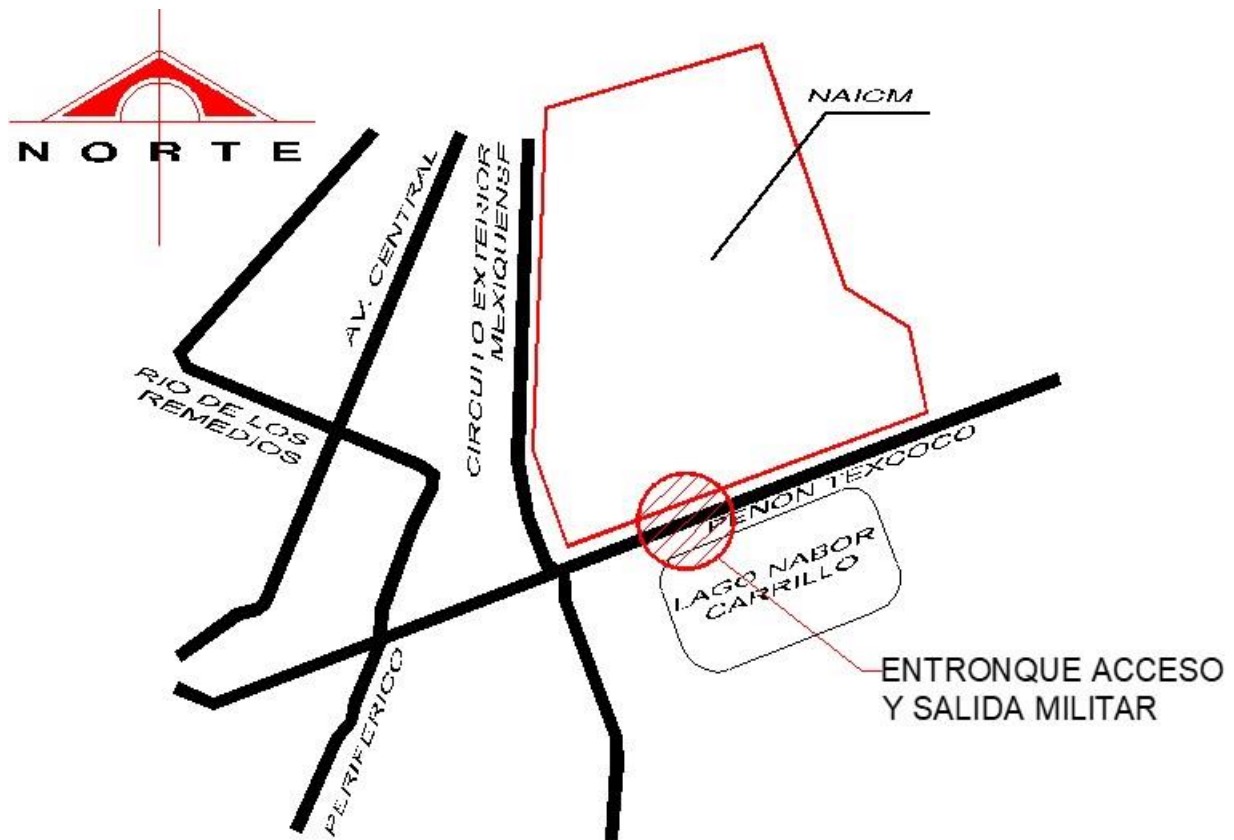


Fig. 4.9.1.2.1 Croquis de localización del Entronque Militar

La base de la discusión que aquí se expone surge de la revisión del Informe Final de Geotecnia (IFG, 2017) fechado el 31 de marzo de 2017, y cuya referencia completa se incluye en la lista de referencias que aparece al final de este subinciso. Tal informe describe la exploración y análisis geotécnicos del sitio, propone el tipo de cimentación a base de un cajón y pilotes de fricción. Lleva a cabo el diseño de la cimentación de cada apoyo, por lo que en esta presentación se le reconoce como el Diseñador. El puente cuenta con 16 apoyos y tendrá una longitud total de 610 m y una anchura de 18.80 m; además de cruzar la carretera Peñón–Texcoco, también se incorporarán a ella; véase la Figura 4.9.1.2.2.

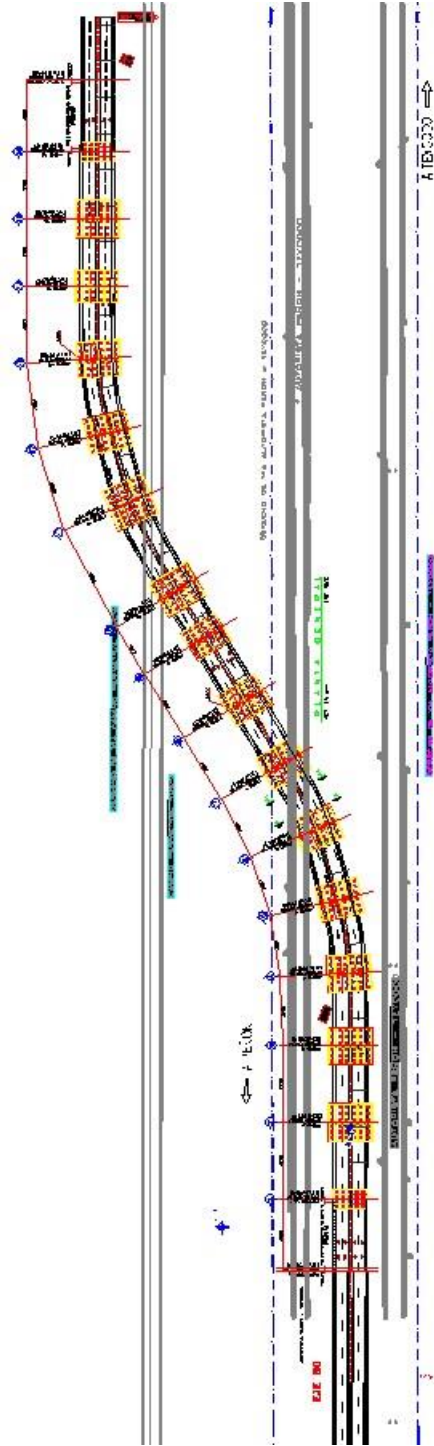


Fig. 4.9.1.2.2. Planta general del proyecto



El Instituto de Ingeniería realizó una revisión preliminar del IFG-2017, en la que llevó a cabo (i) una comparación de las disposiciones y recomendaciones del diseñador, con lo plasmado en planos ejecutivos del Entronque Militar; y además, (ii) un análisis de los enfoques del diseñador para la revisión de la seguridad estructural, atendiendo a la normatividad respectiva dada por las vigentes Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones, 2017) y la adoptada por el diseñador, cuya vigencia concluyó en diciembre de 2017 (NTC-Cimentaciones, 2004).

Revisión preliminar entre lo establecido por el diseñador y lo señalado en planos

El diseñador propone en el IFG-2017 que se recurra a una solución mediante cajones de cimentación con peralte de 2 m, desplantados a esa misma profundidad y que estarán apoyados sobre pilotes de 40x40 cm, con una longitud efectiva variable de 33 a 36 m. Propone que se realice una perforación previa al hincado de los pilotes, buscando que pasen los pilotes los estratos duros, tal como la Primera Capa Dura, determinando así que su trabajo sea fundamentalmente de fricción; ver Figura 4.9.1.2.3.

- c) Se proponen pilotes de fricción prefabricados de concreto de sección cuadrada de 0.4 m con una longitud efectiva variable entre 33.0 y 36.0 m, hincados en una perforación previa de diámetro un poco menor al ancho de los mismos para atravesar la costra superficial, los estratos intermedios de arena y la primera capa dura, a fin de evitar que emerjan por efecto del hundimiento regional, acompañados de un cajón de cimentación desplantado a una profundidad de 2.0 m respecto al NPT, de acuerdo con lo anterior se preve que los pilotes tendrán la capacidad de soportar toda la carga de la superestructura, la cimentación, la carga viva y la función de prevenir los hundimientos, descendiendo a una velocidad similar al regional, por lo que no se consideran los efectos de fricción negativa, el cajón tendrá solo la función de distribuir la carga a los pilotes.
- d) El área que ocupara el cajón de cimentación ayudara a disminuir considerablemente las presiones netas las cuales no deberán ser mayores a 3.0 t/m², con la finalidad de evitar asentamientos mayores a 40.0 cm.

Fig. 4.9.1.2.3. Propuesta del diseñador para la cimentación de los apoyos del Entronque Militar

Presenta una tabla resumen donde indica longitud de pilotes, capacidades de carga reducidas, número de pilotes estimado para cada apoyo y las cargas factorizadas que debe solventar la cimentación de cada uno de los apoyos del puente. Adopta no como



revisión de un diseño, sino como criterio mismo de diseño las propias NTC-Cimentaciones, 2004, cumpliendo justamente la desigualdad que establecía esa normatividad, al exponer que las capacidades de carga reducidas son apenas ligeramente mayores que las cargas factorizadas. En la Figura 4.9.1.2.4 se puede observar la Tabla 11 del IFG-2017 subrayando el apoyo 11 que es el de mayor carga, y que es el que se analiza aquí en esta revisión preliminar, como ejemplo.

Tabla 11. Revisión de condiciones factorizadas en los apoyos del puente Rama 80

Pila de apoyo	D _r (m)	B (m)	L (m)	Longitud efectiva del pilote m	Nº pilotes estimado	Carga por fricción t	Capacidad de carga en apoyo t	Cargas factorizadas en apoyo t
Pila 1	2	15	21	33.0	36	73.9	2660.4	> 2531.9
Pila 2	2	17	26	33.0	48	73.9	3547.2	> 3510.3
Pila 3	2	17	26	33.0	48	73.9	3547.2	> 3546.5
Pila 4	2	17	26	34.0	48	76.2	3657.6	> 3641.6
Pila 5	2	17	26	34.5	48	77.3	3710.4	> 3686.3
Pila 6	2	17	26	35.0	48	78.4	3763.2	> 3717.7
Pila 7	2	17	26	35.0	48	78.4	3763.2	> 3732.8
Pila 8	2	17	26	35.0	48	78.4	3763.2	> 3738.5
Pila 9	2	17	26	34.0	48	76.2	3657.6	> 3626.9
Pila 10	2	17	26	35.5	48	79.5	3816.0	> 3782.9
Pila 11	2	17	26	36.0	48	80.9	3883.2	> 3872.1
Pila 12	2	17	26	34.5	48	77.3	3710.4	> 3664.6
Pila 13	2	17	26	34.5	48	77.3	3710.4	> 3655.4
Pila 14	2	17	26	33.5	48	75.0	3600.0	> 3557.3
Pila 15	2	17	22	34.5	42	77.3	3246.6	> 3164.7
Pila 16	2	15	21	33.0	36	73.9	2660.4	> 2505.2

Fig. 4.9.1.2.4. Tabla resumen de capacidades de cargas reducidas y cargas factorizadas, según el diseñador

En el diseño se propone que el cajón de 2 m de peralte, se desplante a esa misma profundidad, sin embargo, en los planos ejecutivos proporcionados por el GACM, éstos deben colocarse a 2.5 m con respecto al N.T.N. Tomando como ejemplo el apoyo 11, las longitudes propuestas de los lados de este cajón no coinciden con lo plasmado en los planos.

Además de lo mencionado con los cajones, las longitudes y número de pilotes que indica el informe son diferentes a los ya elaborados y listos para su hincado, tal como se señala en la Figura 4.9.1.2.5. En los planos ejecutivos, se muestran pilotes de 26.20 m, elaborados en dos tramos de 13.10 m, lo que difiere radicalmente con lo establecido por el diseñador, que señaló longitudes efectivas entre 33 y 36 m.

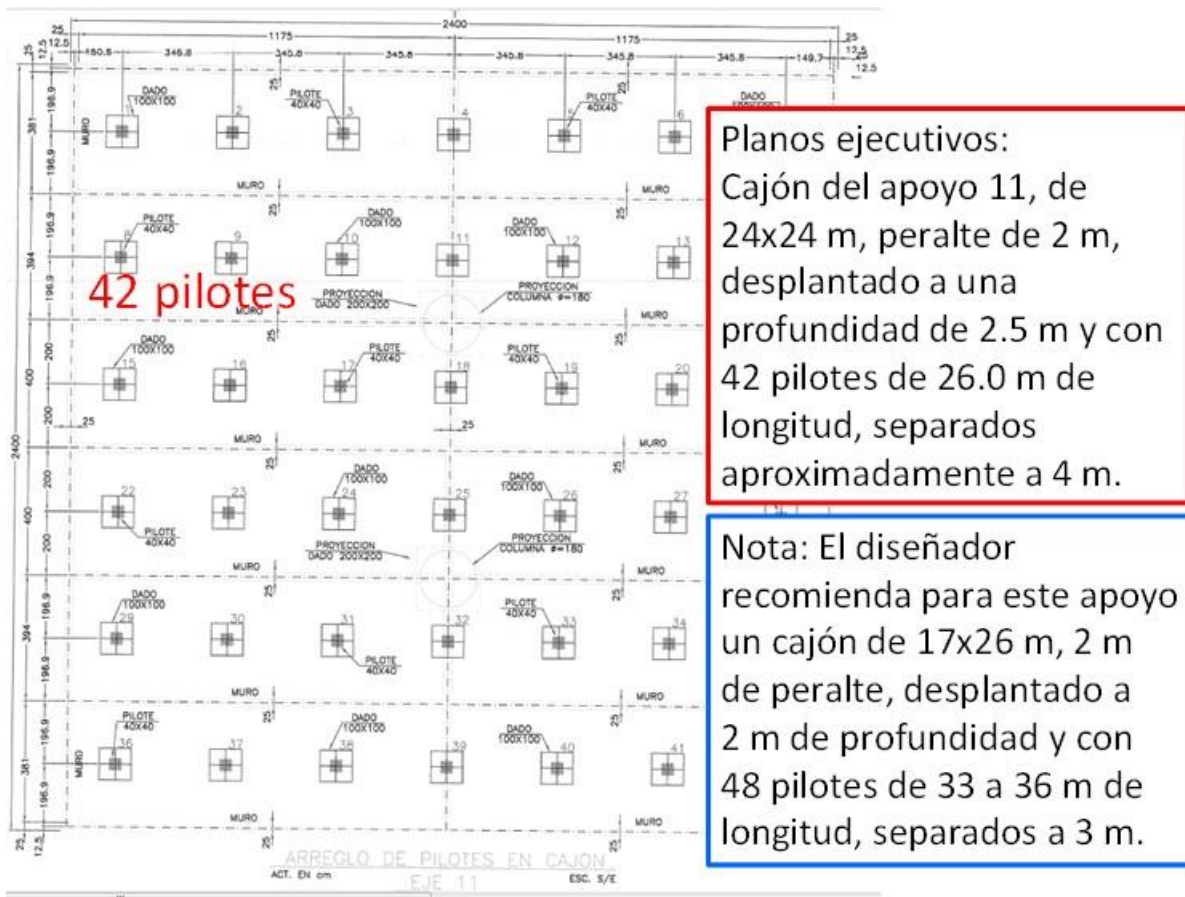


Figura 4.9.1.2.5. Vista en planta del apoyo 11 con las características de planos ejecutivos y lo establecido por el diseñador

En el informe se indica que los pilotes tomarán toda la carga de la estructura, por tanto, adoptando el criterio de las Normas, no se toma en consideración el aporte del cajón de cimentación a la capacidad de carga del sistema. Se revisó el cálculo de capacidad de carga por fricción de los pilotes, tomando en cuenta el apoyo 11 que presentan como el de mayor carga. Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante utilizados para el análisis son los que aportó y adoptó expresamente el diseñador; esto es, los que reúne en la Tabla 6 del IFG-2017. Para la revisión hecha por el II-UNAM se tomaron los valores de la resistencia no drenada de los diferentes estratos reconocidos y sus respectivos espesores, para obtener un valor medio ponderado. Atendiendo a lo establecido en las NTC-Cimentaciones, 2004 se calculó la capacidad de carga como se muestra en la Figura 4.9.1.2.6.



Estrato	Espesor (m)	σ'_{med} (t/m ²)	γ (t/m ³)	Cu (t/m ²)	ϕ (°)	
Costra Superficial	0.8	0.45	1.23	2.65	2.70	
Formación Arcillosa Superior	SE-1	6.2	2.45	1.12	0.70	2.40
	SE-2	10.0	3.56	1.18	1.60	3.10
	SE-3	5.0	4.69	1.11	2.00	2.40
	SE-4	9.0	6.70	1.23	1.10	2.40
	CD	1.0	8.26	1.32	4.10	11.0
SE-4	2.0	8.97	1.23	1.10	2.40	
Primer Capa Dura	2.1	9.88	1.60	3.20	23.9	
Formación Arcillosa Inferior	SE-1	5.9	11.95	1.29	4.10	5.0
Segunda Capa Dura	10.5	15.51	1.60	3.20	28.0	
Formación Arcillosa Profunda	8.5	20.52	1.34	7.70	7.50	
Depósitos Profundos	4.2	25.33	1.76	8.00	28.0	

Promedio ponderado

$$c_u = 1.67 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga reducido por pilote de 36 m de longitud

$$C_f = ALfF_R$$

$$C_f = 1.6 \times 36 \times 1.67 \times 0.7$$

$$C_f = 67.44 \text{ t}$$

Fig. 4.9.1.2.6. Análisis de capacidad de carga según las NTC-2004, y parámetros de resistencia aportados por el diseñador

Llama la atención que la capacidad de carga reducida de un pilote de 36 m, adoptando los parámetros que establece la NTC-Cimentaciones, 2004, lleva, como está demostrado en la Figura 4.9.1.2.6, a un valor de 67.4 t, en tanto que la Tabla 11 del diseñador, aquí reproducida como Figura 4.9.1.2.4, reporta 80.9 t.

Posteriormente, se hace el mismo cálculo para los pilotes que se muestran en los planos ejecutivos, tomando en cuenta que son considerablemente más cortos, y en una cantidad menor que lo establecido por el diseñador; en efecto, mientras el diseñador estableció que el número de pilotes requerido en el apoyo 11 sería 48, los planos ejecutivos señalan 42 para el mismo apoyo. Así, se tiene que en el apoyo en concreto, se tiene en los planos ejecutivos una cantidad menor de pilotes, de mucho menor longitud, que los establecidos por el diseñador; además, debe señalarse que el diseñador estimó una capacidad de carga reducida, mayor que la demostrablemente correcta, adoptando los mismos datos del propio diseñador.

En la Tabla 4.9.1.2.1 se muestra una comparativa de la capacidad de carga reducida del mismo apoyo 11, para las tres situaciones siguientes: (i) asumiendo los datos del diseñador; (ii) según los cálculos preliminares del II-UNAM, con los mismos parámetros de resistencia aportados por el diseñador; y (iii) lo calculado para las dimensiones de pilotes indicados en los planos ejecutivos, reconociendo también la cantidad de pilotes en ese apoyo 11.



Tabla 4.9.1.2.1. Comparación de capacidad de carga de la propuesta del diseñador, la revisión por el IIUNAM y planos ejecutivos para el apoyo 11.

TABLA COMPARATIVA	Capacidad de carga	Número de pilotes
	(t)	
Cálculo del diseñador con pilote de 36 m de longitud	80.90	48
Cálculo obtenido para un pilote de 36 m de longitud	67.44	58
Cálculo con dimensiones de los planos ejecutivos	40.66	42

El número de pilotes es insuficiente para soportar la carga factorizada

Se concluye entonces de esta revisión preliminar que la cimentación del apoyo 11, atendiendo a lo señalado en los planos ejecutivos, no es suficiente para soportar las cargas impuestas por el puente. Atendiendo a lo demostrado, la capacidad de carga reducida de los pilotes, resulta apreciablemente menor que las cargas factorizadas, por lo que incumple la normatividad de 2004. Como se comprobará más adelante, con mayor razón incumple este diseño la normatividad vigente, toda vez que es más restrictiva.

Cabe destacar que en esta revisión preliminar se asumieron como válidas las cargas que incluye el IFG-2017, el que a su vez reseña que son las reportadas en el informe estructural que le fue proporcionado. Así pues, se recomienda enfáticamente que la primera ratificación o rectificación que deberá hacerse de la revisión de este diseño, deberá ser el relativo a las cargas que impone la superestructura del puente. No se desconoce que la estructura prevista incluye vigas de acero.

Revisión de la seguridad estructural con las NTC-2004 y las NTC-2017

La normatividad vigente (NTC-Cimentaciones, 2017) involucra el Método Alfa para estimar la adherencia-fricción que se desarrolla en el contacto pilote-subsuelo; este método reconoce que la resistencia en esa interfaz no es necesariamente la resistencia no-drenada del suelo, sino tal resistencia multiplicada por un coeficiente adimensional denominado alfa (α), como se indica en la Figura 4.9.1.2.7, y que adquiere un eventual valor unitario máximo. Este coeficiente es función de qué tan lisa es la superficie del pilote, si hubo o no una perforación previa, y de la magnitud de la propia resistencia no drenada del subsuelo; cuanto más liso sea el pilote, si hay pre-perforación y cuanto mayor sea la resistencia no drenada del suelo, menor es el valor del coeficiente α . En la normatividad anterior (NTC-Cimentaciones, 2004) se aceptaba implícitamente que el coeficiente α adquiriría un valor unitario. Así, la resistencia por adherencia-fricción definida



mediante la versión 2004, que fue la adoptada por el diseñador, resulta mayor que la que actualmente acepta la normatividad.

Adicionalmente, el factor de reducción F_R , que se involucra en la ecuación para cuantificar la capacidad de carga reducida, adquiriría un valor de 0.7 según la versión 2004, en tanto que la normatividad vigente (NTC-Cimentaciones, 2017) especifica un valor más conservador; éste es de 0.65.

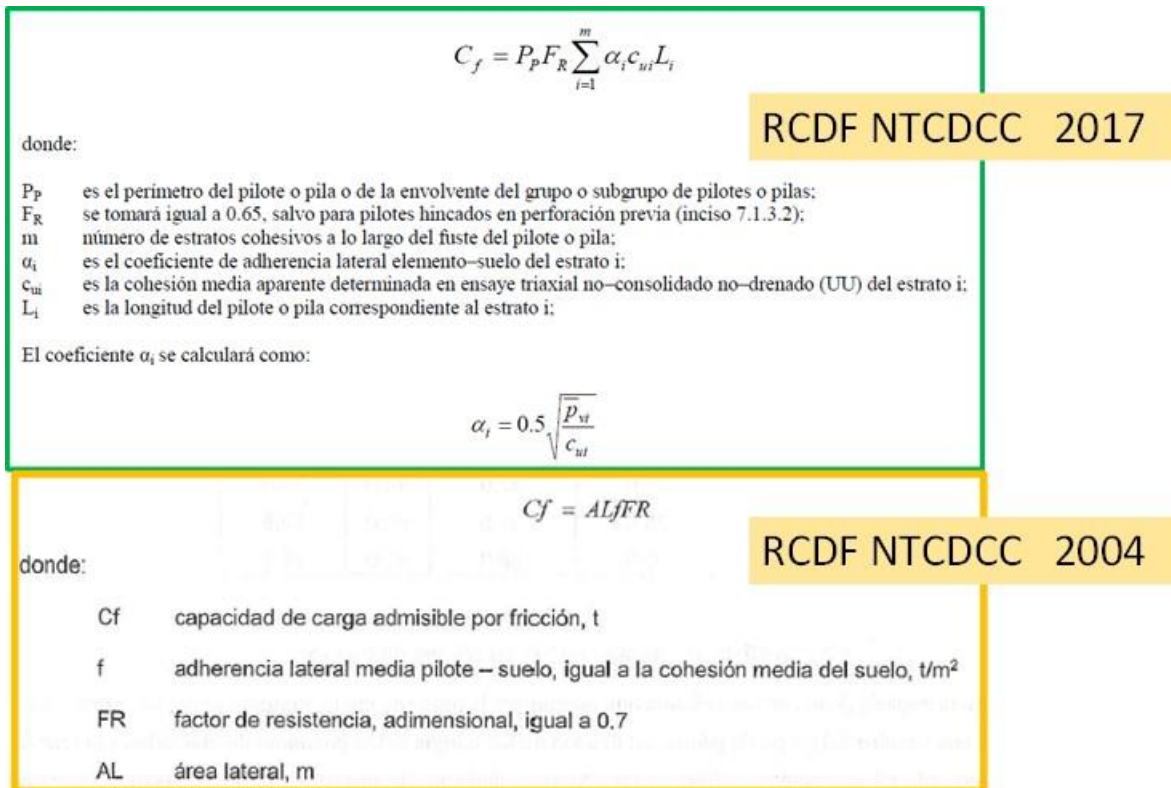


Fig. 4.9.1.2.7. Comparación NTC-2017 y la normatividad utilizada en el IFG

Así pues, si como se indicó antes que este diseño incumple la normatividad de 2004, menos todavía cumpliría la normatividad vigente.

Resumiendo, la revisión preliminar encuentra que los planos ejecutivos no son acordes con el Informe Final Geotécnico; en ellos podemos observar que la longitud de los pilotes son menores a los propuestos y la cantidad de éstos es menor al establecido por el diseñador. Además, el diseñador adoptó como criterio cumplir muy justamente con la revisión del estado límite de falla que establece la normatividad, además de que al revisar sus cálculos de la capacidad de carga reducida, fueron sobrestimados. Si no fuera suficiente, el diseñador adoptó las normas superadas de 2004, por lo que con menor



razón cumpliría la normatividad vigente, ya que éstas son más restrictivas. Así, el diseño de la cimentación del apoyo 11 tomado como ejemplo para este análisis, no cumple con la normatividad y los criterios convencionales de seguridad.

Sobre la exploración geotécnica del sitio y el desplante de los pilotes

Los parámetros de resistencia con los que se realizó la revisión y el diseño, se obtuvieron de una exploración muy reducida ya que comprendió tan sólo dos Sondeos Mixtos (SM) y una Prueba de Penetración de Cono (CPT). Se sugiere completar la exploración con al menos un CPT en cada uno de los apoyos. Es práctica cotidiana en todos los trabajos geotécnicos del NAIM, respetar y ajustarse protocolos bien establecidos para los trabajos de campo y laboratorio, por lo que se solicita al GACM hacer cumplirlos.

Como resultado de la exploración tan limitada, surgen incertidumbres que podrían conducir a serios problemas, al afectar el comportamiento de las cimentaciones en concreto. En efecto, el diseñador menciona en el IFG-2017 que con base en el perfil de la resistencia de punta del cono del Sondeo CPT-7, la Primera Capa Dura (PCD) se ubica a una profundidad de 33.6 a 34.0 m, y que tiene espesores entre 2.2 y 2.6 m. Sin embargo, pasa por alto que en ese mismo perfil se distingue un estrato duro, que bien podría ser la PCD, a una profundidad de 27.7 m, mismo que alcanza resistencias de punta de cono muy altas (del orden de 150 kg/cm², que cabría revisar) con espesor de un metro, tal como se muestra en la Figura 4.9.1.2.8.

Así, si llegaran a hincar los pilotes según se indica en los planos ejecutivos actuales con longitudes de 26.2 m, estarían generando las condiciones inmediatas para que se tuvieran no pilotes de fricción, sino de punta, por la interferencia con el estrato duro mencionado en el párrafo previo. Esta situación traería implicaciones importantes a la autopista actual Peñón-Texcoco, por la tendencia a emerger de los apoyos del puente, al interactuar con el fenómeno de subsidencia regional.

REFERENCIAS

- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones, 2004), Gobierno del Distrito Federal.
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones, 2017), Gobierno de la Ciudad de México.
- “Informe Final de Geotecnia. Estudio de Mecánica de Suelos. Autopista de acceso al Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Puente y Salida Militar”, Informe de SACMAG y PINFRA para la SCT, Marzo 31 de 2017.



INGENIEROS ESPECIALISTAS EN CIMENTACIONES SC

SONDEO DE CONO ELECTRICO
REGISTRO DE LECTURA DE CONSOLA

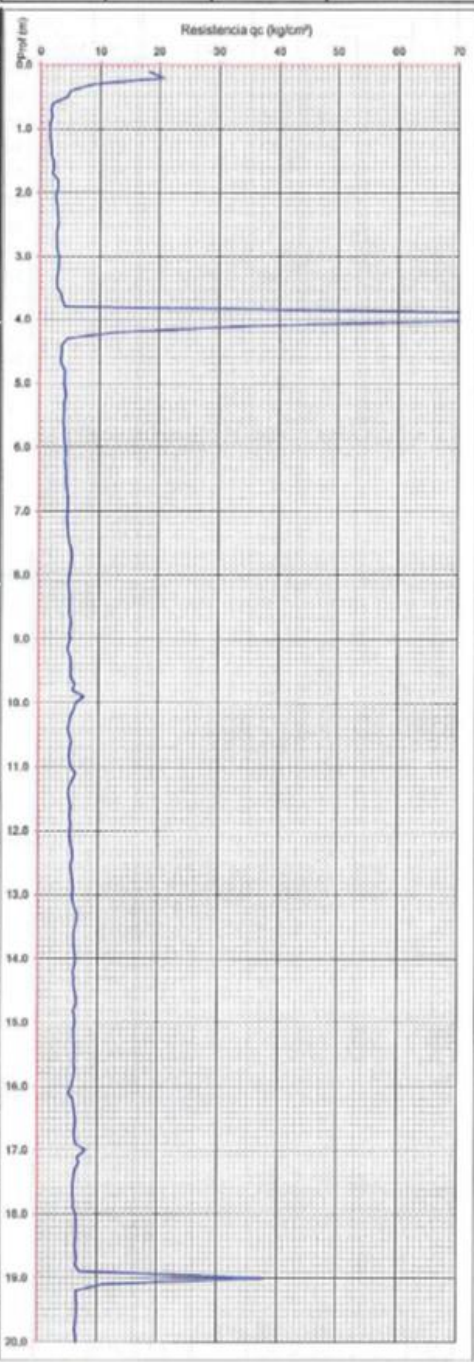
Tels: 56.79.97.85; 56.79.91.00

E MAIL: inecac@prodigy.net.mx

PROYECTO	AUTOPISTA TEXCOCO	SONDEO	CONO 7
UBICACIÓN	TEXCOCO	MAQUINA	ACKER IID
ING DE PROYECTO	JOSE TRUJILLO HERNANDEZ	FECHA	09/02/2017

OPERADOR / SUPERVISOR			HOJA
BENITO CRUZ / EDWIN PEREZ			1
COTA	BROCAL	PROF NAF	PROF EXPLORADA
-	-	- m	41.00 m
CONO No	CONSOLA No	k =	Ac =
7	1	1	10.18 cm ²

Z (m)	Lectura		Z (m)	Lectura		Z (m)	Lectura		Z (m)	Lectura	
	Punta	q _c		Punta	q _c		Punta	q _c		Punta	q _c
0.0	0.00	5.0	4.1	10.0	6.1	15.0	6.2				
0.1	18.1	5.1	4.3	10.1	5.9	15.1	6.0				
0.2	20.7	5.2	4.4	10.2	5.3	15.2	6.0				
0.3	8.9	5.3	4.1	10.3	5.1	15.3	6.1				
0.4	5.0	5.4	4.2	10.4	4.9	15.4	6.1				
0.5	4.5	5.5	4.0	10.5	5.1	15.5	6.1				
0.6	2.0	5.6	4.0	10.6	5.5	15.6	6.1				
0.7	1.7	5.7	4.2	10.7	5.3	15.7	6.2				
0.8	1.9	5.8	4.2	10.8	5.1	15.8	6.1				
0.9	1.5	5.9	4.2	10.9	5.2	15.9	5.9				
1.0	1.6	6.0	4.4	11.0	5.4	16.0	5.6				
1.1	1.5	6.1	4.4	11.1	6.2	16.1	5.1				
1.2	1.7	6.2	4.3	11.2	5.7	16.2	5.9				
1.3	1.8	6.3	4.4	11.3	5.2	16.3	6.0				
1.4	1.8	6.4	4.5	11.4	5.0	16.4	6.2				
1.5	2.1	6.5	4.5	11.5	5.2	16.5	6.4				
1.6	2.2	6.6	4.5	11.6	5.4	16.6	6.3				
1.7	2.0	6.7	4.7	11.7	5.3	16.7	6.1				
1.8	2.9	6.8	4.8	11.8	5.3	16.8	6.2				
1.9	3.0	6.9	4.7	11.9	5.4	16.9	6.4				
2.0	2.7	7.0	4.7	12.0	5.2	17.0	8.1				
2.1	2.6	7.1	4.6	12.1	5.3	17.1	6.6				
2.2	2.8	7.2	4.7	12.2	5.4	17.2	6.9				
2.3	2.9	7.3	4.8	12.3	5.7	17.3	6.3				
2.4	3.0	7.4	4.9	12.4	5.8	17.4	6.1				
2.5	3.0	7.5	5.1	12.5	5.5	17.5	5.9				
2.6	2.8	7.6	5.4	12.6	5.5	17.6	6.0				
2.7	2.8	7.7	5.5	12.7	5.7	17.7	6.0				
2.8	2.9	7.8	5.4	12.8	5.8	17.8	6.0				
2.9	2.9	7.9	5.2	12.9	5.8	17.9	6.0				
3.0	3.1	8.0	5.0	13.0	5.7	18.0	6.5				
3.1	3.1	8.1	4.9	13.1	5.8	18.1	6.5				
3.2	3.0	8.2	5.0	13.2	6.1	18.2	6.5				
3.3	2.9	8.3	5.1	13.3	6.5	18.3	6.5				
3.4	2.8	8.4	5.2	13.4	6.4	18.4	6.4				
3.5	2.9	8.5	5.2	13.5	6.1	18.5	6.3				
3.6	3.6	8.6	5.1	13.6	5.9	18.6	6.5				
3.7	3.7	8.7	5.4	13.7	6.0	18.7	6.5				
3.8	4.2	8.8	5.3	13.8	6.0	18.8	6.3				
3.9	77.3	8.9	5.1	13.9	6.1	18.9	7.2				
4.0	80.1	9.0	5.3	14.0	6.3	19.0	37.7				
4.1	35.8	9.1	4.9	14.1	6.1	19.1	11.1				
4.2	13.1	9.2	4.9	14.2	5.9	19.2	6.5				
4.3	4.6	9.3	5.3	14.3	6.0	19.3	6.5				
4.4	3.7	9.4	5.4	14.4	6.0	19.4	6.6				
4.5	3.6	9.5	5.4	14.5	6.1	19.5	6.6				
4.6	3.6	9.6	5.4	14.6	6.4	19.6	6.5				
4.7	3.6	9.7	6.0	14.7	6.4	19.7	6.4				
4.8	4.2	9.8	5.6	14.8	5.9	19.8	6.3				
4.9	4.2	9.9	7.6	14.9	6.1	19.9	6.5				





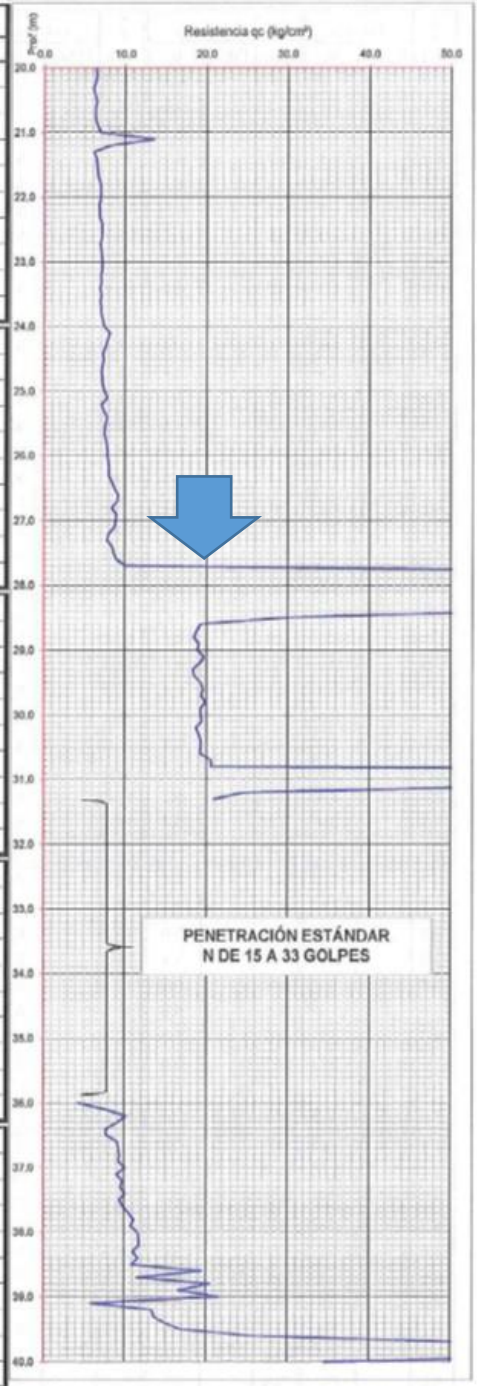
SONDEO DE CONO ELECTRICO
REGISTRO DE LECTURA DE CONSOLA

Tel: 56.79.97.85; 56.79.91.00 E MAIL: inecsc@prodigy.net.mx

PROYECTO	AUTOPISTA TEXCOCO	SONDEO	CONO 7
UBICACION	TEXCOCO	MAQUINA	ACKER IID
ING DE PROYECTO	JOSE TRUJILLO HERNANDEZ	FECHA	09/02/2017

OPERADOR / SUPERVISOR		RUIJA	
BENITO CRUZ / EDWIN PEREZ		2	
COTA	BROCAL	PROF NAF	PROF EXPLORADA
-	-	2.40 m	41 m
CONO N°	CONSOLA N°	k	Az
7	1	1	10.18 cm ²

Prof (m)	Lectura		Prof (m)	Lectura		Prof (m)	Lectura		Prof (m)	Lectura	
	Punta	q _c		Punta	q _c		Punta	q _c		Punta	q _c
20.0	6.5	25.0	20.0	6.5	25.0	30.0	19.3	35.0			
20.1	6.5	25.1	20.1	7.8	30.1	19.5	35.1				
20.2	6.4	25.2	20.2	7.1	30.2	18.7	35.2				
20.3	6.0	25.3	20.3	7.3	30.3	19.0	35.3				
20.4	6.2	25.4	20.4	7.8	30.4	19.3	35.4				
20.5	6.5	25.5	20.5	7.5	30.5	19.3	35.5				
20.6	6.3	25.6	20.6	7.5	30.6	19.2	35.6				
20.7	6.3	25.7	20.7	7.5	30.7	20.6	35.7				
20.8	6.4	25.8	20.8	7.7	30.8	20.6	35.8				
20.9	6.8	25.9	20.9	7.8	30.9	175.9	35.9				
21.0	7.0	26.0	21.0	7.8	31.0	135.6	36.0	4.3			
21.1	13.5	26.1	21.1	8.0	31.1	60.6	36.1	7.7			
21.2	8.0	26.2	21.2	8.0	31.2	24.6	36.2	10.2			
21.3	6.1	26.3	21.3	8.0	31.3	21.0	36.3	9.1			
21.4	6.4	26.4	21.4	8.4	31.4		36.4	7.7			
21.5	6.5	26.5	21.5	8.7	31.5		36.5	7.7			
21.6	6.6	26.6	21.6	9.2	31.6		36.6	9.1			
21.7	6.7	26.7	21.7	9.0	31.7		36.7	9.3			
21.8	6.9	26.8	21.8	8.3	31.8		36.8	9.4			
21.9	7.0	26.9	21.9	8.9	31.9		36.9	9.2			
22.0	6.9	27.0	22.0	8.8	32.0		37.0	10.1			
22.1	6.8	27.1	22.1	8.7	32.1		37.1	9.0			
22.2	6.8	27.2	22.2	7.9	32.2		37.2	9.8			
22.3	6.8	27.3	22.3	7.8	32.3		37.3	9.5			
22.4	7.1	27.4	22.4	8.4	32.4		37.4	10.1			
22.5	7.1	27.5	22.5	8.6	32.5		37.5	9.4			
22.6	7.1	27.6	22.6	9.0	32.6		37.6	9.8			
22.7	6.9	27.7	22.7	10.0	32.7		37.7	10.5			
22.8	7.0	27.8	22.8	76.4	32.8		37.8	11.1			
22.9	7.1	27.9	22.9	75.2	32.9		37.9	10.7			
23.0	7.2	28.0	23.0	162.8	33.0		38.0	11.6			
23.1	7.1	28.1	23.1	157.5	33.1		38.1	11.8			
23.2	7.0	28.2	23.2	91.7	33.2		38.2	11.8			
23.3	7.0	28.3	23.3	65.7	33.3		38.3	11.0			
23.4	6.9	28.4	23.4	58.6	33.4		38.4	11.7			
23.5	7.0	28.5	23.5	30.0	33.5		38.5	10.8			
23.6	6.9	28.6	23.6	19.3	33.6		38.6	19.4			
23.7	7.0	28.7	23.7	18.8	33.7		38.7	11.5			
23.8	7.0	28.8	23.8	18.5	33.8		38.8	20.4			
23.9	7.2	28.9	23.9	19.1	33.9		38.9	16.6			
24.0	7.4	29.0	24.0	18.9	34.0		39.0	21.5			
24.1	8.1	29.1	24.1	19.7	34.1		39.1	5.9			
24.2	7.8	29.2	24.2	19.1	34.2		39.2	13.4			
24.3	7.5	29.3	24.3	18.4	34.3		39.3	13.6			
24.4	7.3	29.4	24.4	18.5	34.4		39.4	14.9			
24.5	7.3	29.5	24.5	19.3	34.5		39.5	16.8			
24.6	7.2	29.6	24.6	19.6	34.6		39.6	25.5			
24.7	7.1	29.7	24.7	19.3	34.7		39.7	52.0			
24.8	7.2	29.8	24.8	19.9	34.8		39.8	53.1			
24.9	7.2	29.9	24.9	19.3	34.9		39.9	70.1			





INGENIEROS ESPECIALISTAS EN CIMENTACIONES SC

SONDEO DE CONO ELECTRICO
REGISTRO DE LECTURA DE CONSOLA

Tels. Y Fax: 56.79.97.85; 56.79.91.00; 56.77.89.03 E MAIL: inescsc@prodigy.net.mx

PROYECTO	AUTOPISTA TEXCOCO	SONDEO	CONO 7
UBICACION	TEXCOCO	MAQUINA	ACKER IID
ING DE PROYECTO	JOSE TRUJILLO HERNANDEZ	FECHA	09/02/2017

OPERADOR / SUPERVISOR			HOJA
BENITO CRUZ / EDWIN PEREZ			3
COTA	BRIDCAL	PROF NAF	PROF EXPLORADA
-	-	- m	41 m
CONO No	CONSOLA No	k=	AC=
7	1	1	10.18 cm ²

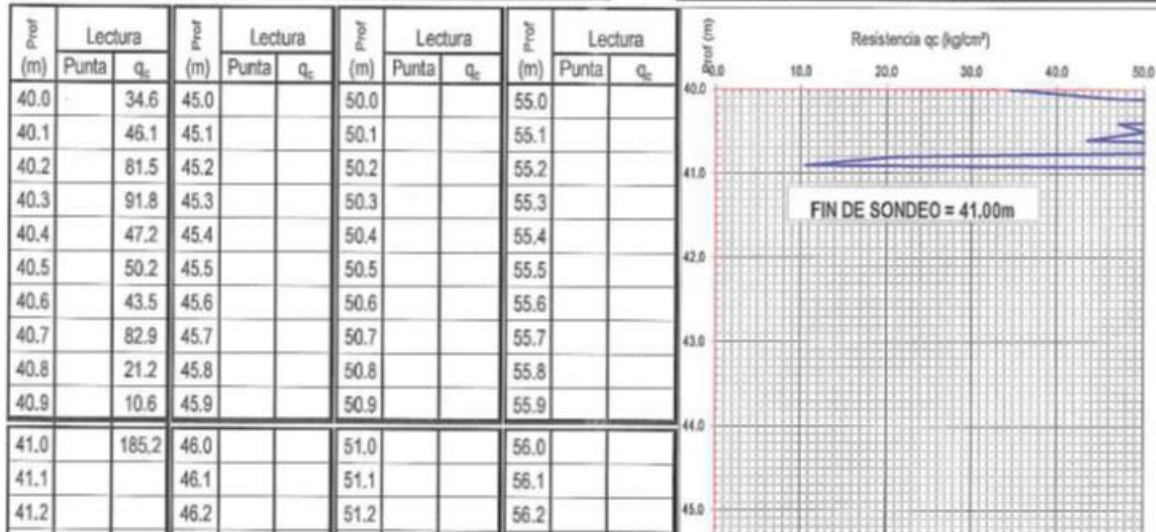


Fig. 4.9.1.2.8. Perfil y valores de la resistencia de punta del cono en el único Sondeo de Cono CPT-7, ubicado en el trazo del Entronque Militar

4.9.2 Seguimiento técnico durante la construcción, verificando que los procesos constructivos sean realizados conforme a los diseños

Se describe en este subinciso la experiencia relacionada con las plataformas de prueba, las que fueron tratadas con óxido de calcio, en el predio del NAIM. Así mismo, se expone la problemática de la producción de los pilotes, en cuya fabricación no se conoce a ciencia cierta si se han tomado las providencias necesarias para enfrentar un medio agresivo con contenidos altos de cloruros y sulfatos; adicionalmente se comenta el agrietamiento que han exhibido varias decenas de pilotes, a más de superficie muy lisa.

4.9.2.1 Seguimiento técnico a la construcción de las plataformas de prueba de suelo mejorado con Oxido de Calcio CaO

Debido a la necesidad de construir decenas de kilómetros de caminos para uso durante la obra y posteriormente para labores de mantenimiento, se exploró la técnica de mejoramiento con cal de los suelos blandos con altos contenidos de humedad. Es



importante considerar que estos caminos deben de estar en operación en todo tipo de clima y además permitir una rápida reparación y mantenimiento.

Por estas razones, en julio de 2015 y abril de 2016 fueron construidas las plataformas de suelo mejorado con cal, con la finalidad de estudiar el cambio de las propiedades mecánicas del suelo superficial de dos sitios en el exlago de Texcoco (Figura 4.9.2.1).

En el sitio de plataformas P1 se construyeron 3 tramos de prueba de 50 cm de espesor. Uno de estos tramos se le construyó inclusiones cortas de mortero. Estos tres tramos se construyeron sobre terreno natural realizando el despalme del terreno únicamente.

El sitio de plataformas P2 se encuentra dentro del vaso de la laguna de Casa Colorada, el cual se caracteriza por ser un suelo superficial producto del azolve de la laguna y con gran contenido de materia orgánica. En este sitio se construyó un solo tramo de prueba y no se realizó el despalme, construyéndose directamente sobre el terreno natural.

A continuación se presentan las características de las dos plataformas.



Figura 4.9.2.1 Localización de las Plataformas estabilizadas con CaO, Plataforma 1 (P-1) y Plataforma 2 (P-2).



Plataforma P1:

Ficha Técnica

Tipo de maquinaria empleada para la construcción: Retroexcavadora

Año de construcción: julio 2015

Dimensiones: 6m x 40m

Profundidad promedio: 0.50m

Porcentaje de CaO: 10%

Contenido de agua (w%): 170%

Clasificación SUCS: CH

Coordenadas geográficas: Latitud 19° 31.596'N, Longitud 98° 59.179'O

En la Figura 4.9.2.2 y 4.9.2.3 se presenta el final de la construcción de la plataforma con inclusiones de mortero en la visita técnica realizada por el II UNAM en septiembre de 2015.



Figura 4.9.2.2. Construcción de la plataforma con inclusiones en Septiembre de 2015



Figura 4.9.2.3. Construcción de la plataforma con inclusiones en Septiembre de 2015

Posteriormente, en junio de 2016 el II UNAM realizó la extracción de núcleos de la plataforma P1 (plataforma sin inclusiones) para el análisis en laboratorio de las propiedades mecánicas y de muestras cúbicas. Se extrajeron en total 13 núcleos, y únicamente 3 fueron aptos para los ensayos de laboratorio y 2 muestras cúbicas. En la Figura 4.9.2.3 se presenta una vista general de la plataforma muestreada y en las Figuras 4.9.2.4 y 4.9.2.4 se observa parte del proceso de extracción de los núcleos mencionados. En la Figura 4.9.2.5 se presenta la extracción de una muestra cúbica.



Figura 4.9.2.3. Vista general de la plataforma muestreada en Junio 2016



Figura 4.9.2.4. Extracción de núcleos en Junio 2016



Figura 4.9.2.5. Extracción de muestras cúbicas en Junio 2016

El 17 de abril el II UNAM realizó una visita de inspección a las plataformas para determinar el estado en que se encuentran y definir una nueva campaña de toma de muestras para nuevos ensayos de laboratorio y continuar de esta manera con las labores de seguimiento a la evolución de las propiedades mecánicas de las plataformas.



En la Figura 4.2.9.6 se presenta una vista general del estado de las plataformas el 17 de abril de 2018. En esta se puede observar que la plataforma sobre inclusiones sobresale (al fondo de la fotografía), mientras que la plataforma sin inclusiones se encuentra tapada por material de azolve (ver Figura 4.2.9.7), debido a que este sitio se inunda en época de lluvias.



Figura 4.9.2.6. Vista general de la plataforma muestreada el 17 de abril de 2018



Figura 4.9.2.7. Vista del material de azolve sobre la plataforma



Plataforma P2

Ficha Técnica

Tipo de maquinaria empleada para la construcción: Estabilizadora

Año de construcción: abril 2016

Dimensiones: 6m x 180m

Profundidad promedio: 0.50m

Porcentaje de CaO: 10%

Contenido de agua (w%): 90%

Clasificación SUCS: CH

Coordenadas geográficas. Latitud 19° 30.360'N, Longitud 99° 0.768'O

En la Figura 4.9.2.8 se presenta una vista general de la Plataforma P2 en agosto de 2016. Esta plataforma se encuentra localizada dentro del bazo de la laguna Casa Colorada y fue construida sin realizar el desplante del terreno, sin remover la materia orgánica que se presentaba en una de sus zonas y sobre el material de azolve propio del vaso. Estas condiciones se consideran muy desfavorables y se consideran como un caso extremo para estudio.



Figura 4.9.2.8. Vista general de la plataforma estudiada en agosto de 2016

En la Figura 4.9.2.9 se presentan los sitios donde se tomaron las muestras cúbicas y la zona con abundante materia orgánica sobre la cual se construyó directamente la plataforma.



Figura 4.9.2.9. Vista general de la plataforma estudiada en agosto de 2016

En la Figura 4.9.2.10 se puede observar el muestreo (agosto de 2016) en la zona con alto contenido de materia orgánica.



Figura 4.9.2.10. Vista de la zona con materia orgánica en agosto de 2016



El 17 de abril de 2018 el II UNAM hizo una visita técnica a la zona de la Plataforma 2 y encontró que sus condiciones son muy precarias y presenta grietas longitudinales y apreciable pérdida de resistencia del suelo tratado con cal. Es importante considerar que en el tiempo que lleva de construida ha estado propensa a quedar bajo el nivel del agua, cuando el vaso de la laguna Casa Colorada cumple su función de almacenamiento en la temporada de lluvias.

En las Figuras 4.9.2.11 a 4.9.2.14 se observan grietas que se presentan en sentido longitudinal en algunos sitios de la plataforma. Estas se ubican especialmente en la zona de contacto entre el suelo estabilizado y la plataforma, debido a la junta constructiva que forma entre el suelo natural y el estabilizado.

Finalmente, es importante anotar que el comportamiento de estas plataformas continúa en estudio.



Figura 4.9.2.11. Grieta longitudinal en la plataforma



Figura 4.9.2.12. Grieta longitudinal en la plataforma



Figura 4.9.2.13. Grieta longitudinal en la plataforma



Figura 4.9.2.14. Grieta longitudinal en la plataforma

Referencias

ARUP (2015). Master Plan. Volumen 1, 1-6 Job number 238251-00.

II-UNAM (2016). Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del ex-lago de Texcoco, Zona Federal. Informe Final. Presentado al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.

TASANA (2015). Reporte de diseño de cuarta fase - Concepto 1- Pistas. Documento TSN_GACM_REP_173.

4.9.2.2 Estado físico de los pilotes del Entronque Militar

Para el Entronque Militar descrito en el apartado 4.9.1.2, se fabrican pilotes de fricción de 40x40 cm en su sección transversal y 26.20 m de longitud, en dos tramos de 13.10 m. Se elaboran los pilotes con un concreto $f'c=350$ kg/cm². En los planos ejecutivos se indica que se deberá usar cemento resistente a los sulfatos con designación “cemento CPO 30 RS”, en consideración de que los suelos arcillosos en la zona de desplante de las cimentaciones contienen grandes concentraciones de cloruros y sulfatos. Los pilotes se han construido a pie de obra en camas de colado, y se desconoce si la composición de los concretos empleados siguieron los lineamientos que fueron requeridos.

La fabricación de los pilotes está por concluir en su totalidad, sin embargo, se ha detectado que varios pilotes exhiben agrietamiento transversal, lo que está siendo atendido. Las dimensiones de las grietas en general son de entre 10 a 15 cm de longitud y con una abertura de 1 mm aproximadamente. En la Figura 4.9.2.2.1 se pueden observar las grietas y fisuras, así como una cama de colado.



Fig. 4.9.2.2.1. Agrietamiento transversal en pilotes y sus camas de colado

La cantidad de pilotes completos es de 544 dando un total de 1088 tramos, de los cuales a 41 se le detectaron esas grietas. La reparación se está atendiendo con una resina epóxica modificada llamada Sikadur-52, la cual funciona para la inyección de grietas de concreto. Desde luego, todos estos aspectos deberán ser revisados por personal especializado en Estructuras y Materiales.



Por otra parte, el material de las cimbras de colado es metálico, lo que provoca que las paredes laterales del pilote resulten muy lisas, lo que sin duda reducirá la futura resistencia por adherencia-fricción en el contacto pilote-subsuelo, en comparación por ejemplo con aquella que se obtendría si la cimbra fuese de madera. En la Figura 4.9.2.2 se muestra el cimbrado de los pilotes con superficies metálicas, lo que determina superficies laterales muy lisas de los pilotes, tal como se aprecia en la Figura 4.9.2.2.3.



Fig. 4.9.2.2. Colado de pilotes con cimbra metálica



Fig. 4.9.2.2.3. Pilotes de fricción con fuste muy liso



ANEXO: NOTAS TÉCNICAS



“ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) EN EL VASO DEL Ex-Lago DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”

Convenio de Colaboración No. Por Definir

NOTA TÉCNICA No. G-1

**Comentarios al *Oficio FP_FREE-06012017-EXCAVMOD*
y su Anexo 1 (*Modificación de la geometría de la
prueba de excavación*), elaborado por ARUP**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.
Enero 13, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-1

Comentarios al oficio *FP_FREE-06012017-EXCAVMOD* y su Anexo 1 (*Modificación de la geometría de la prueba de excavación*)

1. INTRODUCCIÓN

A continuación se presentan comentarios del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) al oficio FP_FREE-06012017-EXCAVMOD así como al Anexo 1 (Modificación de la prueba de excavación) del mismo documento, ambos elaborados por ARUP y enviados al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM), el 6 de enero del año en curso.

2. ANTECEDENTES

Desde las primeras conferencias que dio el Instituto de Ingeniería a los diseñadores del Edificio Terminal del NAICM (16 de junio de 2015) se recomendó enfáticamente adoptar una solución arquitectónica que no requiriera excavaciones importantes, pues las propiedades del subsuelo en el antiguo lago de Texcoco conducen a problemas de inestabilidad y hacen que las excavaciones, en el mejor de los casos, resulten extremadamente laboriosas y costosas o simplemente no se puedan realizar. Estas recomendaciones se reiteraron en los informes y las notas técnicas que el II-UNAM ha presentado al GACM.

A pesar de lo anterior, ARUP ha insistido en una solución que implica una excavación de grandes dimensiones con una profundidad de 6.5 a 8.5 m. Con ello se pretendía llegar a una solución de cimentación por “compensación” del edificio. La solución de ARUP establecía:

- a. Excavar hasta el fondo de excavación con una pendiente de 1V:4H;
- b. Formar celdas cuadradas en la base de la excavación;
- c. Construir elementos de losa de 20x20 m.

En vista de las dudas y objeciones sobre la viabilidad técnica de dicha propuesta, el GACM autorizó realizar una excavación de prueba hasta una profundidad máxima de 6.5 m respecto a la cota inicial del terreno. En la Nota Técnica GEO-9 del mes de agosto de 2015, el II-UNAM señaló que los taludes considerados para dicha prueba resultarían inestables.



3. COMENTARIOS

En el Anexo 1 del oficio FP_FREE-06012017-EXCAVMOD, ARUP implícitamente reconoce que el talud norponiente de la excavación falló el 30 de noviembre de 2016, aunque eufemísticamente se refiere a ese hecho como un asunto en el que “se observaron signos de inestabilidad”. El documento no presenta análisis de la falla.

Es necesario señalar que la falla ocurrió cuando la profundidad de la excavación alcanzó 5.0 m (respecto al nivel del terreno natural) como se indica en la Nota Técnica GEO-80, y no 6.0 m como se menciona en el documento de ARUP. En el Anexo A de esta nota técnica se proporcionan elementos que sustentan lo dicho al inicio de este párrafo.

Cabe resaltar que además del evento anterior, desde el 4 de enero del presente, el hombro del talud norte ha presentado desplazamientos excesivos y grietas paralelas al hombro de la excavación las cuales han venido creciendo. Todo ello implica que el talud norte también se encuentra en un estado incipiente de falla, como lo indican los registros de los inclinómetros ubicados en la cara norte; en el Anexo B se muestra la evolución de los desplazamientos laterales en ese talud contra la profundidad, al 13 de enero, 2017.

Por otra parte, el 12 de enero del presente, personal del II-UNAM fue informado que el talud oriente presenta desplazamientos de magnitud que muestran que también se encuentra en un estado de falla como lo demuestran los agrietamientos observados en el sitio.

Estas fallas corroboran las previsiones y los cálculos realizados por el Instituto de Ingeniería, UNAM y refuerzan la validez de sus recomendaciones.

4. CONTINUACIÓN DE LA PRUEBA DE EXCAVACIÓN

En cuanto a las recomendaciones de ARUP para continuar con la prueba de excavación, conviene comentar lo siguiente:

- La recomendación de ARUP de continuar con taludes 4:1 hasta 5.0 m de profundidad (figuras 1 a 4 del documento de ARUP) no es aceptable pues implica que la excavación se realizaría en condiciones de falla incipiente.
- La recomendación vaga de que en la zona de falla, a partir de 2.85 m de profundidad, la pendiente del talud será “una pendiente suave”, debe considerarse como inaceptable. En efecto, las fallas como las que se han observado afectan la estructura del suelo en el talud y en el fondo de la excavación aumentando su compresibilidad y disminuyendo su resistencia (sensibilidad del orden de 8). Las zonas afectadas deben por tanto considerarse como no propias para la construcción.



- Limitar la profundidad de la excavación de prueba de 6.5 a 5 m (respecto al nivel del terreno natural) tiene implicaciones drásticas en cuanto al diseño del Edificio Terminal. En efecto, para que la excavación de prueba siga siendo representativa con esta menor profundidad, debe revisarse el diseño completo de la cimentación del Edificio Terminal ya que el grado de compensación que se alcanzará será muy diferente y se planteará el problema del control de asentamientos.

5. RECOMENDACIONES

Se recomienda al GACM que exija que las recomendaciones de ARUP se apoyen en análisis realistas fundamentados en cálculos detallados verificables por parte de terceros y no en afirmaciones que se han visto desmentidas por la realidad.

La decisión de ARUP de reducir la profundidad de excavación tendrá grandes implicaciones arquitectónicas. El II-UNAM recomienda que se aproveche esta revisión para considerar nuestra recomendación inicial de adoptar una solución arquitectónica que no requiriera excavaciones importantes, en beneficio de la calidad y del tiempo de ejecución de esta importante obra.

6. REFERENCIAS

II-UNAM (2015). NOTA TÉCNICA No. GEO-09 “Comentarios acerca de la propuesta del Arquitecto Maestro para llevar a cabo una excavación de prueba en la zona donde se construirá la terminal de pasajeros del NAICM (26/agosto/2015).

II-UNAM (2016). NOTA TÉCNICA No. GEO-80 “Falla de un talud en la excavación piloto” (16/diciembre/2016).



ANEXO A

PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN AL MOMENTO DE LA FALLA DEL TALUD PONIENTE HACIA LA ESQUINA NORTE

En la Figura A.1 se incluye una imagen de la libreta de campo en la que se llevaba el registro horario de los niveles que alcanzaba el talud poniente el día 30 de noviembre, 2016, fecha en que ocurrió la falla (15:43 horas). Sin lugar a duda, tal registro indica explícitamente que al fallar el talud, el nivel de la excavación se ubicaba en la cota: 2,222.80 mslm.

TRABAJO					
FECHA MIÉRCOLES 30/11/2016 PAGINA					
Hora	DE VI-V2	ASENT.	DE VI-V3	ASENT.	
14:30	2.205	-0-			
15:00	2.220	-0.003	21.488	-0-	20.92
15:30	2.225	-0.005	21.52	+0.005	20.926
16:00	FALLO	15:48	23.26	+0.46	21.158
NIVEL EXC=2222.80					

Figura A.1 Imagen del registro topográfico de campo, antes y después de la falla del talud poniente hacia la esquina norte

Por otra parte, en la Figura A.2 se reproduce el plano NAICM-ING-PLA-0093 emitido por la empresa CIMESA, contratista a cargo de la excavación. En tal plano se indica el nivel del terreno natural (N.T.N.) desde luego antes de iniciar la excavación. Puede distinguirse que tal nivel corresponde a la cota 2,227.75 mslm; la referencia de nivelación en ambos casos es la misma, toda vez que proviene de la misma fuente.

Luego entonces la diferencia entre estas cotas es de 4.95 m, que corresponde a la profundidad que llevaba la excavación, al momento de fallar el talud poniente hacia la esquina norte.

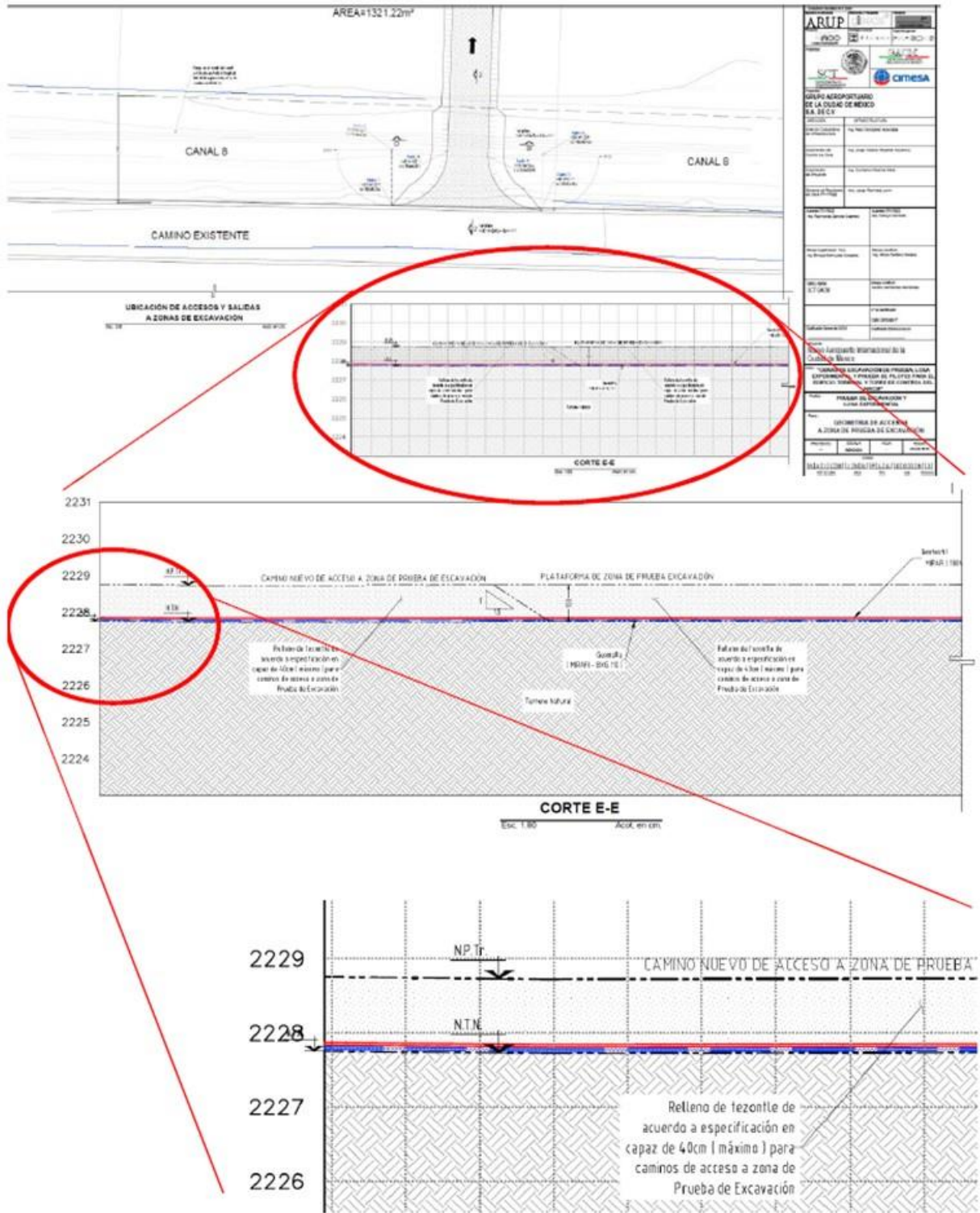


Figura A.2 Nivel del terreno natural al inicio de la excavación de prueba



Finalmente, ratificando los datos anteriores, se presenta en la Fig. A.3 la última imagen del talud antes de su falla, ya que fue tomada dos horas antes de que tal ocurriese. Conforme se avanzaba la excavación, el equipo de topografía iba “encalando” inmediatamente los niveles a cada 50 cm, precisamente para guiar las labores de corte que realizaba el operador de la retroexcavadora. Puede distinguirse que al momento de la fotografía, todavía no habían señalado la profundidad de 5.0 m, corroborando así lo mencionado en el texto de este documento, y lo ya referido en la Nota Técnica No.GEO-80.

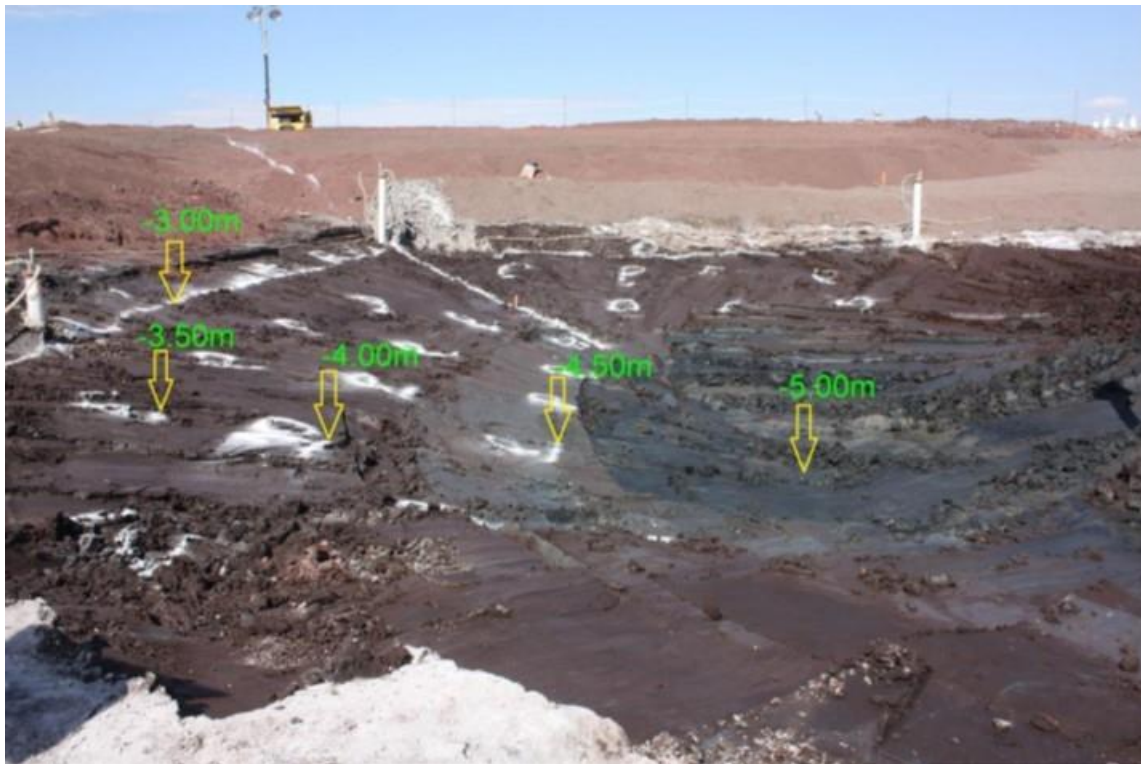


Figura A.3 Imagen del talud poniente hacia la esquina norte, dos horas antes de su falla



ANEXO B

DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN EL TALUD NORTE DE LA EXCAVACIÓN DE PRUEBA

En este anexo se presenta la evolución de los desplazamientos horizontales registrados en los inclinómetros dispuestos en el talud norte de la excavación de prueba. El inclinómetro INC-3-X corresponde al sistema automático instalado por CIMESA-GEOSCOPE, cerca del hombro del talud desde antes de iniciar la excavación, Figura B.1. A su vez el inclinómetro 3-BIS-Corona es el de operación manual y que fue instalado por CFE, igualmente cerca del hombro del talud, a raíz de la falla del 30 de noviembre, 2016, Figura B.2. Dichas figuras muestran desplazamientos horizontales significativos, que se acentuaron a raíz de que se inició este año la segunda etapa de excavación. Exhiben también distorsiones concentradas a cierta profundidad, lo que es característico de una potencial superficie de falla.

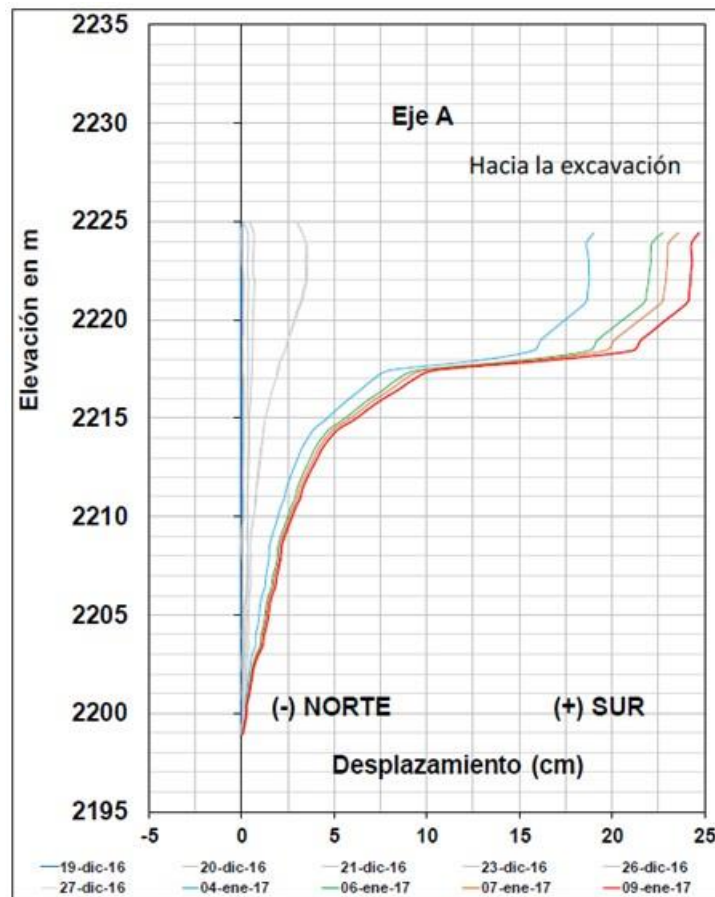


Figura B.1 Desplazamientos horizontales en inclinómetro 3-BIS-Corona.

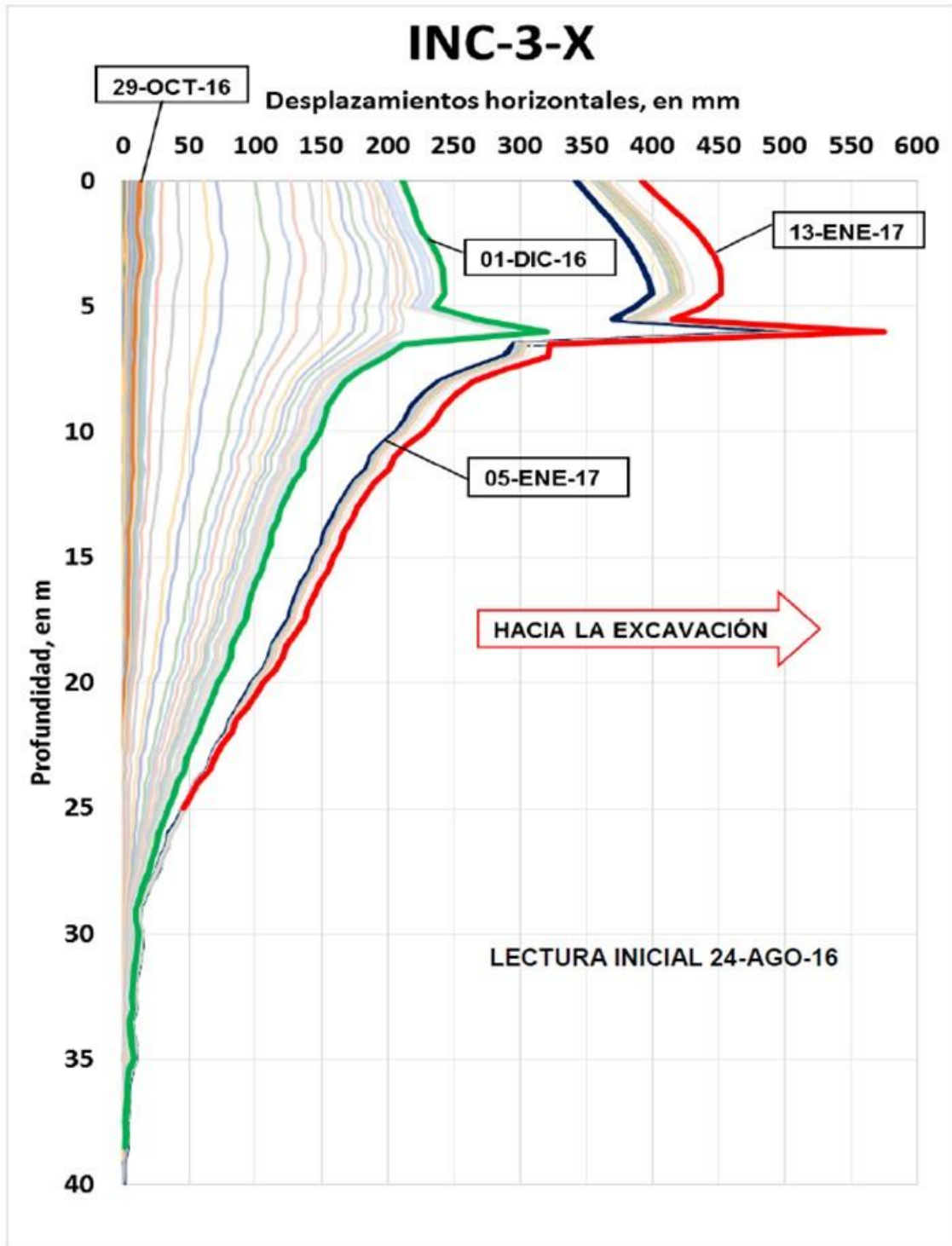


Figura B.2 Desplazamientos horizontales en inclinometro INC-3-X, a las 12:00 horas del 13 de enero, 2017.



“ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) EN EL VASO DEL EX-LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”

Convenio de Colaboración No. Por Definir

NOTA TÉCNICA No. G-2

Comentarios a los avances en las memorias de cálculo del diseño de las vías de servicio (túneles)

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.
Febrero, 2017



Comentarios a los avances en las memorias de cálculo del diseño de las vías de servicio (túneles)

A continuación se presentan los comentarios del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) solicitados por el GACM por medio de un correo electrónico enviado por PARSONS el 16 de enero de 2017 acerca de las memorias del cálculo estructural de las vías de servicio (túneles) y de la información sobre el diseño geotécnico de dichos túneles enviada el 1 de febrero de 2017.

COMENTARIOS

A pesar de que esta Nota se refiere a aspectos geotécnicos, se considera necesario realizar una revisión de la información estructural desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica, por lo cual se abordan aquí ambos temas.

La información enviada al Instituto de Ingeniería, consta de las memorias de cálculo y planos de las vías de servicio correspondientes a las siguientes estructuras:

- GSE ESTE
- GSE de mantenimiento
- Vialidad pública
- Servicio Norte
- GSE Oeste
- Servicio Oeste
- Servicio Este

Aspectos estructurales

En las memorias de diseño estructural se encuentran repetidamente comentarios que evidencian la falta de conexión con los estudios geotécnicos necesarios para los cálculos estructurales, además de una serie de suposiciones infundadas e innecesarias al tenerse información geotécnica cercana al sitio que debería ser utilizada. Lo cual trae como consecuencia que los diseños no sean realistas y que requieran de nuevos análisis basados en la información existente. Los más significativos se presentan a continuación:



Túnel GSE ESTE (Memorias de cálculo Estructuras)

“Debido a que no se cuenta con diseño y recomendaciones geotécnicas específicas para los túneles puesto que se continúan elaborando los estudios de laboratorio para poder definir propiedades para un diseño adecuado y óptimo, se suponen valores paramétricos que corresponden a otras zonas como las de pistas. La anterior consideración puede influir en la variación del análisis y diseño de la estructura reflejándose en posibles modificaciones en la geometría y refuerzo de los elementos.”

1.6 Condiciones de apoyo. “Se realizarán las consideraciones proporcionadas por mecánica de suelos para el diseño estructural de las secciones transversales.”

No se encuentra que las consideraciones mencionadas hayan sido incluidas en los informes de diseño estructural.

1.10.4 Asentamientos a largo plazo. “Considerando el esfuerzo al nivel de la excavación de la losa de fondo en sentido positivo (hacia arriba) de: $8.75 \text{ m} \times 1.3 \text{ t/m}^3 = 11.37 \text{ t/m}^2$ y aplicando esta presión al mismo elemento estructural se tiene un asentamiento vertical de: 11.9 cm.”

No se encuentra el sustento geotécnico a este tipo de afirmaciones

Asentamientos por cargas permanentes + Variables en sección cerrada

Los resultados para esta combinación de cargas de servicio se analizaron considerando que los módulos de reacción vertical, son los mismos con los que se revisó el modelo anterior (cargas permanentes). De la consideración descrita anteriormente, se obtiene un asentamiento de 20 cm, lo cual debe ser evaluado por la parte geotécnica.

No se entrega el sustento geotécnico a estas afirmaciones.

Túneles de servicio Norte

1.10.2 Capacidad de carga. “Esta condición de servicio es importante de considerar, por lo que una vez que se determinen las propiedades mecánicas del suelo a través de los resultados de los sondeos y pruebas de laboratorio que sustenten los cálculos, deberá ser revisada.

1.10.3 Desplazamientos. “La revisión de los desplazamientos es una condición de servicio que por el tipo de estructura deberá ser verificada por lo que una vez se



determinen las propiedades mecánicas del suelo a través de los resultados de los sondeos y pruebas de laboratorio que sustenten los cálculos, deberán ser revisados.”

1.13.3 Capacidad de carga. “La condición de capacidad de carga serán revisadas únicamente considerando la losa fondo con base en las recomendaciones de Geotecnia, aunque es una estructura compensada se verificara que los excedentes de carga que existan el suelo sea capaz de soportarlos, debido a que se encuentra en la zona abierta y esta tiene la condición de sobrecompensación esta tendrá flotación dicho condición se deberá revisar en la memoria Geotécnica, donde los pilotes y todos los elementos a fricción contribuyen para evitar flotación.”

1.13.4 Asentamientos. “La revisión de los asentamientos es una condición de servicio que por el tipo de estructuras deberá ser verificada en la memoria Geotécnica.”

En la información geotécnica suministrada no se encuentra sustento para diversos aspectos del diseño, tales como el referente a los pilotes, a las condiciones de compensación de ciertas zonas y a la capacidad de carga del conjunto cajón-pilotes.

Aspectos Geotécnicos

En cuanto al diseño geotécnico, se presentan únicamente resultados basados en métodos analíticos, los que no reflejan condiciones reales presentes y futuras de los problemas, por lo que se estima necesario recurrir a métodos numéricos que mejor representen esas condiciones. A continuación se presentan algunos de los casos que ameritan revisión y que además se repiten en varias de las estructuras analizadas.

Compensación

- Para solucionar la problemática de la excesiva sobrecompensación (5 t/m²) que se presenta en los Túneles GSE Este y Oeste en la zona llamada “Sección T”, se propone profundizar el nivel de desplante de la losa de fondo para aumentar el peso de las estructuras. Sin embargo, los diseñadores no presentan un análisis para validar esta propuesta.
- No se presenta el análisis geotécnico de los pilotes que se plantea utilizar en la cimentación de los túneles, ni se justifica su empleo.

Modelo geotécnico

- Para determinar el modelo geotécnico del Túnel GSE Este sólo se tuvo en cuenta el cono T-CPT-329. Sin embargo, para el día 12 de agosto del 2016, fecha hasta



la que tuvo el diseñador acceso a la información de los trabajos de exploración de CFE, se tenían datos de los conos T-CPT-218, T-CPT-231, T-CPT-229 y T-CPT-230 en la zona de estudio. Es importante evaluar toda la información de los estudios de campo que no sólo están a lo largo del eje longitudinal de los túneles para validar la secuencia estratigráfica propuesta. Aun así, se estima que los estudios de laboratorio y campo para estos diseños específicos son escasos.

Piezometría

- Las estaciones piezométricas consideradas para conocer la distribución de la presión de poro cerca del Túnel GSE Este fueron la P-536-9 y la P-536-3, las cuales fueron instaladas entre 1962 y 1963 y no reportan lecturas desde 2012. Por lo anterior, se recomienda utilizar la estación piezométrica EMS-10 instalada en mayo de 2015 cerca de dicha estructura y que cuenta con piezómetros abiertos a 11 m, 29 m, 49 m y 81 m de profundidad, y piezómetros eléctricos a 20 m, 24 m, 32 m, y 51 m de profundidad. Sin embargo, cabe hacer notar que a pesar de que se cuenta con dichas estaciones piezométricas cerca de los Túneles GSE Este y Oeste, los diseñadores consideran una distribución de poro hidrostática para los análisis geotécnicos, adoptando con ello un criterio conservador al no considerar el abatimiento piezométrico.
- En los análisis geotécnicos no se consideran las propiedades índice y mecánicas de los depósitos arcillosos luego del mejoramiento mediante la precarga. No obstante, para tomar en cuenta dicho procedimiento tienen en cuenta un estrato de Tezontle de 1 m de espesor por encima del nivel del terreno natural.
- En los modelos geotécnicos no se indica el grado de preconsolidación de los sitios de estudio en donde se construirán los túneles.

Cálculos mediante métodos analíticos

- Es importante considerar los lentes de arena en las revisiones del estado límite de falla y de servicio de los túneles, no únicamente cuando se realicen los análisis del abatimiento del nivel freático con pozos de bombeo.
- Se debe justificar la obtención de los valores de permeabilidad utilizados en el cálculo del abatimiento del nivel freático mediante pozos de bombeo.
- En la revisión del estado límite de falla por empotramiento de la pata del muro Milán no se está considerando el momento flexionante resistente del muro, lo cual puede conducir a factores de seguridad inadmisibles.



- La estabilización de la falla por empotramiento de la pata del muro Milán mediante contrafuertes, debe de estar sustentada mediante análisis numéricos tridimensionales que permitan validar su funcionalidad y garantizar la seguridad durante el proceso constructivo.

Interacción dinámica suelo-estructura

- No se presentan análisis de este tipo.

Comportamiento a largo plazo

- No se hace referencia a la evaluación y revisión de los asentamientos a largo plazo obtenidos a partir de la combinación de cargas, que se menciona en las memorias de cálculo estructural.

Modelación 2D y 3D

- No se presentan resultados de modelos 2D y 3D, los cuales se consideran necesarios para evaluar la interacción entre las distintas zonas de la estructura, la constructibilidad y la funcionalidad y seguridad a mediano y largo plazo.

Conclusiones

El II-UNAM considera que la información geotécnica utilizada para los cálculos estructurales se basa en suposiciones e hipótesis que no están sustentadas por los estudios de exploración, laboratorio y cálculos y diseños geotécnicos de las estructuras mencionadas. Por lo cual estos diseños deberán ser recalculados con el fin de demostrar su confiabilidad, seguridad y adecuado comportamiento a mediano y largo plazos, así como lo referente a su constructibilidad.

Los diseños geotécnicos presentados adolecen de análisis en 2 y 3 dimensiones, los cuales son necesarios para determinar el comportamiento de las estructuras en condiciones de mediano y largo plazos. También es indispensable analizar la interacción y la estanqueidad entre las diferentes estructuras (abiertas, cerradas y las rampas), durante el proceso de construcción y vida útil. Los métodos analíticos no son suficientes para determinar los efectos tridimensionales que se presentan entre las estructuras mencionadas y tampoco permiten evaluar de forma clara la constructibilidad y la optimización de los diseños.



En el Informe Final (Diciembre 2016) del II-UNAM: “*Investigaciones y Estudios Especiales Relacionados con Aspectos Geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el Vaso del Ex-Lago de Texcoco, Zona Federal*” Convenio de Colaboración No. GACM/DCI/SJ/CI/013-2015” se presenta un análisis geotécnico, por medio de métodos analíticos y de elementos finitos, de una de las secciones del Túnel GSE Este. Se sugiere sea revisado por parte de los diseñadores para que se tenga una idea de los análisis necesarios a nivel geotécnico que deben de ser realizados con el fin de garantizar la estabilidad de la construcción y su funcionalidad durante su vida útil. Este tipo de análisis es necesario para un adecuado y real diseño estructural.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-3

**Resultados de las pruebas de carga realizadas en
pilotes instrumentados en áreas del Edificio
Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del
NAICM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Marzo, 2017**



Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM

1. INTRODUCCIÓN

El 10 de noviembre de 2015, el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) entregó al II-UNAM el documento con número de trabajo 243522-00 preparado por ARUP Ingeniería y Consultoría México, S. de R.L. de C.V., y presentado por FP-FREE S. de R.L. de C.V. Este documento contiene el protocolo a seguir para la realización de pruebas de carga en pilotes. Establecen la ejecución de 14 pruebas de carga en pilotes de 15, 20, 25, 30 y 40 m de longitud.

En la Nota Técnica No. GEO-22 del II-UNAM, entregada los primeros días de diciembre de 2015, se expuso la pertinencia de instrumentar el cuerpo de esos pilotes de prueba. La instrumentación tendría por objetivo conocer el mecanismo de transferencia de carga a lo largo de los pilotes, y no sólo medir la carga aplicada y el desplazamiento sufrido en la cabeza de cada pilote, como lo estableció ARUP en el documento mencionado en el párrafo previo. A pesar de la anuencia del GACM para instrumentar los pilotes, el diseñador no aceptó modificar el alcance y objetivo de su plan original para ensayar esos 14 pilotes. ARUP sólo fue anuente para que en uno de los pilotes de ese grupo se colocaran sensores a lo largo de su cuerpo; tal pilote fue el N° 4 de 41 m de longitud.

Siguiendo las recomendaciones técnicas del II-UNAM, el GACM determinó que se agregasen otros tres pilotes para ser ensayados. Tales pilotes fueron instrumentados con el objetivo de conocer el mecanismo de transferencia de carga en su fuste o superficie lateral y el aporte a la capacidad de carga de su punta. Así entonces, se cuenta con la medición de la carga aplicada monotónicamente de manera creciente, y el desplazamiento que sufre la cabeza de trece pilotes por una parte; y por la otra en cuatro pilotes adicionales se cuenta no solo con la misma relación carga-desplazamiento en la cabeza, si no de cuál es la carga que resiste la superficie lateral o fuste de los pilotes, y cuál es el aporte medido de su punta.



2. ALCANCES

En esta Nota Técnica se muestran los resultados obtenidos en las cuatro pruebas de carga en pilotes instrumentados. Dos pilotes se ubicaron en la zona del Edificio Terminal (ET) que son el 4 y el 3a con longitudes de 41 y 21 m, respectivamente; y dos más en la zona de la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) que son el 14a y el 15a de 21 y 26 m, respectivamente. Todos los pilotes ensayados tuvieron una sección transversal cuadrada con 40 cm por lado.

En el ANEXO A se describe la ubicación de los sitios donde se realizaron los ensayos, la nomenclatura adoptada y las profundidades de instalación.

En el ANEXO B se presenta de manera breve el proceso de la instrumentación colocada en los pilotes, así como algunas particularidades sucedidas durante el procedimiento constructivo de los pilotes; y

En el ANEXO C se hace una descripción del equipo empleado para realizar los ensayos; el sistema de reacción, y los sistemas de medición y de aplicación de cargas. También, se describe el procedimiento empleado para la ejecución de los ensayos.

3. OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA AXIAL EN PILOTES INSTRUMENTADOS

Los objetivos específicos de las pruebas de carga axiales se mencionan enseguida:

- Obtener curvas de carga aplicada-desplazamiento, en la cabeza del pilote, bajo cargas de compresión axial monotónicamente crecientes, y hasta provocar la carga última o de falla del sistema pilote-suelo.
- Determinar las curvas de transferencia de carga del pilote al subsuelo, determinando así cuánto aporta el fuste y cuánto la punta a la capacidad de carga total.



Para cumplir con los objetivos planteados, se dispusieron instrumentos geotécnicos a lo largo de los pilotes; se instalaron deformímetros eléctricos ahogados en el concreto (*sister bars*). Las cargas aplicadas en la cabeza se midieron con una celda de carga y con un manómetro de carátula como sistema redundante al gato hidráulico actuante. Los desplazamientos en la cabeza se midieron con transductores eléctricos y con un sistema redundante de tres indicadores de carátula (micrómetros). La instrumentación descrita sigue lineamientos similares a los empleados en pruebas de carga previamente realizadas (Mendoza *et al.*, 2004).

4. CURVAS CARGA-DESPLAZAMIENTO EN LA CABEZA DE LOS PILOTES INSTRUMENTADOS (II-UNAM)

En la Figura 1 se muestra la curva de la carga contra el desplazamiento vertical medio, en la cabeza del pilote 4 (41 m) que fue ensayado en el área del Edificio Terminal. La carga máxima alcanzada fue de poco más de 100 t, la que pudo sostenerse sólo 2 minutos; luego, se midió un desplazamiento casi inmediato de 7 mm. Después de esto se perdió la capacidad de sostener la carga aplicada.

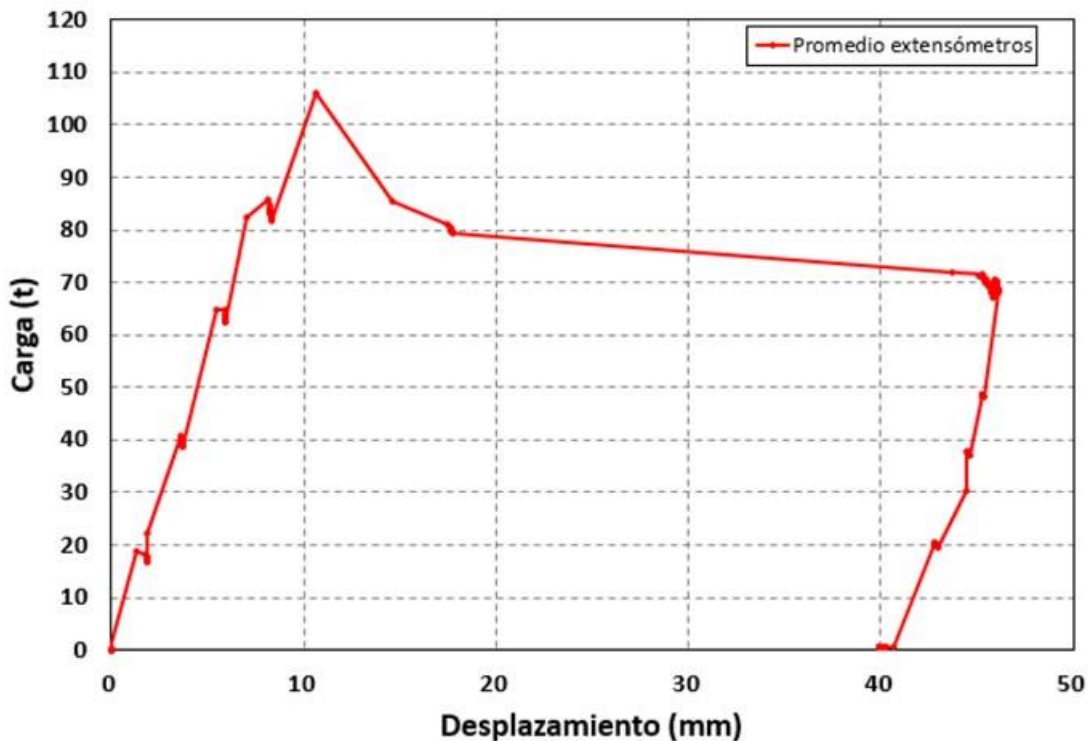


Figura 1. Curva carga-desplazamiento en la cabeza del pilote 4 (ET)



Posteriormente, el pilote acusó un deslizamiento de casi 30 mm con cierta reducción de su capacidad de carga, hasta el momento que se procedió a su descarga.

De las mediciones efectuadas con tres extensómetros en el ensaye del pilote 3a (21 m) también en el área del Edificio Terminal, se obtuvo un valor medio que se graficó contra la carga aplicada; véase la Figura 2. La carga máxima alcanzada fue de 60 t con un desplazamiento en la cabeza de 13.4 mm. Posteriormente, en la cabeza se midió un desplazamiento de 16 mm con lo que se venció la adherencia-fricción del suelo, perdiendo la capacidad de tomar más carga axial. El máximo desplazamiento alcanzado fue de 26.45 mm, de los que 22 mm fueron permanentes.

En la Figura 3 se incluye la curva carga-desplazamiento mostrando el valor medio de los desplazamientos medidos con los tres extensómetros en la prueba del pilote 14a (21 m) efectuado en el área de la Torre de Control de Tráfico Aéreo. La carga máxima aplicada fue de aproximadamente 58 t, con desplazamiento de alrededor de 19 mm; tal carga se pudo mantener por una hora; después, se descargó.

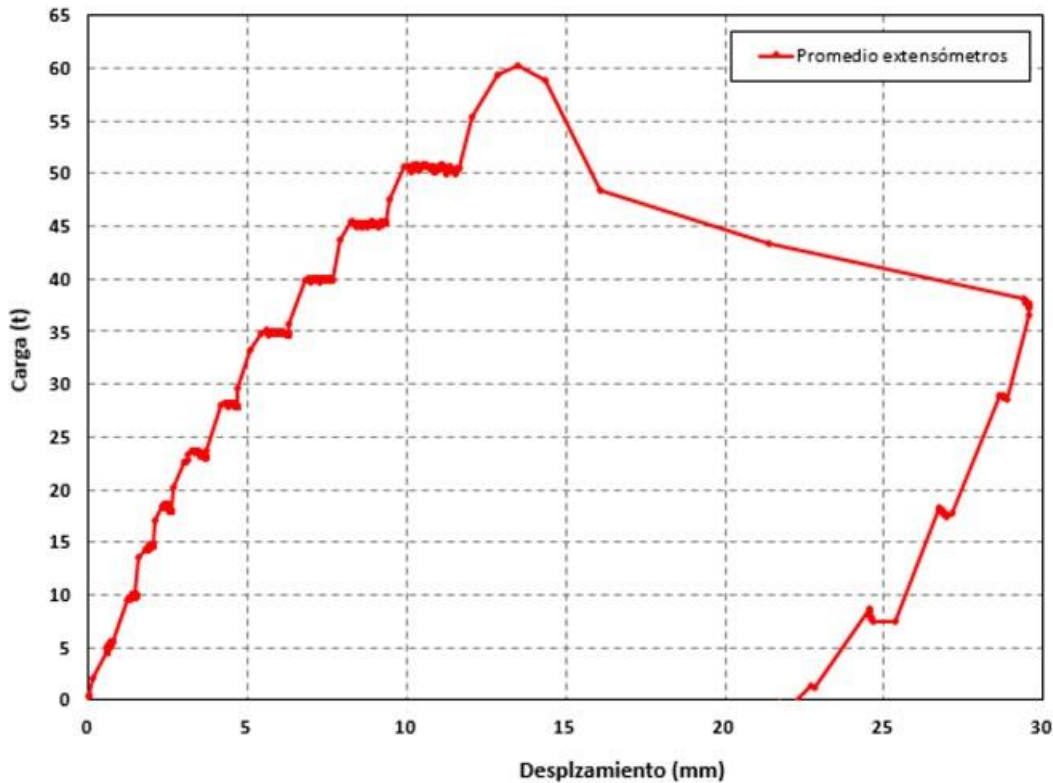


Figura 2. Curva carga-desplazamiento en la cabeza del pilote 3a (ET)

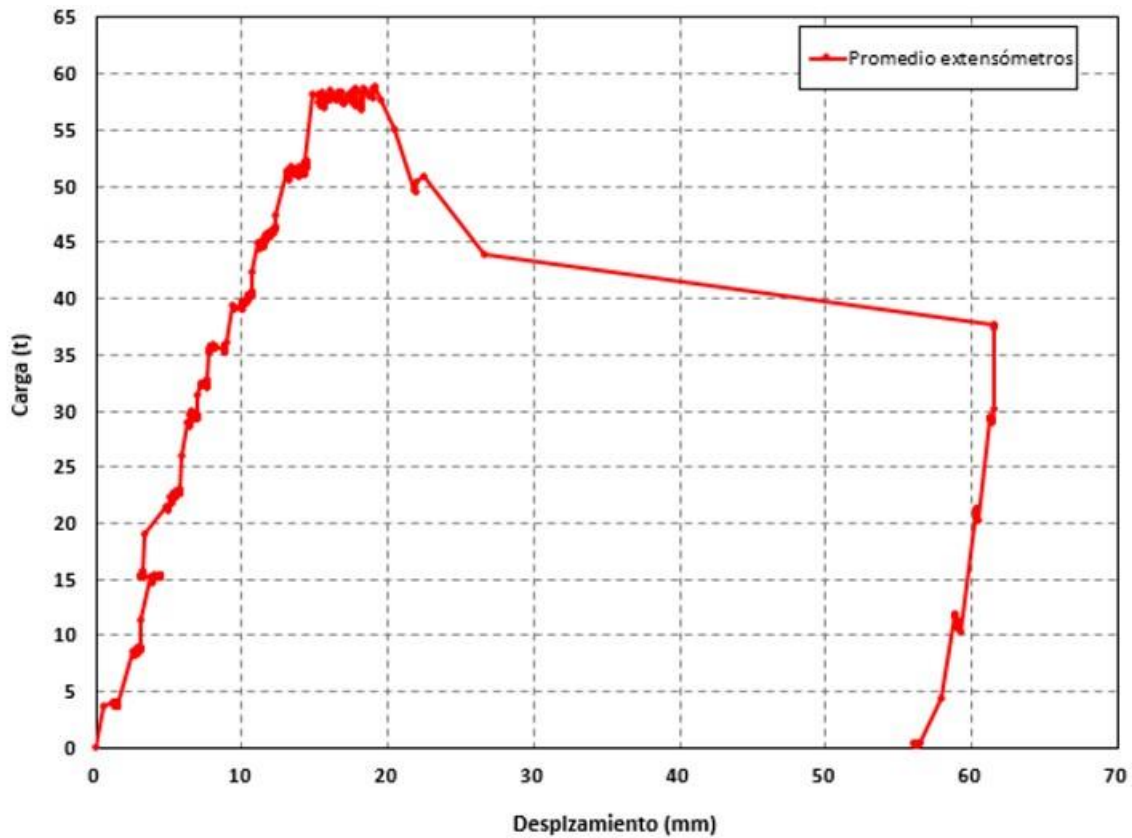


Figura 3. Curva carga-desplazamiento en la cabeza del pilote 14a (TCTA)

La curva carga desplazamiento de la prueba que se llevó a cabo en el pilote 15a (26 m) se muestra en la Figura 4. Los datos graficados son los registrados con la celda de carga y el valor medio de dos extensómetros en la cabeza del pilote. Se aplicó la carga máxima del sistema de reacción, poco menos de 200 t, sin alcanzarse una falla clara como en los otros pilotes de prueba. El extensómetro registró un desplazamiento de 28 mm. Posterior a la descarga, la deformación permanente registrada fue de 11 mm.

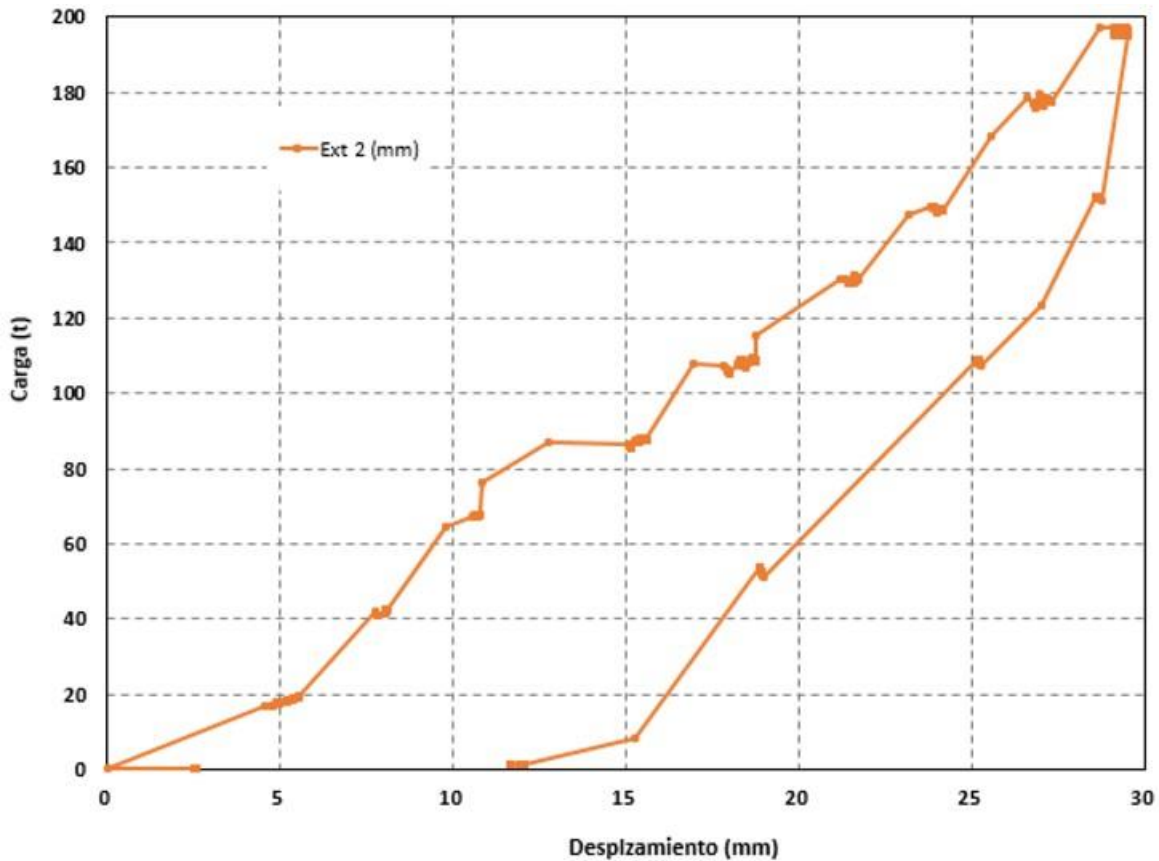


Figura 4. Curva carga-desplazamiento en la cabeza del pilote 15a (TCTA)

5. CURVAS CARGA-DESPLAZAMIENTO EN LA CABEZA DE LOS PILOTES NO INSTRUMENTADOS (ARUP)

En las Figuras 5 y 6 se presentan las curvas carga-desplazamiento de los pilotes 3 y 14 de 21 m de longitud, sin instrumentación, ensayados en el Edificio Terminal y en la Torre de Control, respectivamente. Los pilotes fueron instalados empleando el procedimiento especificado por el diseñador y la ejecución de las propias pruebas fueron ejecutadas bajo la dirección de los ingenieros de ARUP. Esto es, realizando una pre-perforación, y entre otras decisiones, aplicar incrementos de carga tales que alcanzaron la falla al someterlos al quinto incremento. Además, en estos pilotes sin instrumentación se llevaron a cabo pruebas de carga dinámicas con grandes desplazamientos, lo que movilizó y venció la resistencia por fuste de los pilotes.

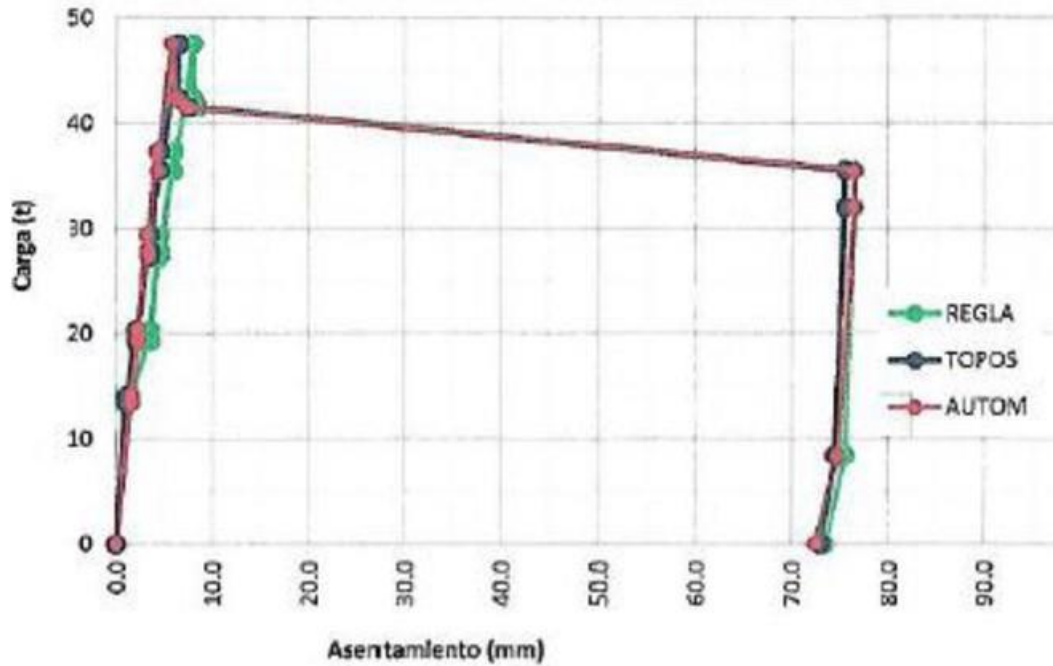


Figura 5. Curva carga-desplazamiento en la cabeza del pilote3 en el ET

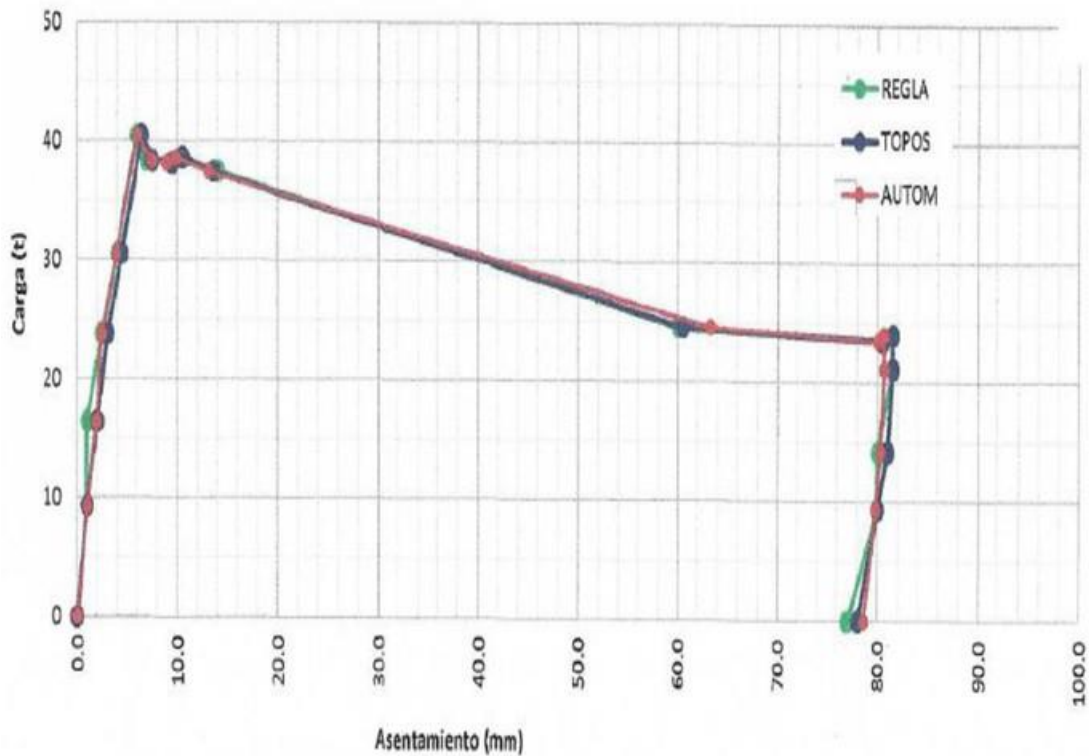


Figura 6. Curva carga-desplazamiento en la cabeza del pilote 14 en la TCTA



6. COMPARACIÓN DE CAPACIDADES DE CARGA ENTRE LOS PILOTES INSTRUMENTADOS Y LOS NO-INSTRUMENTADOS

En la Tabla 1 se presentan los resultados comparativos de las cargas máximas obtenidas en los pilotes no instrumentados, y los instrumentados, ensayados muy próximos entre sí ya que fueron ejecutados con apenas unos metros de separación, tanto en la zona del ET como en la vecindad de la TCTA. Puede apreciarse una clara diferencia, en la que los pilotes instrumentados alcanzaron una carga de falla mayor que la de los no instrumentados. Como se mencionó, los no instrumentados se hincaron según el protocolo de ARUP, así mismo, su ejecución siempre atendió a los lineamientos establecidos por el diseñador ARUP.

Tabla 1. Resumen de carga última medida en los ensayos de pilotes instrumentados y pilotes no instrumentados

Pilote	Sitio de prueba	Longitud del pilote, m	¿Instrumentado?		Carga máxima medida, t
3	Edificio terminal	21	-	No	47.6
3a		21	Sí	-	60
14	Torre de Control	21	-	No	40.4
14a		21	Sí	-	58

Diversos factores explican la menor capacidad de carga resistida por los pilotes no instrumentados; se indican enseguida las condiciones que les fueron impuestas a estos últimos: i) la perforación previa a su hincado; ii) la ejecución de pruebas dinámicas, con poca antelación a las pruebas estáticas en concreto; iii) los fuertes desplazamientos impuestos por esas pruebas dinámicas; y iv) los fuertes incrementos de carga estática aplicados para alcanzar la falla, ya que fueron sólo cinco, alejándose de las prácticas usuales al respecto.

7. TRANSFERENCIA DE CARGA EN PILOTES INSTRUMENTADOS

En la Figura 7 se presentan las curvas de transferencia de carga, obtenidas a partir de los registros de las celdas de carga del pilote 3a. El mecanismo de transferencia de carga del pilote al terreno circundante es tal que la carga aplicada en la cabeza va disminuyendo con la profundidad, como resultado de la reacción por adherencia-fricción. Esta variación resulta lineal en los dos tercios inferiores del pilote, denotando una resistencia constante en el fuste. También es cierto que el gradiente de esa porción es superior a la del tercio superior señalando con ello, una resistencia en el fuste mayor en los tercios inferiores, en comparación con el tercio superior. Se observa que la celda instalada cerca de la punta, registró alrededor de 5 t, cuando en la cabeza se aplicaron las 60 t; es decir, un poco menos del 10% de la carga en la cabeza.

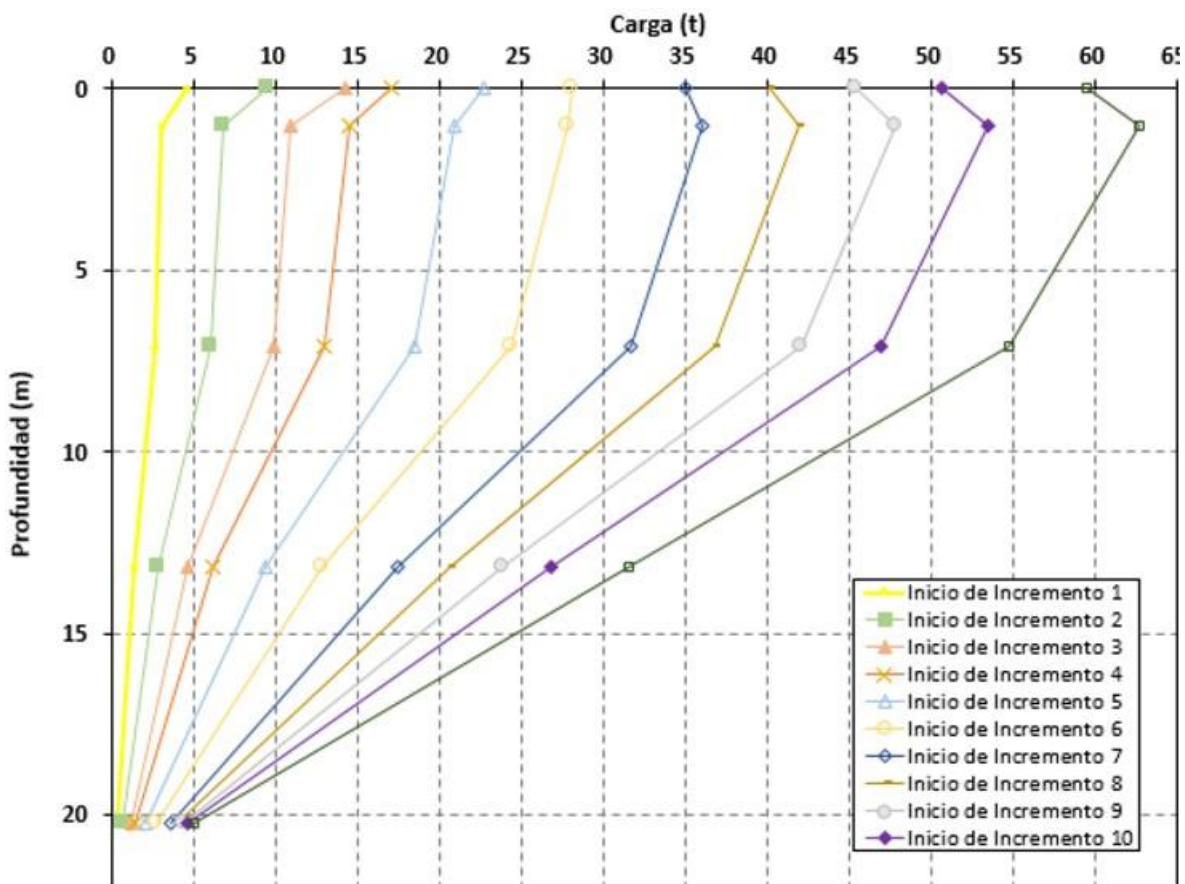


Figura 7. Curva de transferencia de carga del pilote 3a (ET)



En la Figura 8 se muestran las curvas de transferencia de carga del pilote 14a. Es de notar que cuando en la cabeza se aplican 58 t, la carga registrada en la celda cerca a la punta es de 7.5 t, poco más del 10% de la carga registrada en la celda ubicada en la cabeza del pilote, reafirmando la resistencia y trabajo de los pilotes fundamentalmente por adherencia-fricción.

Esta variación también resulta lineal en los dos tercios inferiores del pilote, denotando una resistencia constante en el fuste. También es cierto que el gradiente de esa porción es superior a la del tercio superior denotando con ello, una resistencia en el fuste mayor en los tercios inferiores, en comparación con el tercio superior.

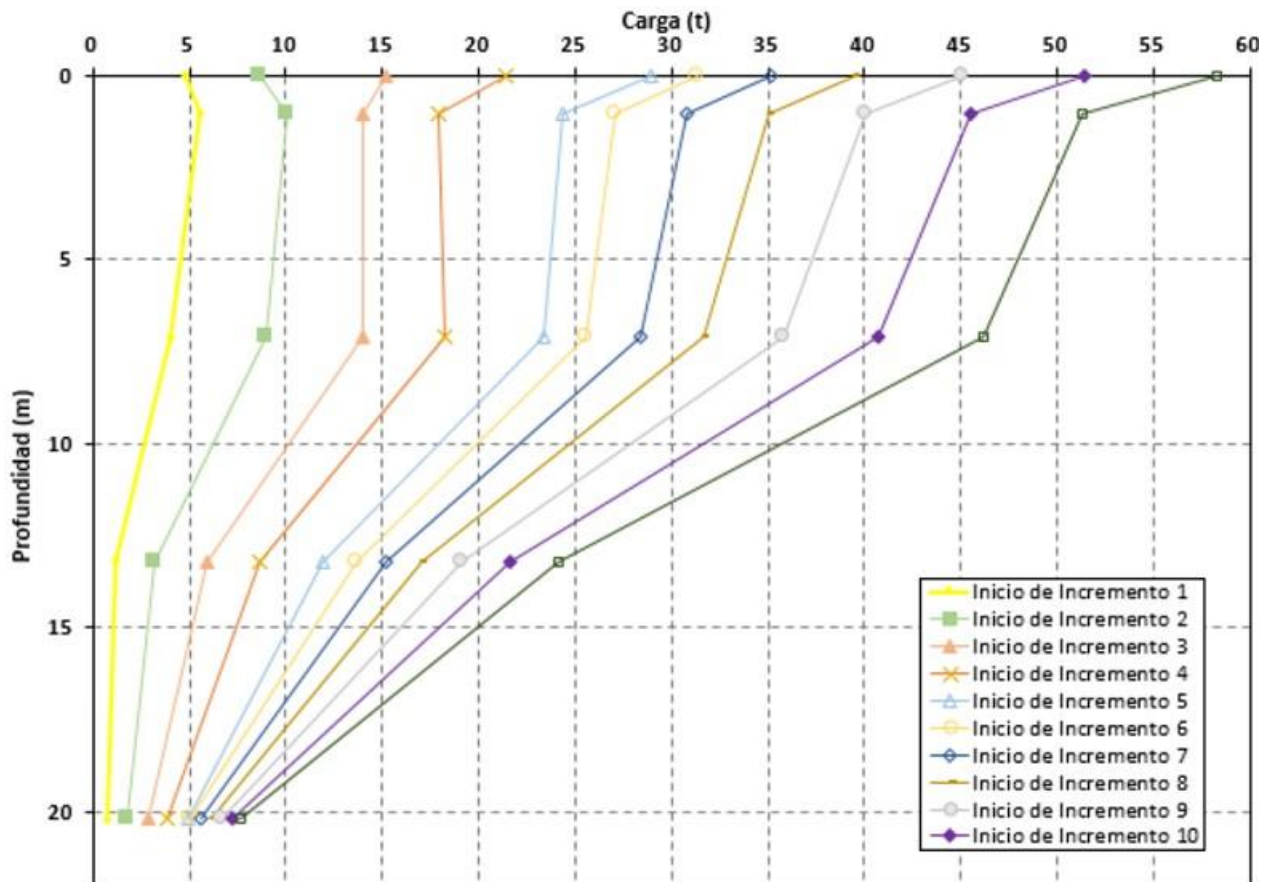


Figura 8. Curva de transferencia de carga del pilote 14a (TCTA)



8. FACTORES DE ADHERENCIA PILOTE-SUELO

Los valores medios de los factores de adherencia obtenidos a partir de los ensayos de pilotes se muestran en la Tabla 2, se incluyen los pilotes con instrumentación y sin instrumentación. Estos factores se obtuvieron empleando los sondeos CPT más cercanos a los sitios de ensaye. Se insiste nuevamente al GACM que están pendientes y que para la mejor interpretación de los resultados de las pruebas de carga, se deben realizar sondeos CPT en cada uno de los sitios de ensaye para conocer su estratigrafía y resistencia al esfuerzo cortante.

Tabla 2. Factores de adherencia en pilotes instrumentados y sin instrumentación

Longitud del pilote	α Factor de adherencia en pilotes instrumentados	α Factor de adherencia en pilotes sin instrumentación
21 m	0.66 (pilote 3a)	0.42 (pilote 3)
21 m	0.79 (pilote 14a)	0.38 (pilote 14)

9. CONCLUSIONES

Pudo confirmarse la naturaleza resistente de los pilotes, basada en el fenómeno de adherencia-fricción que ocurre en el contacto, entre el fuste de los mismos y el suelo arcilloso circundante; sólo del orden del 10% de la capacidad total de carga de los pilotes, es aportado por su punta.

Es un hecho bien conocido que el procedimiento constructivo de las cimentaciones profundas influye considerablemente en la capacidad de carga que éstas alcanzan. Las campañas de pruebas de carga en pilotes de fricción ensayados en la vecindad de los sitios de desplante del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo, así lo confirman; su hincado y tales campañas fueron ejecutadas con lineamientos diferentes, por una parte, con los de los diseñadores de ARUP, y por la otra, con los del II-UNAM. ARUP ensayó pilotes no instrumentados, en tanto que a los del II-UNAM les fueron incluidos durante su colado algunos instrumentos.



Las pruebas de carga pusieron de manifiesto que la carga de falla de los pilotes instrumentados, hincados y ensayados según las condiciones impuestas por el II-UNAM, resultó 26 a 43% superior a la que alcanzaron los pilotes no instrumentados, hincados y ensayados como lo estableció el diseñador ARUP. Al menos cuatro condiciones o situaciones de estas últimas, explican estos resultados; éstas son las siguientes: *i)* la perforación previa a su hincado en cierta porción de su longitud; *ii)* la ejecución de pruebas dinámicas, con poca antelación a las pruebas estáticas que aquí se han descrito; *iii)* los fuertes desplazamientos impuestos por esas pruebas dinámicas, con los que se venció la resistencia en el fuste de los pilotes; y *iv)* los fuertes incrementos de carga estática aplicados para alcanzar la falla, ya que fueron sólo cinco.

De lo anterior se concluye y ratifica el señalamiento por parte del II-UNAM acerca de lo impropio, en particular, de recurrir a la perforación previa al hincado de los pilotes. En efecto, es un hecho bien conocido y documentado que tanto el hincado de los 90 pilotes de fricción en uno de los tramos de prueba dentro del NAICM, como del hincado de los pilotes instrumentados que aquí se comentan, no se practicó perforación previa alguna; y no se practicó porque no es necesario, y por el hecho que aquí se corrobora, de que la pre-perforación determina una resistencia menor en el fuste. El suelo es tan blando que sólo requiere un martillo ligero para aplicarle uno o dos golpes al pilote para que se idente; e incluso, en múltiples ocasiones el pilote penetra por su peso propio, requiriendo que se le sujete (“estrobarlo”) para que no pierda la posición deseada en su vertical.

Luego entonces, se insiste que el hincado de pilotes de fricción en la Formación Arcillosa Superior para las edificaciones del NAICM no requiere perforación previa, y no es deseable practicarla porque ello determina una menor capacidad de carga.

Los factores de adherencia determinados en las pruebas de carga de los pilotes instrumentados alcanzan valores cercanos a los medidos en cimentaciones prototipo de la Ciudad de México.

Finalmente, no se omite mencionar que aún no se ha realizado la caracterización geotécnica de los sitios de las pruebas de carga, lo que es necesario para una



6. REFERENCIAS

ASTM D 1143/D1143M-07. Standard test method for piles under static axial compressive load, Annual Book of ASTM Standards, New York.

ASTM Designation D 4945-00 (2000). Standard test method for high-strain dynamic testing of piles, Annual Book of ASTM Standards, New York

Crowther, C. (1988). Load testing of deep foundations. The planning, design and conduct of pile load tests, John Wiley & Sons, New York

Ibarra, E., Paniagua, W. I., y Mendoza, M. J. (2008). “Aporte del fuste y de la punta a la capacidad de carga axial de una pila colada in situ al Nororiente del Valle de México”, Memorias de la XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Aguascalientes, Ags.

Mendoza, M. J., Ibarra, E., Aire, C., Romo, M. P., Olivares, A., Gómez, E. y Castillo, T. (2003). “Pruebas de carga en pilas instrumentadas del Distribuidor Vial San Antonio. Vías rápidas de la ciudad de México”, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM al Gobierno del Distrito Federal, 218 pp, mayo de 2003

Mendoza, M. J., (2004) “Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México, bajo carga estática y sísmica”, Tesis Doctoral, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, México.



ANEXO A UBICACIÓN DE LOS SITIOS DE ENSAYE

En la Figura A1 se presenta la ubicación general de los cuatro sitios donde se llevaron a cabo las pruebas de carga axial en pilotes instrumentados, y en la Figura A2 la ubicación particular de los mismos, y la de los pilotes sin instrumentación. En la Tabla A1 se muestra la nomenclatura adoptada para cada pilote, las coordenadas UTM en donde fueron instalados, la estructura asociada, su longitud y la profundidad de instalación.



Figura A1. Ubicación general de los pilotes

Tabla A1. Nomenclatura de los pilotes

Pilote	Coordenadas		Estructura asociada	Longitud del pilote, en m	Profundidad de instalación, en m
	X	Y			
3a	500286.749	2156282.907	Edificio terminal	21	21
4	500286.060	2156263.230	Edificio terminal	41	39
14a	500409.177	2158620.799	Torre de control	21	21
15a	500340.613	2158652.491	Torre de control	26	23



Cabe indicar que el pilote 4 fue hincado en el sitio especificado por el diseñador. Los demás pilotes se instalaron en sitios cercanos a los propuestos por el diseñador, por lo que se reconocen como pilotes adicionales. Por esa razón la nomenclatura obedece al pilote más cercano propuesto por el diseñador, mientras que la letra “a” se refiere al hecho de que fue un pilote adicional.

El ensaye realizado al pilote 3a se encuentra a 4.30 m de separación del pilote 3 (Figura A2a). La separación entre el pilote 15 y el pilote 15a es de 4.40 m (11 veces la longitud del lado del pilote), ambos pilotes tienen la misma longitud (Figura A2b).

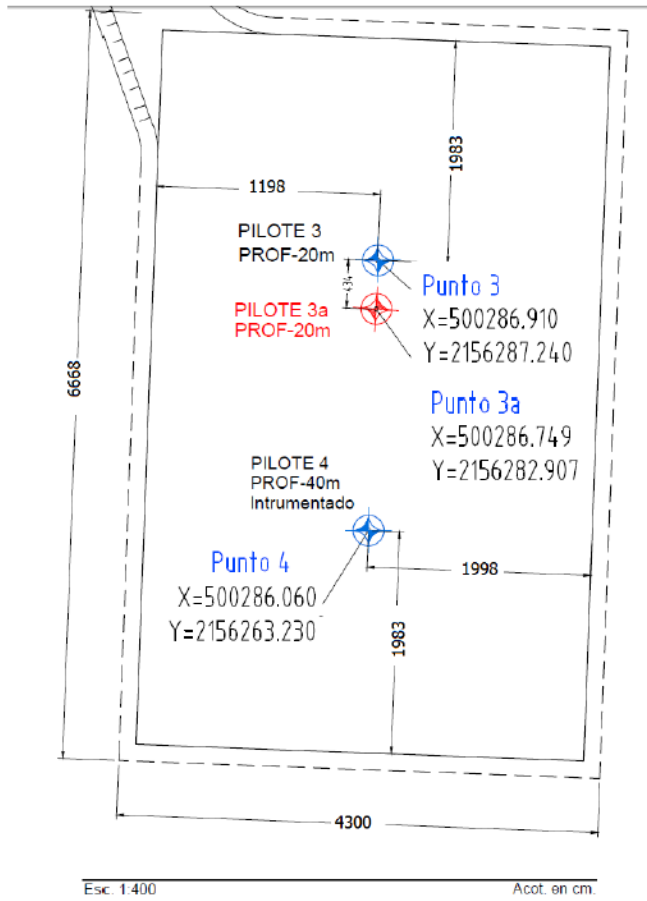
La separación entre el pilote 14 y el 14a fue de 4.40 m y ambos son de la misma longitud (Figura A2b).

Las profundidades de instalación fueron medidas a partir del nivel de terreno natural. Para realizar los trabajos previos de construcción de micro-pilotes de reacción y el hincado del pilote de ensaye, se conformó una plataforma de trabajo con tezontle de un metro de espesor, misma que descansaba sobre una geomalla y un geotextil.

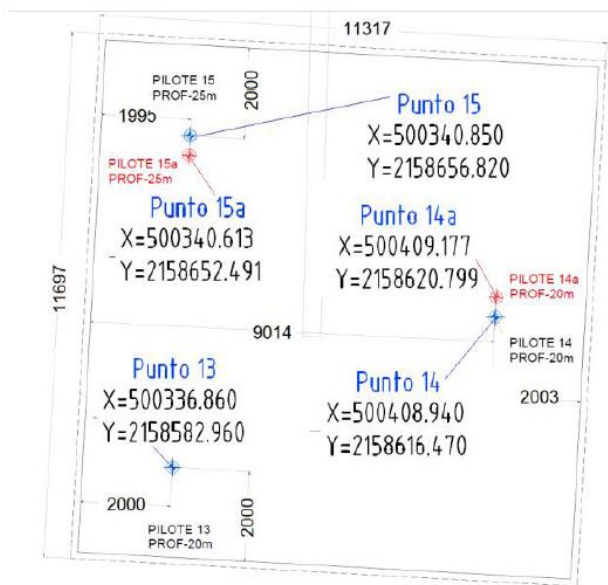
En el caso particular de los pilotes 3a y 14a se construyó un dado de un metro de altura, ya que el nivel de su cabeza coincidía con el nivel del terreno natural.

El pilote 15a no pudo hincarse a la profundidad requerida debido a la presencia de un estrato duro que lo impidió.

El pilote 4 fue hincado a la profundidad definida por el diseñador. Toda vez que ésta implicaba alojar su punta en la Formación Arcillosa Inferior, y por tanto cruzar la Primera Capa Dura, fue necesario llevar a cabo una pre-perforación de dicha capa dura, empleando una broca diseñada *exprofeso*; en el Anexo 5 se detalla sobre los procedimientos empleados.



a) Pilotes hincados en el área del Edificio Terminal



b) Pilotes hincados en el área de la Torre de Control

Figura A2. Ubicación de los pilotes ensayados



ANEXO B

INSTRUMENTACIÓN A LO LARGO DE LOS PILOTES ENSAYADOS Y PROCEDIMIENTO DE HINCADO

Colocación de instrumentos

En este anexo se describe el procedimiento llevado a cabo para instrumentar los pilotes ensayados en las pruebas de carga, y algunas eventualidades ocurridas durante el procedimiento constructivo.

La instrumentación se diseñó con el fin de conocer la relación carga-desplazamiento en el cabezal del pilote y registrar las microdeformaciones a diferentes profundidades del pilote, esto último como un medio para inferir las curvas de transferencia de carga a lo largo de éste, y definir el aporte por fricción y la contribución de la punta a la capacidad última. Una descripción de estos criterios se han publicado con anterioridad (Mendoza, 2004; Mendoza *et al.*, 2008).

Para esta instrumentación se contempló usar distintos tipos de instrumentos, generando así redundancia en los datos obtenidos, esto con el objetivo de prever cualquier mal funcionamiento de alguno de ellos. Así pues, se incluyeron sensores para registrar la carga y el desplazamiento en la cabeza del pilote, la carga que llega a la punta, las microdeformaciones del concreto a diferentes profundidades y las compresiones entre las distintas secciones de concreto; todos ellos fueron monitoreados durante la ejecución de la prueba.

Los cuatro pilotes instrumentados fueron construidos por segmentos a fin de disponer entre ellos las celdas de carga, mismas que al ser instaladas se constituyen en parte misma del pilote.

La instrumentación propuesta por el II-UNAM para cada uno de los pilotes consta esencialmente de dos tipos de sensores; estos son:

- Celdas de carga, dispuestas entre las placas que conforman el sistema de conexión rápida, las cuales se instalaron entre los diferentes tramos de los pilotes.

- Varillas hermanas o *sister bars*, las cuales se instalaron y ahogaron en la sección central de los pilotes; éstas resultan un fiel de las microdeformaciones que sufre el concreto del pilote.

Es importante hacer notar que inicialmente el II-UNAM había propuesto realizar la colocación de las celdas de carga empleando placas de acero, mismas que serían soldadas al acero de refuerzo del sub-tramo (Figura B1). Este procedimiento de instalación se había empleado a exitosamente en instrumentaciones similares anteriores (Mendoza, 2004).

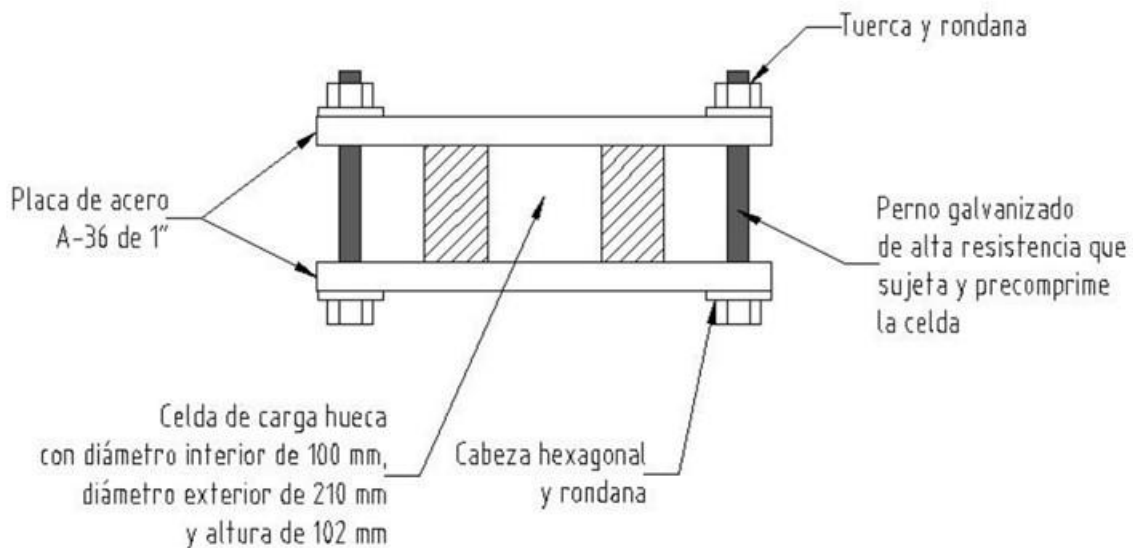


Figura B1. Propuesta inicial del II-UNAM para la colocación de las celdas de carga

Sin embargo, para unir los segmentos de pilotes, el contratista CIMESA propuso adecuar las conexiones rápidas tipo Leimet ABB Plus y en ellas alojar las celdas de carga, tal como se muestra en la Figura B2.



Figura B2. Celdas entre tramos de pilote

Una vista de la instalación de las *sisters bars* alojadas en el eje longitudinal del pilote se muestra en la Figura B3.

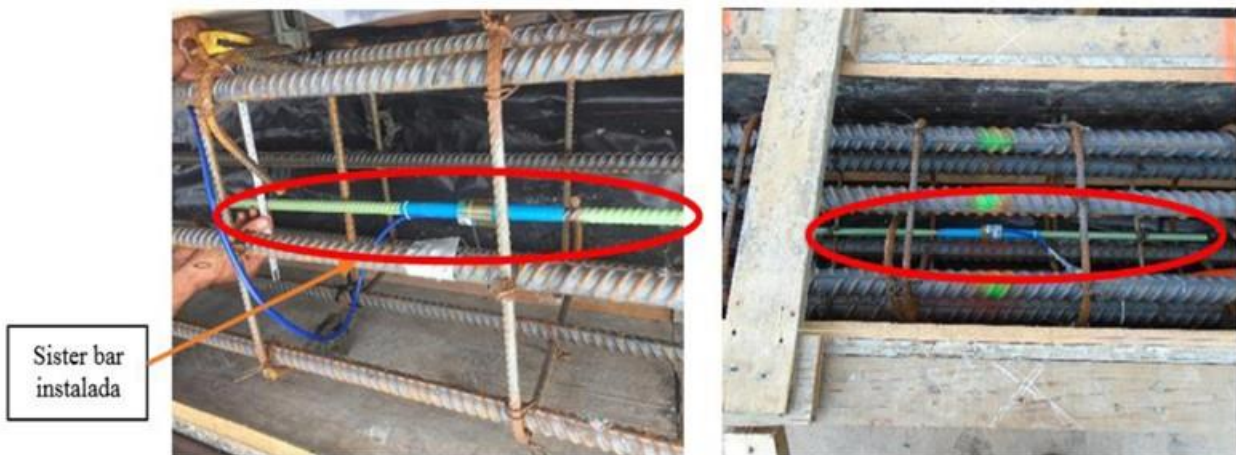


Figura B3. Instalación de *sister bars* en secciones de pilote

Las *sister bars* se instalaron una en cada tramo central del pilote; no se dispusieron en el tramo de la punta ni en el de la cabeza, debido a que dichos segmentos son muy cortos.

En la Tabla B1 se muestra la cantidad de instrumentos instalados en cada pilote, y en la Figura B4 se muestra la ubicación de éstos a lo largo del mismo.



Tabla B1. Resumen de instrumentación en pilotes

Pilote	Longitud del pilote, en m	Tramos que conforman el pilote	Cantidad de celdas de carga	Cantidad de <i>sister bars</i>
3a	21	cinco	cuatro	tres
4	41	seis	cinco	ocho
14a	21	cinco	cuatro	tres
15 a	26	cinco	cuatro	cuatro

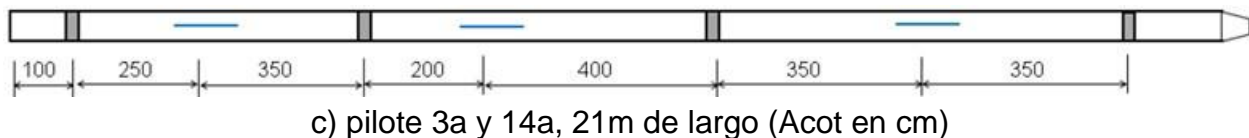
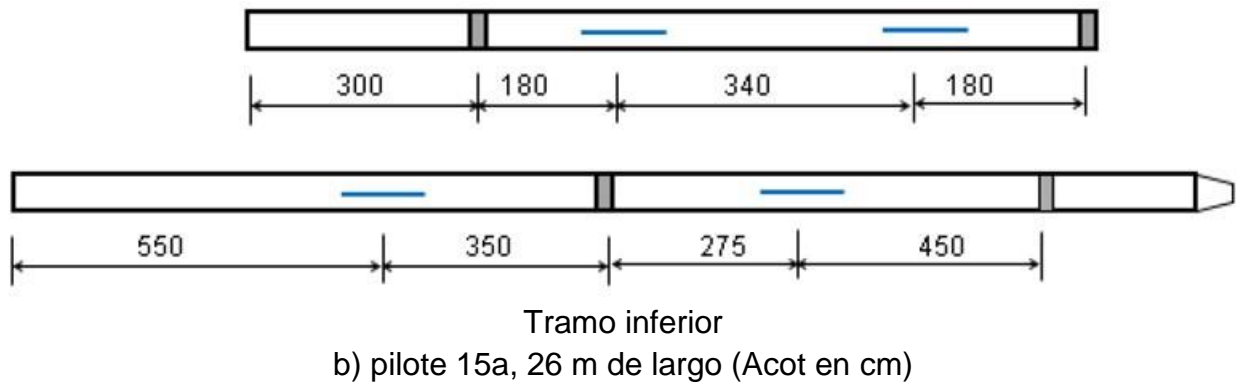
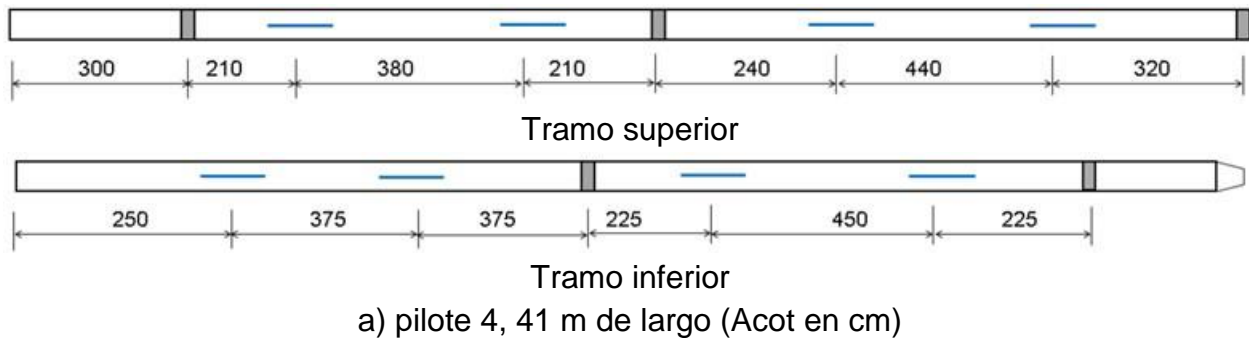


Figura B4. Esquemas de instrumentación colocada a lo largo de los pilotes ensayados



Tanto la construcción de los pilotes como su instrumentación se realizó en una plataforma aledaña al lugar de las pruebas; desde allí fueron trasladados al lugar donde se hincaron.

Junta entre segmentos de pilote

Durante la instrumentación, personal del II-UNAM detectó que algunas juntas de conexión rápida tenían una desviación con respecto a la vertical y a la horizontal, en particular aquellas instaladas en el pilote 4, que es el de mayor longitud. Dado que el acero de refuerzo del pilote fue soldado a la placa de conexión rápida, no fue posible ajustar esta desviación.

Para ajustar otras desviaciones que se presentaron en otros tramos de este pilote, el contratista procedió a cortar otra placa de conexión rápida con el ángulo necesario para corregir estas desviaciones y la soldó a la conexión rápida con defectos; luego relleno el espacio entre estas placas con *grout* (Figura B5).



Figura B5. Instalación de placa que implementó el constructor para ajustar la verticalidad del tramo



En los otros pilotes las desviaciones se arreglaron fácilmente ya que las varillas o “barbas” de las placas de conexión no fueron soldadas al acero de refuerzo, sino que fueron amarradas al acero de refuerzo empleando alambre recocido. Esto permitió hacer los ajustes necesarios para obligar a que las juntas quedaran totalmente paralelas al momento del colado, y con ello asegurar la linealidad en la junta entre segmentos de pilote.

Otra situación que se observó durante la instalación de la celda de carga, fue que los ángulos que permitían unir las dos placas no tenían rigidez suficiente, toda vez que cuando se pre-comprimió la celda, éstos acusaban deformaciones permanentes, perdiendo capacidad estructural e impidiendo que las cargas se transfirieran al siguiente tramo.

Hincado de pilotes

Los pilotes instrumentados fueron hincados sin perforación previa, excepto el pilote 4 de 41 m de longitud, al que se le practicó pre-perforación de manera justificada, toda vez que atravesó algunos estratos duros, entre ellos la Primera Capa Dura (PCD). A continuación se detalla el procedimiento seguido para el hincado de este pilote.

De acuerdo con lo estipulado por los diseñadores, se ejecutó una pre-perforación, misma que se inició con un diámetro de 12” hasta detectar el primer estrato resistente y luego fue ampliada a un diámetro de 20”, de esta forma se procedió en dos estratos duros, incluyendo la PCD.

Para ejecutar la perforación, se usó una perforadora montada en orugas marca Casagrande y modelo DCH 147 (Figura B6). Las barras de perforación fueron de tipo API con un diámetro de 3.5” y 15’ pies de largo.



Figura B6. Equipo empleado en los trabajos de pre-perforación del pilote 4

La broca “piloto” de 12” de diámetro que en su conjunto fue acompañada de una broca tipo cola de pescado de 4” de diámetro (Figura B7) operó con una velocidad de corte y penetración de una pulgada por segundo, y entre 70 a 120 RPM. Se utilizó como fluido de perforación agua limpia con un PH de entre 7 a 9, recirculándola en el sistema perforación. Se tuvo cuidado de que la viscosidad se encontrara entre 35 a 40 segundos con el cono Marsh durante la perforación en los estratos arcillosos, esto para evitar fracturamiento hidráulico a lo largo de la perforación. Una vez que se llegó a la profundidad de los estratos duros y conservando la viscosidad antes mencionada, se usó un polímero biodegradable para estabilizar las paredes de la perforación.



Figura B7. Broca empleada en la pre-perforación del pilote 4

Gracias al registro de campo fue posible conocer con precisión la profundidad de aquellos estratos resistentes.

Cuando fue necesario ampliar la perforación, se elevó la broca de 12” de diámetro hasta la superficie, desacoplándola y acoplando la broca ampliadora de 20” (Figura B7) sin que se accionara el sistema que permite desplazar las cuchillas cortadoras.

Colocadas ambas brocas a la sarta de perforación, se hizo descender el sistema hasta alcanzar la profundidad deseada, luego se desacopló la última barra de perforación y se introdujo por el interior de las barras una tubería para accionar el sistema de cuchillas cortadoras de la broca ampliadora, colocando el cople tope para accionar la broca ampliadora a 20” de diámetro. Seguidamente, se acopló la sarta de barras con ayuda del broquero de la perforadora y se inició la re-perforación a 20” de diámetro.

Una vez atravesado el estrato resistente, se levantó el sistema de brocas hasta el inicio de dicho estrato y se retiró el cople tope para extraer la tubería que accionó el sistema de la broca ampliadora, de manera que ésta se retrae a 12”.

Concluida la re-perforación se procedió a instalar el pilote, sin embargo éste no pudo ser hincado hasta la profundidad especificada; sólo se pudo avanzar hasta 31.8 m de profundidad. Debido a lo anterior, se recurrió al equipo de hincado para tratar de hacerlo descender (Figura B8). No obstante, una mala maniobra ocasionó que el martillo hincador no estuviera centrado y al momento de ser accionado se aplicó la fuerza fuera del eje longitudinal del pilote, por lo que la junta de conexión rápida sufrió su falla estructural, doblando los ángulos que le daban continuidad.



Por tal razón, se detuvo la maniobra y se procedió a retirar, de ese nivel de instrumentación; la celda de carga, luego los tramos de pilote fueron soldados para proseguir con el hincado.



Figura B8. Hincado del pilote 4

Durante este proceso se pudo constatar que la conexión propuesta resultó muy endeble ante cargas excéntricas ocasionando la pérdida de una celda de carga y el daño de varios de los cables de las *sister bars*. Adicionalmente, durante la ejecución del ensaye, se perdió continuidad estructural a partir de los 30 m de profundidad



ANEXO C

EQUIPO Y PROCEDIMIENTO EMPLEADO PARA REALIZAR LOS ENSAYES

En la nota NT-GEO-79 “Especificaciones para la ejecución de pruebas de carga a pilotes instrumentados en el predio donde se construirá el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México” se describió el procedimiento de estos ensayos, las cargas máximas a aplicarse, y demás detalles. A continuación sólo se describe de manera sucinta el sistema de reacción, el equipo empleado y el procedimiento de ejecución de las pruebas de carga.

Sistema de reacción

El sistema de reacción para las pruebas de carga de pilotes bajo compresión axial se muestra en la Figura C1. Se trata de una disposición simétrica en forma de H con cuatro micro-pilotes de reacción ubicados en las esquinas, una viga de reacción principal por debajo de las secundarias y centrada al pilote ensayado.



Figura C1. Vista general del sistema de reacción



Las dos vigas secundarias se conectaron a los micro-pilotes de reacción, cuyas dimensiones son 30 cm de diámetro y 40 m de longitud, mediante varillas de alta resistencia, las cuales estaban ahogadas al interior del micro-pilote. De esta forma el sistema contaba con una capacidad máxima de trabajo de 200 toneladas sobre el pilote de prueba. La celda de carga empleada tenía una capacidad de 200 t.

Cada micro-pilote, fue construido e hincado previo a la instalación de los pilotes instrumentados a ensayar. El diseño estructural de todo el marco de reacción fue realizado por la empresa contratista CIMESA, misma que efectuó las maniobras de transporte y montaje del sistema.

Durante el ensaye se empleó equipo topográfico para llevar un control de los desplazamientos verticales que se presentaban en cada uno de los micro-pilotes de reacción, a fin de tomar el control del sistema de reacción y no poner en riesgo el mecanismo de éste y de la seguridad del ensaye en sí.

Sistema de aplicación de carga

El sistema de aplicación de cargas consistió en una bomba hidráulica que opera mediante energía eléctrica, un gato hidráulico y un dispositivo de control de las presiones generadas con el sistema hidráulico.

Para medir la carga aplicada durante el ensaye se colocó, debajo del gato hidráulico, mismo que transmite la carga al marco de reacción, una celda de carga de tipo cuerda vibrante en la cabeza del pilote ensayado (Figura C2).

Con ayuda del manómetro que registra las presiones generadas en el sistema hidráulico, y conociendo el área efectiva del gato, fue posible determinar la carga aplicada al pilote. Esto sirvió como un sistema redundante de medición de la carga aplicada.



Figura C2. Instrumentación en la cabeza del pilote

Medición de desplazamiento en la cabeza del pilote

Para medir los desplazamientos verticales del cabezal, asociados a la aplicación de cargas axiales, se emplearon tres micrómetros de carátula con resolución de 0.01 mm. Como sistema redundante de medición de desplazamientos verticales se emplearon tres extensómetros de tipo cuerda vibrante (Figura C2).

Adicionalmente, se llevó un registro de los desplazamientos verticales empleando una escala graduada y fijada al pilote, teniendo como referencia un hilo piano sujeto en sus extremos al marco de referencia.

Es importante, indicar que los registros manuales de los desplazamientos muestran que las deformaciones no fueron uniformes, posiblemente porque los ensambles que contenían a las celdas de carga, sirvieron de articulaciones con un momento resistente muy bajo.



Procedimiento de ensaye

El criterio de carga controlada es el más extensamente usado para definir las curvas carga-desplazamiento en la cabeza de los pilotes. La carga es aplicada en la cabeza mediante incrementos de igual magnitud cada que la velocidad de asentamiento medida en la cabeza del pilote se reduzca a un mínimo preestablecido.

La normativa existente para este tipo de pruebas establece que se han de aplicar ocho incrementos hasta llegar al doble de la carga de trabajo del pilote, lo anterior trae implícito el hecho de que el pilote no se lleva a la falla, razón por la cual es posible mantener la carga última durante 12 horas. En nuestro caso, las pruebas realizadas a pilotes instrumentados se buscó alcanzar la falla, por lo que pretender mantener la carga de falla resulta muy difícil. Derivado de lo anterior, la prueba se programó con 10 incrementos de carga hasta alcanzar la falla del sistema pilote-suelo.

Incrementos de carga axial

Dado que el diseñador no proporcionó información de la capacidad última de los pilotes, con base en los sondeos de cono más cercano al sitio de ensaye, personal del IIUNAM determinó dicha carga y con ésta estimó la magnitud de los 10 incrementos. Especial atención nos merece el comportamiento de los pilotes bajo diferentes niveles de carga, es por ello que se manejaron las cargas sostenidas en cada incremento de carga.

Con estos 10 incrementos de carga se buscó alcanzar la falla del pilote o agotar la capacidad de reacción del marco. El criterio usado para dar el siguiente incremento de carga es el indicado en la norma ASTM D 1143/D1143M-07, el cual dice que se debe mantener la carga por dos horas o hasta que se alcance una velocidad de deformación de 0.25 mm/h.

Cuando fue posible la carga de falla se mantuvo por dos horas, después de las cuales se procedió a la descarga del sistema. La descarga se realizó con cuatro decrementos de 25% de la carga total alcanzada cada uno, los que se ejecutarán cada 20 minutos.

Control de la prueba

Para el control de la prueba, en cada incremento se llevó un monitoreo de la evolución de los asentamientos medidos en la cabeza, con el fin de compararla con la preestablecida en la norma. La Figura C3 muestra una curva esquemática de los asentamientos medidos junto con la línea de referencia; una vez que la pendiente de la primera sea igual a la de referencia, se podría aplicar el siguiente incremento de carga.

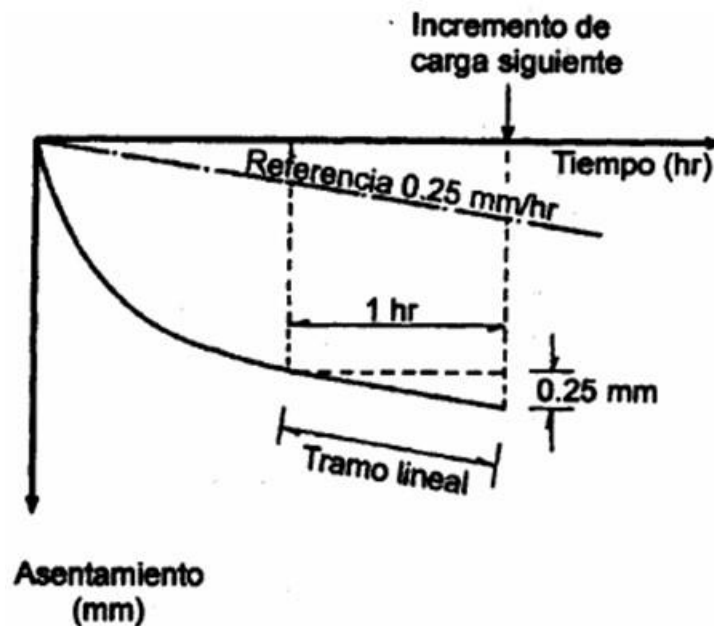


Figura C3. Control de la prueba para definir la rapidez de deformación



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

**ADENDA A LA NOTA TÉCNICA No. G-03
Resultados de las pruebas de carga realizadas en
pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal
y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM, y
respuesta a Oficio FP_FREE-28062017-RESP-533**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Julio 10, 2017**



ADENDA A LA NOTA TÉCNICA No. G-03

Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM y respuesta a Oficio FP_FREE-28062017-RESP-533

I. INTRODUCCIÓN

Damos respuesta a la atenta solicitud del GACM recibida por vía correo electrónico, en referencia a la respuesta que diera el Arquitecto Maestro (AM) a través del oficio FP_FREE-28062017-RESP-533 (que reconoceremos en este documento como EL OFICIO) y que se incluye aquí como Anexo A; ello como contestación al oficio GACM/DG/GRO/RS2/533/17 que el GACM envió al AM, en relación a la **Nota Técnica No. G-3: Resultados de las Pruebas de Carga Realizadas en Pilotes Instrumentados en Áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM**, presentada por el Instituto de Ingeniería, II-UNAM (reconocida en lo sucesivo como La NT No. G-3). Tal respuesta, más la presentación de algunos otros resultados de las pruebas de carga de los pilotes instrumentados realizados por el II-UNAM, y el análisis comparativo de los resultados de las pruebas dinámicas en los pilotes no-instrumentados que ejecutó la empresa Pruebas Dinámicas en Pilotes, S. A. por encargo de ARUP, constituyen la Adenda a La NT No. G-3.

Para facilitar la exposición, para la transcripción que se hace aquí de algunas partes de EL OFICIO, se emplean letras cursivas, e incluso en ocasiones, cierta sangría.

II. RESPUESTAS A LO EXPUESTO EN EL OFICIO

A. Si bien con una redacción poco precisa, el AM da a conocer que ha tratado varias cuestiones con el Profesor Manuel Mendoza en relación con las pruebas de carga en pilotes realizadas en el predio del NAICM.

Al respecto, el Profesor Mendoza responde categóricamente que no ha tenido conversación alguna con personal del AM sobre el particular; y menos todavía que haya



estado de acuerdo con tal personal en el sentido de “...*que existen* (sic) *una serie de deficiencias* (sic) *dicho informe*”.

Debe reconocerse sin embargo, que el 22 de junio de 2017, el Ingeniero Francisco Ciruela de ARUP hizo algunas preguntas expresas al Dr. Manuel J. Mendoza L. en relación con la Nota Técnica No. G-3. Entre ellas, cuestionó acerca de la precisión de las celdas de carga, a lo que se le informó la completa confianza en los valores medidos y reportados en función de la calibración aportada por el fabricante, la calibración que ratificó personal del II-UNAM en una prensa universal del Laboratorio de Estructuras y Materiales del II-UNAM, la evolución clara y sistemática de los valores que arrojaban los registradores de las celdas de carga conforme avanzó cada prueba; así como los conocimientos, experiencias y habilidades del personal que llevó a cabo las pruebas, a más de la calidad comprobada de los sensores del fabricante líder a nivel mundial.

Por otra parte, debe recordarse que con antelación a la presentación de los resultados de las pruebas en comentario, el propio Dr. Mendoza y otros investigadores del mismo II-UNAM, así como otros ingenieros del GACM desaprobamos y reprochamos en varias reuniones al personal de ARUP:

- i) Por no aceptar que instrumentáramos los 14 pilotes que ellos tenían previstos para pruebas de carga estática, cantidad por cierto, mucho menor a las que son usuales ensayar en grandes proyectos; y con mayor razón en este caso, por las incertidumbres que distinguimos tienen los diseñadores, y que así lo reconocían, al enfrentar condiciones geotécnicas muy difíciles dadas las propiedades mecánicas tan pobres que exhibe el subsuelo del sitio, y desconocidas para ellos; además,
- ii) El desdén a las experiencias mexicanas sobre el comportamiento de pilotes de fricción en formaciones arcillosas del Valle de México; pasaron por alto al menos diez de nuestras recomendaciones, tales como:
 - No hay necesidad de ejecutar perforación previa.
 - No se requieren cuantías de refuerzo tan altas, como las establecidas por los diseñadores.
 - Sobre la conveniencia de no generar recubrimientos excesivos en las esquinas de pilotes, lo que favorece el fracturamiento y despostillamiento de esas aristas.



- No propiciar que las caras de los pilotes sean trabajadas para tener superficies lisas e incluso pulidas; es claro que cuanto más rugosa sea su superficie, es preferible para generar mayor rozamiento.
- No se requieren martillos pesados para el hincado.
- No imponer grandes masas para los impactos de las pruebas dinámicas previas.
- No imponer grandes alturas de caída de tales masas, en las pruebas dinámicas.
- No generar grandes desplazamientos del pilote durante los ensayos dinámicos.
- No realizar las pruebas estáticas a la falla con tan pocos días después de llevar a cabo las pruebas dinámicas.
- Buscar que la falla se alcance en las pruebas estáticas con 8 a 10 incrementos de carga, lo que exige hacer la mejor estimación posible de la carga de falla.

B. Regresando a los señalamientos de EL OFICIO, como ejemplo de las deficiencias que dice tener EL INFORME, señala:

1. La confiabilidad de las celdas de presión. Estamos preocupados en particular de las colocadas 100 cm por debajo de la cabeza del pilote y la colocada en la base del pilote 14a, la cual arroja valores muy bajos y no razonables de resistencia por fuste en el segmento de 7 m más profundo del pilote. ¿Podemos concluir que las celdas de carga tienen una exactitud en cuanto a la conversión de deformación a carga del orden de +/-15%?

Primero que nada, debe llamarse la atención al hecho de que se refieren a unas CELDAS DE PRESIÓN, las que NO existen en los pilotes instrumentados; sobra decir que no es lo mismo una celda de presión que una celda de carga. Si es que están preocupados, como dice estar el personal del AM, no será por las lecturas que arrojan las CELDAS DE CARGA, sino por las implicaciones que trae consigo el hecho de que los resultados experimentales no respaldan las supuestas y optimistas capacidades de carga que asumieron sus diseñadores.



¿Por qué de la extrañeza de los valores de la carga a 1.0 m de la cabeza del pilote? Los valores de las celdas de carga más someras son muy similares a las fuerzas aplicadas y medidas en el exterior sobre la cabeza de cada pilote; en algunos pilotes resulta con un número muy reducido de toneladas de más o de menos, respecto a esta última, lo que debe explicarse por la diferente deformabilidad de la costra superficial del terreno en comparación con la formación arcillosa subyacente, por algunos esfuerzos residuales en los pilotes, resultado de su hincado, y desde luego también por la precisión de los instrumentos, aspecto que se comenta y discute más adelante.

¿Cuál es el argumento para decir que en el segmento de 7 m más profundo del Pilote 14a, la celda arroja valores muy bajos y no razonables de resistencia por fuste? Si quien tal afirma supiera la resistencia cortante no-drenada del suelo de la FAS (no son inusuales valores de 6 kPa, como lo reporta el informe reciente de la empresa Sísmica de Suelos, S. A. al ensayar muestras inalteradas en pruebas triaxiales UU, recuperadas en la TCTA) no le sorprenderían los valores medidos de las celdas de carga. Adicionalmente, la revisión del patrón de las curvas de transferencia de carga sigue una tendencia perfectamente definida y muy consistente, por lo que los resultados son muy razonables y totalmente apegados a nuestras estimaciones analíticas previas; tan es así que durante nuestras pruebas con pilotes instrumentados pudimos alcanzar la falla de los pilotes con el número y la magnitud de los incrementos de carga que habíamos previsto, como resultado de una previsión adecuada de la carga de falla.

Como fue documentado en La NT No. G-3, las capacidades últimas de carga de los pilotes no instrumentados fueron claramente menores a las de los pilotes instrumentados por los motivos ahí expuestos, siendo los más importantes los referentes a la perforación previa, los ensayos dinámicos realizados con deslizamientos excesivos y con pocos días anteriores a las pruebas estáticas, y la superficie extremadamente lisa de los pilotes no instrumentados.

Tampoco es de sorprender el pequeño aporte de su punta a la capacidad de carga de cada pilote. Para ello, se remite a los sorprendidos o escépticos a la ecuación fundamental de cimentaciones profundas basada en las consideraciones de equilibrio límite, para cuantificar la capacidad de carga de un pilote en una formación arcillosa, bajo una condición no-drenada y un análisis en términos de esfuerzos totales. La medición experimental de la reacción de los pilotes en su punta es total y absolutamente consistente con la cuantificación analítica.

Por tanto, la respuesta a la pregunta planteada al final del párrafo, es negativa. No se puede, no se debe concluir que las celdas de carga tienen una exactitud del orden de



más/menos 15%. Ya se discutió en párrafos anteriores lo referente a la confiabilidad de las celdas de carga; revisemos ahora algunas especificaciones de las celdas de carga. El fabricante señala que la resolución de estas celdas es de 0.25% de la escala total, y una precisión de +/-0.5% de su correspondiente escala total. Para la instrumentación en concreto se seleccionaron celdas con rango máximo de 500, 1,000 y 2,000 kN, empleándose esta última en la cabeza de los pilotes y la primera cerca de su punta. Luego entonces, las celdas de carga de la cabeza, parte media y punta tienen una resolución de 0.05 t, 0.025 t y 0.0125 t, respectivamente. Por lo que se refiere a su precisión, alcanzan valores de 1 t, 0.5 t y 0.25 t. Luego entonces, la imprecisión en las celdas de carga no va más allá de una tonelada.

Adicionalmente, se reitera que lo que se empleó como sensores de la carga sobre los pilotes, fueron celdas de carga, que no de presión. Tales celdas de carga fueron integradas al cuerpo de los pilotes, de tal suerte que forman parte del mismo, por lo que la carga que se transmite a través del cuerpo del pilote, necesariamente pasa en su totalidad por cada celda de carga; esto es, NO hay necesidad de hacer conversión alguna de deformación a carga. Sí se depende desde luego de una calibración Fuerza aplicada conocida VS. Número de cuentas del registrador digital para cada celda de carga, lo que llevó a cabo el fabricante y que nosotros ratificamos mediante una prensa universal en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del II-UNAM.

C. En el Punto 2 de EL OFICIO se dice:

2. Los valores de “alfa” reportados. Éstos no parecen ser consistentes con los resultados de las pruebas de carga de pilotes ni los CPTu cercanos”. ¿Qué CPTu’s ha utilizado el II-UNAM para generar los valores de la Tabla 2?

¿En qué sustentan su decir de que no son consistentes tales valores?. Debe entenderse que los valores del coeficiente de adherencia-fricción “alfa” (α) es por definición el cociente adimensional entre la resistencia friccionante unitaria en el fuste (f_s) y la resistencia no drenada del suelo (c_u).

Para los pilotes instrumentados, el numerador f_s es entonces el resultado directo de la diferencia de cargas medidas entre celdas de carga sucesivas, dividida por el área lateral del fuste entre ellas, lo que se conoce perfectamente, ya que su ubicación es bien conocida. Para los pilotes no instrumentados sólo puede hacerse una estimación del valor medio para todo el pilote, al dividir la carga máxima o de falla medida en la cabeza, entre el producto de la longitud total del pilote y su perímetro; y en ello asumiendo que todo es



fricción, con aportación nula de la punta. Si se adoptara cierto aporte de la punta, el numerador f_s se reduciría, llevando a valores de α todavía menores.

Por lo que se refiere al denominador c_u debe decirse que se cuantificó con base en los valores de la resistencia de punta de los sondeos CPT disponibles más cercanos a cada sitio de prueba de pilote; se empleó un factor $N_k = 13.5$ que es muy usual para la Ciudad de México, y que incluso no se adoptó el factor $N_k = 15.68$, que ha sido obtenido más recientemente para la zona del predio del NAICM y en particular para la Formación Arcillosa Superior. Debe reconocerse sin embargo, que no se cuenta, como habría sido deseable, con un ensaye CPT en cada sitio de ejecución de las prueba de carga de pilotes.

Los valores de 0.66 a 0.7 obtenidos del coeficiente α en los pilotes instrumentados son muy consistentes con los valores medidos en otras pruebas de carga de pilotes de fricción en la Ciudad de México (Jaime *et al.*, 1990) así como en cimentaciones reales prototipo (Mendoza y Romo, 1998; Mendoza, 2004) y corroborados en pruebas de laboratorio al ensayar bloques de concreto en contacto con pastillas de suelo arcilloso inalterado (Ovando, 1995). No es de extrañar los valores mucho menores del coeficiente α en los pilotes no instrumentados, por los multi-factores ya mencionados.

D. En el Punto 3 de EL OFICIO se pregunta:

3. ¿Por qué los valores de las galgas de deformación no se han reportado? Es importante analizar esta información en los pilotes de prueba, especialmente porque este tipo de dispositivos son los que se han instalado en los pilotes de la Torre de Control.

Entendemos por nuestra conversación con el Profesor Mendoza que el II-UNAM está trabajando en complementar y corregir el informe de acuerdo a nuestros comentarios. Recomendamos por tanto que el reporte sea retirado hasta que las correcciones se incorporen en una nueva versión.

Debe señalarse inicialmente que el Profesor Mendoza no habló con el firmante de EL OFICIO, el Ing. Juan Manuel Lira Villagómez, a quien no conoce. Se reitera que con el único con quien se habló respecto a La NT No. G-3 fue con el Ing. Francisco Ciruela de ARUP, a quien se le explicó que en efecto, no se habían incluido en esa nota los resultados de las mediciones con las *sister bars* y que ello sería motivo de una Adenda, que es precisamente la que aquí se expone; ello de ninguna manera justifica su afirmación en el sentido de que estaríamos trabajando para “...corregir el informe de



acuerdo a nuestros comentarios”. Así que rechazamos rotundamente su pretensión de “...que el reporte sea retirado hasta que las correcciones se incorporen en una nueva versión”.

Nada hay que corregir en La NT No. G-3; se ratifica en todas y cada una de sus partes y conclusiones. En el Anexo B se reúnen los datos faltantes obtenidos del monitoreo de los deformímetros ahogados en el concreto, que no hacen sino cualitativamente ratificar las conclusiones ya expresadas.

III. SOBRE LAS MEDICIONES DE LAS MICRODEFORMACIONES EN LOS PILOTES

Las mediciones de los deformímetros ahogados en el concreto se llevaron a cabo como un indicador para, redundantemente, estimar el mecanismo de la transferencia de carga a lo largo de los pilotes, y con un principio de medición diferente. En el Anexo B se reúnen los resultados experimentales medidos y se hace una discusión acerca de su interpretación. Puede ahí apreciarse que cualitativamente los resultados confirman las mediciones con las celdas de carga.

No obstante, se señala enfáticamente que las mediciones que arrojan las celdas de carga conducen a una cuantificación del mecanismo de transferencia de cargas en los pilotes, ya que se trata de una medición directa de la carga que se transmite a través del cuerpo de los pilotes, en tanto que las mediciones de las microdeformaciones sólo permiten hacer una estimación de dicho mecanismo. En efecto, tales estimaciones requieren la determinación experimental del módulo de elasticidad del concreto, para pasar de microdeformaciones a esfuerzos, y luego hacer consideraciones acerca de la distribución de esfuerzos y del campo de deformaciones en la sección transversal de los pilotes, considerando la presencia de concreto y acero. El control del concreto con el que se colaron los pilotes en las camas de colado, sólo contó con la ejecución de pruebas para medir la resistencia a la compresión y cómo ésta evolucionó con los días de fraguado; sin embargo, desafortunadamente no se efectuaron determinaciones experimentales de los módulos de deformabilidad del concreto. Esta limitación determinó en buena medida el retraso de la interpretación de los resultados del monitoreo de las *sister bars* que son los deformímetros ahogados en el concreto de los pilotes instrumentados, lo que se incluye en el Anexo B.



IV. SOBRE LAS PRUEBAS DINÁMICAS EN LOS PILOTES

NO INSTRUMENTADOS

A fin de aportar elementos que permitan una revisión completa de las consideraciones de diseño de pilotes de fricción para las diversas edificaciones del NAICM, se ha considerado pertinente revisar los resultados de las pruebas dinámicas que ARUP encargó a la empresa Pruebas Dinámicas en Pilotes, S. A. (PDP); ello se incluye en el Anexo C.

En el 1er Informe de PDP que reconocen como Paquete No. 1 se reúnen los resultados originales que esta empresa interpretó a partir de las pruebas dinámicas que llevó a cabo en los pilotes no instrumentados; a cada uno de éstas está asociada la fecha de su ejecución. Sin embargo, a pesar de que tales estimaciones fueron realizadas por esta compañía que tiene una experiencia de casi cuarenta años realizando este tipo de pruebas en nuestro medio e incluso en el extranjero, después de una discusión con personal de ARUP, se emitió un 2º Informe (Paquete No. 2) en el que en la misma Tabla 2 no se señala la fecha de la prueba, indicando tan sólo que la condición corresponde a una “Rehinca”. Así, los resultados presentados en el 2º Informe modifican considerablemente lo expuesto en el 1er Informe, así correspondan a una rehinca de los pilotes. Hubo una reinterpretación tal que a pesar de que se aumentó ligeramente la capacidad de carga total de los pilotes ensayados dinámicamente en un 3.7%, llevó a modificar la magnitud relativa de las contribuciones en el fuste por la fricción, y por la punta de los pilotes. Tal reinterpretación, condujo a suponer un aumento medio del 28.7% de la contribución del fuste por fricción, y de una disminución del 19.1% de la contribución de la punta de los pilotes.

V. CONCLUSIONES

i) Nada se debe corregir de La NT No. G-3, como errónea y sesgadamente se afirma en EL OFICIO. Se ratifican los motivos por los que los pilotes instrumentados controlados por el II-UNAM alcanzaron una mayor capacidad de carga que los no instrumentados manejados por ARUP.

ii) Por una parte el AM pretende desconocer La NT No. G-3 que demuestra que los pilotes pre-perforados alcanzan una capacidad de carga menor que en aquellos sin perforación previa, lo que de acuerdo con la experiencia mexicana era claramente previsible, y que oportunamente se les hizo saber a los diseñadores. Por otra parte, con una



reinterpretación forzada de las pruebas dinámicas en los pilotes no instrumentados, se pretende asumir una contribución mayor del trabajo en el fuste por fricción, en comparación con la interpretación original.

iii) Las pruebas indirectas con los deformímetros ahogados en el concreto ratifican el mecanismo de transferencia de carga a lo largo de los pilotes, y cualitativamente reproduce las mediciones directas con las celdas de carga.

VI. RECOMENDACIONES

a) Cabría solicitar a los diseñadores de ARUP que expliquen si los valores medidos en las pruebas de capacidad de carga de los pilotes de fricción son consistentes con sus optimistas previsiones teóricas, y en todo caso, establecer las implicaciones que tales resultados experimentales traen consigo en el diseño de la cimentación de las diversas edificaciones del NAICM que están ahora en construcción.

b) A juzgar por los resultados experimentales de las pruebas de carga conducidas en los pilotes con y sin perforación previa alojados en la Formación Arcillosa Superior, no hay justificación técnica para seguir hincando pilotes de fricción lisos en las edificaciones del NAICM con perforación previa. Noventa pilotes de fricción hincados en uno de los Tramos de Prueba del predio ratificaron que no es necesaria la pre-perforación, misma que representa tanto un costo adicional innecesario como un tiempo que puede ahorrarse, a más, desde luego, de contar con una mayor capacidad de carga en los pilotes no pre-perforados. En el hincado de los pilotes faltantes del NAICM cabría hacer el cambio pertinente.

REFERENCIAS

ASTM D 1143/D1143M-07. Standard test method for piles under static axial compressive load, Annual Book of ASTM Standards, New York.

Crowther, C. (1988). Load testing of deep foundations. The planning, design and conduct of pile load tests, John Wiley & Sons, New York

Ibarra, E., Paniagua, W. I., y Mendoza, M. J. (2008). “Aporte del fuste y de la punta a la capacidad de carga axial de una pila colada g al Nororiente del Valle de México”, Memorias de la XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Aguascalientes, Ags.



Jaime, A., Romo, M.P. y Reséndiz, D. (1990). “Behavior of friction piles in Mexico City clay”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116 (GT6), 915-931.

Mendoza, M.J. y Romo, M.P. (1998). “Performance of a friction pile-box foundation in Mexico City clay”, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 4, Japanese Geotechnical Society, 239-249.

Mendoza, M. J., (2004) “Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México, bajo carga estática y sísmica”, Tesis Doctoral, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, México.

Ovando-Shelley, E. (1995). “Direct shear tests on Mexico City clay with reference to friction pile behaviour”, *Geotechnical and Geological Engineering*, 13, 1-16.



ANEXO A

EL OFICIO

No. FP_FREE-28062017-RESP-533



FP_FREE

28 de junio del 2017

Oficio: FP_FREE-28062017-RESP-533

Arq. Jorge Ramírez Lavín
Gerente de Residencia de Obra
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. (GACM)
PRESENTE



Referencia: *Contrato Plurianual de Servicios Relacionados con Obra Pública por Precios Unitarios y Tiempo Determinado para la prestación de Servicios de Diseño y Arquitectura que Permitan la Construcción del Edificio Terminal de Pasajeros, Vialidades de Acceso y Estacionamientos y Torre de Control y Centros de Control de Operaciones del NAICM. (Contrato)*
Contrato: AD/01/CTO.MTO./2014

Por medio de la presente aprovecho para enviarle un cordial saludo y en respuesta al oficio GACM/DG/DCI/GRO/RS2/533/17, me permito comentar lo siguiente:

El Arquitecto Maestro ha elevado varias cuestiones en relación al mismo directamente con el Profesor Mendoza del II-UNAM, quien es el autor del documento. El Profesor estuvo de acuerdo con nosotros en que existen una serie de deficiencias dicho informe, como por ejemplo:

1. La confiabilidad de las celdas de presión. Estamos preocupados en particular de las colocadas 100cm por debajo de la cabeza del pilote y la colocada en la base del pilote 14^a, la cual arroja valores muy bajos y no razonables de resistencia por fuste en el segmento de 7m más profundo del pilote. ¿Podemos concluir que las celdas de carga tienen una exactitud en cuanto a la conversión de deformación a carga del orden de +/-15%?
2. Los valores de “alfa” reportados. Éstos no parecen ser consistentes con los resultados de las pruebas de carga de pilotes ni los CPTu cercanos. ¿Qué CPTu’s ha utilizado el II-UNAM para generar los valores de la Tabla 2?
3. ¿Por qué los valores de las galgas de deformación no se han reportado? Es importante analizar esta información en los pilotes de prueba, especialmente porque este tipo de dispositivos son los que se han instalado en los pilotes de la Torre de Control.

Entendemos por nuestra conversación con el Profesor Mendoza, que el II-UNAM está trabajando en complementar y corregir el informe de acuerdo a nuestros comentarios. Recomendamos por tanto que el reporte sea retirado hasta que las correcciones se incorporen en una nueva versión.



FP_FREE

28 de junio del 2017

Oficio: FP_FREE-28062017-RESP-533

Agradecemos de antemano la atención prestada al presente. Sin más por el momento, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

Ing. Juan Mahuel Lira Villagómez
Superintendente de Proyecto

CCP: Ing. Raúl González Apolízco, Director Corporativo de Infraestructura GACM
CCP: Archivo

ANEXO B

MEDICIONES DE DEFORMÍMETROS (*SISTER BARS*) AHOGADOS EN EL CONCRETO DE LOS PILOTES

Las *sister bars* (barras hermanas) son unas varillas corrugadas instrumentadas con un deformímetro, en este caso de cuerda vibrante. Con estos instrumentos se miden las microdeformaciones en el concreto ocasionadas por la aplicación de cargas. Típicamente se amarran con alambre recocido al armado de acero, como se muestra en la Figura B1. Una vez que se cuele el pilote, las varillas hermanas quedan embebidas en el concreto, listas para registrar las deformaciones axiales.



Figura B1. Varilla instrumentada instalada en el armado de un segmento del pilote 4, el cual fue hincado en la zona del Edificio Terminal



La medición de estos sensores se realiza con una consola que reporta la frecuencia de vibración de la cuerda del instrumento en dígitos, así como también su temperatura. En cada uno de los sucesos importantes de estos sensores se realizó una medición. Así, se tienen lecturas de los instrumentos al ser instalados, una vez que fueron amarrados al acero, durante el colado, al finalizar éste, antes de comenzar con las pruebas de carga y desde luego durante las pruebas, tanto en el proceso de carga como en el de descarga.

Como ya se ha dicho, las mediciones que estos instrumentos nos brindan son microdeformaciones, que son las deformaciones unitarias multiplicadas por 10⁻⁶. Para calcular las cargas a partir de estas mediciones se deben utilizar las siguientes hipótesis:

- La carga es uniforme en todas las secciones transversales del pilote,
- El módulo de elasticidad del concreto es $14000\sqrt{f'c}$,
- El módulo de elasticidad del concreto reforzado es un valor medio ponderado del área de acero por su módulo de elasticidad más el área de concreto multiplicado por el módulo de elasticidad del concreto, todo esto dividido entre el área total de la sección,
- La carga se calcula con la siguiente expresión:

$$P = E \cdot \varepsilon \cdot A$$

donde

- E módulo de elasticidad ponderado del concreto reforzado,
- ε deformaciones unitarias en la sección transversal en estudio,
- A Área de la sección transversal en estudio.

En la Tabla B.1 se presentan las mediciones efectuadas durante el proceso de carga en las varillas instrumentadas instaladas en el Pilote 3a de 21 m de longitud, ensayado en el área del ET. Así mismo en la Tabla B.2 se muestran las mediciones realizadas mediante las varillas instrumentadas dispuestas en el Pilote 14a, también de 21 m de longitud, durante el desarrollo de la prueba de carga de ese pilote ensayado en la zona contigua a la TCTA. En la primera columna se presentan los hitos. En la segunda se reúnen las mediciones efectuadas en dígitos del aparato, y en la tercera las diferencias sucesivas de éstos con la inicial. En la cuarta columna se presenta el cálculo de las microdeformaciones adimensionales sufridas por el pilote ya bajo las cargas aplicadas crecientes, y que se obtienen al multiplicar las diferencias de dígitos por el *Gage Factor* señalado por el fabricante. En la quinta columna se presentan los esfuerzos asociados, resultado del producto de las microdeformaciones multiplicadas por el módulo elástico del concreto reforzado. Con estos esfuerzos se calculó la carga en la sexta columna,



simplemente multiplicando esos esfuerzos por el área de la sección transversal del pilote. En este caso, los valores positivos representan tensión y los negativos compresión

Es importante señalar que en varias varillas instrumentadas, antes de iniciar las pruebas de carga pudieron medirse cambios muy significativos en el número de dígitos, y con ello de microdeformaciones, entre la condición en que tales varillas fueron amarradas al acero, y el inicio de las pruebas de carga. Debe entenderse que en ese lapso ocurrió el colado y fraguado del concreto, el descimbrado del pilote, su izaje, el traslado desde la cama de colado, el reizaje y su hincado. La explicación de esas microdeformaciones iniciales que se derivan en niveles considerables de esfuerzo axial va más allá de los objetivos y alcances de estas pruebas, y se estima que requeriría trabajos experimentales adicionales.

Con las mediciones realizadas durante la ejecución de las pruebas de carga, y su correspondiente procesamiento, se obtuvieron las gráficas que se presentan en las Figuras B2 y B3. Es de resaltar la tendencia que presentan las curvas de transferencia de carga definidas con las *sister bars*; son muy similares a las que se obtuvieron con las celdas de carga, mostradas en el cuerpo de esta Adenda.

Así, dada la cantidad de hipótesis involucradas en el cálculo y los esfuerzos en el pilote previos a la prueba de capacidad de carga, las fuerzas calculadas con las mediciones de estos instrumentos deben considerarse cualitativas. Todo proyecto de instrumentación geotécnica debe contar con cierta redundancia, de preferencia mediante dos sistemas con principios de medición diferente. En este caso, las *sister bars* son la redundancia de las celdas de carga instaladas, con las que se mide directamente la carga a lo largo de los pilotes, y desde luego no las suplen.



Tabla B1. Historia de mediciones en las *sister bars* instaladas en el pilote 3a de 21 m de longitud (Edificio Terminal)

Hitos	Sister Bar 3, cabeza, NS 1625047				
	Dígitos	Δ Dígitos	ϵ	σ (kg/cm ²)	P (t)
Al inicio de la prueba	7379.48	0.00	0.00000000	0.00	0.0
Incremento 1 (4.6 t)	7379.58	0.10	0.00000003	0.01	0.0
Incremento 2 (9.5 t)	7362.64	-16.84	-0.00000596	-1.92	-3.1
Incremento 3 (14.2 t)	7341.26	-38.22	-0.00001353	-4.37	-7.0
Incremento 4 (18.4 t)	7319.38	-60.10	-0.00002128	-6.87	-11.0
Incremento 5 (23.3 t)	7298.28	-81.20	-0.00002875	-9.28	-14.8
Incremento 6 (28 t)	7266.06	-113.42	-0.00004015	-12.96	-20.7
Incremento 7 (34.9 t)	7237.34	-142.14	-0.00005032	-16.24	-26.0
Incremento 8 (39.9 t)	7198.85	-180.63	-0.00006394	-20.63	-33.0
Incremento 9 (45.4 t)	7171.52	-207.96	-0.00007362	-23.75	-38.0
Incremento 10 (50.6 t)	7141.95	-237.53	-0.00008409	-27.13	-43.4
Incremento 11 (60.3 t)	7111.63	-267.85	-0.00009482	-30.60	-49.0

Hitos	Sister Bar 2, centro, NS 1624876				
	Dígitos	Δ Dígitos	ϵ	σ (kg/cm ²)	P (t)
Al inicio de la prueba	7062.46	0.00	0.00000000	0.00	0.0
Incremento 1 (4.6 t)	7062.51	0.06	0.00000002	0.01	0.0
Incremento 2 (9.5 t)	7054.06	-8.40	-0.00000293	-0.95	-1.5
Incremento 3 (14.2 t)	7043.27	-19.18	-0.00000669	-2.16	-3.5
Incremento 4 (18.4 t)	7031.80	-30.66	-0.00001070	-3.45	-5.5
Incremento 5 (23.3 t)	7020.22	-42.24	-0.00001474	-4.76	-7.6
Incremento 6 (28 t)	7000.40	-62.06	-0.00002166	-6.99	-11.2
Incremento 7 (34.9 t)	6981.36	-81.10	-0.00002830	-9.13	-14.6
Incremento 8 (39.9 t)	6954.13	-108.33	-0.00003781	-12.20	-19.5
Incremento 9 (45.4 t)	6934.36	-128.10	-0.00004471	-14.43	-23.1
Incremento 10 (50.6 t)	6912.89	-149.57	-0.00005220	-16.84	-26.9
Incremento 11 (60.3 t)	6891.37	-171.09	-0.00005971	-19.27	-30.8

Hitos	Sister Bar 1, punta, NS 1624875				
	Dígitos	Δ Dígitos	ϵ	σ (kg/cm ²)	P (t)
Al inicio de la prueba	7936.30	0.00	0.00000000	0.00	0.0
Incremento 1 (4.6 t)	7936.41	0.11	0.00000004	0.01	0.0
Incremento 2 (9.5 t)	7930.86	-5.44	-0.00000190	-0.61	-1.0
Incremento 3 (14.2 t)	7919.90	-16.40	-0.00000574	-1.85	-3.0
Incremento 4 (18.4 t)	7910.74	-25.55	-0.00000894	-2.89	-4.6
Incremento 5 (23.3 t)	7902.66	-33.64	-0.00001177	-3.80	-6.1
Incremento 6 (28 t)	7885.73	-50.57	-0.00001770	-5.71	-9.1
Incremento 7 (34.9 t)	7872.39	-63.91	-0.00002237	-7.22	-11.5
Incremento 8 (39.9 t)	7851.03	-85.26	-0.00002984	-9.63	-15.4
Incremento 9 (45.4 t)	7836.83	-99.47	-0.00003481	-11.23	-18.0
Incremento 10 (50.6 t)	7821.43	-114.87	-0.00004020	-12.97	-20.8
Incremento 11 (60.3 t)	7807.93	-128.37	-0.00004493	-14.50	-23.2



Tabla B2. Historia de mediciones en las *sister bars* instaladas en el pilote 14a de 21 m de longitud (Torre de Control de Tráfico Aéreo)

Hitos	Sister Bar 3, cabeza, NS 1625043				
	Dígitos	Δ Dígitos	ϵ	σ (kg/cm ²)	P (t)
Al inicio de la prueba	7546.99	0.00	0.00000000	0.00	0.0
Incremento 1 (4 t)	7542.20	-4.80	-0.00000168	-0.54	-0.9
Incremento 2 (8.6 t)	7521.76	-25.24	-0.00000883	-2.85	-4.6
Incremento 3 (15.2 t)	7495.40	-51.60	-0.00001806	-5.83	-9.3
Incremento 4 (21.4 t)	7471.93	-75.06	-0.00002627	-8.48	-13.6
Incremento 5 (29 t)	7443.41	-103.59	-0.00003626	-11.70	-18.7
Incremento 6 (32.4 t)	7427.27	-119.72	-0.00004190	-13.52	-21.6
Incremento 7 (35.5 t)	7413.18	-133.81	-0.00004683	-15.11	-24.2
Incremento 8 (40 t)	7409.18	-137.81	-0.00004823	-15.56	-24.9
Incremento 9 (45 t)	7372.95	-174.04	-0.00006092	-19.66	-31.4
Incremento 10 (51 t)	7347.19	-199.80	-0.00006993	-22.57	-36.1
Incremento 11 (58 t)	7317.32	-229.68	-0.00008039	-25.94	-41.5

Hitos	Sister Bar 2, centro, NS 1625046				
	Dígitos	Δ Dígitos	ϵ	σ (kg/cm ²)	P (t)
Al inicio de la prueba	6502.48	0.00	0.00000000	0.00	0.0
Incremento 1 (4 t)	6499.13	-3.35	-0.00000117	-0.38	-0.6
Incremento 2 (8.6 t)	6483.11	-19.37	-0.00000678	-2.19	-3.5
Incremento 3 (15.2 t)	6463.03	-39.46	-0.00001381	-4.46	-7.1
Incremento 4 (21.4 t)	6444.64	-57.84	-0.00002024	-6.53	-10.5
Incremento 5 (29 t)	6422.38	-80.11	-0.00002804	-9.05	-14.5
Incremento 6 (32.4 t)	6410.25	-92.24	-0.00003228	-10.42	-16.7
Incremento 7 (35.5 t)	6398.92	-103.56	-0.00003625	-11.70	-18.7
Incremento 8 (40 t)	6396.23	-106.26	-0.00003719	-12.00	-19.2
Incremento 9 (45 t)	6367.18	-135.30	-0.00004735	-15.28	-24.4
Incremento 10 (51 t)	6346.27	-156.21	-0.00005467	-17.64	-28.2
Incremento 11 (58 t)	6320.99	-181.49	-0.00006352	-20.50	-32.8

Hitos	Sister Bar 1, punta, NS 1625045				
	Dígitos	Δ Dígitos	ϵ	σ (kg/cm ²)	P (t)
Al inicio de la prueba	7547.33	0.00	0.00000000	0.00	0.0
Incremento 1 (4 t)	7544.55	-2.78	-0.00000098	-0.32	-0.5
Incremento 2 (8.6 t)	7531.45	-15.88	-0.00000560	-1.81	-2.9
Incremento 3 (15.2 t)	7513.69	-33.64	-0.00001188	-3.83	-6.1
Incremento 4 (21.4 t)	7497.40	-49.93	-0.00001762	-5.69	-9.1
Incremento 5 (29 t)	7478.31	-69.02	-0.00002437	-7.86	-12.6
Incremento 6 (32.4 t)	7467.64	-79.69	-0.00002813	-9.08	-14.5
Incremento 7 (35.5 t)	7458.96	-88.37	-0.00003119	-10.07	-16.1
Incremento 8 (40 t)	7456.38	-90.95	-0.00003211	-10.36	-16.6
Incremento 9 (45 t)	7433.54	-113.79	-0.00004017	-12.96	-20.7
Incremento 10 (51 t)	7417.58	-129.75	-0.00004580	-14.78	-23.6
Incremento 11 (58 t)	7399.63	-147.70	-0.00005214	-16.82	-26.9

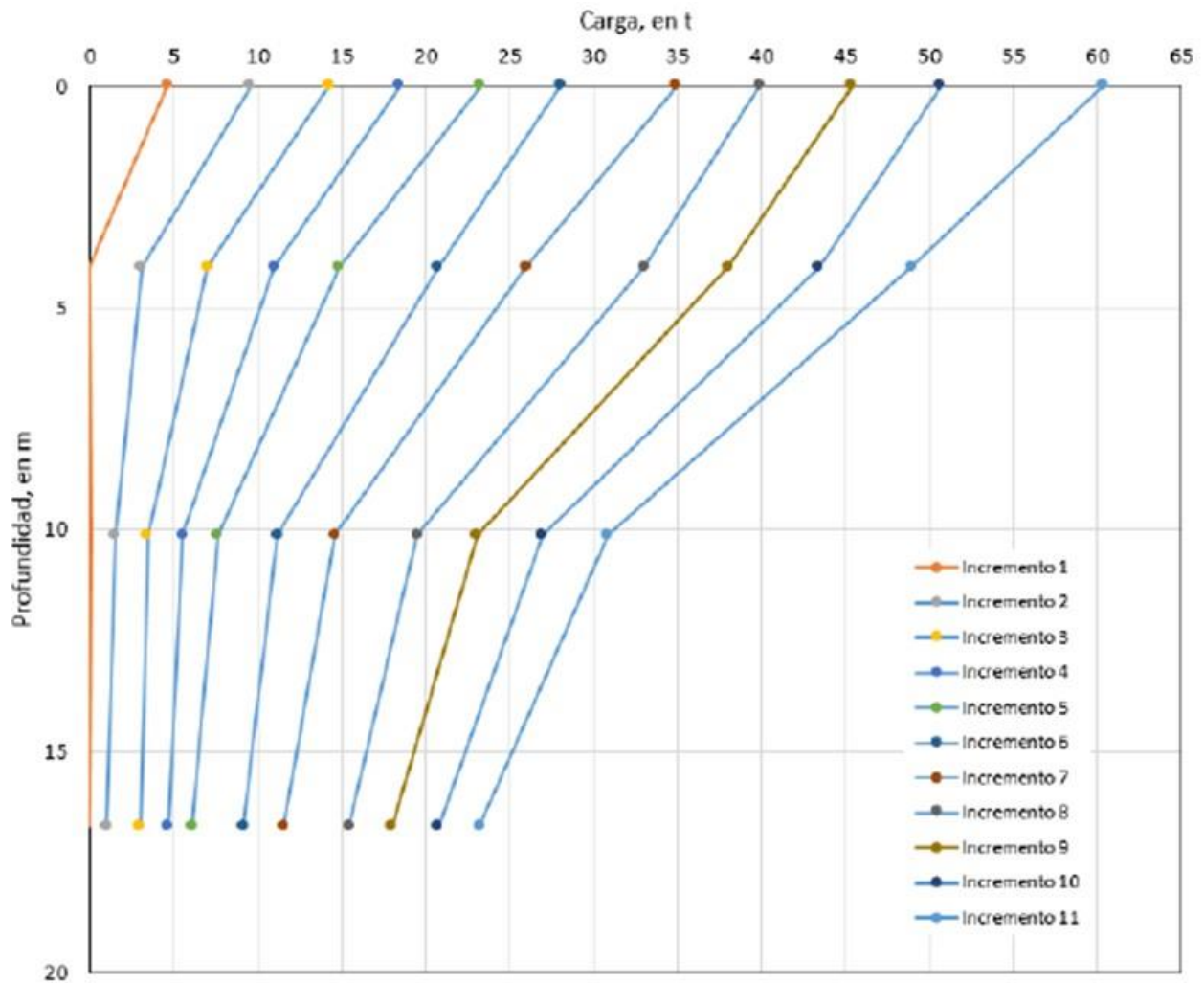


Figura B2. Curvas de transferencia de carga utilizando las mediciones con las *sister bars* en el Pilote 3a de 21 m de longitud, hincado y ensayado en la zona del ET

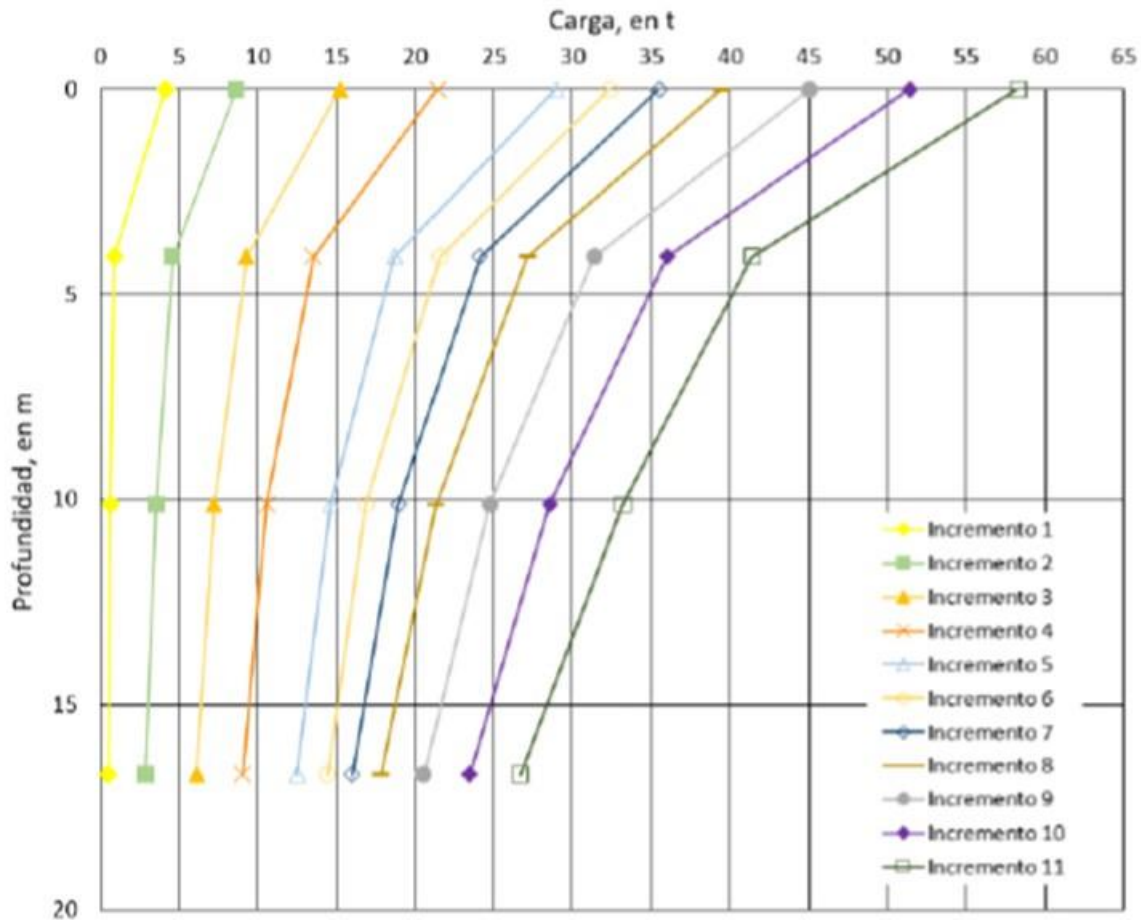


Figura B3. Curva de transferencia de carga utilizando las mediciones con las *sister bars* en el Pilote 14a de 21 m de longitud, hincado y ensayado en la zona de la TCTA

Por otra parte, ante el cuestionamiento que se hace en EL OFICIO respecto al uso de sensores en los pilotes de la TCTA, cabe puntualizar que los deformímetros instalados en los pilotes a los que se realizaron las pruebas de carga son diferentes a los dispuestos en los pilotes de la Torre de Control y Tráfico Aéreo. La principal diferencia es el principio de funcionamiento, los usados en las pruebas de carga son de cuerda vibrante y los de los pilotes de producción en la TCTA son resistivos. Además, las *sister bars* son barras de acero instrumentadas, mientras que los utilizados en los pilotes de la TCTA son sensores más pequeños de un cuarto de puente (Vishay) que tienen la forma y tamaño de una galleta napolitana (Figura B.4) y que igualmente quedaron embebidos en el concreto. También es importante señalar que los cables de los instrumentos de dos de



los pilotes instrumentados de la TCTA fueron cortados en la cama de la planta de colado en Texcoco. Personal técnico del II-UNAM soldó el cable faltante de inmediato pero la mayoría de los instrumentos que sufrieron el percance se han perdido.

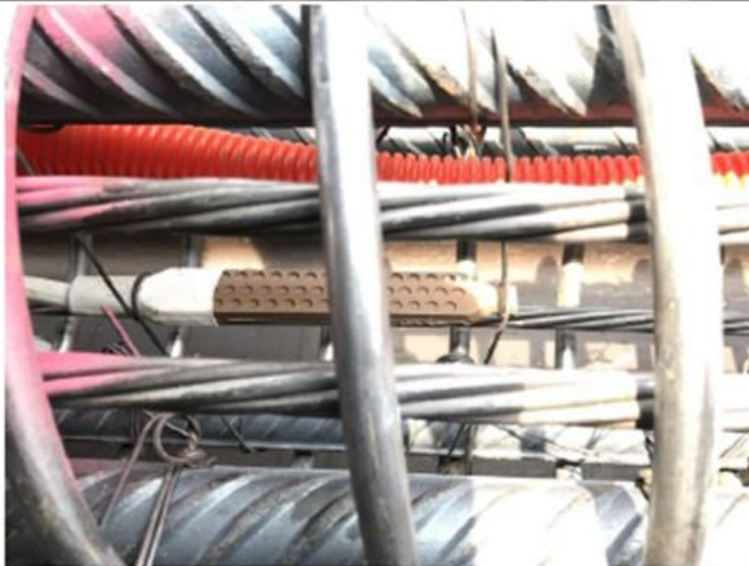


Figura B4. Vista de deformímetro Vishay en pilote de producción de la TCTA



ANEXO C

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DINÁMICAS, REALIZADAS POR LA EMPRESA PRUEBAS DINÁMICAS EN PILOTES, S. A.

La ejecución de ensayos dinámicos de 15 pilotes de fricción antes de las pruebas estáticas a la falla, corrió a cargo de la empresa Pruebas Dinámicas en Pilotes, S. A., por encargo del diseñador ARUP de las cimentaciones del Edificio Terminal (ET) y la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA), y de quienes realizaron las pruebas estáticas, CIMESA. Merece una revisión de los resultados de estos ensayos, como un complemento necesario para redondear la interpretación de las pruebas de carga monotónicamente creciente.

En la Figura C.1 se muestra la carátula de presentación de lo que llamaron Paquete No. 1, con los resultados originales de las citadas pruebas dinámicas. A raíz de una discusión con personal de ARUP, llama mucho la atención que hayan cambiado su interpretación de resultados, y hayan emitido un Paquete No. 2, cuya carátula de presentación se incluye aquí como Figura C.3. Los resultados así modificados tienen consigo cambios significativos que se revisan enseguida.

La reinterpretación fue tal que a pesar de que se aumentó un poco la capacidad de carga total de los pilotes ensayados dinámicamente, condujo a modificar apreciablemente la magnitud relativa de las aportaciones de la fricción en el fuste de los pilotes, y la contribución de la punta de los mismos. Expliquemos lo anterior.

Se hace referencia a las Figuras C.2 (Paquete No. 1) y C.4 (Paquete No. 2). A fin de establecer algunas comparaciones entre estas dos interpretaciones se analizan 15 pilotes, y se exceptúa el No. 4, no reportado en el Paquete No. 2. Se adoptan como indicadores cuantitativos las sumas correspondientes de la capacidad de carga total, de la contribución por fricción, y de la aportación de su punta de esos pilotes. Así, comparemos primero la suma de las capacidades totales; esto es, la suma de los valores correspondientes a las columnas 5 y D. Así, con la interpretación original se alcanza una suma de 804.5 t, en tanto que con la reinterpretación, se llega a 834.0 t; ello lleva a un pequeño incremento en la capacidad de carga total de 3.7% respecto a la original. No obstante este reducido aumento, al comparar ahora las aportaciones del fuste, esto es la



suma de las columnas 6 y E se encuentra que la interpretación original lleva a una suma de 350.5 t, en tanto que la reinterpretación sorprendentemente conduce a una suma de 451.0 t; esto es, un aumento de 28.7% en la contribución del fuste. Desde luego, tal incremento es a costa de la aportación de la punta; en efecto, la suma original asciende a 460.0 t, en tanto que la reconsideración lleva a sólo 372.0 t; esto es, una reducción del 19.1% en la contribución de la punta.

En suma, una reinterpretación de la versión original de quienes son expertos en este tipo de pruebas dinámicas, por razones que no son evidentes, condujo a dar considerablemente más capacidad por fricción a los pilotes de fricción, para un reducido aumento de la capacidad de carga total. Estos cambios deberán ponderarse a la luz de los resultados de las pruebas directas de capacidad de carga estática.



	Cimentaciones Mexicanas SA de C.V.																										
Submittal	Proyecto: NAICM																										
N° Contrato: AD-OP-DCAGI-SC-024'16																											
Código: PT_0101 Pruebas Dinámicas de Alta Deformación. (1er paquete)																											
Asunto: Pruebas Dinámicas de Alta Deformación. (1er paquete)																											
Para: <u>Ing. Jorge A. Albarrán Ascencio</u>	ccp: _____																										
Cargo: <u>Subdirector de control de obras GACM</u>	_____																										
Email: _____	_____																										
Información de área:	Envío de:																										
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Calidad</td><td></td></tr> <tr><td>Control de obra y contractos</td><td></td></tr> <tr><td>Ingeniería</td><td style="text-align: center;"><input checked="" type="checkbox"/></td></tr> <tr><td>Medio Ambiente y Sustentabilidad</td><td></td></tr> <tr><td>Seguridad e Higiene</td><td></td></tr> </table>	Calidad		Control de obra y contractos		Ingeniería	<input checked="" type="checkbox"/>	Medio Ambiente y Sustentabilidad		Seguridad e Higiene		<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Reportes</td><td style="text-align: center;"><input checked="" type="checkbox"/></td></tr> <tr><td>Certificación</td><td></td></tr> <tr><td>Crosses de Calidad</td><td></td></tr> <tr><td>Planes GND</td><td></td></tr> <tr><td>Planes</td><td></td></tr> <tr><td>Programas</td><td></td></tr> <tr><td>Edi</td><td></td></tr> <tr><td>Otros</td><td></td></tr> </table>	Reportes	<input checked="" type="checkbox"/>	Certificación		Crosses de Calidad		Planes GND		Planes		Programas		Edi		Otros	
Calidad																											
Control de obra y contractos																											
Ingeniería	<input checked="" type="checkbox"/>																										
Medio Ambiente y Sustentabilidad																											
Seguridad e Higiene																											
Reportes	<input checked="" type="checkbox"/>																										
Certificación																											
Crosses de Calidad																											
Planes GND																											
Planes																											
Programas																											
Edi																											
Otros																											
Importancia: Normal <input checked="" type="checkbox"/> Crítica <input type="checkbox"/>																											
Fecha de envío: <u>10/11/2016</u>	Fecha requerida: <u>24/11/2016</u>																										

Código control	Código	Pos.	Descripción	Método de envío	Forma de Envío
PT-010101-010-000	NAICM-SRO-OP-01	0	Pruebas Dinámicas de Alta Deformación. (1er paquete)	Híbrido	Impreso

Descripción / Notas

CITESA

Ing. Arturo Centeno

Residente del GACM

REVISADO Y
APROBADO
10/11/16

Figura C.1 Carátula del 1er Informe (Paquete No. 1) de las pruebas dinámicas



Tabla 2: Resumen de Resultados CAPWAP

Pilote No.	Fecha de Prueba	Tipo de Prueba	Profundidad de Penetración (m)	Capacidad Mobilizada			Amortiguamiento		Rango	
				Total (ton)	Fuente (ton)	Punta (ton)	Fuente (cm/s)	Punta (cm/s)	Fuente (mm)	Punta (mm)
PILOTE 1	16-Ago-16	BOB	13.5	10	3.0	10	1.01	2.00	1.00	13.34
PILOTE 2	20-Ago-16	DOB	00	40	00.0	5	1.01	1.01	0.23	11.24
PILOTE 3	15-Ago-16	BOH	2.1	28	18.8	21.8	1.52	1.15	3.20	10.22
PILOTE 4	11-Dic-15	BOB	00	08	13.6	25.6	1.01	0.52	1	1
PILOTE 5	18-Ago-16	BOB	14.4	5	4	2	2.06	2.06	1.00	1.75
PILOTE 6	18-Ago-16	BOB	28.1	8	11.0	4	0.08	4.68	1.00	0.03
PILOTE 7	24-Ago-16	BOB	13	35	24.0	11	1.21	1.17	1.00	7.38
PILOTE 8	24-Ago-16	BOB	00	25	22.0	9.0	2.35	0.07	6.84	21.63
PILOTE 9	30-Ago-16	BOB	14	20	14	6	0.01	6.50	0.23	2.45
PILOTE 10	30-Ago-16	BOB	23.5	140	60.0	80	1.30	1.01	0.04	0.54
PILOTE 11	25-Ago-16	BOB	13	20	15.5	7.5	1.08	1.26	0.29	1
PILOTE 12	25-Ago-16	BOB	00	103	76.0	27.0	0.50	1.31	4.68	6.9
PILOTE 13	1-Sept-16	BOB	19	7.8	4.0	9.8	0.10	0.8	1	1.10
PILOTE 14	1-Sept-16	DOB	10	01	41.0	10	1.01	1.10	1.00	13.20
PILOTE 17	3-Sept-16	DOB	26	39.0	40.0	21.0	0.10	6.64	0.32	5.62
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Figura C.2 Resultados de las pruebas dinámicas en pilotes no instrumentados. CIMESA-ARUP. 1er Informe (Paquete No. 1)



	Cimentaciones Mexicanas S.A de C.V.																																																																		
Submittal	PROCESO NAICM																																																																		
N° Contrato: AD-CP-DCAGI-SC-024713																																																																			
Código: <u>006</u> <u>PT_0245</u> RESULTADOS Y RECOMENDACIONES PARA CALIBRACIÓN DE PRUEBAS DINÁMICAS Y ESTÁTICAS																																																																			
Asunto: RESULTADOS Y RECOMENDACIONES PARA CALIBRACIÓN DE PRUEBAS DINÁMICAS Y ESTÁTICAS																																																																			
Para: <u>Ing. Jorge A. Alvarado Ascencio</u> cop: _____ Cargo: <u>Subdirector de Operación de Obras Nuevas</u> _____ Email: _____ _____																																																																			
Información de área: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Calidad</td><td></td></tr> <tr><td>Control de obra y certificación</td><td></td></tr> <tr><td>Ingeniería</td><td style="text-align: center;"><input checked="" type="checkbox"/></td></tr> <tr><td>Medio Ambiente y Sustentabilidad</td><td></td></tr> <tr><td>Seguridad e Higiene</td><td></td></tr> </table>	Calidad		Control de obra y certificación		Ingeniería	<input checked="" type="checkbox"/>	Medio Ambiente y Sustentabilidad		Seguridad e Higiene		Envío de: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Reporte</td><td style="text-align: center;"><input checked="" type="checkbox"/></td></tr> <tr><td>Certificados</td><td></td></tr> <tr><td>Exposiciones de Calidad</td><td></td></tr> <tr><td>Planes y NDC</td><td></td></tr> <tr><td>Planes</td><td></td></tr> <tr><td>Programas</td><td></td></tr> <tr><td>Act</td><td></td></tr> <tr><td>Carta</td><td></td></tr> </table>	Reporte	<input checked="" type="checkbox"/>	Certificados		Exposiciones de Calidad		Planes y NDC		Planes		Programas		Act		Carta																																									
Calidad																																																																			
Control de obra y certificación																																																																			
Ingeniería	<input checked="" type="checkbox"/>																																																																		
Medio Ambiente y Sustentabilidad																																																																			
Seguridad e Higiene																																																																			
Reporte	<input checked="" type="checkbox"/>																																																																		
Certificados																																																																			
Exposiciones de Calidad																																																																			
Planes y NDC																																																																			
Planes																																																																			
Programas																																																																			
Act																																																																			
Carta																																																																			
Importancia: Normal <input checked="" type="checkbox"/> OBRAS <input type="checkbox"/>																																																																			
Fecha de envío: <u>20/11/2016</u> Fecha requerida: <u>15/12/2016</u>																																																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Código control</th> <th>Código</th> <th>Rev.</th> <th>Descripción</th> <th>Motivo de envío</th> <th>Fecha de Envío</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>PT-0245-006-000</td> <td></td> <td></td> <td>RESULTADOS Y RECOMENDACIONES PARA CALIBRACIÓN DE PRUEBAS DINÁMICAS Y ESTÁTICAS</td> <td>Información</td> <td>Inicio</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>		Código control	Código	Rev.	Descripción	Motivo de envío	Fecha de Envío	PT-0245-006-000			RESULTADOS Y RECOMENDACIONES PARA CALIBRACIÓN DE PRUEBAS DINÁMICAS Y ESTÁTICAS	Información	Inicio																																																						
Código control	Código	Rev.	Descripción	Motivo de envío	Fecha de Envío																																																														
PT-0245-006-000			RESULTADOS Y RECOMENDACIONES PARA CALIBRACIÓN DE PRUEBAS DINÁMICAS Y ESTÁTICAS	Información	Inicio																																																														
Descripción / Notas: Recomendaciones... pruebas dinámicas para pilotes de producción.																																																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: center;">CIMESA</td></tr> <tr><td style="text-align: center;"></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ing. Arturo Cantano</td></tr> </table>	CIMESA		Ing. Arturo Cantano	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: center;">Residente del GACM</td></tr> <tr><td style="text-align: center;"></td></tr> <tr><td style="text-align: center;">20/11/2016</td></tr> </table>	Residente del GACM		20/11/2016																																																												
CIMESA																																																																			
Ing. Arturo Cantano																																																																			
Residente del GACM																																																																			
20/11/2016																																																																			

Figura C.3 Carátula del 2º. Informe (Paquete No. 2) de las pruebas dinámicas



**TABLA 2: Resumen de los Resultados CAPWAP
Proyecto Nuevo Aeropuerto de La Ciudad de México**

Pilote	Penetración m	Condición	CAPACIDAD ULTIMA			Amortiguamiento S&B		Rango "Grate" en Carga	
			Total	Fricción	Punta	Lateral	Punta	Lateral	Punta
			ton	ton	ton	s/m	s/m	mm	mm
PILOTE 1	13.3	Relínca	14	11	3	1.4	2.7	1.0	12.2
PILOTE 1	13.3	Relínca	19	17	2	1.6	2.0	7.5	17.2
PILOTE 2	30.8	Relínca	41	37	4	1.3	2.0	1.5	11.9
PILOTE 2	30.8	Relínca	67	59	8	1.3	2.0	7.5	9.7
PILOTE 3	20.8	Relínca	44	40	4	1.8	2.0	2.9	4.0
PILOTE 3	20.8	Relínca	52	47	5	1.2	3.9	7.1	12.3
PILOTE 5	14.4	Relínca	6	4	2	2.1	2.1	1.0	7.8
PILOTE 5	14.4	Relínca	16	16	2	1.4	2.2	3.9	21.3
PILOTE 6	26.1	Relínca	18	8	6	1.4	3.1	1.0	7.8
PILOTE 6	26.1	Relínca	60	52	6	0.7	2.0	5.5	2.0
PILOTE 7	19.0	Relínca	31	27	4	1.3	2.0	1.7	7.7
PILOTE 7	19.0	Relínca	44	40	4	1.2	2.0	4.1	5.7
PILOTE 7	19.0	Relínca	47	43	4	1.4	1.8	7.1	1.7
PILOTE 8	36.0	Relínca	26	21	4	3.3	2.0	9.8	21.2
PILOTE 8	36.0	Relínca	210	183	28	1.1	3.6	5.8	5.1
PILOTE 9	14.0	Relínca	15	13	2	1.1	1.6	4.7	2.5
PILOTE 9	14.0	Relínca	16	14	2	2.8	2.0	7.6	16.5
PILOTE 9	14.0	Relínca	19	17	2	1.5	2.0	7.5	20.4
PILOTE 9	15.0	Relínca	20	18	2	2.7	1.7	7.5	22.9
PILOTE 10	27.5	Relínca	140	60	89	1.3	1.3	3.0	3.5
PILOTE 11	19.0	Relínca	20	14	6	1.5	2.0	4.1	16.1
PILOTE 11	19.0	Relínca	40	34	6	1.8	2.0	4.8	5.1
PILOTE 11	19.0	Relínca	35	26	7	1.7	1.9	5.0	5.2
PILOTE 11	20.0	Relínca	41	35	6	1.4	2.0	7.5	15.8
PILOTE 12	39.0	Relínca	103	76	27	0.9	1.3	4.7	8.9
PILOTE 12	39.0	Relínca	180	128	52	1.4	1.8	1.6	1.3
PILOTE 15	19.5	Relínca	36	31	5	1.3	2.0	7.5	16.1
PILOTE 14	19.0	Relínca	24	18	6	2.8	2.0	7.2	13.9
PILOTE 14	20.0	Relínca	48	43	5	1.8	1.6	7.5	13.4
PILOTE 15	24.1	Relínca	320	90	230	0.8	0.8	3.9	3.6

**Figura C.4 Resultados de las pruebas dinámicas en pilotes no instrumentados.
CIMESA-ARUP. 2º. Informe (Paquete No. 2)**



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”**

NOTA TÉCNICA No. G-4

**Revisión de los análisis de estabilidad de los taludes
de excavaciones para el edificio terminal
y los de la excavación de prueba**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Febrero 10, 2017



Revisión de los análisis de estabilidad de los taludes de excavaciones para el edificio terminal y los de la excavación de prueba

1. ANTECEDENTES

Con relación al proyecto del Edificio Terminal del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), los diseñadores geotécnicos (ARUP Ingeniería y Consultoría México) del Arquitecto Maestro han previsto en su diseño un sistema de cimentación a base de una losa de cimentación desplantada a una profundidad de 6.5 m, en una gran proporción del área que cubre dicha edificación.

Ante la duda planteada por personal técnico del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) de que tal excavación pudiera realizarse a cielo abierto y en las condiciones señaladas por el diseñador, tal como lo expresó en la Nota Técnica No. GEO-09 en agosto de 2015, ARUP propuso llevar a cabo una excavación de prueba con el objeto de demostrar la viabilidad de su propuesta y la de los procedimientos constructivos necesarios para ejecutarla. En el otoño de 2016 se inició la excavación de prueba con una pendiente 4:1 y otros lineamientos establecidos por ARUP, en un sitio cercano a la cabecera sur de lo que será la Pista No. 3, tal como se muestra en la Figura 1. El 30 de noviembre de 2016, cuando la excavación llegaba a los 5 m de profundidad con respecto al nivel de la superficie del terreno natural del terreno arcilloso, ocurrió una falla en el talud norponiente de la excavación; véase la Figura 2. En la Nota Técnica No. GEO-80 del II-UNAM se hizo una descripción detallada de tal evento.

Después de un receso resultante de la falla del talud, el lunes 2 de enero de 2017 reiniciaron la profundización que se había mantenido en la cota -3.0 m de los taludes norte y oriente, con la pendiente 4:1, y hasta llegar a la profundidad de 5.0 m; previamente retiraron 50 cm de espesor de tezontle de la plataforma superior (“descopete”). En la zona de falla, sólo tendieron más el talud, para alcanzar la profundidad de 5.0 m.

Debe señalarse que en el terreno natural y a unos 6 a 8 m del hombro del talud norte se han generado agrietamientos, a partir de la profundización mencionada, llegando a aberturas de 8 y 10 cm; las grietas han sido visibles precisamente al pie del contra-talud

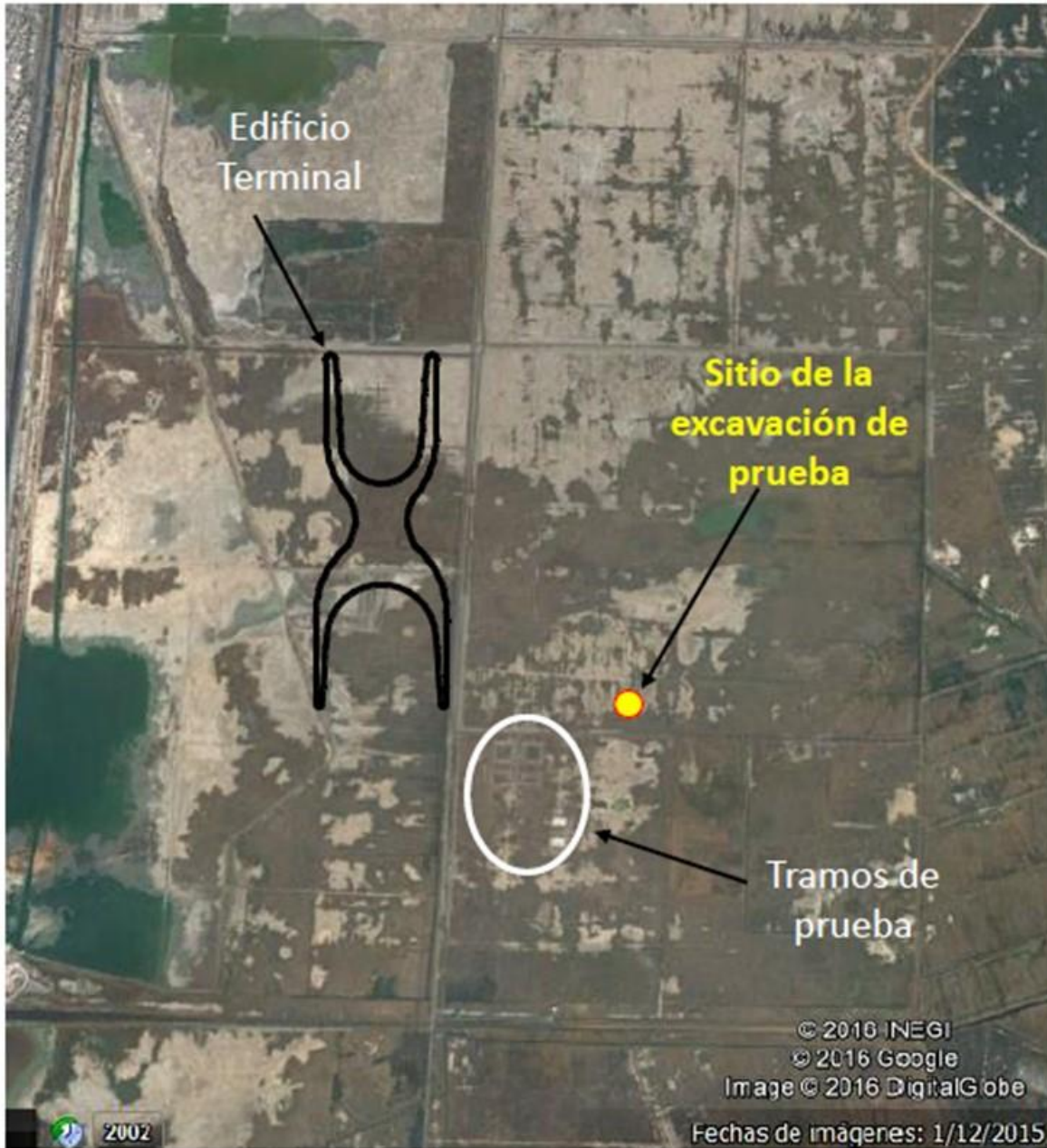


Figura 1. Localización del sitio en donde se llevó a cabo la excavación de prueba



Figura 2. Falla en el talud poniente, cerca de la esquina del talud norte de la excavación de prueba (NT GEO-80, 2016).

donde concluye la plataforma del tezontle, y en donde se encuentra descubierta la superficie del terreno natural. Adicionalmente, en la reunión técnica

sobre la excavación de prueba del 12 de enero, 2017, se describieron grietas en el talud oriente, que más que grietas eran ya escarpas de falla, con desplazamiento vertical entre sus bordes de varios decímetros. Si esas evidencias no fueran suficientes, el inclinómetro 3 ubicado cerca del hombro de la parte media del talud norte, exhibe a la fecha un desplazamiento horizontal máximo de 40 cm en su porción superior, con un gradiente de cambio muy marcado de esos movimientos a unos 6 m de profundidad, lo que debe interpretarse como la generación de un mecanismo incipiente de falla, con un bloque superior con tendencia a deslizarse a través de una superficie de falla que coincide precisamente con esa profundidad.

A su vez, recientemente ocurrió un deslizamiento del talud sur, cerca de la esquina oriente, que determinó cambiar la rampa de acceso de los vehículos que realizan el acarreo y retiro del suelo arcilloso proveniente de la excavación, de esa esquina a la parte central de ese mismo talud sur.



En suma, los taludes poniente y sur sufrieron ya una falla y deslizamiento, en tanto que los taludes norte y oriente están en una condición de falla incipiente y latente, cuando se han alcanzado justos 5.0 m de excavación en el terreno arcilloso, sin poder lograr el objetivo del diseñador ARUP de llevarla a 6.5 m de profundidad.

Los taludes de la excavación piloto en sus cuatro lados cardinales o ya fallaron, o están en una condición de falla incipiente, latente y contenida.

Dada esta situación, el diseñador ARUP estableció que se continuara el experimento, pero ahora desplantando la losa de cimentación a partir del nivel -5.0 m, respecto a la superficie del terreno, previo colado de la plantilla armada prevista.

2. ANÁLISIS EFECTUADOS

Ante la ocurrencia de las fallas de talud en la excavación piloto, y de discusiones con los diseñadores de ARUP sobre el particular, personal del II-UNAM consideró pertinente revisar los análisis de estabilidad de los taludes tanto de la excavación piloto como de las excavaciones que se pretenden llevar a cabo para desplantar las cimentaciones de diversas edificaciones del proyecto del NAICM, en particular del Edificio Terminal y del Centro de Transferencia Terrestre.

Primeramente se efectuó un reanálisis de estabilidad de los taludes de la excavación proyectada para el Edificio Terminal, revisando las condiciones que se adoptaron en el análisis *a priori*, del que se basa la Nota Técnica No. GEO-09, ya mencionada; después se realizó un análisis *a posteriori* de las condiciones que llevaron a la falla en un talud de la excavación de prueba. Esta Nota Técnica No. G-4 tiene como objetivo presentar el detalle de estos dos análisis de estabilidad efectuados.

3. REANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LA EXCAVACIÓN PROYECTADA PARA EL EDIFICIO TERMINAL

Como ya se señaló, en agosto del 2015 personal técnico del IIUNAM realizó un análisis de la estabilidad del talud propuesto y lo plasmó en la Nota Técnica No. GEO-09. Se aplicaron métodos de equilibrio límite convencionales, empleando el código comercial SLIDE. Se estudió un talud con pendiente 4:1 que llegaba a una profundidad de 6.5 m. Para obtener la resistencia al esfuerzo cortante no drenada utilizada en los análisis, se adoptaron los resultados de la resistencia de punta obtenida con tres sondeos de



penetración de cono (CPT) efectuados precisamente en la zona del futuro edificio terminal. Se utilizó un factor N_k de 13.2 (Santoyo, 1980). Sobre el hombro se colocó una sobrecarga de 30 kPa y 25 kPa en el propio talud, representando el tezontle y el tránsito previsto de la maquinaria por utilizar.

Derivado de ese análisis, el FS es prácticamente unitario o ligeramente menor para un talud de 4:1, lo que indica una condición de inminente falla, para las tres estratigrafías estudiadas y sus correspondientes resistencias cortantes del subsuelo. La geometría, los resultados y los detalles del análisis pueden consultarse en el ANEXO A del presente documento. Se confirma y ratifica la precaria estabilidad de los taludes para la excavación a cielo abierto establecida por el diseñador ARUP, tal como fue adelantada en la Nota Técnica No. GEO-09.

4. ANÁLISIS A POSTERIORI DE LA FALLA DE TALUD EN LA EXCAVACIÓN DE PRUEBA

A las 15:43 horas del 30 de noviembre del 2016 el talud poniente y hacia la esquina norte, falló. Desde semanas antes, se había notado la presencia de grietas cerca de los hombros en los taludes poniente, norte y oriente, principalmente al pie del contratalud, como a 6 u 8 m del hombro, precisamente donde ya se aprecia la superficie del terreno natural, por la ausencia de la capa de tezontle. Los detalles de la falla se plasmaron en la Nota Técnica No. GEO-80. Si bien se pretendía llevar la excavación a 6.5 m de profundidad con una pendiente 4:1, la falla del talud ocurrió cuando se atacaba ese talud y llegaba a una profundidad de 5 m, apenas en unos cuantos metros de anchura.

Posterior a la falla se realizaron algunos sondeos CPT, a unos cuantos metros de los hombros del talud fallado. Con las condiciones de falla y la nueva información geotécnica, se realizó otro análisis. En éste se utilizó un $N_k = 15.66$, derivado del análisis de una base de datos de la campaña de exploración geotécnica en el predio del NAICM en 2015 y 2016 (II-UNAM, Tercer Informe Parcial, 2016). El FS obtenido fue de 0.928 con el método de Bishop, y de 1.02 con el método de Janbu. Estos valores del FS en torno de la unidad, pueden explicarse por el método de análisis adoptado, pero también influye en gran medida, como se distingue en la Figura B4 del Anexo B, la dispersión que se muestra en la correlación entre las resistencias de punta de los ensayos CPT a valores bajos de ésta y la resistencia no drenada del suelo obtenida en pruebas triaxiales UU. Los detalles de este retroanálisis se encuentran en el ANEXO B de esta nota.



5. CONCLUSIONES

Del reanálisis de estabilidad de las excavaciones a cielo abierto en la zona del Edificio Terminal, se confirma lo adelantado en la Nota Técnica No. GEO-09, acerca de la previsión de falla de los taludes, de seguirse con lo establecido por el diseñador ARUP; esto es, con la pretensión de alcanzar la profundidad de 6.5 m a partir del nivel de la superficie del terreno natural, y con una pendiente 4 a 1.

En efecto, las fallas del talud en la excavación de prueba ratifican la imposibilidad de realizar excavaciones con talud 4:1, ya no digamos a 6.5 m de profundidad, sino a 5.0 m. Esta afirmación se basa en la adopción de los perfiles de la resistencia de punta de los ensayos CPT, tanto en la zona del Edificio Terminal como en el sitio de la excavación de prueba.

Estas experiencias exhiben, sin lugar a dudas, que deberán plantearse soluciones diferentes si es que se persiste en las excavaciones profundas a cielo abierto que contempla el actual diseño expuesto por ARUP.

ANEXO A

REVISIÓN DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE EXCAVACIONES DEL EDIFICIO TERMINAL

Se describen en este apartado los análisis de estabilidad que se realizaron de los taludes para las excavaciones proyectadas por los diseñadores del Arquitecto Maestro, para el Edificio Terminal. Para ello se obtuvieron las propiedades mecánicas a partir de los datos obtenidos de tres pruebas de cono eléctrico representativas (CPTu-1, CPTu-2 y CPTu-3) cuyas ubicaciones se muestran en la Figura A1 y los perfiles de resistencia de punta se exhiben en la Figura A2.

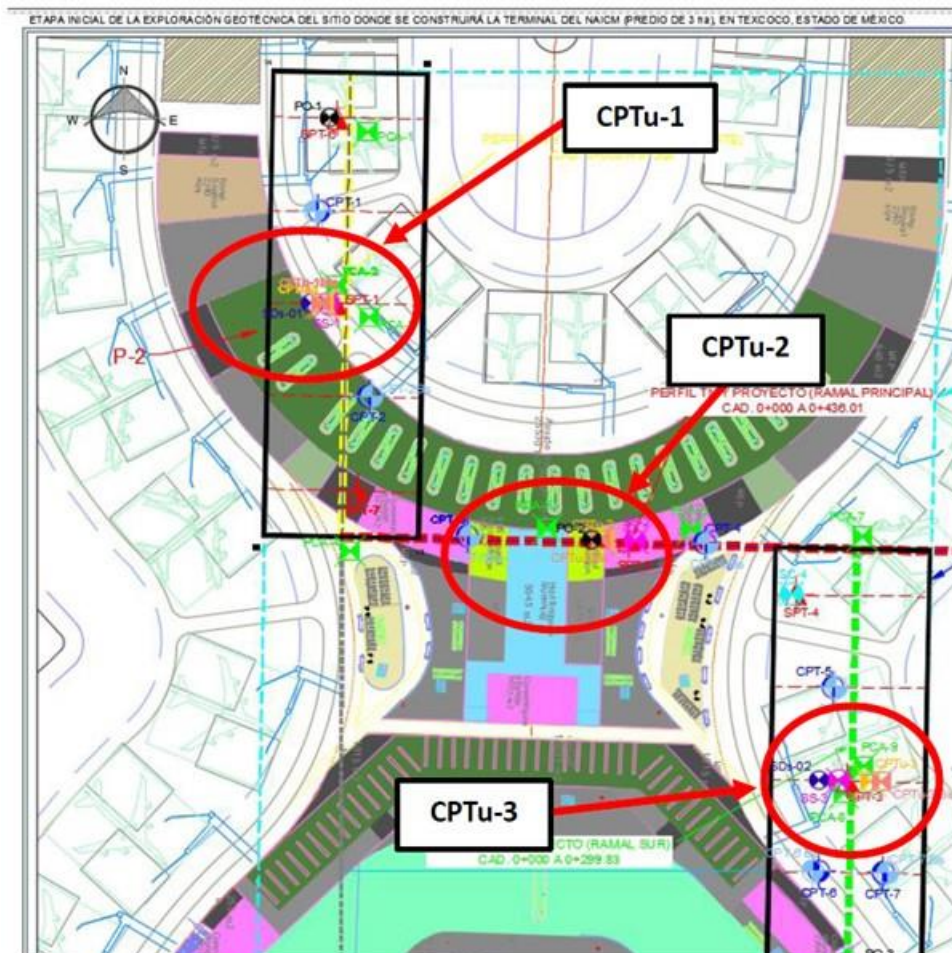


Figura A1. Localización de los sondeos de cono adoptados para los análisis.

Para obtener propiedades de resistencia no drenada, c_u , se recurrió a la resistencia de punta, q_c , del cono eléctrico, utilizando la siguiente ecuación:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k}$$

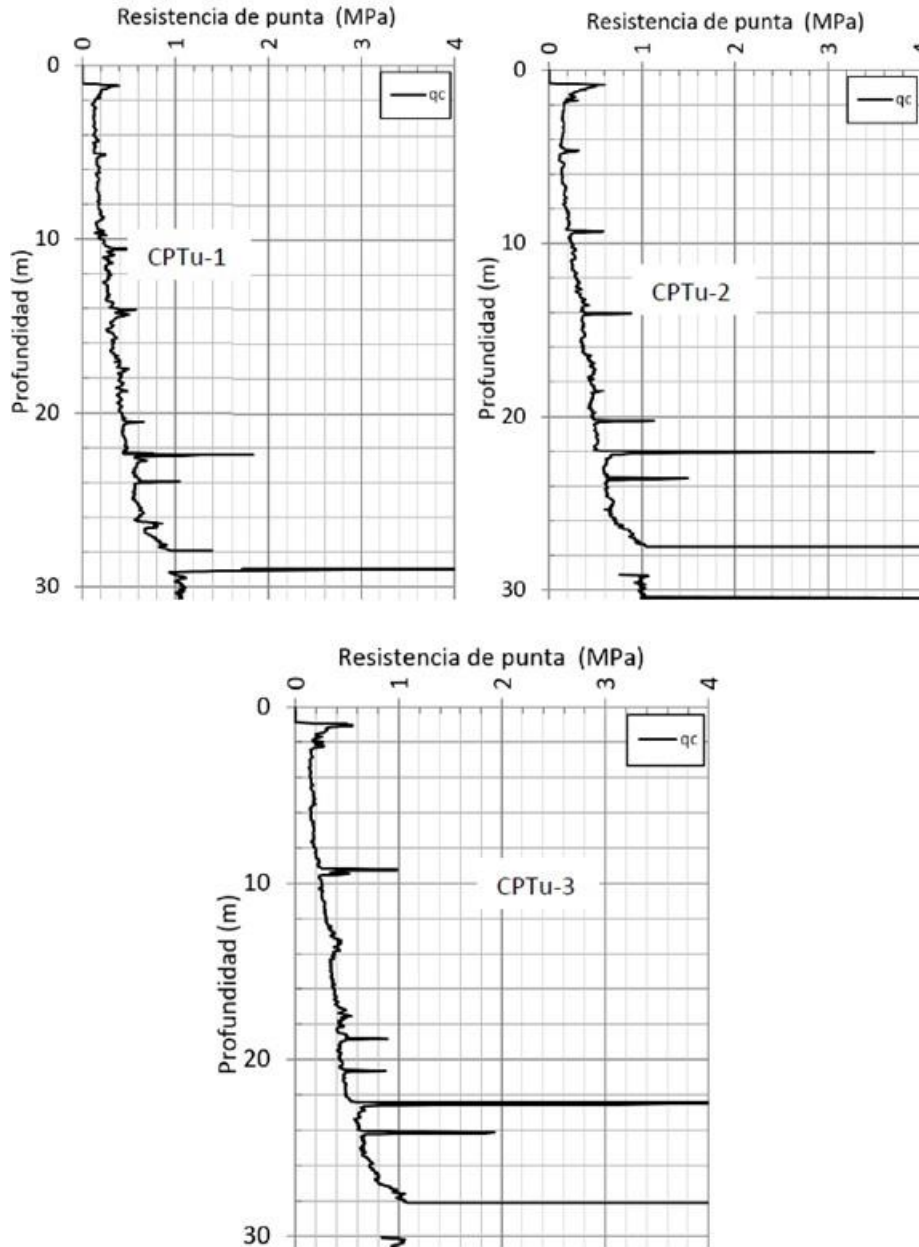


Figura A2. Perfiles de los ensayos CPT, representativos del Edificio Terminal.



Se adoptó un valor de $N_k=13.2$ y se obtuvieron las cohesiones aparentes que se presentan en la Tabla A1. El peso volumétrico se obtuvo de los valores reportados de las pruebas triaxiales. La profundidad máxima de estudio fue de 30 m y se dividió la Formación Arcillosa Superior en seis estratos de 5 m.

Tabla A1. Valores de la resistencia no drenada, obtenidos de las pruebas CPT.

Profundidad (m)		Peso volumétrico (kN/m ³)	c_u (kPa) CPTu-1	c_u (kPa) CPTu-2	c_u (kPa) CPTu-3
DE	A				
0	5	14.5	11.7	14.1	14.4
5	10	12.0	15.3	15.3	16.2
10	15	11.4	23.3	25.4	26.2
15	20	11.1	30.7	35.2	33.8
20	25	11.5	42.5	48.0	46.4
25	30	18.0	65.0	70.3	69.2

Para analizar los diferentes taludes se utilizó el programa SLIDE v05 que emplea métodos del estado de equilibrio límite para obtener el factor de seguridad en suelos. Se utilizaron tres criterios para definir el factor de seguridad: Bishop, Janbu y Morgenstern-Price. Se propusieron diferentes geometrías para los taludes, partiendo de una inclinación 1 a 1 hasta llegar a una de 7 a 1. Se consideró pertinente colocar sobrecargas sobre el hombro del talud y en la cara de éste, para considerar tanto el peso de la plataforma de trabajo y la cobertura del mismo tezontle en los taludes, como el efecto de la maquinaria que transitaría por esas zonas. Las cargas consideradas fueron de 30 kPa sobre el hombro y de 25 kPa sobre la cara del talud. Para obtener la carga aplicada se consideró el tránsito de una excavadora hidráulica modelo 320 BL cuyo peso es de 21 toneladas, repartido entre el área de sus dos orugas; la presión calculada es de 34 kPa. Debido a que esta excavadora estaría transitando sobre el hombro y en menor medida sobre la cara del talud se consideraron las presiones antes mencionadas. La geometría analizada con pendiente 4 a 1 se muestra en la Figura A3.

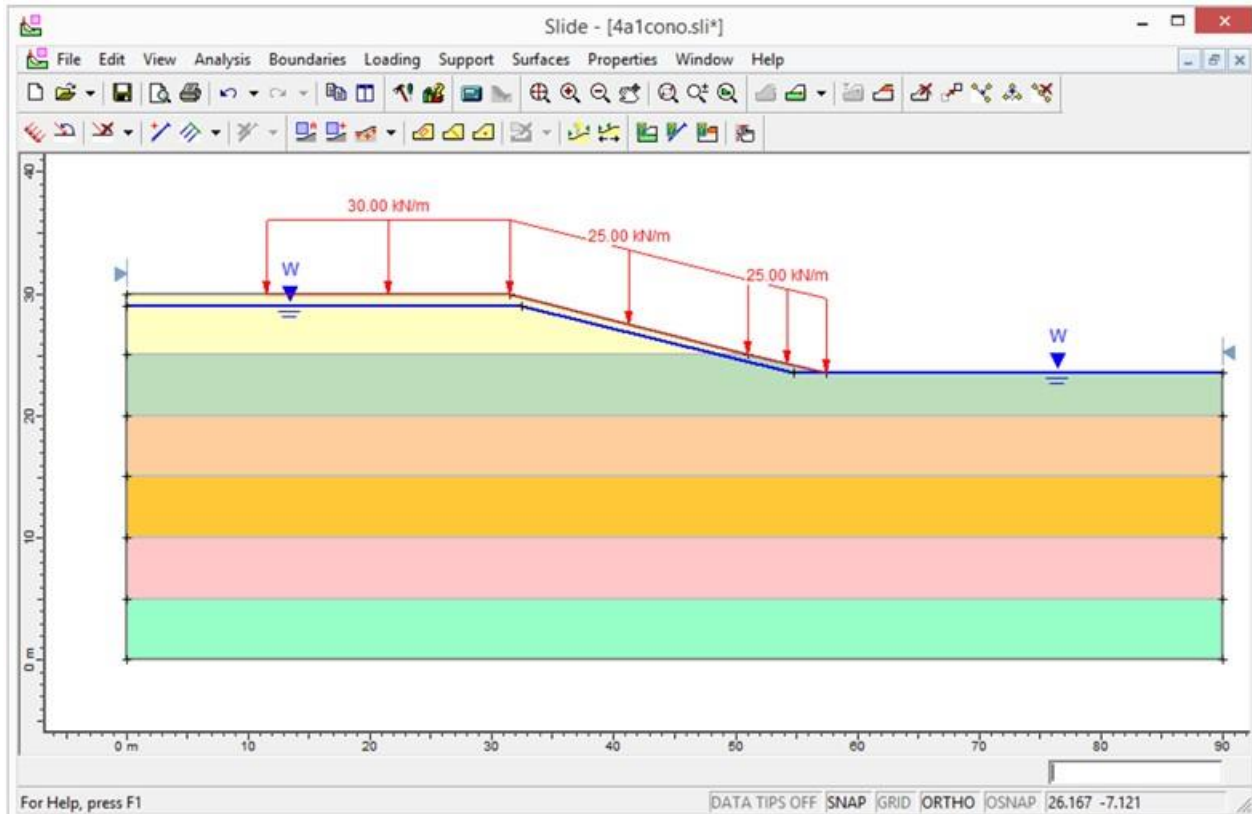


Figura A3. Geometría utilizada para analizar el talud 4 a 1.

Se incluyen en la Figura A4 los contornos de igual factor de seguridad, así como la superficie crítica de falla que como se aprecia, pasa por la base del talud. Los resultados mostrados corresponden al sitio del sondeo CPTu-1.

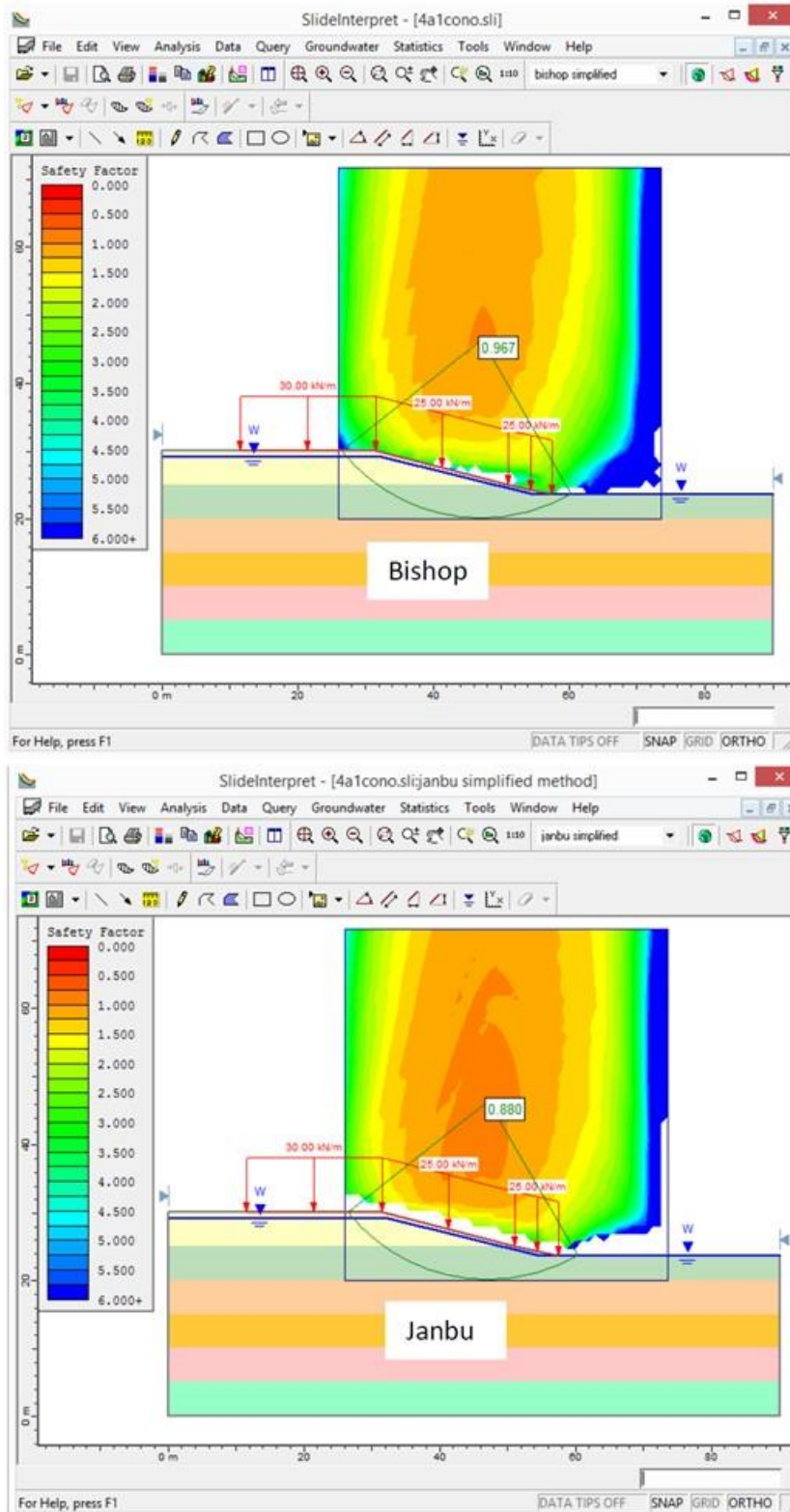


Figura A4. Superficies de falla crítica para el talud 4 a 1, y datos del CPTu-1.



ANEXO B

ANÁLISIS A *POSTERIORI* DE LA FALLA EN UN TALUD DE LA EXCAVACIÓN DE PRUEBA

Se describe en este apartado el análisis de estabilidad del talud poniente y hacia la esquina norte, en el sitio de la excavación ante las condiciones de la falla sucedida el 30 de noviembre de 2016 (Figura 2). Para realizar el análisis se obtuvieron las propiedades mecánicas a partir de los datos de una prueba de cono eléctrico ejecutada *a posteriori*, a un par de metros de la zona de la excavación; el perfil de su resistencia de punta se muestra en la Figura B1.

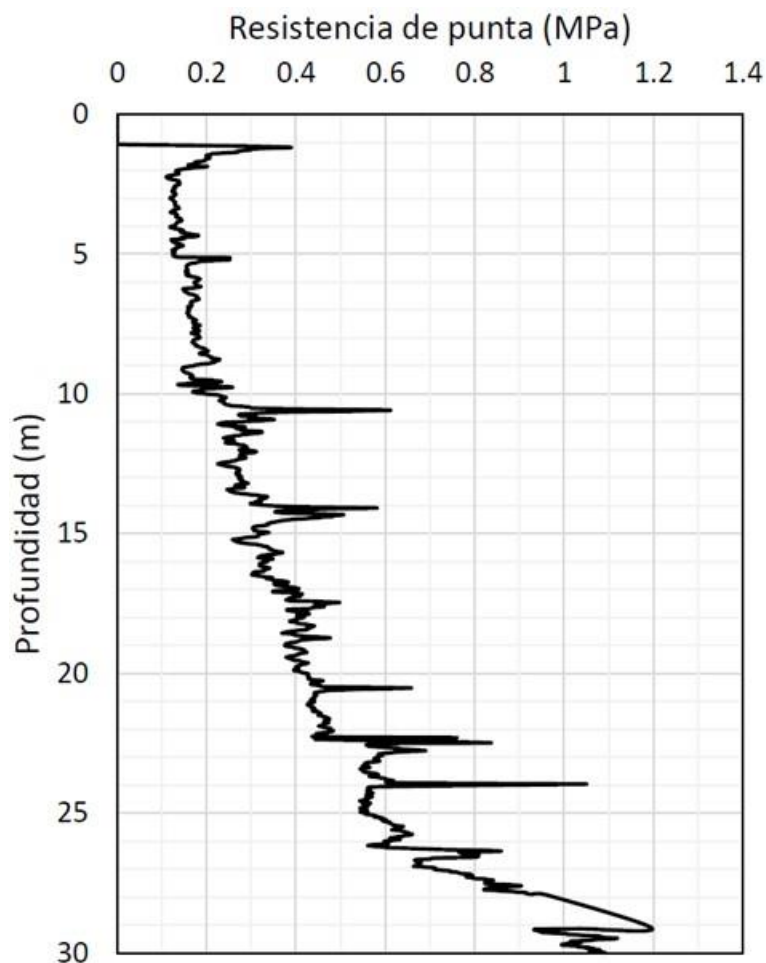


Figura B1. Resistencia de punta en sondeo CPT contiguo a la falla del talud

De una base de datos de pruebas triaxiales y de sondeos CPT realizados en 2015 y 2016 en la zona del NAICM se obtuvo la gráfica que se muestra en el Figura B4. Los valores de la Figura B2 reúnen los resultados de las pruebas desde una profundidad de 2 m y hasta 30 m, de diferentes sondeos hasta acumular 111 pares comparativos; en éstos sólo se consideraron los datos de los suelos francamente arcillosos. Para esta condición, aplicable al problema analizado, se obtiene un factor N_k de 15.66.

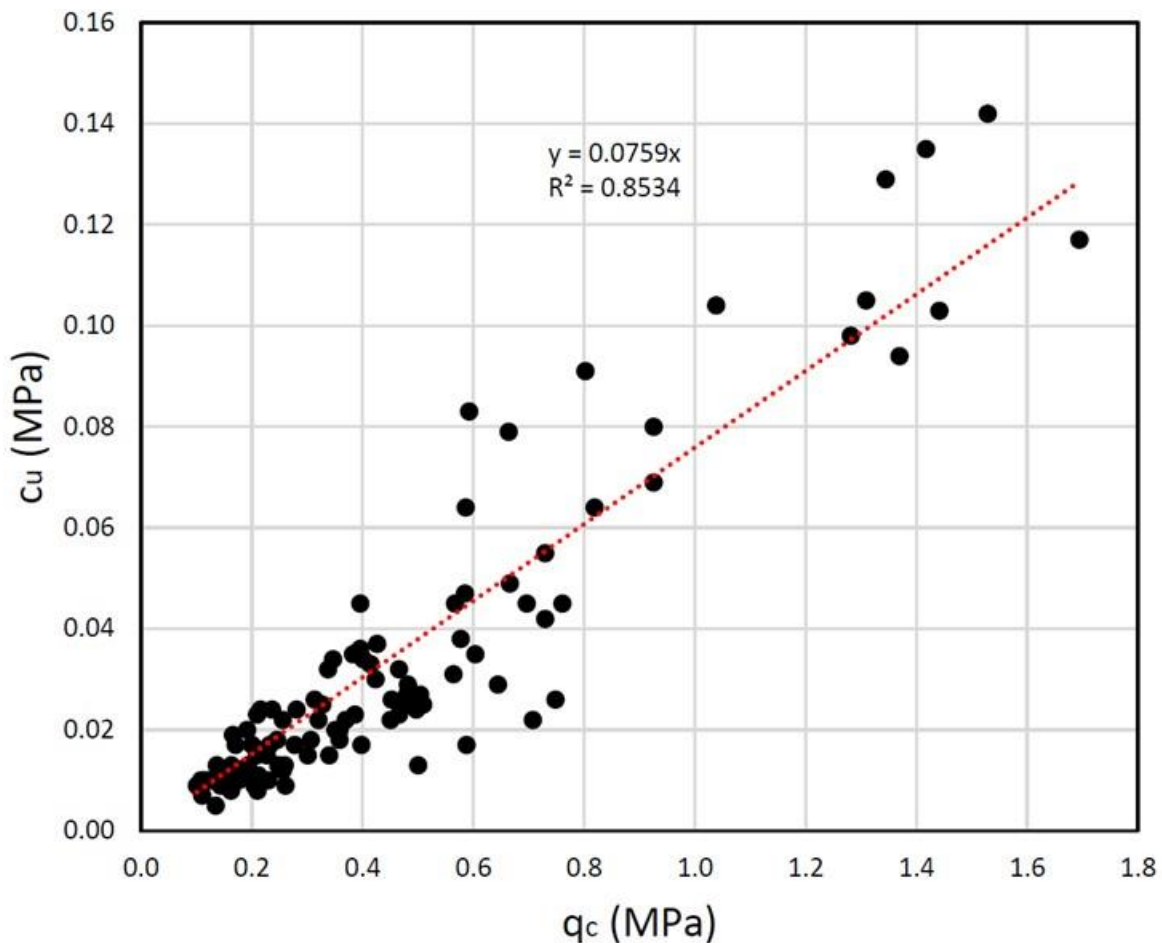


Figura B2. Correlación entre la resistencia no drenada y la resistencia de punta del cono, para suelos arcillosos de la FAS del sitio del NAICM

En el Tercer Informe Parcial del II-UNAM entregado en 2016 se presenta una gráfica similar, pero en la que se consideraron resultados de pruebas desde la superficie y hasta los 60 m de profundidad; para tal condición se reporta un $N_k=15.87$.



Cabe distinguir que para resistencias bajas la dispersión es significativa entre los resultados de la resistencia de punta de los ensayos CPT y los de la resistencia no drenada de ensayos triaxiales, lo que se traduce en valores con cierta incertidumbre al adoptar resistencias para los análisis de estabilidad, cuando se parte de datos de pruebas CPT. Este hecho es una razón de más para manejar con cautela los análisis de estabilidad de taludes en el predio del NAICM, principalmente cuando los factores de seguridad que arrojan son cercanos a la unidad. Lo anterior explicaría de manera práctica que el retroanálisis llevó a valores del factor de seguridad ligeramente menores a la unidad (Bishop), valor éste que sería el asociado a la condición de falla ocurrida, aunque también es factor el método adoptado para el análisis de estabilidad, tal como se discute más adelante, ya que con Janbu se determina un factor de seguridad ligeramente mayor que la unidad.

Con el CPT realizado en el sitio de la excavación y el N_k antes mencionado se calcularon las resistencias no drenadas que se presentan en la Tabla B1. Se propuso una

Tabla B1. Resistencia no drenada obtenida del sondeo CPT del sitio de la excavación de prueba, utilizando un factor $N_k=15.66$.

Profundidad (m)		Peso volumétrico (kN/m ³)	CPT	
De	A		q_c (kPa)	c_u (kPa)
0	1	14.5	200	12.8
1	2	14.5	200	12.8
2	3	12.0	130	8.3
3	4	12.0	130	8.3
4	5	12.0	140	8.9
5	6	12.0	150	9.6
6	7	12.0	170	10.9
7	8	12.0	170	10.9
8	9	11.4	190	12.1
9	10	11.4	200	12.8
10	11	11.4	270	17.2
11	12	11.4	260	16.6
12	13	11.4	270	17.2
13	14	11.4	290	18.5
14	15	11.4	350	22.3
15	20	11.4	370	23.6
20	25	11.5	450	28.7
25	30	18.0	680	43.4



estratigrafía dividida a cada metro, dado que la resistencia de punta medida con el cono es creciente con la profundidad y con el objetivo de refinar el análisis. Se analizó una geometría de talud 4:1 hasta 5 m, profundidad con la que se detonó la falla. Atendiendo a la condición que imperaba al momento de la falla, se agregó una sobrecarga de 15 kPa sobre el hombro y hasta 2.7 m medidos desde el hombro y hacia talud abajo, debido a la carga impuesta por el tezontle extendido. Utilizando el método de Bishop, los resultados se presentan en la Figura B3, distinguiéndose que el factor de seguridad, FS, obtenido fue de 0.928.

Adicionalmente, con la superficie de falla definida por SLIDE y la misma estratigrafía, se realizó un análisis de estabilidad empleando el método de Janbu. El método se aplicó con la ayuda de una hoja de cálculo, cuyos resultados aquí se reproducen en las Tablas B2. Con las iteraciones 3 y 4 se repite ya el valor alcanzado del factor de seguridad, FS=1.02.

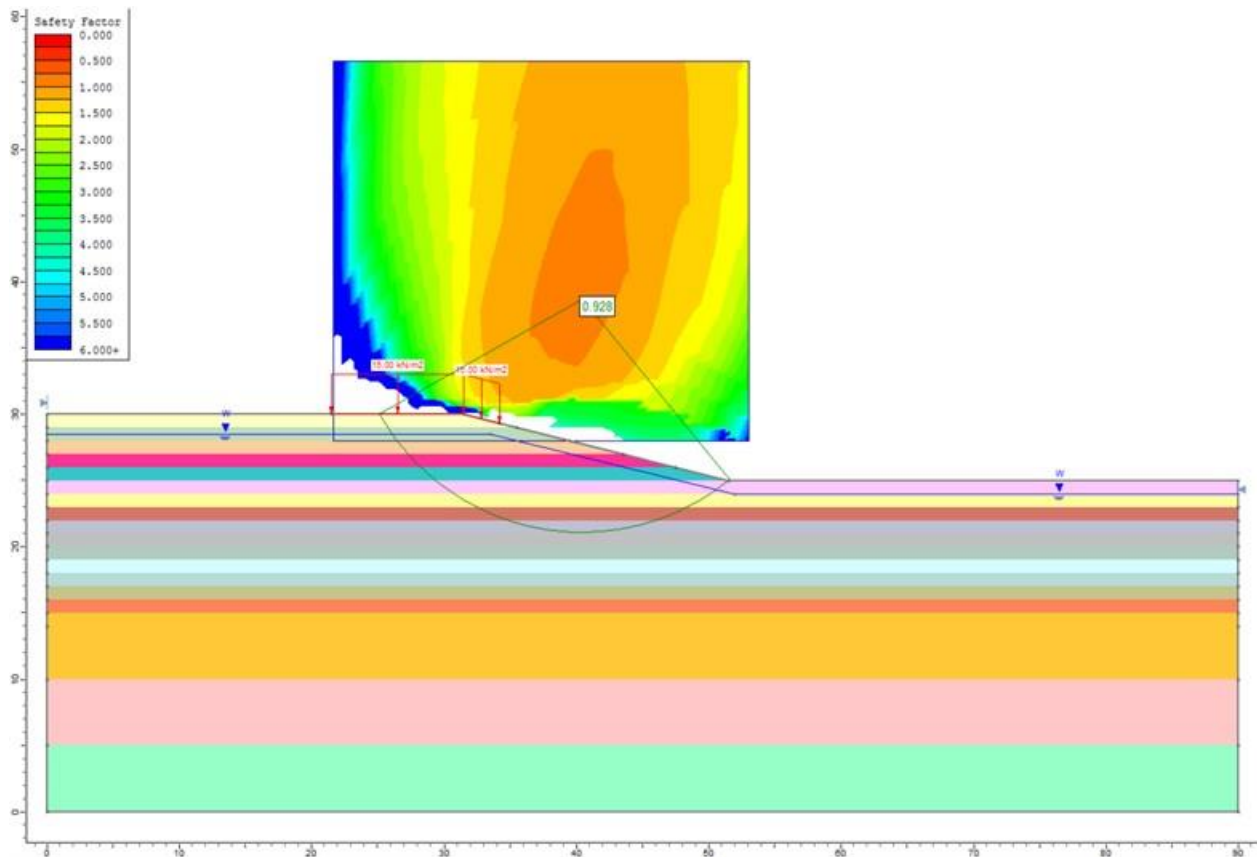


Figura B3. Resultados del análisis efectuado con el programa SLIDE versión 6.0



Tabla B2a. Método de Janbu, primera iteración.

Dovela	α (°)	$\tan \alpha$	Δx	γ_1 kN/m ³	γ_2 kN/m ³	γ_3 kN/m ³	Área1 m ²	Área2 m ²	Área3 m ²	z m	ΔW	p_j	c'	ϕ' (°)	$\tan \phi'$	B_0	A'_0	FS	n_{u0}	A_0	ΔE_0	E_0	
1	59.00	1.66	2.10	14.5	12.0	11.4	3.129	0.76		1.73	69.4	33.1	12.8	0	0.00	115.56	26.88	1.00	0.27	101.33	14.23	Ea= 0	
2	47.00	1.07	2.10	14.5	12.0	11.4	4.2	5.43		4.58	141.0	67.2	8.9	0	0.00	151.25	18.69	1.00	0.47	40.18	111.06	14.23	
3	37.00	0.75	2.10	14.5	12.0	11.4	3.97	9.44		6.39	185.9	88.5	10.9	0	0.00	140.12	22.89	1.00	0.64	35.89	104.23	125.30	
4	29.00	0.55	2.10	14.5	12.0	11.4	2.94	12.32		7.24	205.5	97.8	10.9	0	0.00	113.90	22.89	1.00	0.76	29.92	83.98	229.53	
5	21.00	0.38	2.10	14.5	12.0	11.4	1.84	12.60	1.76	7.73	197.9	94.3	12.1	0	0.00	75.98	25.41	1.00	0.87	29.15	46.83	313.51	
6	13.00	0.23	2.10	14.5	12.0	11.4	0.65	12.60	3.12	7.81	196.1	93.4	12.8	0	0.00	45.28	26.88	1.00	0.95	28.31	16.96	360.34	
7	6.00	0.11	2.10	14.5	12.0	11.4		12.14	3.88	7.68	190.0	90.5	12.8	0	0.00	19.96	26.88	1.00	0.99	27.18	-7.21	377.30	
8	-1.00	-0.02	2.10	14.5	12.0	11.4		11.09	4.08	7.21	179.6	85.5	17.2	0	0.00	-3.14	36.12	1.00	1.00	36.13	-39.27	370.09	
9	-8.00	-0.14	2.10	14.5	12.0	11.4		10.03	3.73	6.55	162.9	77.6	12.8	0	0.00	-22.89	26.88	1.00	0.98	27.41	-50.31	330.82	
10	-15.00	-0.27	2.10	14.5	12.0	11.4		8.93	2.81	5.60	139.2	66.3	12.8	0	0.00	-37.30	26.88	1.00	0.93	28.81	-66.11	280.52	
11	-23.00	-0.42	2.10	14.5	12.0	11.4		7.83	1.22	4.35	107.9	51.4	12.1	0	0.00	-45.80	25.41	1.00	0.85	29.99	-75.79	214.41	
12	-31.00	-0.60	2.10	14.5	12.0	11.4		2.76		2.74	33.1	15.8	10.9	0	0.00	-19.87	22.89	1.00	0.73	31.15	-51.03	138.62	
13	-40.00	-0.84	2.27	14.5	12.0	11.4		2.17		0.95	26.0	11.5	9.6	0	0.00	-21.83	21.79	1.00	0.59	37.14	-58.96	87.59	
																SUMA	511.23	330.49		482.60	28.63		Eb= 29

$FS = \frac{482.60}{511.23} = 0.94$

Tabla B2b. Método de Janbu, segunda iteración.

Dovela	E_0	$\frac{dE_0}{dx}$	α_1 (°)	$\tan \alpha_1$	h_t	T_1	ΔT_1	B_1	A'_1	FS	n_{u1}	A_1	ΔE_1	E_1
1	0.00	-	-	-	0.00	Ta=0	1.94	118.80	26.88	0.94	0.27	101.33	11.00	Ea= 0
2	14.23	29.83	47.00	1.07	0.58	1.94	-18.10	131.84	18.69	0.94	0.47	40.18	89.09	11.00
3	125.30	51.26	37.00	0.75	1.53	-16.16	-15.62	128.35	22.89	0.94	0.64	35.89	90.17	100.09
4	229.53	44.81	29.00	0.55	2.13	-31.78	-13.40	106.47	22.89	0.94	0.76	29.92	74.64	190.26
5	313.51	31.14	21.00	0.38	2.41	-45.18	1.13	76.42	25.41	0.94	0.87	29.15	45.40	264.90
6	360.34	15.19	13.00	0.23	2.58	-44.05	10.44	47.69	26.88	0.94	0.95	28.31	17.57	310.30
7	377.30	2.32	6.00	0.11	2.60	-33.61	11.74	21.20	26.88	0.94	0.99	27.18	-7.71	327.87
8	370.09	-11.07	-1.00	-0.02	2.56	-21.87	17.11	-3.43	36.12	0.94	1.00	36.13	-41.87	320.15
9	330.82	-21.33	-8.00	-0.14	2.40	-4.76	19.41	-25.62	26.88	0.94	0.98	27.41	-54.78	278.28
10	280.52	-27.72	-15.00	-0.27	2.18	14.65	13.30	-40.86	26.88	0.94	0.93	28.81	-71.51	223.50
11	214.41	-33.78	-23.00	-0.42	1.87	27.95	11.56	-50.71	25.41	0.94	0.85	29.99	-82.61	151.99
12	138.62	-30.20	-31.00	-0.60	1.45	39.51	11.00	-26.48	22.89	0.94	0.73	31.15	-59.63	69.38
13	87.59	-25.17	-40.00	-0.84	0.91	50.51	-50.51	20.56	21.79	0.94	0.59	37.14	-18.95	9.75
	28.63	-	-	-	0.00	Tb=0	0.00	504.21	330.49			482.60	-9.20	Eb= -9.2
							SUMA	0.00	504.21	330.49		482.60	-9.20	

$FS = \frac{482.60}{504.21} = 0.96$



Tabla B2c. Método de Janbu, tercera iteración.

Dovela	E_1	$\frac{dE_1}{dx}$	$\alpha_t(^{\circ})$	$\tan \alpha_t$	h_t	T_2	ΔT_2	B_2	A'_2	FS	n_{a2}	A_2	ΔE_2	E_2	
1	0.00	-	-	-	0.00	Ta=0	1.95	122.04	26.88	0.96	0.27	101.33	16.49	0	
2	11.00	23.83	47.00	1.07	0.58	1.95	-12.21	118.74	18.69	0.96	0.47	40.18	76.89	16.49	
3	100.09	42.68	37.00	0.75	1.53	-10.26	-11.62	119.59	22.89	0.96	0.64	35.89	82.21	76.89	
4	190.26	39.24	29.00	0.55	2.13	-21.88	-10.83	100.47	22.89	0.96	0.76	29.92	69.30	82.21	
5	264.90	28.58	21.00	0.38	2.41	-32.71	-0.30	76.30	25.41	0.96	0.87	29.15	45.93	69.30	
6	310.30	14.99	13.00	0.23	2.58	-33.01	4.66	48.76	26.88	0.96	0.95	28.31	19.27	45.93	
7	327.87	2.35	6.00	0.11	2.60	-28.35	3.72	21.59	26.88	0.96	0.99	27.18	-6.72	19.27	
8	320.15	-11.81	-1.00	-0.02	2.56	-24.63	8.44	-3.58	36.12	0.96	1.00	36.13	-41.22	-6.72	
9	278.28	-23.01	-8.00	-0.14	2.40	-16.20	10.43	-27.09	26.88	0.96	0.98	27.41	-55.64	-41.22	
10	223.50	-30.07	-15.00	-0.27	2.18	-5.76	1.78	-41.34	26.88	0.96	0.93	28.81	-71.35	-55.64	
11	151.99	-36.70	-23.00	-0.42	1.87	-3.98	-3.44	-49.25	25.41	0.96	0.85	29.99	-80.49	-71.35	
12	69.38	-33.87	-31.00	-0.60	1.45	-7.42	-0.82	-25.99	22.89	0.96	0.73	31.15	-58.44	-80.49	
13	9.75	-17.98	-40.00	-0.84	0.91	-8.24	8.24	13.64	21.79	0.96	0.59	37.14	-25.04	-58.44	
	-9.20	-	-	-	0.91	Tb=0								Eb= -25.0	
SUMA							0.00	473.90	330.49			482.60	-28.81		
							FS=	$\frac{482.60}{473.90}$	=	1.02					

Cabe señalar finalmente, que no fue determinada en campo la geometría y traza de la superficie de falla, por lo que no se contó con esa información para realizar el análisis *a posteriori* de la misma. En la Nota Técnica No. GEO-80 se propone una superficie de falla inferida con base en fotografías aéreas; ésta y las adoptadas en el retroanálisis expuesto en esta nota técnica, coinciden en una superficie de falla que pasa por el pie.



“ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) EN EL VASO DEL Ex-Lago DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”

Convenio de Colaboración No. Por Definir

NOTA TÉCNICA No. G-5

COMENTARIOS A LAS OBSERVACIONES DE TASANA EN
RELACIÓN CON ASPECTOS EXPUESTOS POR CFE, REFERENTES
A LA INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA EN PISTAS

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.

Marzo 01, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-5

Comentarios a las observaciones de TASANA en relación con aspectos expuestos por CFE, referentes a la instrumentación geotécnica en pistas

1. INTRODUCCIÓN

En el documento de TASANA que reunía su diseño al 60% de las obras del lado aire, se estableció entre otros aspectos, el tipo, cantidad y ubicación de los instrumentos geotécnicos por instalar en dichas obras. En su momento, el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) expresó una serie de observaciones, tendientes todas ellas a mejorar, eficientar y reducir el costo de la instrumentación geotécnica, con una visión de su utilización a largo plazo. Por su parte, CFE produjo con base en ese diseño y comentarios, planos ejecutivos para iniciar la disposición de la instrumentación geotécnica en las obras del lado aire, ahora en construcción.

Más recientemente, TASANA envió (15 de febrero de 2017) al GACM una NOTA/MEMO con Ref. TSN_GACM_MEM_0126_Instrumentación CFE, documento que reúne un comunicado de ese consorcio (véase el Anexo A) en relación con la Instrumentación de CFE. A su vez, personal de CFE emitió una serie de comentarios a esa respuesta (véase el Anexo B).

En esta Nota Técnica se presentan, por parte del Instituto de Ingeniería, UNAM, algunos comentarios a ambos documentos.

2. IDEA CENTRAL

En los comentarios y observaciones que personal técnico y académico del II-UNAM expresa aquí, prevalece la idea central de aprovechar al máximo la instrumentación geotécnica; en efecto, si bien es muy importante el monitoreo del comportamiento de las obras del lado aire durante la etapa de construcción, no es menos importante el conocimiento de tal comportamiento durante la etapa de operación.



Dada la naturaleza del subsuelo, es de esperarse que ocurran deformaciones a largo plazo, cuya medición dará la pauta para tomar las medidas correctivas requeridas, o al menos definir objetivamente las políticas de mantenimiento de pistas, calles de rodaje y plataformas.

Así pues, si bien pudiera entenderse que el proyectista TASANA establezca que el diseño de su instrumentación geotécnica está orientada a responder por lo que se refiere a la etapa de construcción, es menester reconocer la pertinencia, incluso para el propio proyectista, de que la instrumentación dé respuestas contundentes a las interrogantes que presentará el comportamiento de las obras del lado aire a largo plazo.

Es importante señalar que si no se disponen los instrumentos y lo necesario para su implementación ahora durante la etapa de construcción, será punto menos que imposible colocar esa instrumentación geotécnica una vez que el aeropuerto esté en operación.

Desde luego, el objetivo dual antes señalado no debe implicar duplicar la cantidad de sensores por instalar. Se muestra en este documento un ejemplo que permite cumplir con ambas metas, simplemente reubicando el mismo número de transductores. En efecto, la siempre deseable redundancia en las mediciones en un programa de instrumentación geotécnica, no tiene por qué caer en la simple duplicidad de instrumentos. Una redundancia deseable es aquella que mide lo mismo, pero con sensores con principio de medición diferente; tampoco debe ser exhaustiva y bien puede tener una vida útil que cubra construcción y varios años de operación.

3. COMENTARIOS ACERCA DE LOS REGISTROS DE MEDICIÓN EN PISTAS

En efecto, coincidimos en que los inicialmente previstos registros de concreto reforzado (puntos REG) resultarían elementos rígidos con comportamiento incompatible con el medio en el que estarán alojados.

A su vez, consideramos que resulta pertinente la solución propuesta por CFE al recurrir a tubería PEAD, Figura 1. Al respecto, se reconoce que tales registros REG obedecen a la necesidad de medir los asentamientos a todo lo largo de cada sección instrumentada mediante las mangueras de asentamiento.



**Figura 1. Tubo PEAD para registro de los tramos de manguera,
para definir el perfil de asentamientos**

Estamos convencidos de que la previsión de TASANA de emplear una manguera continua de 400 m para determinar un perfil de asentamientos es inviable. La operación de barrido de un sensor para la medición de asentamientos en toda esa longitud de manguera, resulta impráctico y riesgoso. Por esas razones consideramos pertinente que se haya fraccionado esa longitud y se dispongan registros a cada 60 m. Tal longitud fue la adoptada en las mediciones con el mismo fin en los tramos de prueba del II-UNAM; tal experiencia no abona la idea de aumentar en demasía esa longitud.

Los tubos PEAD tienen un peso relativamente reducido y atendiendo a su estructuración, resultan suficientemente flexibles en su dirección axial, por lo que seguirán sin dificultad la deformación vertical del suelo de desplante y la porción terraplenada.



Por otra parte, la solución fraccionada de la manguera de asentamientos propicia el enfoque que hemos insistido en el sentido de que la instrumentación geotécnica permita dar seguimiento a los asentamientos que sufra el subsuelo no sólo durante la etapa constructiva, sino que también logremos conocer su evolución durante la etapa de operación.

Definitivamente, no se justifica disponer instrumentación geotécnica pensando sólo en que sea monitoreada durante la etapa de construcción; ese enfoque debe rechazarlo el GACM. Si no se instala ahora en las pistas, menos posible será colocarla durante la operación. Debe entenderse que los movimientos a largo plazo podrían ser muy significativos, y que demandan de nuestra parte atención para medirlos, y no sólo atender la inmediatez de la etapa constructiva. Considerando las diferentes porciones de construcción de las obras del lado aire, podrían prescindirse de algunas secciones, así como reubicar otros puntos de medición, a fin de cumplir con el enfoque antes citado, y sin necesidad de adicionar más sensores o registros.

A modo de ejemplo, se exponen los cambios que podría demandar el enfoque varias veces mencionado, recurriendo a lo indicado en la Figura 2, correspondiente a la cabecera sur y parte inicial de la Pista 3. En la planta a) se muestra lo definido por el diseñador TASANA, en tanto que en la planta b) lo modificado por CFE. En la planta c) se presenta lo propuesto por el II-UNAM, que tiene las características siguientes. i) Tiene el mismo número de registros y extensómetros a profundidad que los de TASANA y CFE; ii) definen una misma sección instrumentada; iii) permite la eliminación del registro al centro de la pista una vez que concluya la construcción, sin perder la información sobre la evolución de los asentamientos de la misma a largo plazo; iv) al ubicar un registro, no en calles de rodaje sino en una isla verde, se asegura su supervivencia a largo plazo; y v) se concentra atención al comportamiento de la pista.

Al replicar este posible arreglo en una sección a 400 m de distancia se considera que se tendrá un conocimiento suficiente de la distribución espacial de los movimientos a lo largo de las pistas, suficientemente representativa para la toma de decisiones por lo que a eventuales medidas correctivas se refiere, o a sustentar y programar los trabajos de mantenimiento requeridos.

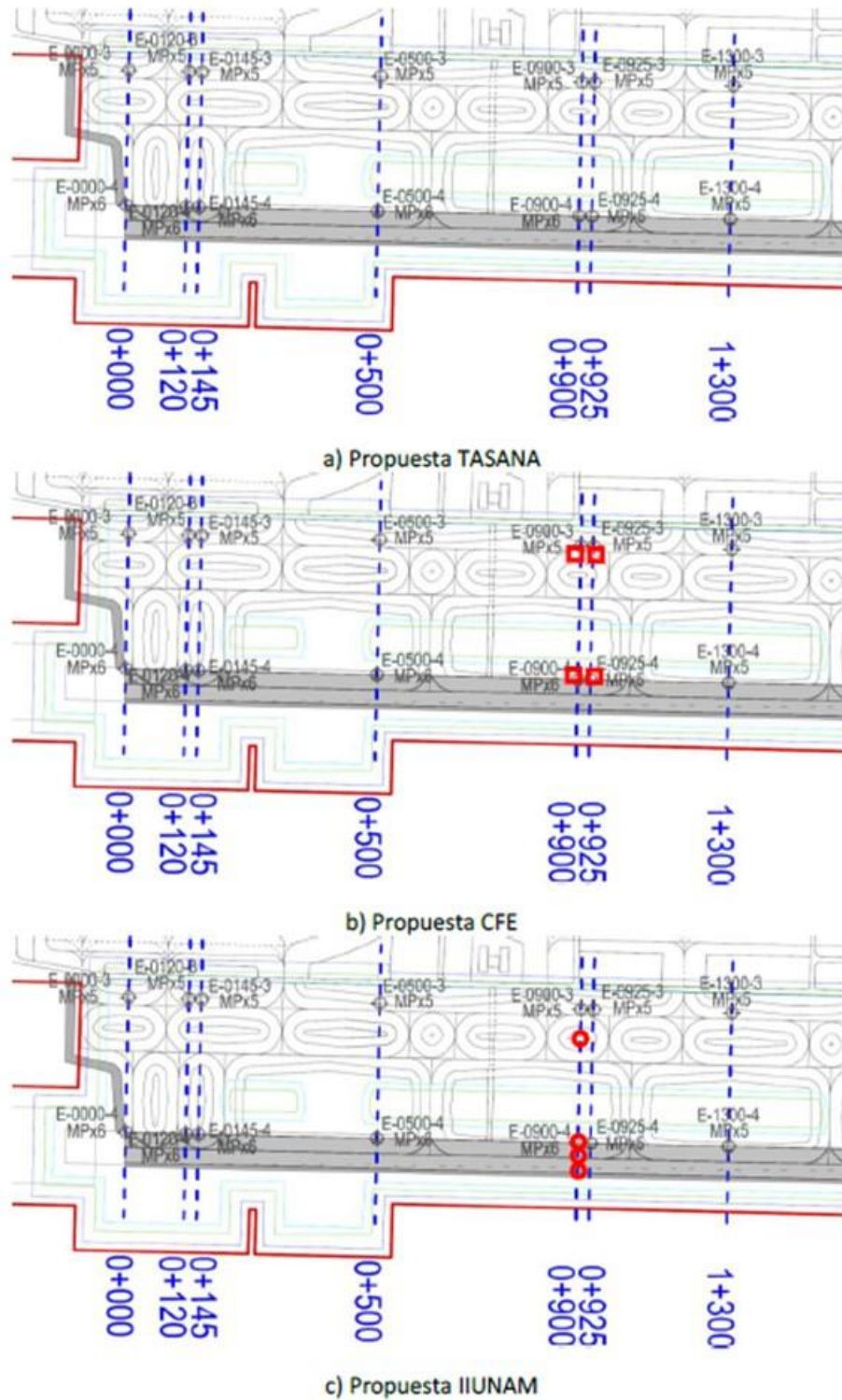


Figura 2. Secciones de instrumentación en la vecindad de la cabecera sur de la Pista 3



Cuando estos registros se deban desaparecer debido a la construcción de pavimento, éstos simplemente se recortarán para construir las capas de éste; para el caso de los registros que se mantengan para un horizonte a largo plazo, deberá simplemente de proveérseles de una tapa suficientemente rígida, a fin de mantenerlos seguros y tener acceso a las mangueras de asentamiento y a los extensómetros locales a profundidad, mismos que se muestran en la Figura 3.



Figura 3. Cabeza de extensómetro y mangueras para definir el perfil de asentamientos, en el sitio de un futuro registro

Por último, el señalamiento de CFE en el sentido de requerir los planos de detalle de la localización definitiva de pistas y calles de rodaje es clave, a fin de ubicar los registros de tal suerte (1) de no caer en interferencias con el drenaje, y (2) buscar zonas en donde no se caiga en zonas pavimentadas; tal información debe proveerla el diseñador TASANA.



Cabe indicar que CFE debe prever la posibilidad de ajustar la longitud modular de 60 m, de acuerdo a lo que resulte del análisis de lo expuesto renglones atrás, y lo señalado en el párrafo anterior. También serán aceptables ligeras desviaciones en planta de la ubicación de los registros, a fin de ubicarlos en sitios que no tengan pavimentos u otras interferencias; esto es, no es estrictamente necesario establecer secciones de instrumentación que caigan en una recta.

4. COMENTARIOS ACERCA DE LA UBICACIÓN DE PIEZÓMETROS

La ubicación de los piezómetros hincables previstos por el diseñador para el monitoreo de la presión de poro en el subsuelo bajo las zonas de pistas y calles de rodaje, fue establecida con base en una profundidad. Es de suponerse que el criterio del diseñador fue alojar la punta de los piezómetros en estratos arcillosos, a fin de conocer el grado de consolidación que irá alcanzando el subsuelo arcilloso sometido a la precarga.

Sin embargo, nuestro seguimiento del proceso de colocación de los instrumentos señala que en algunos casos no ha sido posible hincar el piezómetro debido a la presencia de algún estrato duro. Consideramos que la colocación de los piezómetros debe definirse con base en el conocimiento de la estratigrafía del sitio de interés, y no basarse en una profundidad pre-establecida que ignore la disposición real de los estratos del subsuelo. La propia CFE fue la encargada de la exploración geotécnica del predio, por lo que son ellos precisamente quienes conocen esa información.

5. CONCLUSIONES

Se considera necesario revisar la distribución de sensores y registros previstos para su medición, a fin de cumplir con el monitoreo del comportamiento de las obras del lado aire, no sólo durante la construcción, sino también durante la operación del NAICM. Si bien ya se inició la colocación de varias secciones de instrumentación, es todavía muy oportuno modificar el enfoque de ese monitoreo. Al respecto, también será pertinente revisar el programa y frecuencia con la que éste debe llevarse a cabo.



ANEXO A

COMUNICADO DE TASANA EN RELACIÓN CON LA INSTRUMENTACIÓN DE CFE



Ingeniero Civil Maestro

NOTA / MEMO

De: TASANA

Para: GACM

Fecha: 15 de febrero de 2017

Copia:

Referencia: TSN_GACM_MEM_0126_Instrumentación CFE

Clasificación: Elija un elemento.

Tema: **Revisión de instrumentación CFE**

A continuación pueden encontrar nuestra respuesta a la revisión de la instrumentación de CFE.

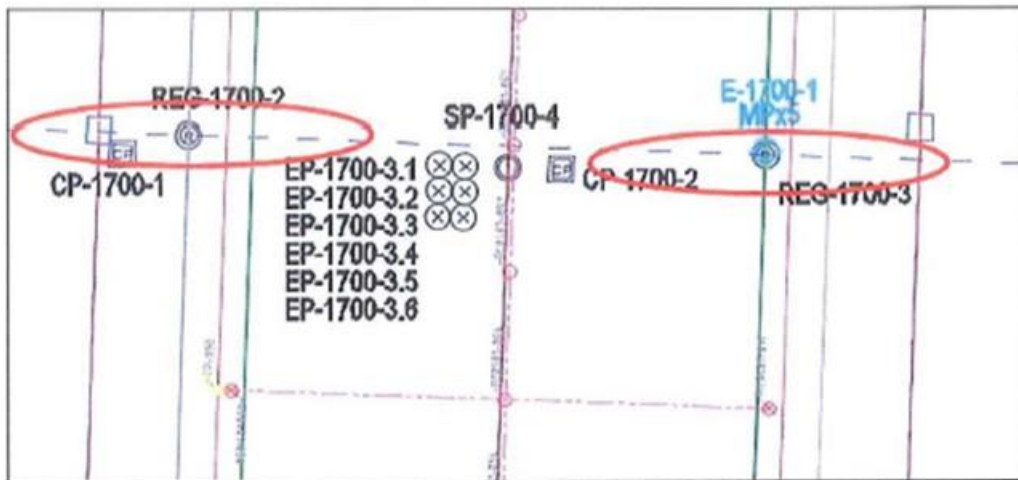
- En los planos se observan las cajas de concreto (puntos REG) a los que se conectarán las mangueras. Esto da como resultado un sistema complejo innecesario con estructuras rígidas (puntos rígidos) debajo del pavimento, el cual es inaceptable ya que crea grandes riesgos. Ver los comentarios adjuntos de TASANA dados en una etapa anterior del proyecto, con recomendaciones para el mejoramiento.
- No queda claro cuáles serán los pozos que se instalarán únicamente durante el periodo de sobrecarga y cuáles están destinados a mantenerse cuando inicien las operaciones del aeropuerto.
 - Se supone que los pozos que se mantendrían durante la operación del aeropuerto deberán cumplir con ciertas regulaciones.
 - Capacidad de carga del pozo y cubierta del pozo de acuerdo con el esquema adjunto. Esto deberá ser confirmado por CFE.
 - Con el paso del tiempo, los pozos no podrán convertirse en un obstáculo arriba / abajo de las franjas de las pistas y calles de rodaje, y por lo tanto deberán estar lo más compensados posible. Esto deberá ser confirmado por CFE.
 - Los pozos y las mangueras de asentamiento no pueden tener interferencias con:
 - Diseño de drenaje pluvial de TASANA. CFE deberá confirmar.
 - Diseño de servicios de TASANA. CFE deberá confirmar.
 - Sistema de drenaje profundo de CFE/GICOSA. CFE deberá confirmar.
 - Los pozos y las mangueras de asentamiento interfieren con las pantallas impermeables que son parte de nuestro diseño. Ver plano adjunto Z2-A2-000-XXXXXX-999.



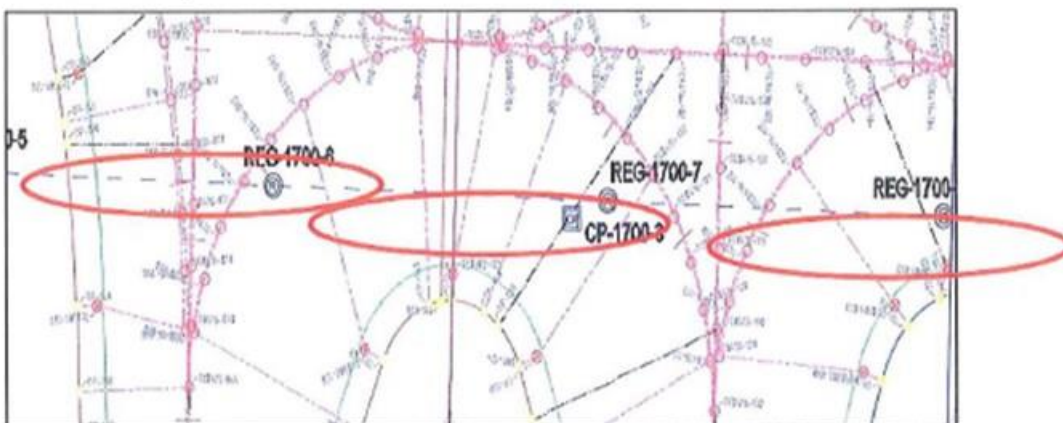
Ingeniero Civil Maestro

- Los pozos y las mangueras de asentamiento interfieren con los túneles de servicios y GSE. Ver plano adjunto Z2-A2-000-XXXXXX-999.

Pistas



Calles de rodaje





Ingeniero Civil Maestro

Observaciones adicionales:

- Los extensómetros parecen haber sido movidos de los ejes de las pistas y calles de rodaje. Ciertamente no todos los instrumentos pueden colocarse exactamente en el eje, pero un cambio de 20 a 30 m es inaceptable. Favor de revisar los planos originales para la ubicación de los extensómetros en el eje del pavimento.

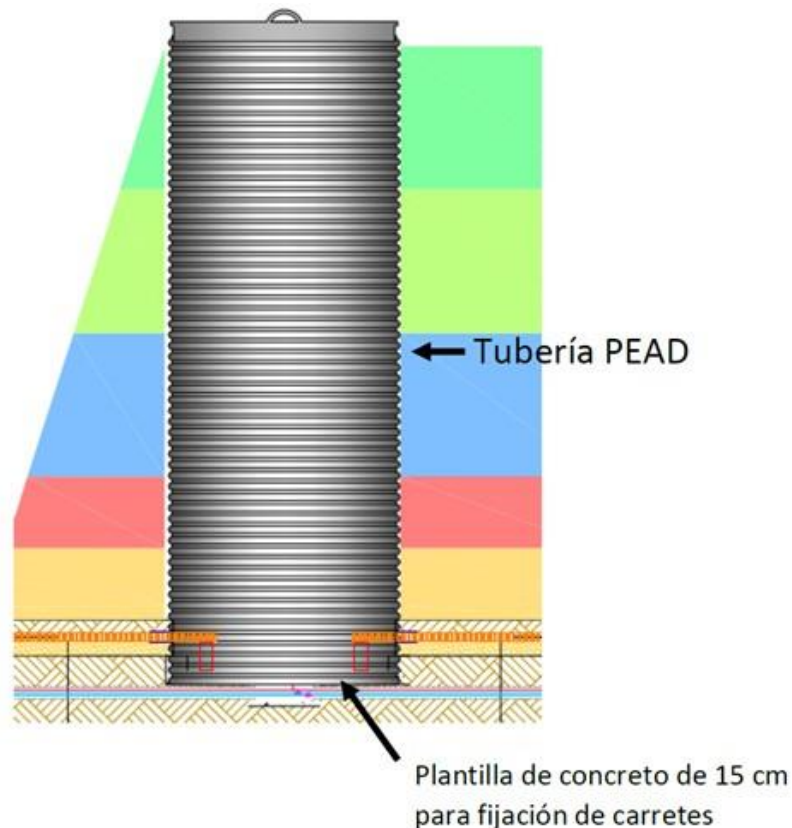
ANEXO B

COMENTARIOS DE CFE AL COMUNICADO DE TASANA

Respuestas de atención a Notas de TASANA

- En los planos se observan las cajas de concreto (puntos REG) a los que se conectarán las mangueras. Esto da como resultado un sistema complejo innecesario con estructuras rígidas (puntos rígidos) debajo del pavimento, el cual es inaceptable ya que crea grandes riesgos. Ver los comentarios adjuntos de TASANA dados en una etapa anterior del proyecto, con recomendaciones para el mejoramiento.

Respuesta CFE: Se aclara que los registros (REG) a colocar están elaborados con tubería PAD, los cuales tienen un peso aproximado de 200 kg, solo en el desplante de cada registro se colocará una plantilla de concreto de 15 cm de espesor, la cual fungirá como base para la colocación del perfilómetro y la medición de las mangueras de asentamiento. Debido a su estructura exterior, estos seguirán la deformación de la precarga, por lo que se prevé que no emergerán.





- No queda claro cuáles serán los pozos que se instalarán únicamente durante el periodo de sobrecarga y cuáles están destinados a mantenerse cuando inicien las operaciones del aeropuerto.
 - Se supone que los pozos que se mantendrían durante la operación del aeropuerto deberán cumplir con ciertas regulaciones.
 - Capacidad de carga del pozo y cubierta del pozo de acuerdo con el esquema adjunto. Esto deberá ser confirmado por CFE.
 - Con el paso del tiempo, los pozos no podrán convertirse en un obstáculo arriba / abajo de las franjas de las pistas y calles de rodaje, y por lo tanto deberán estar lo más compensados posible. Esto deberá ser confirmado por CFE.

Respuesta CFE: Los pozos definitivos para la etapa de operación del aeropuerto serán aquellos en los que se encuentren los cabezales de los extensómetros eléctricos. Los demás registros serán suprimidos durante el retiro del material de la precarga para evitar interferencias.

Así mismo, el arreglo presentado de los registros considera la disposiciones finales de calles de rodajes y pistas con la finalidad de mantener un pequeño porcentaje de registros para el monitoreo durante la etapa de operación del aeropuerto. Es importante que el diseñador establezca si estas localizaciones entregadas corresponden al proyecto integral que se ejecuta en el NAICM. CFE solicita los planos de detalle en formato .dwg de las pistas y calles de rodaje para realizar una revisión de las interferencias.

- Los pozos y las mangueras de asentamiento no pueden tener interferencias con:
 - Diseño de drenaje pluvial de TASANA. CFE deberá confirmar.
 - Diseño de servicios de TASANA. CFE deberá confirmar.
 - Sistema de drenaje profundo de CFE/GICOSA. CFE deberá confirmar.

Respuesta CFE: Se respetó la ubicación de las mangueras de asentamiento de acuerdo al proyecto emitido por TASANA, por lo cual, si TASANA consideró el drenaje pluvial, el diseño de servicios y la instrumentación, no debería existir interferencia.

CFE propuso una disminución de 50% de la instrumentación considerada por TASANA, sin embargo el diseñador no aceptó el cambio, por lo que se respetó la cantidad y ubicación de las secciones de instrumentación solicitadas por TASANA.



PISTA 2 PROYECTO TASANA	PISTA 2 PROYECTO CFE
0+000	0+000
0+120	0+120
0+145	0+145
0+500	0+500
0+750	0+750
1+175	1+175
1+600	1+600
1+700	1+700
1+800	1+800
2+200	2+200
2+600	2+600
3+000	3+000
3+025	3+025
3+140	3+140
3+750	3+750
4+375	4+375
4+400	4+400
5+000	5+000

PISTA 3 PROYECTO TASANA	PISTA 3 PROYECTO CFE
0+000	0+000
0+120	0+120
0+145	0+145
0+500	0+500
0+900	0+900
0+925	0+925
1+300	1+300
1+680	1+680
2+060	2+060
2+085	2+085
2+600	2+600
3+200	3+200
3+800	3+800
3+825	3+825
4+225	4+225
5+000	5+000

- Los pozos y las mangueras de asentamiento interfieren con las pantallas impermeables que son parte de nuestro diseño. Ver plano adjunto Z2-A2-000-XXXXXX-999.

Respuesta CFE: Se respetó la ubicación de las mangueras de asentamiento de acuerdo al proyecto emitido por TASANA, por lo cual, si TASANA consideró las pantallas impermeables al realizar el proyecto de instrumentación, no debería existir interferencia. En el caso de los registros de medición, estos pueden recorrerse en caso de requerirse.

- Los pozos y las mangueras de asentamiento interfieren con los túneles de servicios y GSE. Ver plano adjunto Z2-A2-000-XXXXXX-999.

Respuesta CFE: Se respetó la ubicación de las mangueras de asentamiento de acuerdo al proyecto emitido por TASANA, por lo cual, por lo cual, si TASANA consideró los túneles de servicios y GSE al realizar el proyecto de instrumentación, no debería existir interferencia. En el caso de los registros de medición, estos pueden recorrerse en caso de requerirse.



- Los extensómetros parecen haber sido movidos de los ejes de las pistas y calles de rodaje. Ciertamente no todos los instrumentos pueden colocarse exactamente en el eje, pero un cambio de 20 a 30 m es inaceptable. Favor de revisar los planos originales para la ubicación de los extensómetros en el eje del pavimento.

Respuesta CFE: Para asegurar el monitoreo durante la etapa de operación del aeropuerto y debido a las dimensiones de los cabezales eléctricos, se recorrieron a los extremos de las pistas, en el caso de dejarlos en el eje de cada pista, tendrían interferencia, por lo cual deberían que ser retirados, al iniciar la conformación definitiva de las pistas evitando contar con el monitoreo para la etapa de operación.

Para lo anterior se propone realizar la instalación de los extensómetros multipunto 1 sección al eje de la pista y la siguiente sección al borde de la misma para poder contar con instrumentos que permitan el monitoreo durante la etapa de operación.

Generales:

CFE entregó el proyecto de instrumentación desarrollado a partir del diseño de TASANA desde noviembre de 2016 para comentarios y/u observaciones, al no recibir comentarios del diseño propuesto, se inició con la instalación de instrumentos a partir del 1 diciembre de 2016, actualmente se cuenta con un avance en 6 secciones de mangueras de asentamiento y extensómetros. Por lo anterior CFE solicita a TASANA indicar las acciones a seguir para continuar con la instalación de instrumentos.

CFE aclara que no cuenta con los planos de los proyectos diseñados por TASANA, por lo anterior para verificar las posibles interferencias, se solicita su entrega en formato .dwg



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO”**

NOTA TÉCNICA No. G-6

**Comentarios al documento ACP-PI-20-GL-DO-0005:
“*Preliminary analysis of monitoring data – 12 enero 2017*”
referente a la Prueba para la estabilización de suelos con
tecnología de vacío dren a dren**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Marzo 13, 2017



**Comentarios al documento ACP-PI-20-GL-DO-0005:
“Preliminary analysis of monitoring data – 12 enero 2017” referente a
la Prueba para la estabilización de suelos con tecnología de vacío
dren a dren**

Nota Técnica No. G-6

1. INTRODUCCIÓN

En atención a la solicitud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V. (GACM) en esta nota técnica se emiten comentarios del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) referentes al análisis preliminar de los datos del monitoreo al 12 enero 2017 de la Prueba para la estabilización de suelos con tecnología de vacío dren a dren que ejecuta la empresa PIMOSA (documento ACP-PI-20-GL-DO-0005, elaborado por Studio Geotécnico Italiano –SGI–).

2. ANTECEDENTES DE LA PRUEBA

A finales de junio de 2016 se inició la construcción de un tramo de prueba para evaluar la aplicabilidad de la técnica de precarga directa combinada con la consolidación mediante vacío con el método dren a dren como alternativa de mejoramiento del suelo en el sitio del nuevo aeropuerto. En julio de 2016, a petición del GACM, el II-UNAM elaboró la Nota Técnica GEO-59 en la que se hicieron comentarios sobre esta tecnología. Posteriormente, en octubre y noviembre de 2016 se elaboraron las Notas Técnicas GEO-73 y GEO-74, en las que se externaron opiniones, respectivamente, sobre el análisis geotécnico preliminar realizado para este tramo de prueba y sobre el estatus de dicha prueba (II-UNAM, 2016). En esas notas técnicas se señaló la importancia de definir los objetivos generales que se persiguen con la aplicación de la tecnología de vacío. Además, se enfatizó que la altura de 2 m del terraplén de tezontle representa un volumen importante de material, con el consiguiente peso significativo transmitido al suelo. Es decir, que como está concebido este tramo de prueba con la técnica de consolidación acelerada con vacío y dren a dren, no reemplaza ni elimina el acarreo de grandes volúmenes de materiales para sobrecarga.

La plataforma de prueba tiene una forma rectangular en planta, con dimensiones de 50x70 m en la corona (3500 m² de área) y 56x76 m en la base, con un terraplén de tezontle de 2 m de altura, construido en cuatro capas: la primera de 0.50 m de espesor,



seguida de una de 0.30 m, otra de 0.45 y al final una capa de 0.75 m. Tiene un total de 3045 drenes prefabricados cilíndricos (de sección transversal tipo estrella envueltos con un geotextil) colocados a tresbolillo con separación de 1.2 x 1.2 m y con una longitud de 29 m. El sistema de vacío consta de seis bombas que funcionan con una presión de vacío variable de 40 a 70 kPa, aproximadamente. Diez líneas de drenes están conectadas a cada bomba, y cada línea tiene de 10 a 11 drenes, haciendo un total de 500 a 508 drenes por bomba.

La fecha de inicio de aplicación de vacío fue el 10 octubre 2016 con dos de las seis bombas, el 12 octubre 2016 otras dos bombas y las restantes, el 14 octubre 2016. El monitoreo al 12 enero 2017, al que se refiere el documento ACP-PI-20-GL-DO-0005 objeto de esta nota técnica, indica que el sistema de vacío ha operado por aproximadamente tres meses.

3. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA ESTIMACIÓN DEL ASENTAMIENTO EN EL TRAMO DE PRUEBA

Algunas consideraciones generales (SGI, 23 enero 2017) para la estimación numérica del perfil de asentamientos preliminar en el tramo de prueba son:

- Diámetro del dren 3 cm, diámetro del mandril 6 cm y diámetro de la zona remoldeada 12 cm.
- Con base en la distribución de los drenes en una retícula triangular (tresbolillo) de 120 cm de lado, en los cálculos se considera un diámetro equivalente de 126 cm (que incluye el dren, el mandril, la zona remoldeada, y la zona inalterada del suelo).
- Los drenes llegan a una profundidad tal que distan 2 m arriba de la capa dura.
- El tiempo de instalación de los drenes que se considera en el modelo es de 71 días, una vez iniciada la construcción del tramo de prueba.
- Se asume un modelo axisimétrico.
- La retícula del modelo axisimétrico se define con una discretización a base de columnas concéntricas, de las que la zona perforada cuenta con tres columnas separadas a cada 2 cm (representa 12 cm de diámetro, incluyendo la zona remoldeada) y otras 10 columnas separadas a 6 cm para considerar la zona inalterada.
- Los cálculos se realizan con el código ILLICON, cuyas características se indican en el informe preliminar de SGI, del 8 agosto 2016.



- La presión de vacío que se considera es un promedio de las bombas No. 3 y No. 4, que aplican el vacío a los drenes ubicados en la parte central de la plataforma de prueba.
- Se asume una distribución trapezoidal de la presión de vacío, a lo largo del dren.
- Se considera que la relación de vacíos e varía con la profundidad z (con base en el informe preliminar de SGI, 8 agosto 2016).
- De las diversas pruebas de consolidación disponibles para los estratos del subsuelo del sitio de estudio, se consideran aquellas en las que el asentamiento obtenido en el modelado numérico es parecido al registrado por el extensómetro número 2 (E-2, localizado en la parte central de la plataforma de prueba).

Con base en lo anterior se estiman los asentamientos con el código ILLICON y se comparan con los asentamientos medidos a distintas profundidades (extensómetro E-2). Además, se realiza la predicción del asentamiento después de 180 días de aplicación del vacío y se compara con los datos medidos en la placa de asentamiento número 5 (SP-5) ubicada en la parte central del terraplén de prueba.

4. COMENTARIOS GENERALES

A partir de las visitas de campo realizadas por personal del II-UNAM y la información presentada por PIMOSA en las reuniones de avance celebradas quincenalmente en el sitio de prueba, se ha podido constatar paso a paso el avance de la construcción y monitoreo del tramo de prueba de precarga combinada con vacío mediante la técnica dren a dren.

Algunos comentarios al documento ACP-PI-20-GL-DO-0005 se dan a continuación:

- El tipo de modelado axisimétrico considera un dren dentro de un grupo infinito, por lo que los resultados sólo son aplicables a la parte central del terraplén de prueba (no incluye los bordes y las esquinas de la plataforma). Debido a lo anterior, los resultados obtenidos se comparan únicamente con los instrumentos colocados en el centro del terraplén (extensómetro E-2 y placa de asentamiento SP-5) y se consideran las bombas No. 3 y No. 4 que aplican el vacío a los drenes ubicados en la parte central de la plataforma de prueba.
- Una modelación que considere toda la plataforma de prueba en los cálculos (con todas las filas de drenes, incluyendo los de los bordes y las esquinas) permitiría la obtención de resultados más realistas que ayuden a predecir el comportamiento a



corto y mediano plazo, para evaluar su factibilidad y conveniencia en las obras del nuevo aeropuerto, de ser el caso.

- El tiempo de instalación de los drenes que se considera en los cálculos no parece consistente con el proceso de construcción del tramo de prueba. Se recomienda revisar lo anterior en cálculos futuros.
- En la Figura 35 (*Horizontal consolidation coefficient*) y la Figura 36 (*Horizontal permeability*) falta señalar la escala vertical.
- No se presenta en el documento el registro del volumen total de agua extraída, y el volumen por cada una de las seis bombas durante el tiempo de aplicación del vacío. Son datos importantes que se deben considerar en la evaluación del comportamiento del tramo de prueba.

Las observaciones directas y los registros de los instrumentos han permitido identificar los siguientes aspectos relevantes del comportamiento del tramo de prueba:

- De acuerdo con las mediciones en las placas de asentamiento (SP-1 a SP-11), la presión de vacío resulta más eficiente al centro del tramo de prueba y menos eficiente en las esquinas. Los máximos asentamientos se presentan en el centro de la plataforma, y los menores, en las esquinas. Lo que obedece a que en el centro confluye la presión de vacío de los drenes de cada una de las cuatro porciones en que puede dividirse la plataforma de prueba, y en las esquinas solo se tiene la influencia de la presión de los drenes en uno de estos cuadrantes. Lo anterior, llevaría a definir arreglos de drenes a distintas separaciones en las esquinas, respecto a las separaciones de los drenes en la parte central, con la finalidad de generar asentamientos más uniformes en toda el área tratada. De igual forma, se podrían definir distancias hasta dónde colocar drenes fuera de la zona en la que se quiere acelerar la consolidación del suelo, con objeto de tener asentamientos uniformes.
- Los registros de los extensómetros ubicados en la serie arcillosa inferior (aproximadamente a 35 m de profundidad) indican que el asentamiento acumulado a esa profundidad es prácticamente nulo. Así mismo, los registros piezométricos a esta profundidad presentan un comportamiento que obedece principalmente a la colocación de la precarga de tezontle en superficie, la cual generó un exceso de presión de poro que ha ido disipándose en el tiempo. Sin embargo, a la disminución en la presión de poro registrada por los instrumentos podría considerarse que contribuye el abatimiento piezométrico que se manifiesta también con el hundimiento regional que afecta la zona donde se encuentra construido el tramo de prueba.



- Los registros de los piezómetros instalados entre 5 m y 27 m indican una reducción de la presión de poro del suelo a partir del inicio de la operación del sistema de vacío. No obstante, la construcción de los 0.75 m de tezontle finales indujeron en el suelo un incremento de presión de poro significativo, que se ha disipado durante el tiempo que lleva en funcionamiento el sistema de vacío y continuará disipándose de manera diferida.
- A partir del 16 de noviembre fecha en que el sistema de bombas de vacío se optimizó, los piezómetros ubicados a profundidades entre 8 m y 27 m, presentaron un aumento en la velocidad de disipación de presión de poro.
- El agrietamiento alrededor de la plataforma de prueba, a distancias relativamente cortas y los registros de los inclinómetros confirman la noción que se tenía acerca de que el vacío causa desplazamientos laterales en dirección al centro de la plataforma de prueba y la colocación del tezontle genera un efecto contrario. Se debe tener presente lo anterior, en el caso de estructuras colindantes.
- A la fecha de elaboración del informe ACP-PI-20-GL-DO-0005, para el que se considera que el sistema de vacío ha operado por tres meses, el asentamiento medido al centro del terraplén es de 1.41 m, magnitud que se asemeja al asentamiento estimado por PIMOSA de 1.38 m, luego de ajustar sus modelos a las características geotécnicas particulares del sitio. Aun cuando no es posible hacer una comparación rigurosa de esta técnica (precarga directa con consolidación mediante vacío dren a dren) con el terraplén de referencia TR (sin tratamiento alguno de su cimentación) y con el terraplén con precarga y drenes prefabricados TPVD monitoreados por el II-UNAM, puesto que tienen características distintas, el asentamiento medido a 90 días de construidos estos tramos es aproximadamente de 29 cm para el TR y de 93 cm para el TPVD.

En general, de lo observado hasta este momento, la técnica de precarga convencional combinada con vacío dren a dren ha mostrado su efectividad en la consolidación acelerada del suelo del sitio.

Las comparaciones con otras soluciones (terraplén de referencia TR y terraplén con precarga y drenes prefabricados TPVD) han puesto de manifiesto, sin lugar a dudas, que la técnica de precarga con vacío permite alcanzar mayores hundimientos en el mismo tiempo de observación.

No obstante, su aplicabilidad en la construcción de las diferentes estructuras del lado aire del nuevo aeropuerto deberá revisarse en función de la magnitud y evolución del asentamiento generado por esta técnica, en comparación con las mismas variables de



otras estructuras o zonas contiguas del nuevo aeropuerto; es decir, se deberá considerar la interacción y compatibilidad con las demás estructuras del NAICM.

REFERENCIAS

II-UNAM (2016). “Informe Final del Proyecto: Investigaciones y Estudios Especiales Relacionados con Aspectos Geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el Vaso del Ex-Lago de Texcoco, Zona Federal”, Convenio de Colaboración No. GACM/DCI/SJ/CI/013-2015. Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM elaborado para el “Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México”, GACM. 31 diciembre 2016. México, D.F. 3480 p.

SGI (8 agosto, 2016). Documento 08853-021R01-GHI-PAD-PAT – “Nuevo aeropuerto internacional de la Ciudad de Mexico - Trial field for vacuum consolidation - Preliminary geotechnical analysis”, 2016 August 8th.

SGI (23 enero, 2017). Documento ACP-PI-20-GL-DO-0005, “Análisis preliminar de los datos del monitoreo (*Preliminary analysis of monitoring data – 12 enero 2017*)” referente a la “Prueba para la estabilización de suelos con tecnología al vacío en el NAICM”, 12 de enero 2017.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”**

NOTA TÉCNICA No. G-7

**Comentarios a la propuesta de ubicación del tramo de
prueba para Estabilización de Suelos con Tecnología de
Vacío con Membrana**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.

Abril 5 de 2017



Comentarios a la propuesta de ubicación del tramo de prueba para Estabilización de Suelos con Tecnología de Vacío con Membrana

En respuesta al oficio GACM/DCI/SCO/0504/2017 del día 30 de marzo del año en curso, en este documento se presentan los comentarios del II-UNAM acerca de la propuesta de ubicación del tramo de prueba de Estabilización de Suelos con Tecnología de Vacío con Membrana de 60 m x 60 m, la cual será realizada por el consorcio Menard México/CIMESA S.A. de C.V.

De acuerdo a la Figura 1 presentada en el Anexo 1 del oficio en mención se propone que el tramo de prueba se localice muy cerca de la zona donde se construyeron los tramos de prueba diseñados y monitoreados por el II-UNAM, los cuales fueron construidos en 2015. Específicamente, en dicha figura se propone que el tramo se construya al sur del tramo de la celda estructurada y al oriente del tramo de precarga con drenes prefabricados.



Figura 1. Propuesta de ubicación de tramo de prueba de estabilización de de suelos con tecnología al vacío con membrana (Oficio GACM/DCI/SCO/0504/2017)

Con respecto a lo anterior, el II-UNAM recomienda que el tramo de prueba de estabilización de suelos con tecnología de vacío con membrana sea construido lo más cercano posible al sitio en el que se ubica el terraplén de prueba de estabilización de suelos con tecnología dren a dren, cuidando que ambos queden separados una distancia de 60 m. Así mismo, este nuevo tramo deberá conservar una distancia similar con los caminos que existen o se proyecten construir alrededor del sitio. Para ello se sugiere la ubicación que se muestra en la Figura 2.

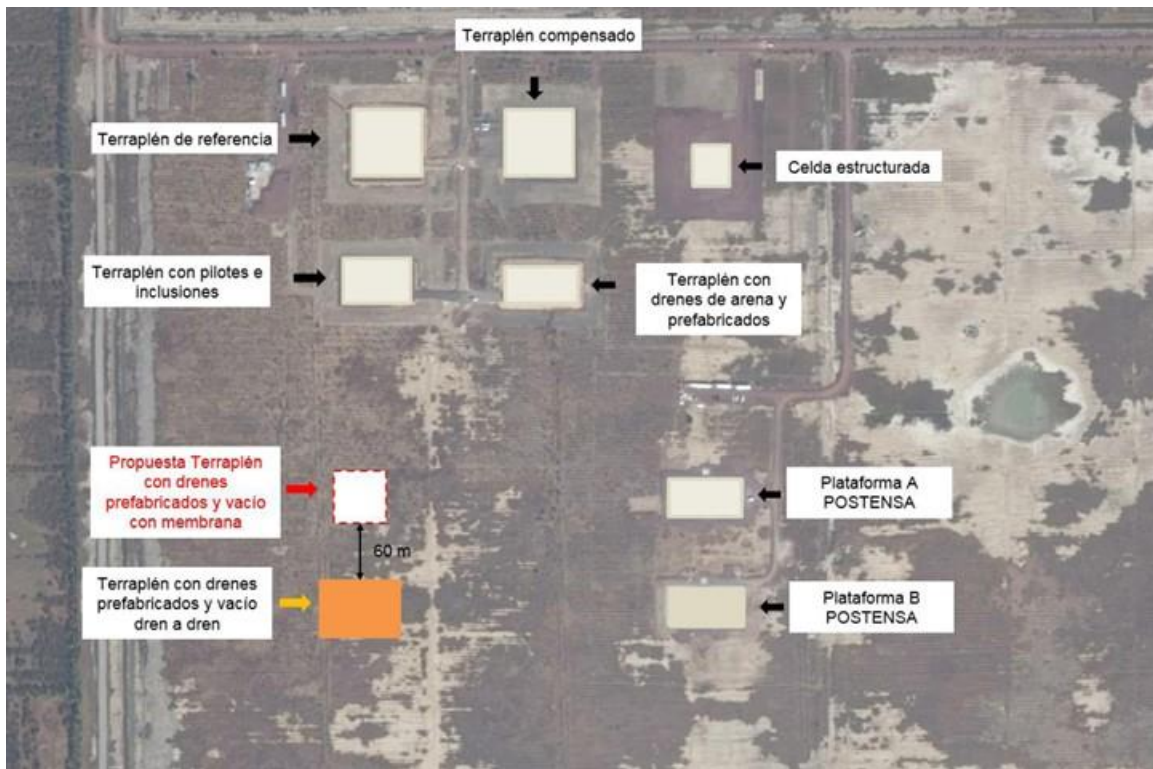


Figura 2. Propuesta de localización del tramo de prueba de estabilización con tecnología de vacío con membrana

Las coordenadas del sitio propuesto para emplazar la plataforma con sistema de vacío con membrana se indican en la Tabla 1.

Tabla 1. Coordenadas del área en la que se propone ubicar la plataforma del sistema de vacío con membrana

Norte	Este
500943.5110	2155355.3000
500943.5110	2155415.3000
500883.5110	2155415.3000
500883.5110	2155355.3000

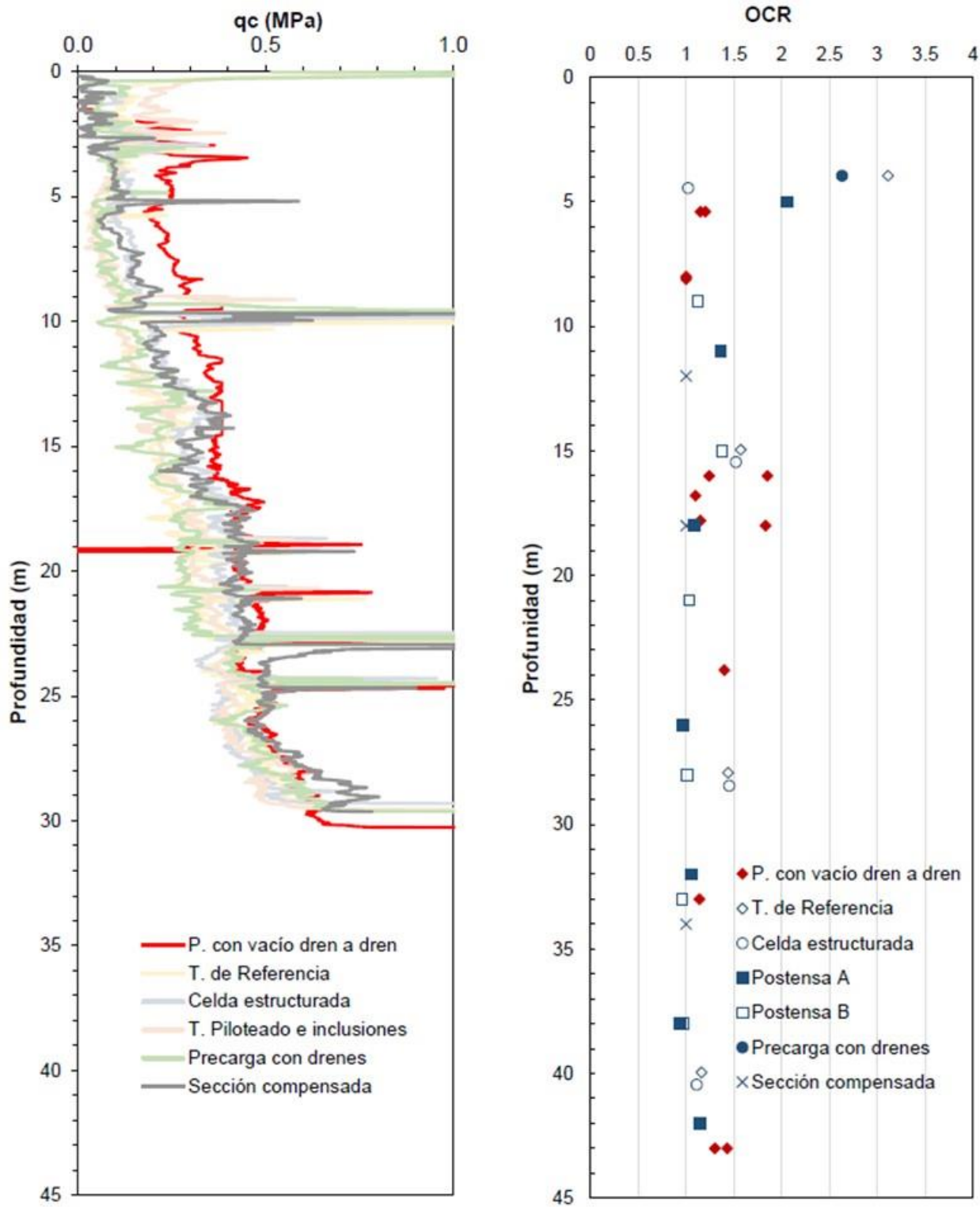


Figura 3. Registros de pruebas CPT y valores estimados de OCR



La recomendación anterior se basa en que si bien el principal objetivo de esta prueba es consolidar la formación arcillosa superior a partir de la aplicación de vacío mediante la técnica de membrana, también es cierto que se desean poner en claro las diferencias resultantes entre estas técnicas de estabilización y para ello deberá garantizarse que ambas pruebas se realicen en suelos con características similares y con igual sobrecarga.

Al respecto, cabe revisar los resultados de las pruebas de cono (CPT) realizadas en la zona de los tramos de prueba diseñados por el II-UNAM y en la de vacío dren a dren, los que se reproducen en la Figura 3; tales perfiles sugieren que los espesores de las diferentes formaciones arcillosas no presentan una variación espacial significativa. A su vez, los resultados de pruebas de consolidación muestran que en la zona donde se construyeron los primeros, una porción de la formación arcillosa ubicada a profundidades menores a los 5 m, presenta un grado de preconsolidación alto; en efecto, alcanza valores de OCR mayores a 2, condición que no ocurre en la zona donde fue construido el tramo de estabilización con vacío dren a dren.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”**

ADENDA A NOTA TÉCNICA No. G-7
Comentarios a la propuesta de ubicación del tramo de
prueba para Estabilización de Suelos con Tecnología
al Vacío con Membrana
(Fe de erratas)

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Abril 11 de 2017

Comentarios a la propuesta de ubicación del tramo de prueba para Estabilización de Suelos con Tecnología al Vacío con Membrana (Fe de erratas)

ACLARACIÓN

Por una desafortunada confusión al adoptar un plano con el Norte girado, es necesario replantear la ubicación de la plataforma de prueba con tecnología de vacío con membrana. Al revisarla caemos en cuenta que en función de lo que sabemos acerca del diseño del drenaje profundo del predio del NAICM, la ubicación que inicialmente sugeríamos al norte del tramo de vacío dren a dren, cae en una zona por la que se localiza el eje de un futuro túnel. Así pues, la ubicación actualizada que anula la propuesta de la NT No. G-7 del 7 de abril, 2017, es la que se muestra en la Figura 2, con coordenadas que se reúnen en la Tabla 1.

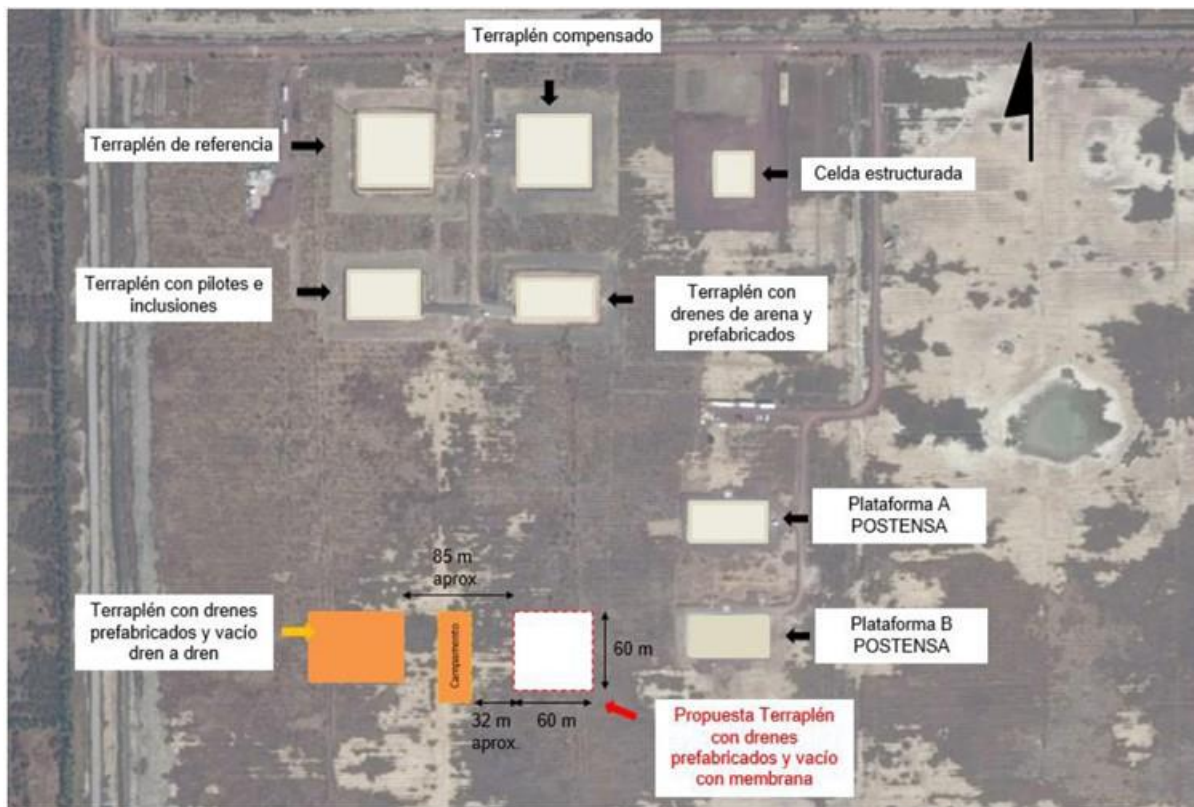


Figura 2. Propuesta actualizada de localización del tramo de prueba de estabilización con tecnología de vacío con membrana



Tabla 1. Coordenadas actualizadas del área en la que se propone ubicar la plataforma del sistema de vacío con membrana

Este	Norte
500952.00	2155422.45
501012.00	2155422.45
501012.00	2155362.45
500952.00	2155362.45

Con esta nueva ubicación, la plataforma bajo vacío con membrana se localizaría a aproximadamente 85 m al Oriente de la plataforma con vacío dren a dren, y a unos 70 m al Poniente de la plataforma B de POSTENSA. De esta manera se cumple el objetivo de contar con sitios lo más próximos posibles para comparar los resultados de ambas técnicas, en prácticamente mismo terreno.

Así, bajo condiciones estratigráficas totalmente comparables, sólo falta asegurar que a la acción del vacío con la técnica de membrana se agregue la sobrecarga de un terraplén de tezontle, con idéntico espesor e iguales condiciones de colocación que como fue construido en el sistema dren a dren; sólo bajo estas condiciones podrán ser comparados y evaluados con el tiempo los resultados de las dos técnicas bajo vacío.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-8

**Verificación de 10 piezómetros a instalarse en las
secciones de instrumentación de pistas 2 y 3 del
NAICM**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Mayo 24, 2017



NT No. G-8: Verificación de 10 piezómetros a instalarse en las secciones de instrumentación de pistas 2 y 3 del NAICM

1. ANTECEDENTES

En la reunión del 24 de enero de 2017, celebrada en el campamento de obra de CFE ubicado en el predio del NAICM, se indicó en el punto 17 de la minuta 02, la solicitud al Instituto de Ingeniería (II-UNAM) de la verificación de 10 piezómetros de cuerda vibrante, marca RST; cinco de ellos son de un rango de 0 a 350 kPa, y otros cinco de 0 a 700 kPa.

2. VERIFICACIÓN

Se verificó la linealidad y precisión de los sensores, utilizando tanto las constantes de calibración A, B y C proporcionadas por el fabricante, como las obtenidas por personal del II-UNAM. Adicionalmente, tomando los valores de A y B se calculó el valor de C inicializando a cero las correcciones por temperatura y presión atmosférica (criterio utilizado en campo) y con este valor se verificó su precisión.

El sensor se introdujo a un depósito metálico que contenía agua, de tal forma que la parte sensible del piezómetro quedara sumergida (Figura 1). Se tapó el depósito y se le aplicó presión con un regulador manual de precisión, la que se direccionó también a la columna de mercurio (utilizada como elemento patrón) para registrar su altura y calcular la presión aplicada al sensor. Para cada valor de presión aplicada se registró el valor que arroja el módulo de adquisición de datos (cuentas).

Para la verificación de los piezómetros se realizó un ciclo de carga–descarga. En el caso de los piezómetros de 350 kPa se verificaron hasta esta presión, mientras que los de 700 kPa se llevaron sólo al 65%, debido a la capacidad del sistema patrón utilizado.

Con los valores de la presión aplicada y los dígitos de la consola se obtuvo una curva como la que se presenta en la Figura 2. De tal curva se obtuvieron los parámetros A, B y C (definidos como IIUNAM). Además, de la siguiente ecuación se calculó la constante C de la forma como lo hacen en campo:

$$P \text{ (kPa)} = AL_c^2 + BL_c + C + [T_k(T_c - T_i)] - [0.10(B_c - B_i)]$$

donde:



- T_k Constante del sensor proporcionadas por el fabricante para el ajuste lineal.
- A, B Constantes del sensor proporcionadas por el fabricante y obtenidas en el laboratorio del IIUNAM para el ajuste polinómico.
- C Constante del sensor proporcionada por el fabricante, obtenidas en el laboratorio del IIUNAM o en campo para el ajuste polinómico.
- T_i y T_c Temperaturas de calibración en la fábrica y durante la operación, respectivamente.
- L_i y L_c Lecturas del módulo durante la calibración en la fábrica y durante la operación, respectivamente.
- B_i y B_c Presión atmosférica donde se obtuvo el valor de C y donde se instaló en campo, respectivamente.



a) Piezómetro a verificar



b) Sistema de verificación

Figura 1. Tanque presurizado con piezómetro para su verificación



De la curva de presión aplicada vs número de cuentas se obtuvieron los parámetros A, B y C (definidos como IIUNAM) y se compararon con los que proporciona el fabricante, tal como se muestra en la figura 2. Tomando los valores de A y B se calculó el valor de C considerando el criterio de campo. En efecto, para calcular la constante C es necesario hacer una lectura del sensor sometido solamente a la presión atmosférica. Luego, las variables $B_i = B_c$ y $T_i = T_c$, dado que se mide en un mismo lugar, la presión atmosférica y la temperatura ya no son variables, por lo tanto, se tiene lo siguiente:

$$P = 0, \text{ entonces } C = -(AL_c^2 + BL_c)$$

Con la constante C obtenida con el procedimiento anterior y con las constantes A y B obtenidas en el laboratorio del IIUNAM y con las proporcionadas por el fabricante, se calcularon las presiones y se obtuvo lo que se presenta en la Figura 3. En la gráfica se realizó un ajuste con mínimos cuadrados y se obtuvo su pendiente y ordenada.

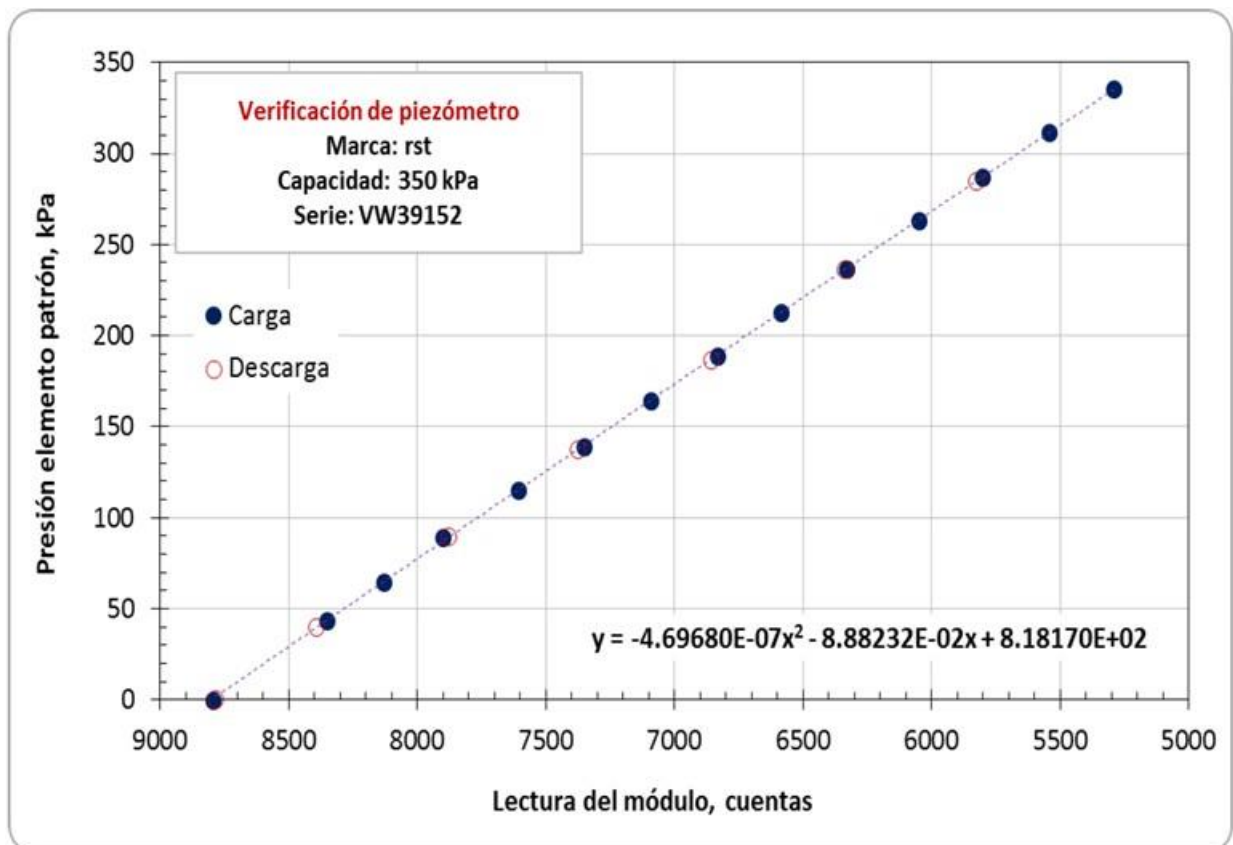


Figura 2. Curva de calibración, presión patrón vs número de cuentas.

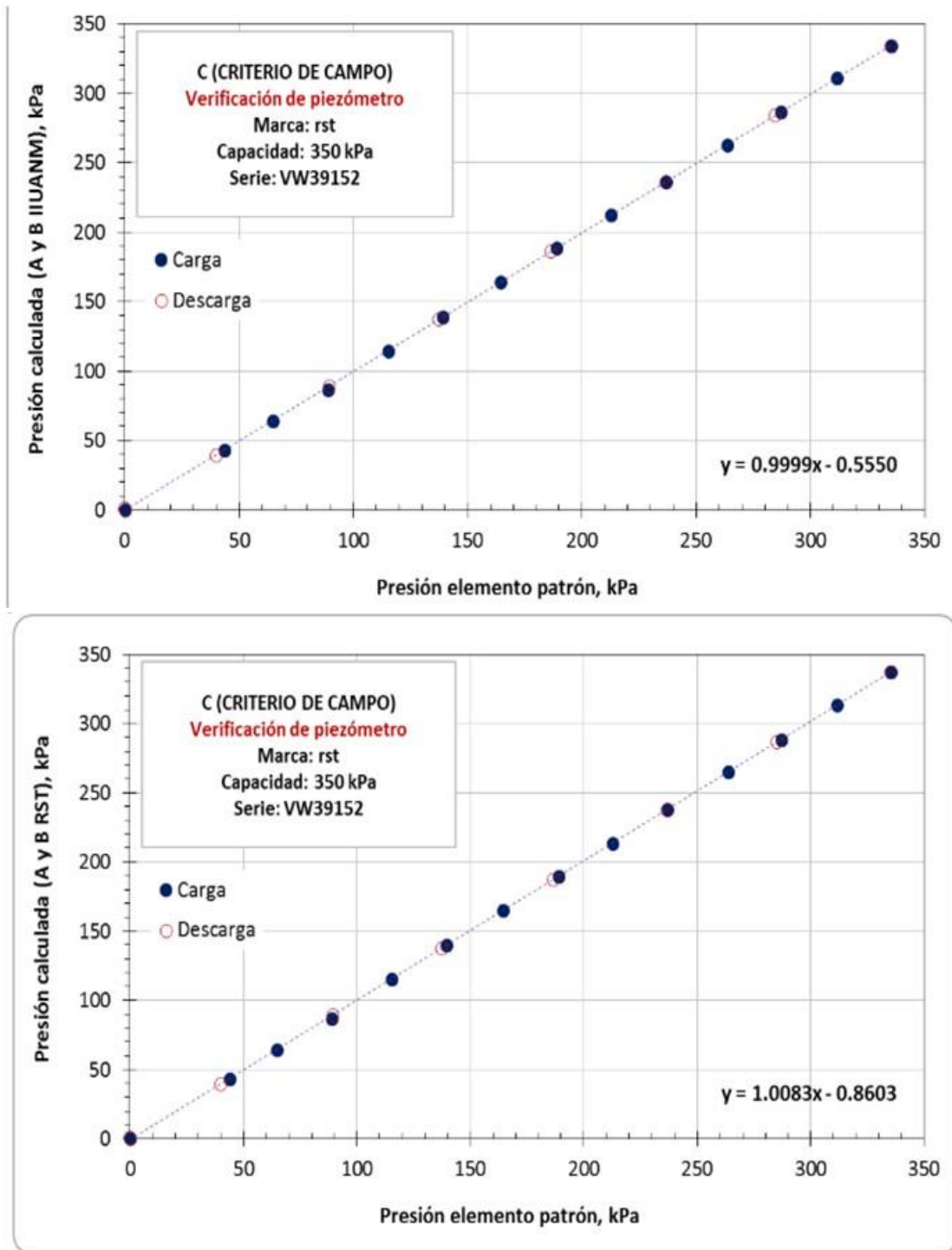


Figura 3. Gráficas de verificación de piezómetro. Constante C obtenida con el criterio de campo.



Como se puede apreciar en los resultados de la Figura 3 y Tabla 1, es indistinto utilizar las constantes A y B proporcionadas por el fabricante u obtenidas en el laboratorio,

Tabla 1 Resultados experimentales de la verificación de los piezómetros.

Número	Piezómetro		CONSTANTES										CRITERIO DE CAMPO					
			RST (Fábrica)					IIUNAM (Laboratorio)					RST			IIUNAM		
			A	B	C	A	B	C	C	Pendiente	ordenada	C	Pendiente	ordenada				
1	VW38152	350	-3.305E-07	-9.156E-02	814.870	-4.697E-07	-8.882E-02	818.170	830.767	1.001	-0.860	817.395	1.000	-0.555				
2	VW38154	350	-1.540E-07	-9.110E-02	845.710	-4.775E-07	-8.551E-02	841.275	864.455	1.008	-1.409	840.489	1.000	-0.658				
3	VW38155	350	2.826E-08	-9.173E-02	796.480	-4.800E-07	-8.378E-02	786.584	816.148	1.000	-2.017	785.789	1.000	-0.695				
4	VW38158	350	1.273E-07	-1.002E-01	893.250	1.743E-08	-9.744E-02	895.600	910.525	1.012	-1.657	894.070	1.000	-1.471				
5	VW38169	350	3.347E-07	-1.027E-01	895.800	4.506E-07	-1.042E-01	918.800	914.704	1.002	0.188	918.976	1.000	-0.058				
6	VW38386	700	2.433E-07	-1.708E-01	1594.600	7.694E-07	-1.794E-01	1647.370	1614.054	1.001	0.794	1647.471	1.000	0.245				
7	VW38387	700	-6.762E-07	-1.832E-01	1758.200	2.701E-07	-1.975E-01	1826.620	1775.543	1.007	0.285	1826.160	1.000	-0.446				
8	VW38388	700	-4.688E-07	-1.619E-01	1557.400	3.728E-08	-1.730E-01	1631.390	1572.625	0.984	1.511	1632.813	1.001	1.024				
9	VW38390	700	5.117E-07	-1.891E-01	1697.700	-1.255E-06	-1.540E-01	1623.250	1704.459	0.982	-1.546	1623.105	1.000	-0.074				
10	VW38391	700	-6.192E-07	-1.709E-01	1676.700	3.654E-07	-1.893E-01	1773.520	1687.187	0.989	0.992	1773.357	1.000	0.144				



las presiones calculadas en ambos casos presentan una exactitud adecuada. Aunque los valores de la constante C obtenidos en el laboratorio del IIUNAM, proporcionada por el fabricante y la calculada con el método de campo son muy parecidas, siempre es necesario calcularla en el sitio de instalación con el método antes descrito.

En la Tabla 1 se muestra la lista de sensores revisados con su número de serie y las constantes reportadas por el fabricante, las obtenidas por el laboratorio del II-UNAM, y los valores de C calculados con el criterio de campo.

3. CONCLUSIONES

Tras realizar las verificaciones a diez piezómetros en el laboratorio del IIUNAM, se obtienen constantes “A”, “B” y “C” muy similares a las que proporciona el fabricante. Para obtener mejores resultados en las presiones calculadas es necesario calcular la constante “C” en el sitio de instalación. Al calcular las presiones con las constantes “A” y “B” obtenidas por el fabricante y con las obtenidas en el laboratorio, pero con la “C” calculada con el método de campo, la diferencia con respecto a la presión aplicada es menor a 3 kPa, por lo cual su uso es confiable para la aplicación que tendrá en el predio del NAICM.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”

Convenio de Colaboración No. GACM/DCI/SJ/CI/013-2015

NOTA TÉCNICA No. G-9 Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Abril, 2017



ESPECIFICACIONES PARA LA INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN DE LA TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

1. INTRODUCCIÓN

En el documento “SECCIÓN 310913 IS–INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO GEOTÉCNICO” ARUP especifica los requisitos para diseñar, suministrar e instalar la instrumentación geotécnica para el monitoreo del comportamiento de la excavación que se ha de realizar para la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) con la finalidad expresa de seguimiento del proceso constructivo. Tal documento no establece el qué, cómo y por qué de la instrumentación en la cimentación de la TCTA.

El IIUNAM ha decidido proponer un sistema de instrumentación geotécnica para monitorear no sólo el comportamiento del suelo durante la excavación y el proceso constructivo de la cimentación, sino desde la fabricación de los pilotes, comportamiento del propio cajón, durante la vida útil y ante acciones sísmicas. Toda vez que a la fecha de preparación de esta nota no se cuenta con todos los pormenores de las características de la cimentación en concreto, debe considerarse este diseño de instrumentación como preliminar; en la medida que se cuente con un diseño que se acerque más a la realidad, habrán de realizarse los ajustes necesarios a esta instrumentación, aunque se estima que habrán de ser menores.

2. OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo primario de esta instrumentación es conocer el comportamiento de la cimentación, midiendo las variables geotécnicas que permitan establecer si éste es acorde a lo previsto atendiendo a las predicciones teóricas y numéricas que se han puesto en juego en las etapas de diseño. Los objetivos específicos se indican enseguida:

- Conocer las cargas que actúan sobre la cabeza de los pilotes de una sección transversal típica de la cimentación de la torre de control, a largo plazo y ante sollicitaciones dinámicas;
- Cuantificar las cargas estáticas verticales en el contacto losa de cimentación-subsuelo, a largo plazo y ante condiciones dinámicas;



- Conocer la magnitud de las presiones laterales totales, de poro y efectivas en la periferia de los muros del cajón de cimentación, en condiciones estáticas a corto y largo plazo, y ante las acciones que le imponga un sismo;
- Medir el desplazamiento horizontal del suelo en la periferia de la excavación durante el procedimiento constructivo;
- Evaluar la variación de la presión de poro a diferentes profundidades, debida a la excavación, construcción de la cimentación, y a largo plazo ante cargas estáticas y ante sollicitaciones dinámicas;
- Cuantificar la deformación vertical del suelo a diferentes profundidades en la formación arcillosa superior durante las etapas constructivas y a largo plazo;
- Determinar, con base en las microdeformaciones medidas en el concreto y el módulo de elasticidad de éste, cómo es la distribución de las cargas a lo largo de los pilotes durante el proceso constructivo y en la operación, esto es, desde su colado, posteriormente durante su izaje, hincado, a largo plazo y en el momento mismo de un sismo;

Se establecen en este documento las Especificaciones para la Instrumentación Geotécnica de la cimentación de la Torre de Control del NAICM.

De igual forma, se definen las características de los sensores geotécnicos por instalar a lo largo y en la cabeza de los pilotes, en el contacto suelo-muro del cajón de cimentación, en el contacto suelo-losa, en el suelo mismo dentro y fuera del cajón de cimentación, así como los acelerómetros y las del sistema de adquisición de datos. Se describen también los procedimientos generales para su instalación y requerimientos para ello.

Algunos de los sensores serán monitoreados manualmente, otros con sistemas de adquisición de datos con una periodicidad acorde al proceso constructivo y algunos más estarán conectados a sistemas de adquisición de datos que se activarán ante sollicitaciones dinámicas, al alcanzar cierto umbral prescrito.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CIMENTACIÓN

La Torre de Control, que es de forma cilíndrica y mide 87.6 metros de altura, es una estructura de acero con refuerzos diagonales, lo que genera un peso relativamente reducido, con lo que acordemente, se disminuyen así las fuerzas sísmicas impuestas a la cimentación (Informe de diseño sísmico de la TCTA basado en desempeño, ARUP). La TCTA incluye un edificio de apoyo de dos pisos en forma de dona dispuesto de manera concéntrica alrededor de la torre. Tiene un diámetro exterior de 65 m y un diámetro interior

de alrededor de 33 m. La estructura del edificio de apoyo es de armazón de acero con losas de concreto compuesto ligero. El edificio base está apoyado en una cimentación común a la de la torre, pero no está aislado en su base (Figura 1).

La cimentación propuesta para la Torre de Control consta de un cajón de concreto que tiene alrededor de 5.5 metros de profundidad desde el nivel de superficie existente en el centro y va describiendo, al extenderse hacia sus extremos, una forma ahusada; en los bordes exteriores la profundidad es de 3.5 metros. La información que aquí se incluye está basada en el informe técnico de ARUP, en relación con el diseño en comento, del 26 de septiembre de 2016. Está diseñada para lograr una compensación del 90% (aproximadamente) del peso del edificio para reducir el asentamiento diferencial de largo plazo entre el edificio de la Torre de Control y el terreno adyacente. Está formada por una losa fondo de 1 m de espesor y por una serie de muros radiales y perimetrales. La parte superior del cajón de cimentación está compuesta por una losa de concreto reforzado suspendido de 0.5 m de grosor que se extiende entre los muros radiales y los muros perimetrales que soportan la planta baja del complejo de la TCTA (Figura 2). La parte baja de la placa descansa sobre un relleno de 1 m de tezontle.

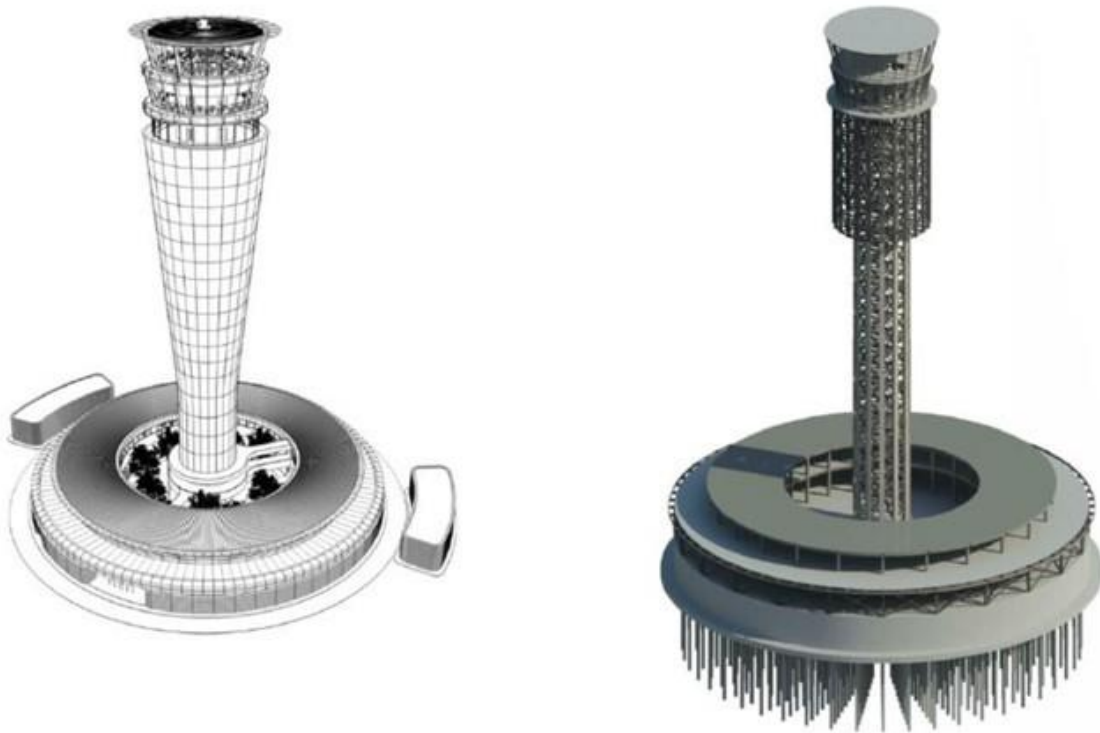


Figura 1. Vista general de la forma arquitectónica (izq) y del sistema estructural (der) de la Torre de Control.

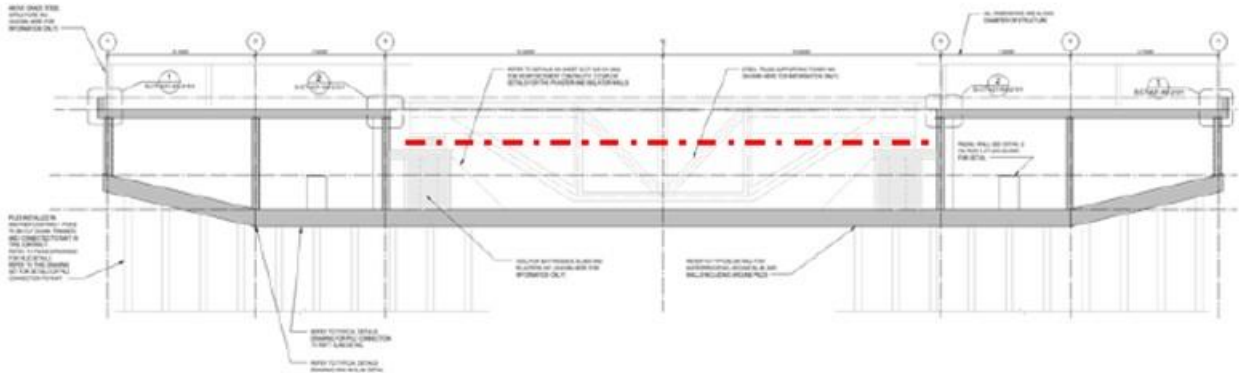


Figura 2. Esquema de la placa de cimentación

Adicionalmente, este diseño adopta el uso de pilotes de fricción cuadrados de 0.4 m x 0.4 m los cuales se conectan al cajón de cimentación.

La longitud de los pilotes es tal que la punta queda alojada a 5 metros (aproximadamente) de la capa dura de suelo, esto con el fin de reducir las demandas de soporte en el suelo y de permitir un asentamiento a largo plazo sin que éstos lleguen a apoyarse en la capa dura.

La Figura 3 muestra la disposición de los pilotes (480 piezas de perfil cuadrado de 0.4 m.), mismos que son pretensados para minimizar fracturas. El pretensado total de cada pilote es de aproximadamente 1,100 kN (6.9E6 Pa o 1000 psi).

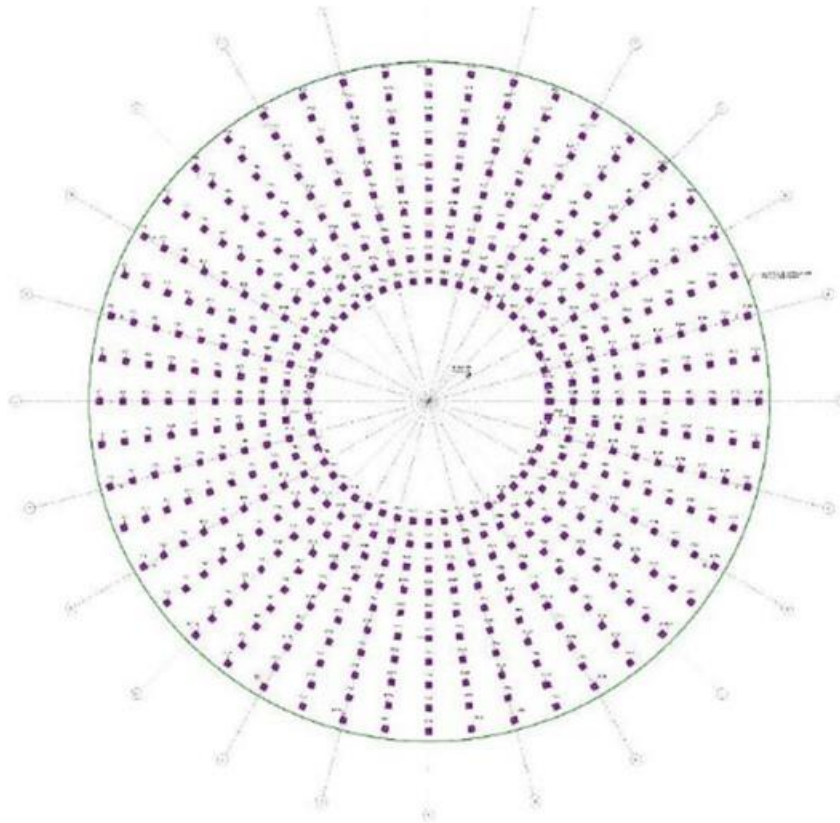


Figura 3. Disposición de pilotes del sistema de cimentación de la Torre de Control

Atendiendo a lo que señalan los diseñadores, los pilotes están previstos para lograr un balance entre resistencia y rigidez al tiempo que permiten un asentamiento compatible de la torre en el terreno circundante. La disposición consiste en pilotes espaciados regularmente a lo largo de líneas radiales reticulares que resultan en una agrupación menos espaciada de los pilotes debajo de la ubicación de los aisladores de la torre. Los pilotes más espaciados están en la parte exterior de la disposición en trama de los pilotes para ayudar a incrementar el momento resistente bajo la retícula de la losa y soportar así las cargas –más ligeras- de los edificios de servicio. Para lograr el esquema más eficiente, no hay pilotes bajo la zona central de la retícula, ya que no soporta cargas de la superestructura en esa zona.

La estructura principal del mástil está unida a la cimentación a través de doce armazones de transferencia que se extienden radialmente hacia afuera desde la torre y se apoyan en doce soportes de aisladores ubicados alrededor en un anillo de alrededor de 28 m de diámetro (Figura 4).

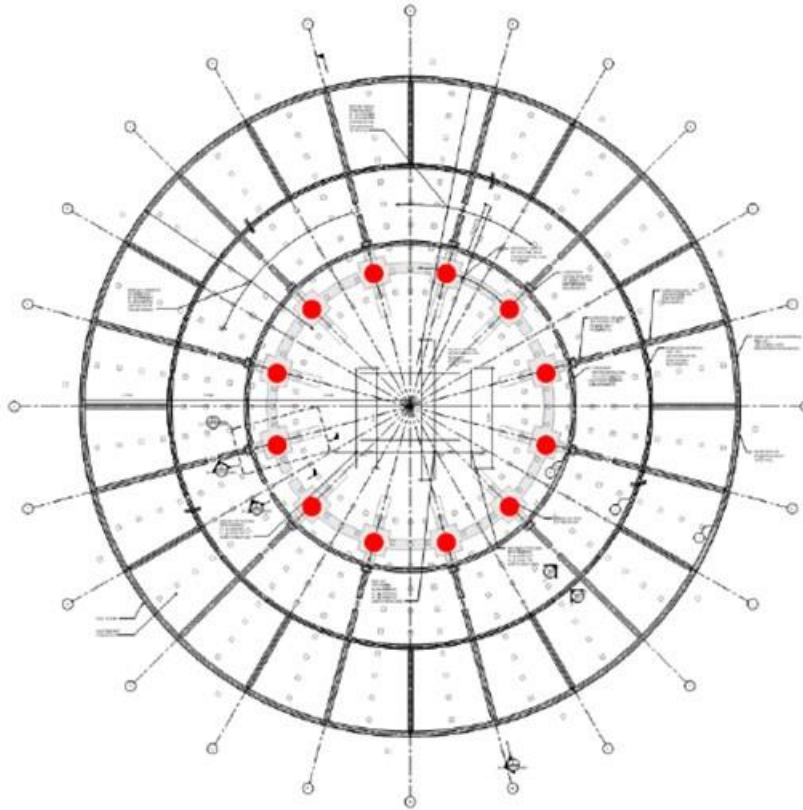


Figura 4. Plano de los cimientos que muestra la ubicación de los soportes de aislamiento.

Los muros perimetrales están ubicados de manera que proporcionen soporte a la superestructura de arriba junto con los muros internos que soportan el anillo de los 12 aisladores de la torre que son los de mayor grosor. Los muros radiales de concreto también están alineados con la ubicación de los aisladores y se extienden fuera hacia el perímetro a 30 grados de la intersección con los muros perimetrales interiores. En las ubicaciones de los aisladores los muros radiales se estrechan hacia el centro de la placa de cimentación a manera de contrafuertes para permitir una mejor distribución de la carga del aislador al tiempo que aloja el talud del perfil inferior de las estructuras de transferencia de acero. Se proporcionan muros radiales adicionales a 15 grados del perímetro del primer muro circunferencial para reducir el periodo de la losa del nivel 1 y proporcionar soporte a las columnas de la base del edificio que se ubican encima.

4. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO

En la Figura 5 se muestra el resultado de uno de varios de los sondeos realizados con cono eléctrico en la zona aledaña a donde se construirá la TCTA. Se puede apreciar un



perfil estratigráfico típico de la zona del ex lago de Texcoco, donde por debajo de la costra superficial existe una FAS de alrededor de 22 m de espesor con algunos lentes de arena de mayor resistencia a profundidades de entre 17 y 20 m; luego de esta formación se presenta la Primera Capa Dura, cuyo espesor ronda los dos metros.

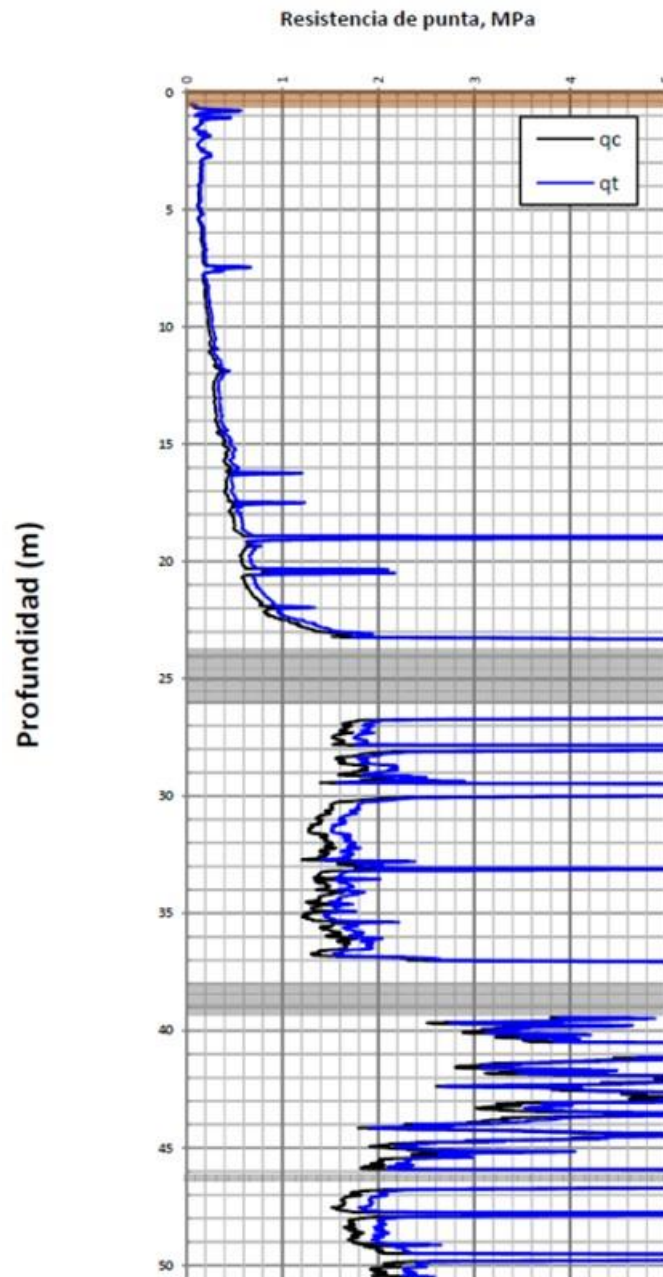


Figura 5. Resultado de una exploración con cono eléctrico en la zona de la TCTA

Hay dos tipos de pilotes en la cimentación de la Torre de Control, unos de 13.5 y otros de 15.25 m, mismos que serán descabezados para luego unirlos a la losa. Habrán de revisarse los niveles de desplante de los pilotes y de la losa de cimentación, para que se conserve un “colchón” acorde al diseño de una cimentación con pilotes de fricción.

5. DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN Y SU INSTALACIÓN EN CAMPO

5.1 Piezómetros en el suelo

Para conocer la variación de la presión de poro a diferentes profundidades, se instalarán tres (3) piezómetros resistivos (uno de ellos a 10 m y otro a 20 m de profundidad dentro del campo de pilotes; un tercer instrumento a 15 m de profundidad al centro del cajón) y dos (2) de cuerda vibrante (a 10 y 15 m de profundidad al centro del cajón) dispuestos directamente en la arcilla (ver Figura 6). Los piezómetros resistivos serán monitoreados durante una sollicitación dinámica y a largo plazo, mientras que los de cuerda vibrante ante condiciones estáticas a largo plazo.

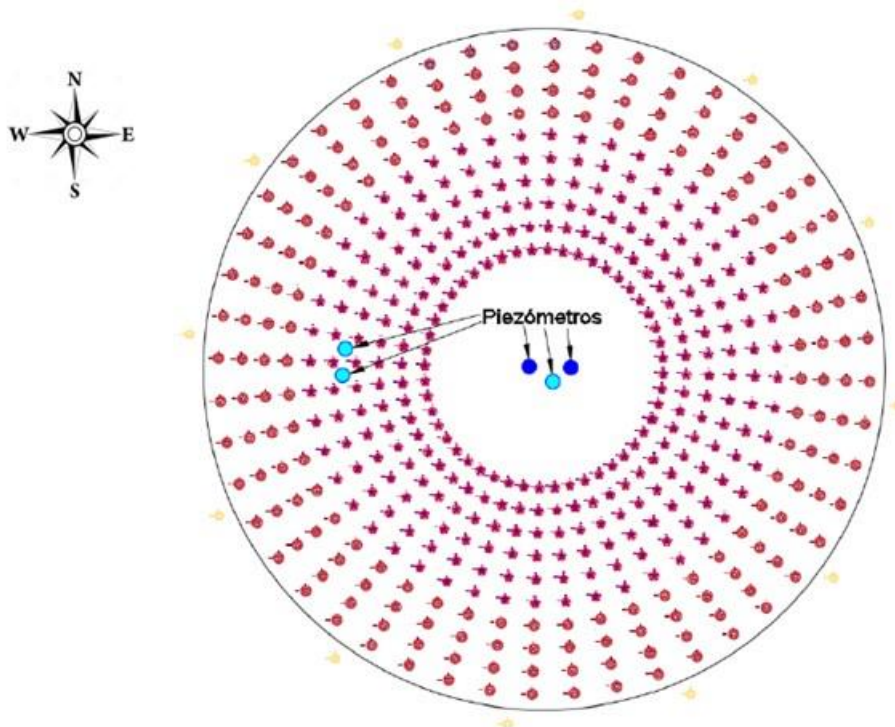


Figura 6a. Ubicación de los piezómetros en planta

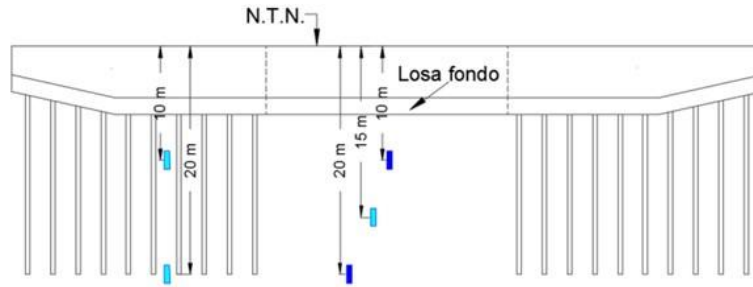


Figura 6b. Ubicación a profundidad de los piezómetros

Para su colocación en campo, debe realizarse una perforación hasta 50 cm antes de la cota de instalación. Posteriormente, se satura el piezómetro y se introduce dentro de una membrana de hule para que continúe saturado y se ubica en un dispositivo como el que se muestra en la Figura 7. Tal equipo ayuda a colocar el piezómetro en su posición dentro del barreno y facilita la extracción de las barras de instalación. Para la protección del cable del piezómetro se utilizará manguera poliflex; en el extremo de la manguera cercano al piezómetro, se colocará un tapón de plastilina epóxica para evitar que el cable sea un conducto de agua de un nivel diferente en el que se desea medir la presión de poro. Después, se introducirá el piezómetro en la perforación y se hincará en el suelo los 50 cm para llegar al punto de instalación. Luego de que se retire la sarta de barras utilizadas para la ubicación del piezómetro se introducirá una capa de 1.5 m de pellets de bentonita para finalmente verter mortero en la perforación.



Figura 7. Piezómetro antes de su instalación

5.2 Inclínómetros

Las deformaciones horizontales en la periferia de la excavación para la cimentación serán medidas con inclinómetros. En la Figura 8 se muestra esquemáticamente la ubicación de los sensores. La profundidad de instalación de la tubería será a 25 m, a partir del nivel del terreno natural, para apoyarla en la primera capa dura. La tubería de los inclinómetros debe ser telescópica para asimilar los asentamientos de la FAS. La instrumentación es adaptable a la metodología de excavación, pudiendo reubicarse en planta. Sin embargo, es necesario conservar la profundidad de instalación.

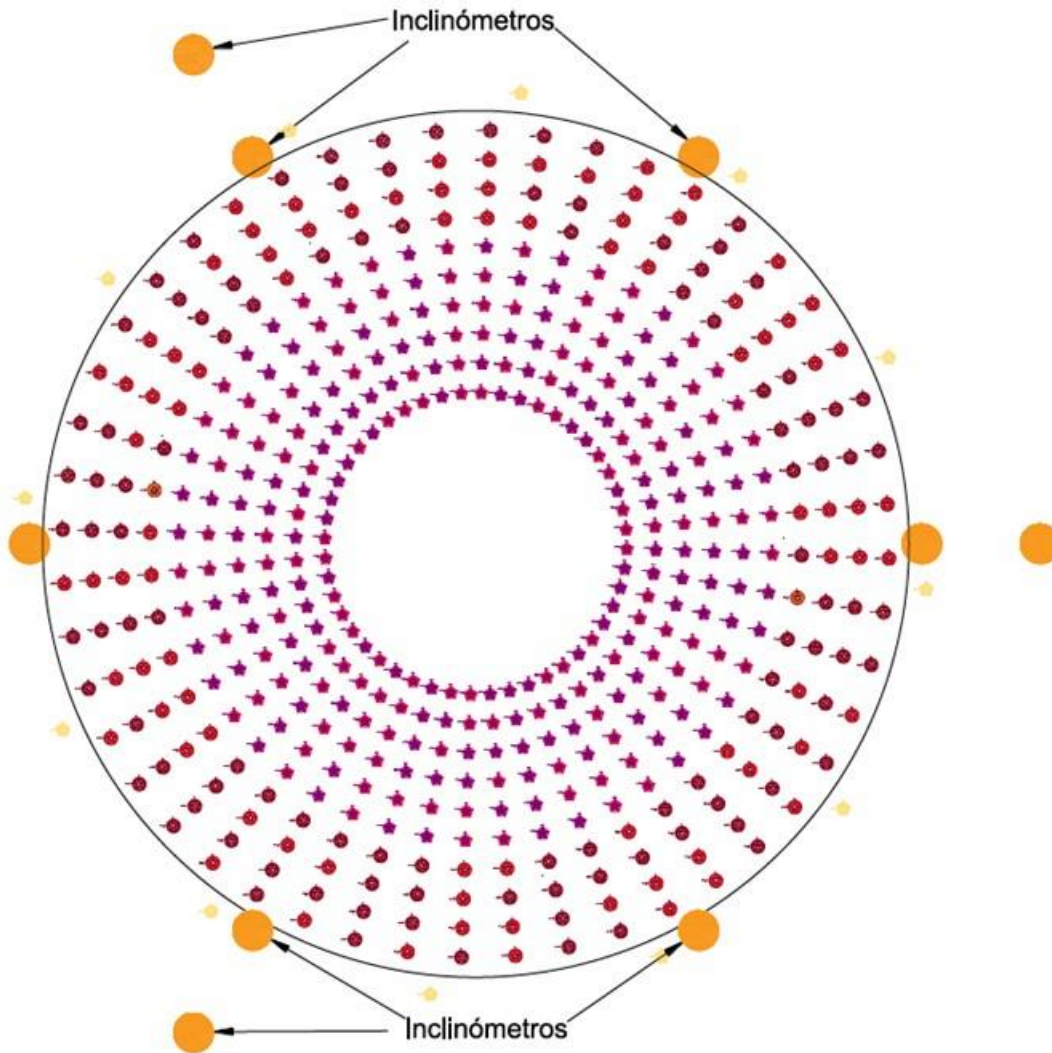


Figura 8a. Ubicación de los inclinómetros en planta

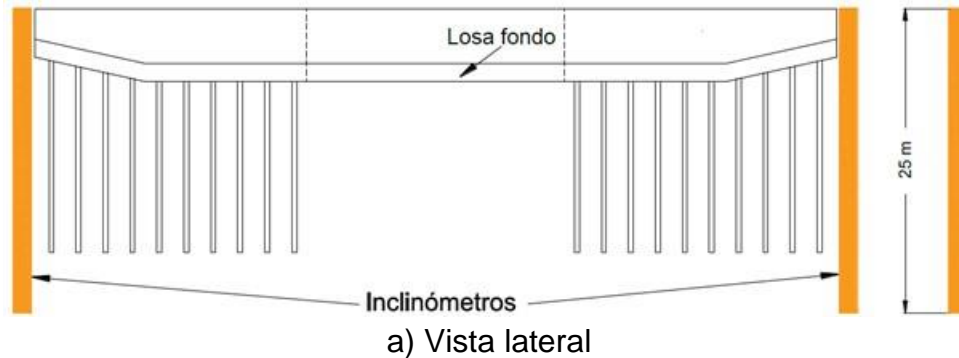


Figura 8b. Ubicación de los inclinómetros en alzado

Para su instalación en campo deben seguirse los siguientes pasos:

- Realizar una perforación con un diámetro de 4 ½” a una profundidad de 25 m.
- Habilitar la tubería de plástico ABS para la instalación del inclinómetro e introducirla dentro del barreno.
- Al fondo de la perforación se deberá construir un muerto de concreto asegurándose que la profundidad de instalación sea la correcta.
- Finalmente, se inyectará una lechada para confinar la tubería del inclinómetro.

5.3 Bancos de nivel profundo

Para medir la deformación vertical de los dos primeros estratos arcillosos, se instalarán dos bancos de nivel profundo, uno a 25 m y otro a 38 m; la profundidad de desplante deberá ser en el estrato duro, por lo que puede variar un poco dependiendo de las condiciones en campo.

La construcción del BNP será siguiendo la siguiente secuencia:

- Lo primero es realizar una perforación de 4 ½” empleando lodo bentonítico para estabilizar las paredes; la profundidad deberá ser tal que asegure un empotre de medio metro en el estrato duro.
- Simultáneamente se habilitará una tubería galvanizada con un diámetro de 1 ¼” además con una tubería corrugada de 2”. Al extremo inferior de la tubería galvanizada se le colocará un tapón y se ahogará en un muerto de concreto de 80 cm de alto y 7 cm de diámetro.
- Una vez terminada la perforación, se introducirá la tubería galvanizada junto con la corrugada hasta la profundidad indicada, dejando libre 1.2 m de tubería

galvanizada por arriba del muerto de concreto; este espacio se rellenará con mortero de arena y cemento. Desde esa profundidad y hasta la superficie, la tubería galvanizada se encamisará con la tubería corrugada, y el espacio entre la tubería corrugada y la perforación se rellenará con lodo bentonítico.

- En el extremo superior de la tubería galvanizada se colocará un tapón con punta roma en el que se medirá la cota.
- Finalmente, se construirá un registro de concreto de forma cúbica de 30 cm por lado.

5.4 Pozos de observación

Para conocer el nivel freático del agua se deberán construir cuatro pozos de observación ubicados como se esquematiza en la Figura 9. Para su instalación deberá realizarse una perforación de 3” hasta 5 m de profundidad y se introducirá una tubería de PVC con un diámetro de 2.5”. La tubería deberá tener ranuras @ 50 cm para permitir el flujo del agua. Se monitoreará el nivel del agua con una sonda piezométrica.

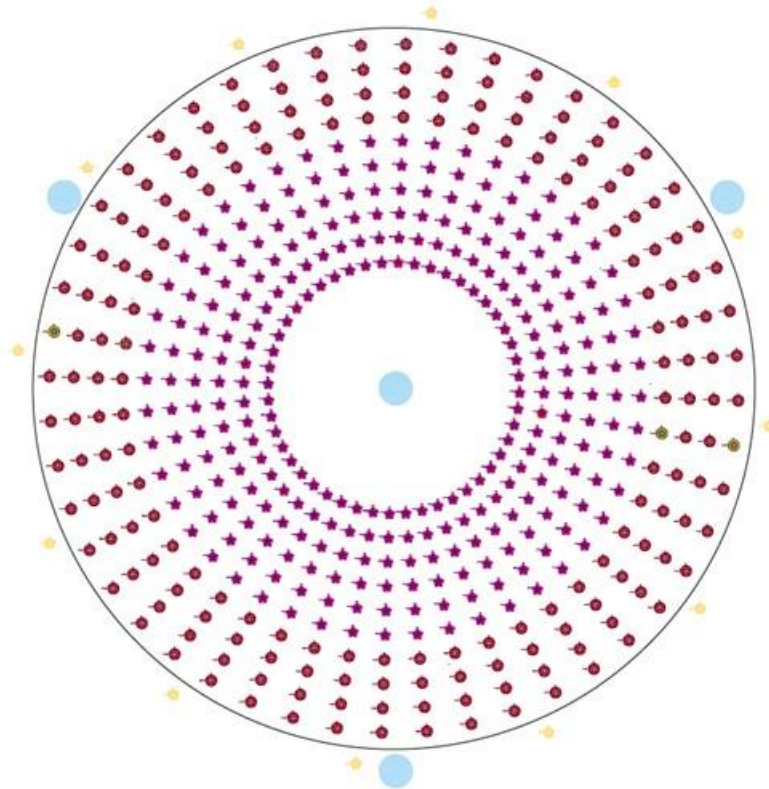


Figura 9. Ubicación de los pozos de observación



5.5 Deformímetros

A lo largo de seis pilotes se instalarán deformímetros resistivos de un cuarto de puente (Figura 10). Los pilotes que se instrumentarán se encuentran resaltados con un círculo verde en la planta de la Figura 11. Según la numeración de AYESA son: 1304, 1277, 1544, 1407, 1186 y 1213.



Figura 10. Deformímetro resistivo de un cuarto de puente

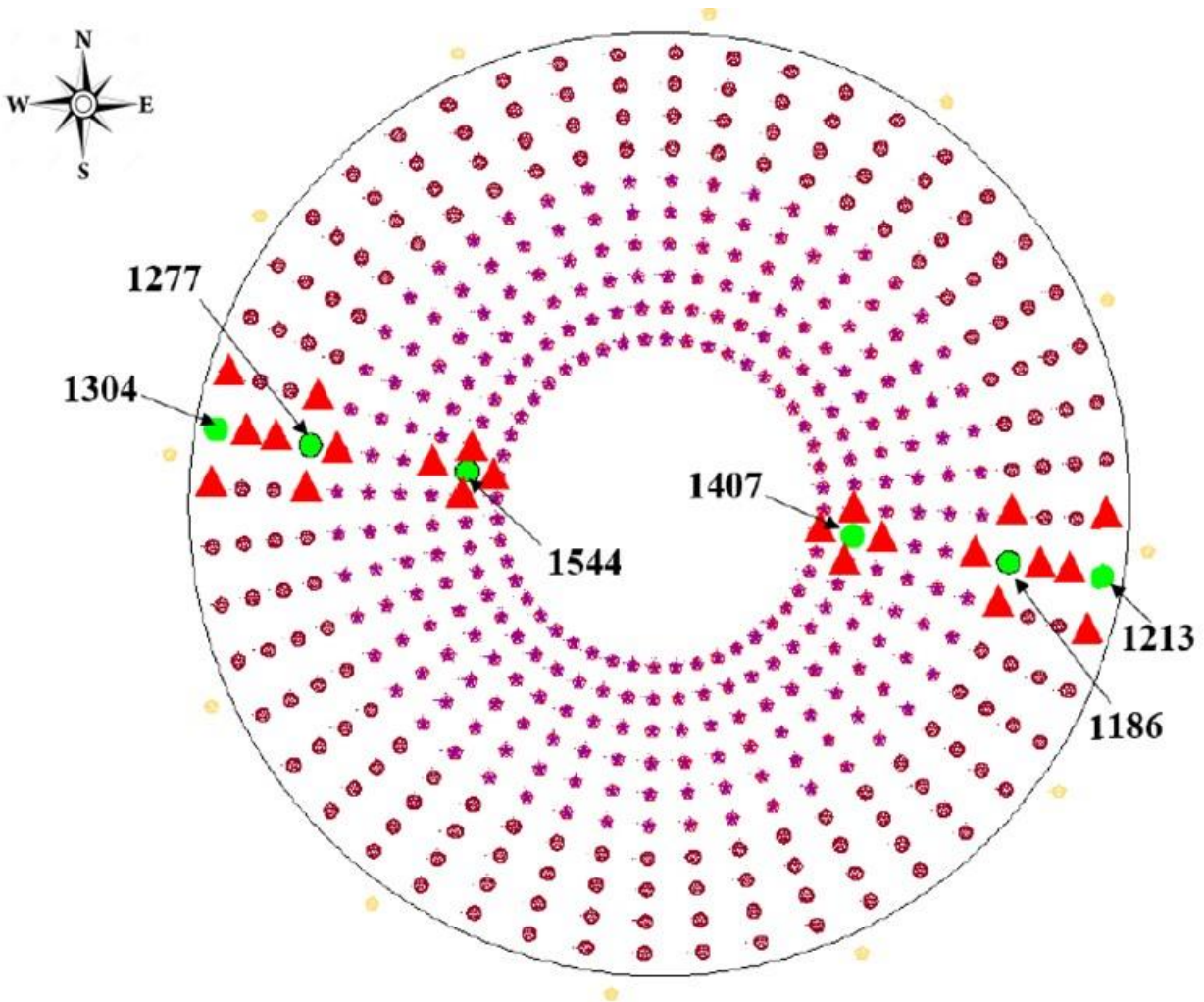


Figura 11. Localización de pilotes instrumentados

La instrumentación de los pilotes se llevará a cabo en la planta de colado. Dado que los instrumentos se dispondrán en el armado de refuerzo de los pilotes previo al colado, es necesario que se indique al IIUNAM al menos un par de días antes de colar tales pilotes. Adicionalmente, es necesario que los pilotes aledaños a los instrumentados (marcados con un triángulo rojo en la Figura 11) no se hincuen, sino hasta después de hincar el pilote instrumentado.

Dos de los pilotes a instrumentar son de 13.5 m y cuatro de 15.25 m. En cada uno de ellos habrá cuatro niveles de instrumentación, un deformímetro resistivo en cada nivel. Los instrumentos se dispondrán como se esquematiza en la Figura 12.

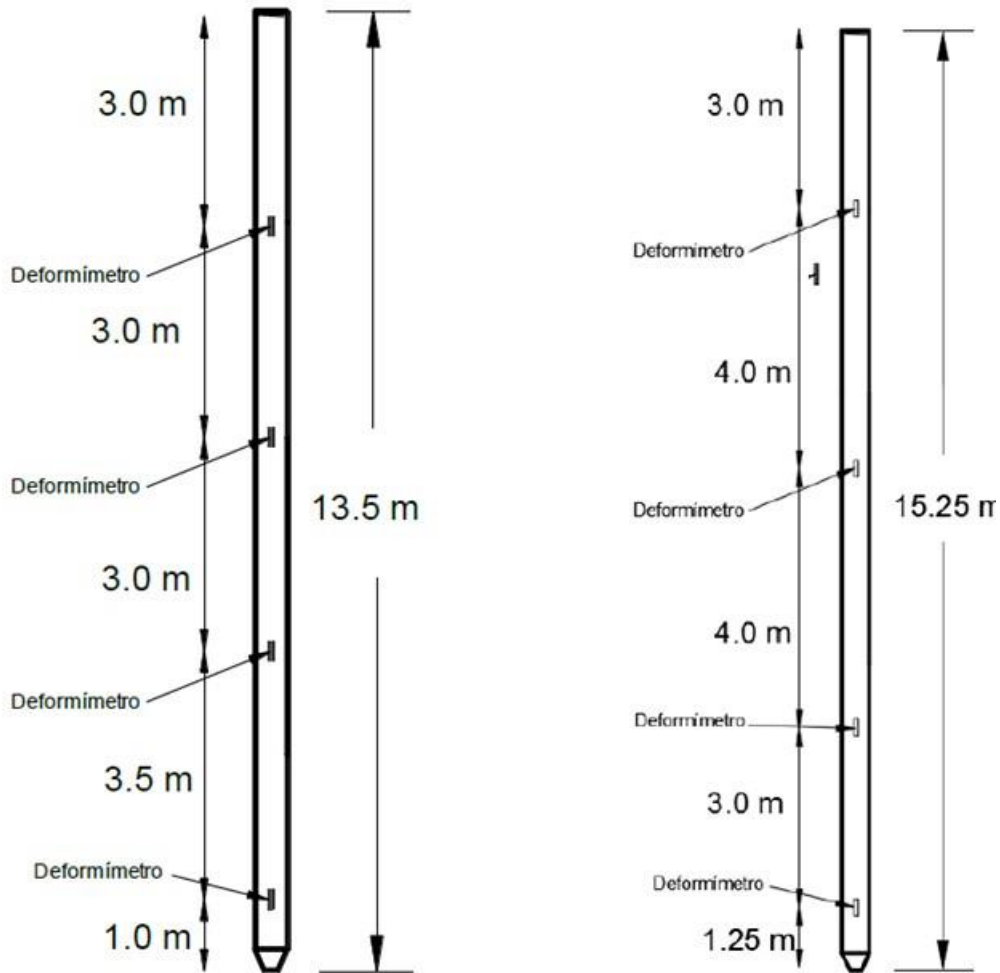


Figura 12. Esquema de la localización de los instrumentos en los pilotes

El monitoreo de estos instrumentos se realizará desde cuando los pilotes se encuentren en la cama de colado, durante su hincado, bajo cargas sostenidas en la construcción de la torre, durante su operación y antes solicitudes dinámicas.

5.6 Celdas de presión en la cabeza de los pilotes

Además, en la cabeza de los mismos seis pilotes se instalarán celdas de presión para conocer la carga que les transfiere el cajón de cimentación. Para esto se utilizará un arreglo como el que se presenta en la Figura 13. Las celdas de presión deberán ser resistivas de puente completo, con un rango de medición de 12 MPa y una longitud de cable de 25 m.

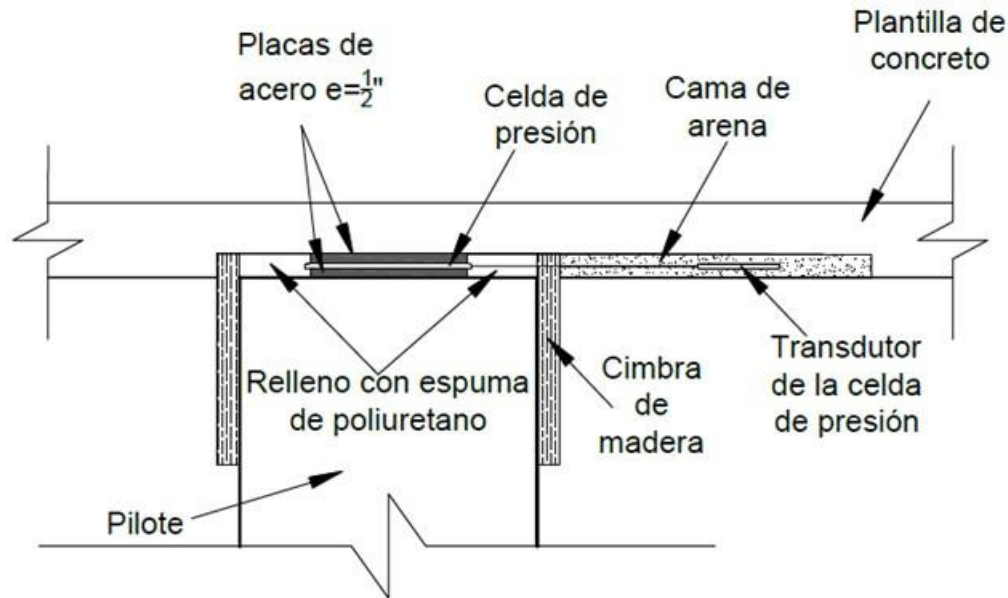


Figura 13. Arreglo para la instalación de las celdas de presión en la cabeza de los pilotes

5.7 Celdas de presión en el contacto losa fondo-suelo

La instrumentación contempla también la instalación de celdas de presión en el contacto suelo-losta fondo, con lo que se medirán los esfuerzos verticales totales inmediatamente debajo de la losa de cimentación. La ubicación de tales instrumentos se esquematiza en la Figura 14.

5.8 Piezoceldas en el muro del cajón

Adicionalmente, se dispondrán en el contacto muro-suelo de cimentación celdas de presión penetrantes, reconocidas como piezoceldas (*push-in pressure cells*). Tales celdas tienen dos sensores, uno mide presión de poro y el otro mide la presión total, lo que permite conocer la presión efectiva. Las piezoceldas se instalarán en los sitios que se señalan en la Figura 15 a 2.5 m del nivel del terreno natural.

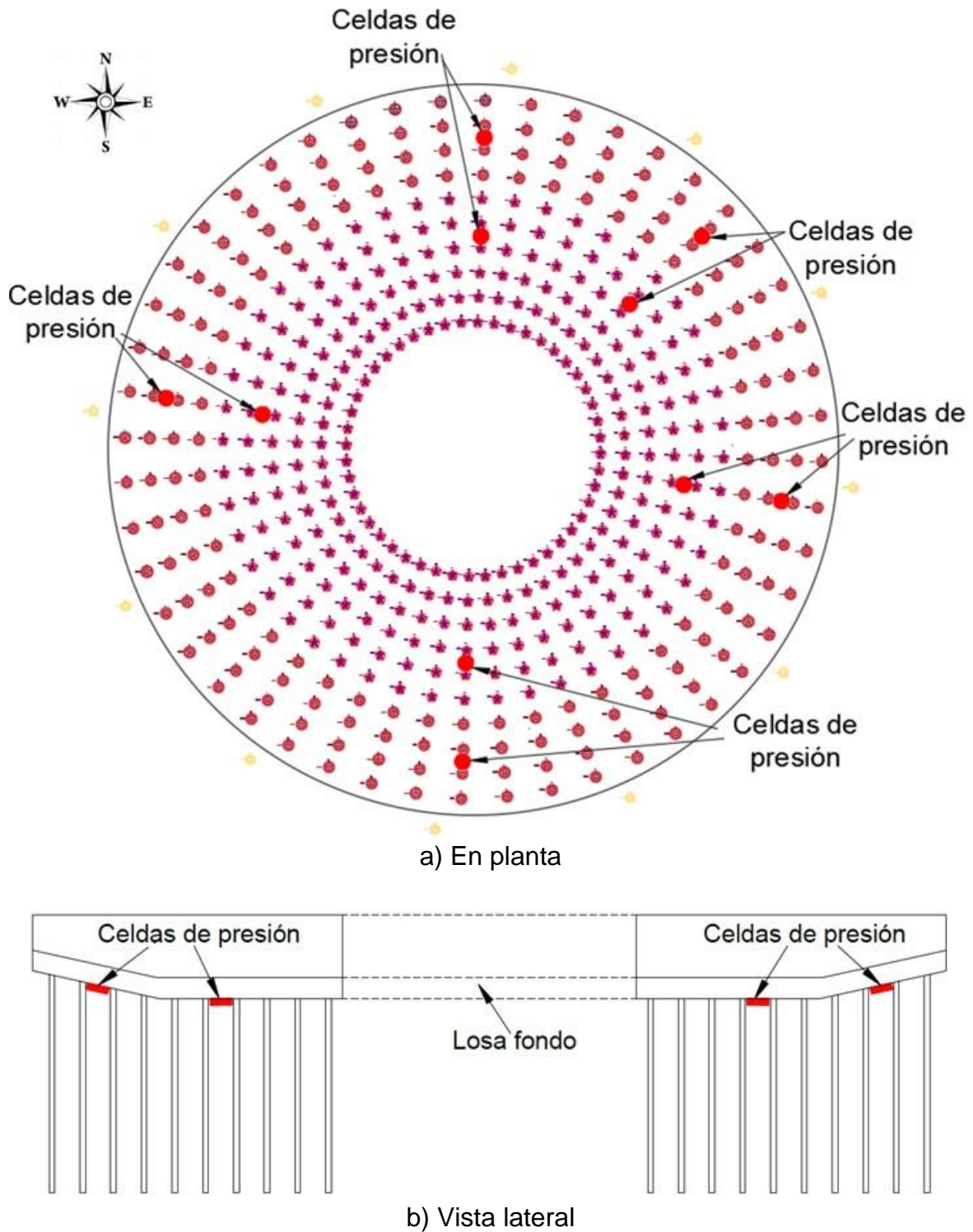


Figura 14. Ubicación de las celdas de presión debajo de la losa de fondo

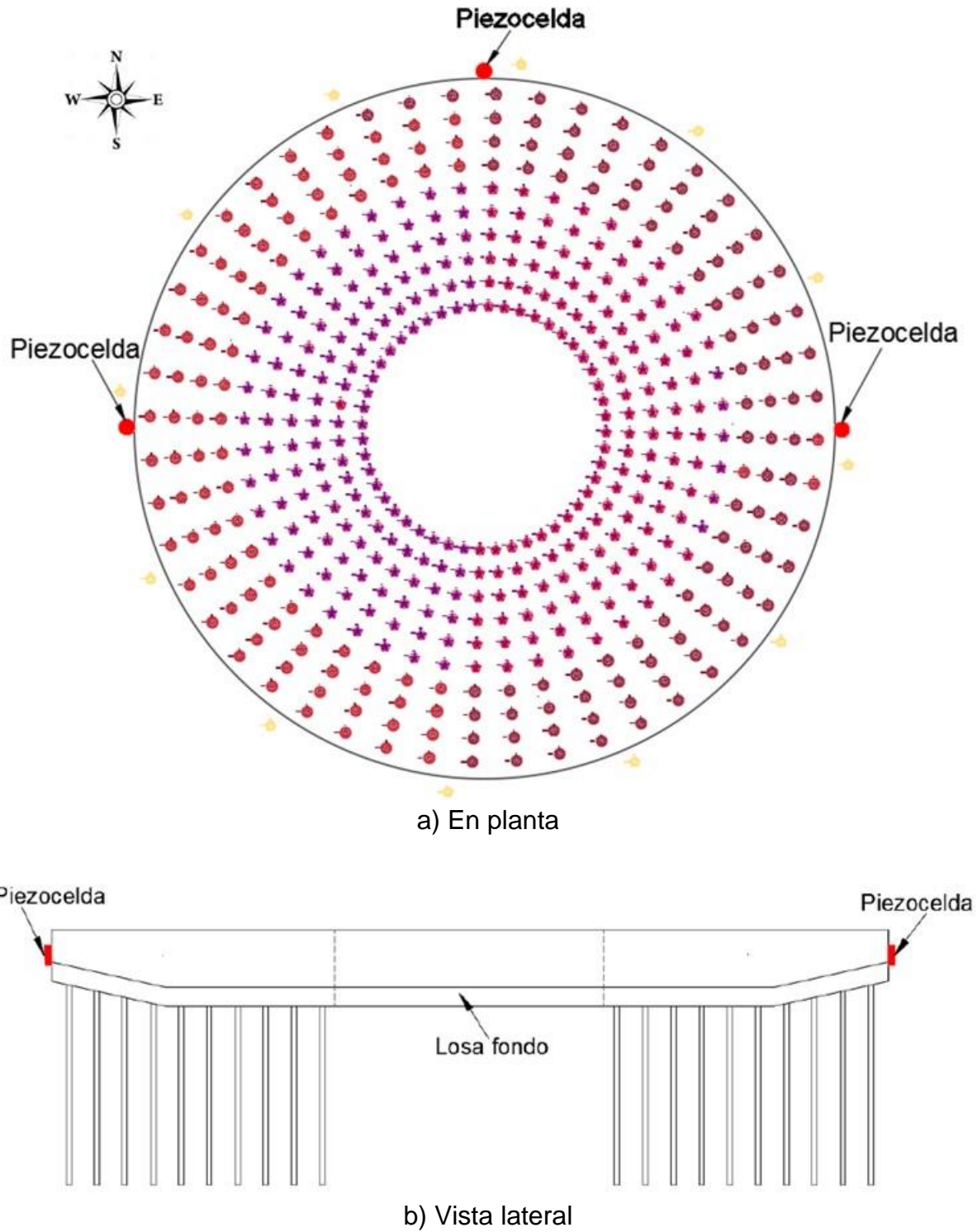


Figura 15. Ubicación de las piezoceldas en dirección vertical

Los sensores geotécnicos antes descritos se complementan con dos acelerómetros triaxiales que se fijarán sobre la losa tapa, uno al centro y otro en un extremo como se esquematiza en la Figura 16.

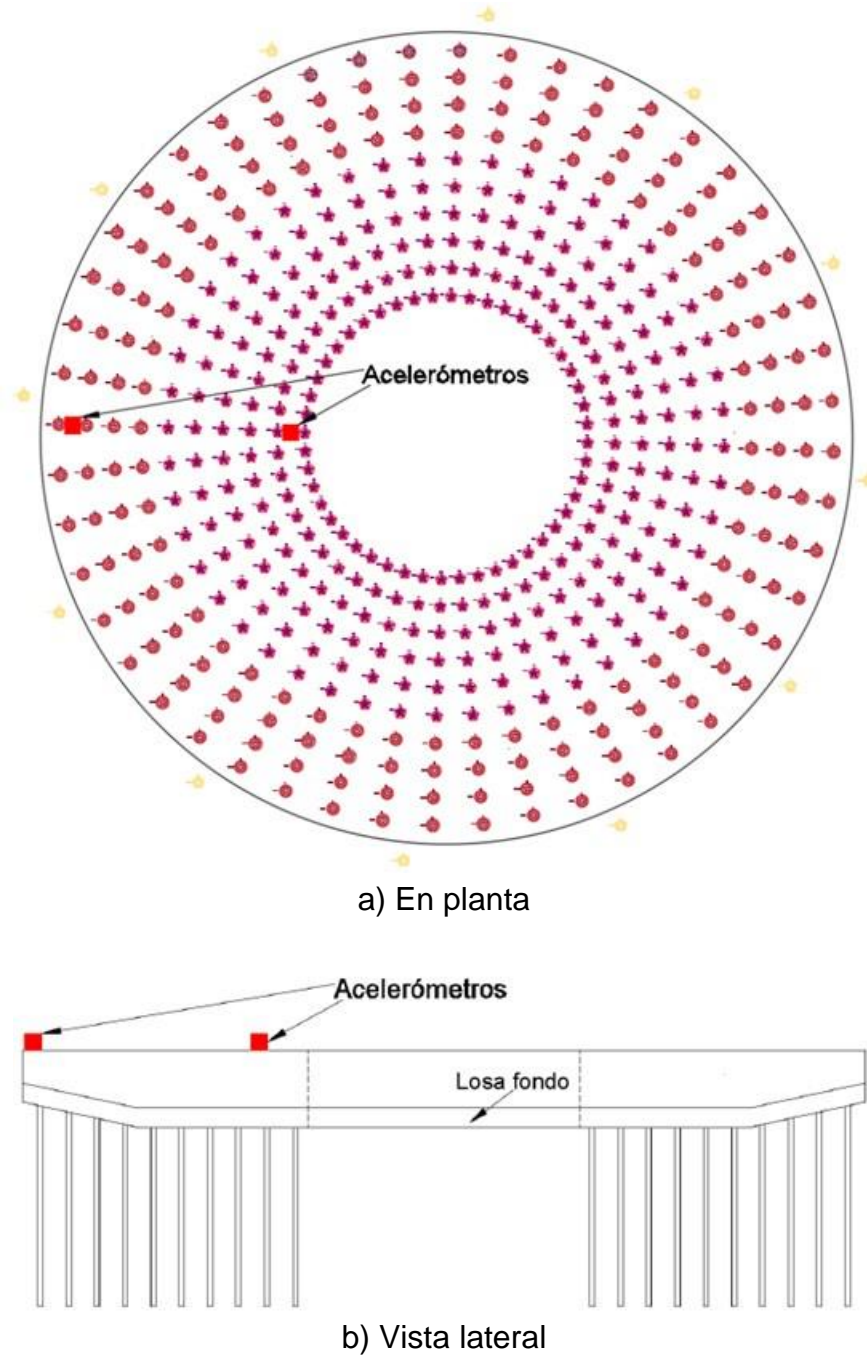


Figura 16. Ubicación de los acelerómetros



Los instrumentos geotécnicos están contruidos con sensores resistivos conocidos como strain gages; éstos, aunados a los acelerómetros en la losa, se conectarán a un sistema automático de registro digital, el cual se activará al rebasar un umbral prescrito de aceleración provocado por un evento sísmico, registrando con un pre y post-evento, las acciones dinámicas sobre la cimentación.

El sistema automático de registro permitirá además, mantener un monitoreo sistemático permanente, a fin de conocer el comportamiento del apoyo a largo plazo, verificando con ello su salud estructural.

En la Tabla 1 se muestra un compendio de la instrumentación prevista para la cimentación de la Torre de Control. Se instalarán los siguientes instrumentos:

- Nueve (9) tuberías para inclinómetro que se ubicarán en la periferia de la cimentación. Además, se requieren tres (3) sondas inclinométricas;
- Veinticinco (25) deformímetros resistivos de un cuarto de puente a lo largo de 6 pilotes;
- Seis (6) celdas de presión con transductor resistivo de puente completo en la cabeza de los pilotes;
- Trece (13) celdas de presión resistivas en el contacto losa-suelo de cimentación;
- Tres (3) piezómetros con transductor resistivo. Uno de ellos se instalará al centro de la cimentación y otros dos en el campo de pilotes, a diferentes profundidades;
- Dos (2) piezómetros de cuerda vibrante. Se instalarán al centro de la cimentación a diferentes profundidades;
- Tres (3) piezo-celdas con transductor resistivo de puente completo, en el contacto suelo-muros, para medición de esfuerzo total y presión de poro;
- Dos (2) bancos de nivel profundo. Uno instalado a 25 m y otro a 38 m;
- Dos (2) acelerómetros triaxiales.

En conjunto, estos sensores suman sesenta (60) canales, 36 de éstos estarán conectados a un registrador dinámico. Con esto se busca tener un registro a largo plazo y durante eventos sísmicos.

Cabe señalar que el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) tiene contemplada la instrumentación del procedimiento constructivo de la excavación. Tales instrumentos sólo tienen la capacidad de ser monitoreados a largo plazo, no ante sollicitaciones dinámicas. Una vez finalizada la excavación deberá continuar su monitoreo. Es preciso establecer que la instrumentación propuesta en esta nota, tiene un



objetivo muy diferente al planteado en la instrumentación de la excavación, sin embargo una complementa a la otra.

Tabla 1. Compendio de instrumentos a colocarse con sus especificaciones

Sensor	Ubicación	Marca	Modelo	Rango		Cantidad	metros de cable
Deformímetros	A lo largo de seis pilotes	Vishay	EGP-5-350	-3000 a 3000	µε	25	depende de la ubicación
Celdas de presión	Cabeza de seis pilotes	Geokon	3500	0 a 12	MPa	6	25
Celdas de presión	Debajo de la losa fondo	Geokon	3500	0 a 350	kPa	10	25
Celdas de presión hincables, con medición de presión de poro	Muros del cajón de cimentación	Geokon	3500	0 a 70	kPa	3	25
Acelerómetros triaxiales	Sobre la losa tapa, al centro y en un extremo	Kinematics	Episensor EST	-4 a 4	gals	2	50
Piezómetros resistivos	En el suelo a diferentes profundidades, cerca de los pilotes	Geokon	3400	Depende de la ubicación		3	Depende de la ubicación
Piezómetros de cuerda vibrante	En el suelo a diferentes profundidades, al centro del cajon	Geokon	4500DP	Depende de la ubicación		2	Depende de la ubicación
Inclinómetros	En la periferia de la cimentación	Geokon	GK-604D	±30	grados	9	3 sondas con 30 m de cable
Bancos de nivel profundo	En los dos primeros estratos resistentes (25 y 38 m), a cinco metros de la cimentación	-	-	-	-	2	-
Pozos de observación	A 5 m del NTN, en el centro y en la periferia de la cimentación	-	-	-	-	-	Se requiere una sonda piezométrica con 20 m de cable
Adquisidor de datos	En la caseta de registro	Kinematics	Dolomite	36	canales	1	-

¹ Se requieren de cuatro capacidades: dos de 30 m, otro con 40 m y uno más con 50 m

² Se requieren cuatro: dos de 30 m, uno con 35 m y otro con 40 m

6. SISTEMA DE REGISTRO AUTOMÁTICO

Como se ha descrito en incisos precedentes, 36 de los sensores estarán conectados a un registrador digital dinámico en forma automática, para registrar las señales de cada canal a largo plazo, y durante eventos sísmicos. El registrador corresponde a la marca Kinematics, modelo Dolomite, de treinta y seis canales.



7. CASETA

El registrador digital se deberá mantener a buen resguardo dentro de una caseta, que deberá mantenerse cerrada con una puerta de seguridad con chapas de seguridad. Estas medidas de seguridad se justifican no sólo porque en la caseta se mantendrá equipo cuyo costo es alto, sino porque generará y guardará en su memoria información muy valiosa.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

ADENDA A NOTA TÉCNICA No. G-9

**Especificaciones para la instrumentación geotécnica
de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico
Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la
Ciudad de México**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Mayo 29 de 2017



Adenda a Nota Técnica No. G-9
**Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la
cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo
Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México**

1. Antecedentes

El 28 de abril del presente año, el II-UNAM hizo entrega de la Nota Técnica No. G-9 titulada “Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”. En respuesta a ésta, el 26 del mes en curso el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México envió un correo electrónico con algunos cuestionamientos planteados por ALDESA sobre la instrumentación proyectada, que aquí se reproducen en letras cursivas. El motivo de esta Adenda a la NT No. G-9 es dar respuesta y expresar algunos comentarios a tales cuestionamientos.

2. Dudas planteadas y sus respuestas

- a) *Sobre los rangos de presión requeridos de los piezómetros resistivos y los metros del cable*

La presión máxima de los piezómetros resistivos requeridos, y los metros del cable correspondiente de cada uno de ellos son como se indica enseguida:

Profundidad de instalación (m)	Presión máxima (kPa)	Longitud de cable (m)
10	250	30
15	250	35
20	250	40

- b) *Sobre los rangos de presión requeridos de los piezómetros de cuerda vibrante y los metros del cable*

La presión máxima de los piezómetros de cuerda vibrante requeridos, y los metros del cable correspondiente de cada uno de ellos son como se indica enseguida:



Profundidad de instalación (m)	Presión máxima (kPa)	Longitud de cable (m)
10	250	30
20	250	40

- c) *De los inclinómetros: nos confirmen si van a ser 9 barrenos de 30 m de profundidad y 3 sondas portátiles inclinométricas. Informar si requieren tubería guía para los inclinómetros*

En efecto, serán nueve barrenos de 25 m de profundidad (a partir del nivel del terreno natural) dado que la capa dura comienza aproximadamente a los 24 m en esa zona.

Por lo que se refiere a las sondas portátiles para las mediciones de los inclinómetros, se ha reconsiderado la petición inicial de tres, para quedar sólo la solicitud de dos (2) de ellas. Se ha tomado tal decisión, pensando primordialmente en una posible avería de alguna de ellas, tomando en cuenta las experiencias de los tramos de prueba, cuando se tuvieron descomposturas en esas sondas.

En efecto, se requiere la tubería guía plástica de ABS, con 25 m de longitud para cada uno de los barrenos. Tal tubería deberá contar con coples telescópicos, a fin de que se pueda ajustar al asentamiento regional del sitio.

- d) *En el caso de productos de los sensores de tipo resistivos, ¿Qué tipo de salida requieren mv/V, de 0-5VCD o de 4-20mA? Comento que aquellos con salida en corriente su tiempo de entrega es menor.*

Requerimos salida de 0 a 5 VCD.

- e) *Se repitió el cuestionamiento d).*
- f) *¿Las celdas de presión, son celdas de carga?*



Si bien se pensó inicialmente en celdas de presión, la visita al sitio de colado de los pilotes, nos ha exigido reconsiderarlo; en efecto, pudimos apreciar que es necesario prever la conexión de varillas que unen la losa con la parte superior de cada pilote (tubos engargolados de 55 mm de diámetro y 4 m de longitud, dentro de los que se inyecta un *grouting*).

La solución definitiva para medir la carga que toma cada uno de los pilotes instrumentados será mediante una CELDA DE CARGA cilíndrica y hueca, que permita dar paso a las varillas antes mencionadas. En cada cabeza de pilote instrumentado (seis) se colocará una celda Modelo 3000 (la hoja de especificaciones se anexa al final de la presente adenda), marca Geokon como referencia, con capacidad de 750 kN y diámetro interior de 200 mm, y de la menor altura posible. Es muy importante señalar que DEBE ser de tipo resistivo (*Resistance strain gauge type*) ya que tiene por objetivo no sólo medir cargas permanentes estáticas, sino de registrar su respuesta ante acciones dinámicas producidas por sismo y viento sobre la torre, cuando ésta esté ya en operación. Estas celdas de carga habrán de ser monitoreadas manualmente durante la etapa de construcción mediante una consola portátil Modelo GK-502, y posteriormente se conectarán al sistema automático de adquisición de datos *Dolomite*, mismo que registrará sus lecturas, al igual que las de los acelerómetros, las presiones de poro en el subsuelo, las presiones verticales en el contacto losa de cimentación-suelo y las presiones laterales sobre las paredes de la cimentación, todas ellas ante eventos dinámicos.

Con la información requerida y las reconsideraciones antes mencionadas, se ha actualizado la Tabla 1 de la Nota Técnica No. G-9, por lo que deberá desecharse ésta, y adoptar la que se incluye en esta adenda.



Tabla 1. Compendio de instrumentos a colocarse con sus especificaciones.

Sensor	Ubicación	Marca	Modelo	Rango		Cantidad	metros de cable
				-3000 a 3000 $\mu\epsilon$			
Deformímetros*	A lo largo de seis pilotes	Vishay	EGP-5-350		25	depende de la ubicación	
Celdas de carga	Cabeza de seis pilotes	Geokon	3000	0 a 750 kN	6	2 con 25 m 2 con 50 m 2 con 70 m	
Consola portátil	-	Geokon	GK-502	-	1	-	
Celdas de presión	Debajo de la losa fondo	Geokon	3500	0 a 400 kPa	10	6 de 40 m 2 de 60 m 2 de 75 m	
Celdas de presión hincables, con medición de presión de poro, con transductor resistivo	Muros del cajón de cimentación	Geokon	3500	0 a 100 kPa	3	35	
Piezómetros resistivos	En el suelo a diferentes profundidades	Geokon	3400	250 kPa	3	1 con 50 m 2 con 60 m	
Piezómetro de cuerda vibrante	En el suelo a diferentes profundidades	Geokon	4500S	350 kPa	2	1 con 50 m 1 con 60 m	
Sistema de inclinómetro digital (MEMS)	-	Geokon	GK-604D	± 30 grados	2	Con 30 m de cable	
Tubería para inclinómetro**	En la periferia de la excavación	Geokon	De 70 mm de diámetro externo	-	9	27 m de tubo con coples	
Bancos de nivel profundo	En los dos primeros estratos resistentes (25 y 38 m), a cinco metros de la cimentación	-	-	-	2	-	
Pozos de observación	A 8 m del NTN, en el centro y en la periferia de la cimentación	-	-	-	-	Se requiere una sonda piezométrica con 20 m de cable	
Acelerómetros triaxiales	Sobre la losa tapa, al centro y en un extremo	Kinematics	Episensor EST	-4 a 4 g	2	1 con 50 m 1 con 20 m	
Adquisidor de datos	En la caseta de registro	Kinematics	Dolomite	36 canales	1	-	

*Ya provistos por el IIUNAM, e instalados en pilotes hincados
**Deberá conciliarse con la propuesta de instrumentación de ALDESA

ANEXO

Model 3000 Series

Electrical Resistance Type Load Cells

Applications

The Model 3000 Electrical Resistance Strain Gage Type Load Cells are used for...

- Monitoring loads in tiebacks and rock bolts in the walls of excavations
- Monitoring loads in steel arch tunnel supports
- Monitoring loads in cross lot struts
- Measurement of loads during pile testing



• Closeup of cable insertion showing Kellem's® wire mesh grip.



• Model GK-502 Readout for use with the Model 3000 Series Load Cells.



• Model 3000 Series Load Cells.

Operating Principle

The Model 3000 Load Cell is designed primarily for use on tiebacks and rockbolts. They may also be used during pile load tests and for monitoring loads in crosslot struts and tunnel supports, etc.

In most situations, the Model 3000 is used in conjunction with bearing plates, positioned on either side of the load cell.

Where load cells are used to check the load as determined by the hydraulic pressure applied to the jack, during proof-testing on tiebacks, rockbolts, etc., the user should be aware that, due to the annular design and the many variables in load distribution, the agreement cannot be guaranteed better than $\pm 15\%$.

In use, load cells are positioned so that the tensile load in the tieback or rockbolt produces a compressive load in the load cell. This is done by trapping the load cell between bearing plates positioned between the jack and the structure, either below the anchor plate for permanent installations or above the anchor plate for proof-testing.

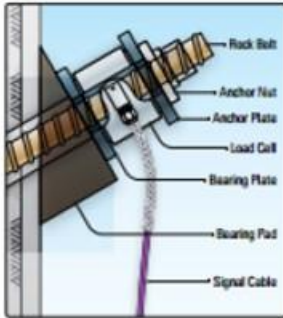
Advantages and Limitations

The Model 3000 Load Cell is made from an annulus of high strength steel or aluminum. Electrical resistance strain gages are cemented around the outside of the annulus and connected in a Wheatstone Bridge circuit so that there is a single mV/V output. Remote sensing techniques are used to minimize cable effects. Solid load cells are also available.

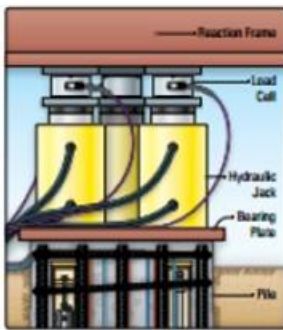
An outer shell protects the gages from damage and 'O'-rings on either side of the gages ensure that the load cell is fully waterproof.

The cable is attached to the cell through a waterproof gland. A strain relief, in the form of a Kellem's grip, prevents the cable from being pulled out of the cell. Cables have thick PVC jackets and can be terminated in a 10 pin connector to mate with the GK-502 Readout.

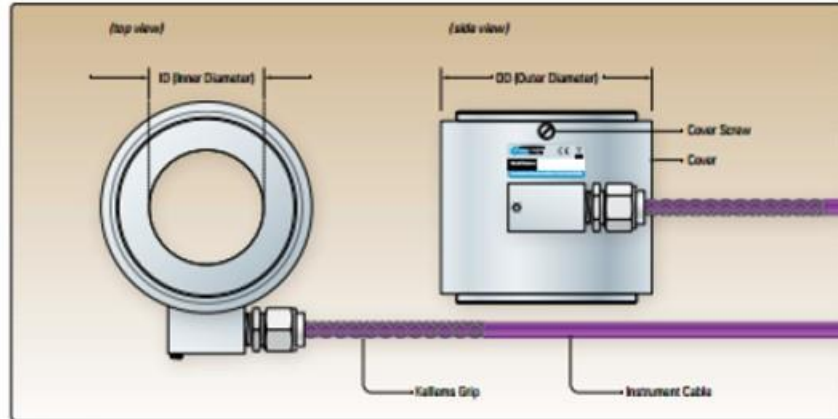
The calibration of annular shaped load cells is very dependent on the end loading conditions, i.e. on the flatness and thickness of the bearing surfaces and on any mismatch in size between the load cell and the hydraulic ram which could cause bearing plates to bend. Calibration variations of as much as 15% have been observed. For best accuracy, calibrations should be performed while duplicating or simulating actual field conditions.



• Load cell used to monitor performance of tie-back in excavation.



• Load cells used in pile test.



• Model 3000 Series Load Cell components.

System Components

Signals from the load cell are transmitted to the readout location by means of a multi-conductor shielded cable, which may be armored for extra protection. Kellem's grips prevent the cable from being pulled from the load cell. Larger size load cells are supplied with lifting lugs.

To minimize eccentric and uneven loading, the use of the thick machined-flat bearing plates and centralizer bushings (where necessary) are recommended.

Bearing plates should be machined flat and large enough to totally cover the load bearing surface of the load cell. The thickness is related to the load cell/hydraulic jack size mismatch: the greater the size disparity the thicker the bearing plate. Typical thickness ranges from 25 to 75 mm.

If the size of the tie-back or rock bolt is more than 20 mm smaller than the internal diameter of the load cell, then centralizer bushings are recommended.

Readout of the Model 3000 Load Cells is achieved using the Model GK-502 Readout or with the Micro-800/1000 Dataloggers.

Technical Specifications

Rated Capacities ¹	100 to 10,000 kN
Over Range ²	150% F.S.
Resolution	0.025% F.S.
Accuracy ³	±0.5% F.S.
Output	1.5 to 2.5 mV/V @ F.S.
Temperature Range ⁴	-20°C to +80°C
Cables	Multi-conductor shielded pairs with PVC outer jacket
Internal Diameters ⁵	solid, 25, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250 mm

¹Other capacities and diameters available on request. Calibrations that exceed Geokon's BEST traceable capacity of approximately 10,075 kN are subcontracted to an accredited testing laboratory.

²With no calibration shift.

³Established under laboratory conditions. System accuracy depends on end loading conditions.

⁴Other ranges available on request.



The World Leader in Vibrating Wire Technology™

Geokon, Incorporated
48 Spencer Street
Lebanon, NH 03766
USA

Geokon maintains an ongoing policy of design review and reserves the right to amend products and specifications without notice.

☎ 1-603-448-1562
☎ 1-603-448-3216
✉ geokon@geokon.com
🌐 www.geokon.com

©2011 Geokon, Incorporated. All Rights Reserved | Doc. No. 55, 06/11





“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”

Convenio de Colaboración No. GACM/DCI/SJ/CI/013-2015

NOTA TÉCNICA No. G-10

**Algunos comentarios sobre los diseños de
ARUP de las obras del lado tierra, para
la reunión del 25 de abril, 2017**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Abril 22, 2017



ALGUNOS COMENTARIOS SOBRE LOS DISEÑOS DE ARUP DE LAS OBRAS DEL LADO TIERRA, PARA LA REUNIÓN DEL 25 DE ABRIL, 2017

Se atiende a lo acordado en la reunión técnica sobre la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) del jueves pasado abril 20, 2017, en el sentido de presentar por escrito los comentarios del IIUNAM sobre aspectos que debieran responder los ingenieros de ARUP, quienes son los diseñadores geotécnicos del Arquitecto Maestro. Se exponen enseguida no sólo los relativos a la TCTA, sino también del Edificio Terminal, a fin de aprovechar que se tendrá un taller geotécnico con los ingenieros de ARUP, el 25 de abril, 2017.

EDIFICIO TERMINAL

1. Es insostenible que los diseñadores concluyan que se pueden realizar excavaciones a cielo abierto con taludes 4:1 y a una profundidad de 5.0 m. Esa fue su segunda conclusión expuesta en la última sesión técnica del tema de excavación de prueba. La falla general de talud ocurrida el 30 de noviembre, 2016 y las fallas incipientes en los restantes tres taludes de esa excavación piloto los desmienten.
2. Una vez que se hayan restituido los niveles freáticos alrededor de una cimentación que finalmente se constituya en cajón y su interior se mantenga estanco, será efectiva la correspondiente subpresión sobre el lecho bajo de la losa de cimentación. Sólo en ese momento se tendrá eventualmente la cimentación compensada que se pretende. Desde luego que antes de ello, no se tendrá el beneficio del Principio de Arquímedes. Sin embargo, el diseñador no presta atención a los aspectos geotécnicos del prolongado proceso constructivo de las múltiples losas cuadradas de 20x20 m, que estimaciones optimistas le asignan dos años. En efecto, la excavación provoca un alivio de esfuerzos efectivos verticales, pero la losa y plantillas de concreto y tezontle imponen incrementos de aproximadamente 45 kPa, lo que da como resultado incrementos netos sobre el fondo de la excavación que provocan finalmente asentamientos diferidos. Este último hecho, aunado a que las losas cuadradas se construirán en tiempos diferentes implicará que esos asentamientos, que en la excavación de prueba llevan alrededor de 30 cm en dos meses (CHECARLO), serán diferenciales entre losas cuadradas. Peor resultará (asentamientos excesivos) si al peso de la losa se le agregan cargas adicionales debidas a la construcción de la



superestructura. El número relativamente reducido de pilotes en el Edificio Terminal no tendrán un efecto relevante en el comportamiento que se prevé. No se distinguen análisis de asentamientos de ese proceso constructivo de la losa y demás elementos de la cimentación en el informe final de ARUP.

TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO

- A. Existen discrepancias entre lo señalado por los diseñadores en su informe del 26 de septiembre, 2016, y lo que menciona el constructor ALDESA-JAGUAR que aparece en sus planos ejecutivos; ello por lo que se refiere a la profundidad de desplante de la losa de cimentación. Mientras que en aquel informe se indica una profundidad de -5.5 m en la parte central que después de cierto diámetro se va reduciendo hasta sólo -3.5 m en su orilla, el constructor señala que sus planos le indican excavación hasta -8.3 m. Cabe mencionar que se habla de profundidades, que no de niveles, por lo que no debería entenderse otra cosa que el cero de esos -5.5 m ó -3.5 m, es la superficie del terreno en el punto del que se habla, y que es el que determina que la cimentación sea totalmente compensada, o no.

La falta de claridad en esa profundidad de desplante hace incierto el procedimiento para ejecutar la excavación, como también de la longitud efectiva de los pilotes, ambos aspectos cruciales para el comportamiento de la futura TCTA.

- B. Lo anterior pone de manifiesto nuestra preocupación y por la que hemos insistido en repetidas ocasiones en el sentido de que el diseño está incompleto e inacabado, y que el constructor debe concluirlo antes de que proceda con la excavación. A su vez el constructor preocupado por los tiempos de ejecución y los diversos programas de trabajo para el inicio de la obra le parece, optimistamente, que esas tareas de diseño las concluirá literalmente en 15 días. En la última reunión técnica del 20 de abril, 2017, mencionó, sin que éstos se apersonaran en dicha reunión como habían ofrecido, que ya tenían contratada a la compañía que llevaría a cabo esas tareas de diseño inconclusas.

PILOTES DE FRICCIÓN

- i) Las experiencias del hincado y la ejecución de las pruebas de carga, ejecutadas según los lineamientos de los diseñadores de ARUP, y aquellas realizadas de acuerdo



con los enfoques del IIUNAM dejan lecciones muy claras que desafortunadamente no se están poniendo en práctica en los pilotes de producción.

- ii) Todo parece indicar que las pruebas de carga realizadas en el predio, tanto en el área del Edificio Terminal como en la TCTA, no fueron atendidas por el diseñador ARUP, para producir el diseño final de esas cimentaciones; la observación vale para los 13 pilotes no instrumentados ensayados por ARUP, y para los 4 instrumentados estudiados por el IIUNAM.
- iii) Los diseñadores de ARUP establecen una pre-perforación en el 75% de la longitud de los pilotes. Personal del IIUNAM señala que no es necesaria tal perforación previa. Ello fue comprobado en el hincado de los pilotes instrumentados alojados en la Formación Arcillosa Superior (FAS).
- iv) La pre-perforación no sólo es innecesaria, y por tanto con un costo injustificado, sino que es perjudicial toda vez que provoca una reducción de la adherencia-fricción en el fuste de los pilotes de fricción. En efecto, no se debe pasar por alto que las capacidades de carga última de los ensayos con perforación previa ejecutados según ARUP, alcanzaron un valor medio del 77% del obtenido en los ensayos sin perforación previa establecida por el IIUNAM.
- v) Otro aspecto que merece atención es la prescripción que hace ARUP en relación con las pruebas dinámicas que habrán de hacerse en los pilotes de producción. Las energías aplicadas en el impacto para la ejecución de algunas pruebas de pilotes no instrumentados fue de tal magnitud que provocaron el movimiento del pilote de varios centímetros, incluso, lo que les generó el vencimiento de la adherencia-fricción en el fuste. No es a todas luces pertinente proceder de esa manera, y menos todavía, que esa falla haya sido inducida pocos días antes de su prueba de carga estática. Este hecho pudo haber contribuido a la disminución citada en el punto iv.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”**

NOTA TÉCNICA No. G-11

**Comentarios al diseño Geotécnico de los “Túneles” en
las zonas de plataformas, respecto de los talleres
técnicos del 9, 23 y 29 de marzo de 2017 y del entregable
No. TSN_GACM_OF_0461**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)
Por:

Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.

Mayo 2 de 2017



Comentarios al diseño Geotécnico de los “Túneles” en las zonas de plataformas, respecto de los talleres técnicos del 9, 23 y 29 de marzo de 2017 y del entregable No. TSN_GACM_OF_0461

En respuesta al oficio GACM/DCI/SCO/0491/2017 del día 29 de marzo de 2017 sobre la información del Ingeniero Civil Maestro presentada mediante entregable No.TSN_GACM_OF_0461 y sobre los temas relacionados tratados en los talleres técnicos de los días 9, 23 y 29 de marzo de 2017 sobre el avance de los diseños de los “túneles” de servicio correspondientes al área de plataformas del NAICM, se presentan los comentarios del II-UNAM.

Modelos geotécnicos

Respecto a los modelos geotécnicos que nos han sido presentados para el diseño geotécnico de los túneles de servicio el II-UNAM entrega los siguientes comentarios, consideraciones y recomendaciones:

- Para el diseño y los análisis del Túnel GSE Este, se consideró el mismo modelo geotécnico de la zona sin cascajo del Túnel GSE Oeste. De esta manera no se toma en cuenta que las zonas en las que se proyecta construir estos túneles presentan variaciones en algunos parámetros geotécnicos tales como grado de preconsolidación (OCR), relación de vacíos (e_0) y compresibilidad (C_c y C_r), que podrían influir en el comportamiento de los túneles en el mediano y largo plazo.
- Se recomienda aprovechar la totalidad de la información de la exploración geotécnica disponible hasta a la fecha, lo cual incluye el uso de los sondeos más próximos a la zona de cada uno de los túneles que no hayan sido utilizados, los cuales son necesarios para lograr diseños más racionales.
- Es necesario tener los suficientes modelos geotécnicos para cada túnel, de acuerdo a la variación espacial de las propiedades de los materiales y la distribución estratigráfica. Con base en la experiencia del II-UNAM en el predio del NAICM, no se considera que un solo modelo geotécnico pueda ser representativo de toda la longitud de cada uno de los túneles.



- En la Figura 1 se presentan los sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados cerca del Túnel GSE Este. En la figura se puede observar que se cuenta con información de campo (a la fecha) para elaborar dos modelos geotécnicos de la zona que cruza dicha estructura. En las Figuras 2 y 3 se presentan los Modelos Geotécnicos A_E y B_E, respectivamente, propuestos por el II-UNAM para caracterizar estas zonas. En las Figuras, se puede observar que a lo largo del Túnel GSE Este se presentan variaciones importantes en los parámetros de compresibilidad y OCR, principalmente, las cuales tienen relevancia en el comportamiento a largo plazo de la estructura.

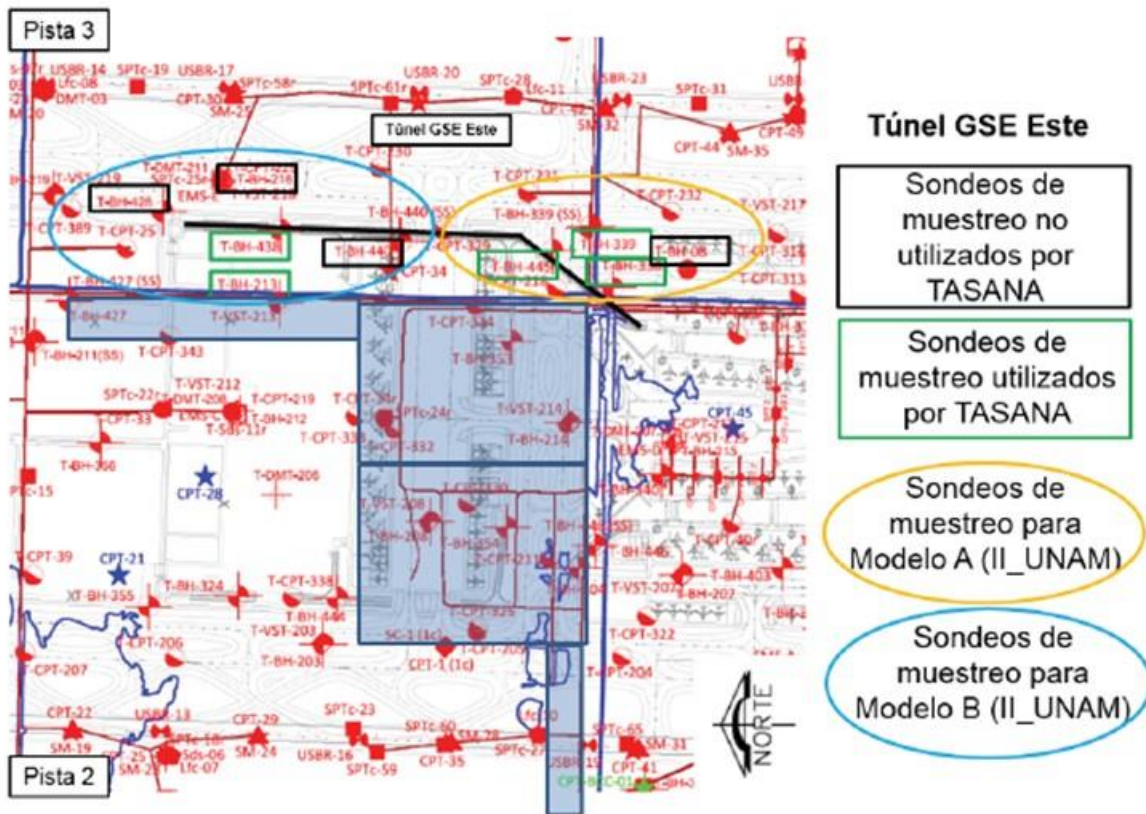


Figura 1. Sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados y terminados cerca de la zona del Túnel GSE Este



Estrato	Profundidad (m)			Modelo Mohr-Coulomb					Modelo Soft-Soil						
	Desde	Hasta	Espesor (m)	γ (kN/m ³)	E' (kPa)	ν'	ϕ (°)	c_u (kPa)	e_0	w (%)	λ^* Condensado	ν^*	OCR Condensado	ϕ (°)	K_c
Costra	0.00	0.65	0.65	14.50	4825	0.25	35	35	-	-	-	-	1.50	35	0.54
FAS 1	0.65	5.00	4.35	11.40	-	-	-	-	6.84	307	0.25	0.0398	1.00	35	0.40
FAS 2	5.00	7.60	2.60	11.40	-	-	-	-	10.78	377	0.28	0.0335	1.00	32	0.40
Lente	7.60	8.50	0.90	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	35	0.43
FAS 2	8.50	12.00	3.50	11.40	-	-	-	-	10.78	377	0.28	0.0335	1.00	32	0.40
FAS 3	12.00	20.10	8.10	11.80	-	-	-	-	8.62	296	0.33	0.0459	1.00	42	0.33
Lente	20.10	20.60	0.50	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	35	0.43
FAS 4	20.60	25.20	4.60	12.60	-	-	-	-	4.95	184	0.22	0.0219	1.00	40	0.36
CD	25.20	27.30	2.10	18.00	20000	0.33	45	20	-	-	-	-	-	45	0.29
FAI	27.30	28.70	1.40	12.80	-	-	-	-	4.76	172	0.23	0.0180	1.00	39	0.37
Lente	28.70	29.20	0.50	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	35	0.43
FAI	29.20	30.20	1.00	12.80	-	-	-	-	4.76	172	0.23	0.0180	1.00	39	0.37
Lente	30.20	30.80	0.60	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	35	0.43
FAI	30.80	33.10	2.30	12.80	-	-	-	-	4.76	172	0.23	0.0180	1.00	39	0.37
Lente	33.10	33.60	0.50	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	35	0.43
FAI	33.60	36.70	3.10	12.80	-	-	-	-	4.76	172	0.23	0.0180	1.00	39	0.37
Lente	36.70	37.90	1.20	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	35	0.43
FAI	37.90	40.00	2.10	12.80	-	-	-	-	4.76	172	0.23	0.0180	1.00	39	0.37
DP	40.00	47.00	7.00	18.00	30000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	45	0.29
FAP	47.00	48.70	1.70	13.30	-	-	-	-	2.83	118.00	0.19	0.0395	1.00	41	0.34
Lente	48.70	49.30	0.60	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	35	0.43
FAP	49.30	50.50	1.20	13.30	-	-	-	-	2.83	118	0.19	0.0395	1.00	41	0.34
Lente	50.50	51.00	0.50	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	35	0.43
FAP	51.00	56.00	5.00	13.30	-	-	-	-	2.83	118	0.19	0.0395	1.00	41	0.34
SEP	56.00	80.00	24.00	18.00	50000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	45	0.29

Figura 2. Modelo geotécnico A_E para el Túnel GSE Este (II_UNAM)

Estrato	Profundidad (m)			Modelo Mohr-Coulomb					Modelo Soft-Soil						
	Desde	Hasta	Espesor (m)	γ (kN/m ³)	E' (kPa)	ν'	ϕ (°)	c_u (kPa)	e_0	w (%)	λ^* Condensado	ν^*	OCR Condensado	ϕ (°)	K_c
Costra	0.00	0.70	0.70	14.50	4825	0.25	35	35	-	-	-	-	1.50	-	-
FAS 1	0.70	5.00	4.30	11.90	-	-	-	-	5.35	225	0.21	0.0229	1.81	44	0.46
FAS 2	5.00	6.50	1.50	11.80	-	-	-	-	5.93	248	0.24	0.0292	1.43	37	0.49
Lente	6.50	7.10	0.60	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAS 2	7.10	10.00	2.90	11.80	-	-	-	-	5.93	248	0.26	0.0292	1.43	37	0.49
FAS 3	10.00	15.50	5.50	11.90	-	-	-	-	9.83	337	0.25	0.0184	1.00	44	0.31
Lente	15.50	16.00	0.50	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAS 4	16.00	18.40	2.40	12.70	-	-	-	-	3.83	157	0.18	0.0280	1.00	40	0.40
Lente	18.40	19.10	0.70	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAS 4	19.10	23.20	4.10	12.70	-	-	-	-	3.83	157	0.18	0.0394	1.00	40	0.40
CD	23.20	25.60	2.40	18.00	20000	0.33	45	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	25.60	26.90	1.30	12.40	-	-	-	-	4.45	169	0.23	0.0196	1.00	40	0.36
Lente	26.90	27.60	0.70	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	27.60	28.70	1.10	12.40	-	-	-	-	4.45	169	0.23	0.02	1.00	40	0.36
Lente	28.70	29.50	0.80	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	29.50	31.80	2.30	12.40	-	-	-	-	4.45	169	0.23	0.02	1.00	40	0.36
Lente	31.80	32.40	0.60	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	32.40	35.60	3.20	12.30	-	-	-	-	4.45	169	0.23	0.02	1.00	40	0.36
Lente	35.60	36.30	0.70	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAI	36.30	37.80	1.50	12.30	-	-	-	-	4.45	169	0.23	0.02	1.00	40	0.36
DP	37.80	44.80	7.00	18.00	30000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	-	-
FAP	43.86	47.40	4.04	13.80	-	-	-	-	2.64	107	0.17	0.06	1.00	39	0.37
Lente	47.40	47.90	0.50	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAP	47.90	49.00	1.10	13.80	-	-	-	-	2.64	107	0.17	0.06	1.00	39	0.37
Lente	49.00	49.50	0.50	15.00	15000	0.33	35	20	-	-	-	-	-	-	-
FAP	49.50	56.52	7.02	13.80	-	-	-	-	2.64	107	0.17	0.06	1.00	39	0.37
SEP	56.52	80.00	23.48	18.00	50000	0.33	45	30	-	-	-	-	-	-	-

Figura 3. Modelo geotécnico B_E para el Túnel GSE Este (II_UNAM)

- Los sondeos T-BH-324, T-BH-444 y T-BH-446 de donde fueron extraídas las muestras para caracterizar los estratos del Modelo Geotécnico 1 (con relleno) definido por TASANA para la zona de cascajo del Túnel GSE Oeste, no se encuentran dentro de la zona de los rellenos (Ver Figura 4). De esta manera, dicho modelo no es realista ni aceptable ya que no representa las condiciones propias de la zona, como el grado de preconsolidación (OCR), la relación de vacíos (e_0) y los parámetros de compresibilidad (C_c y C_r).

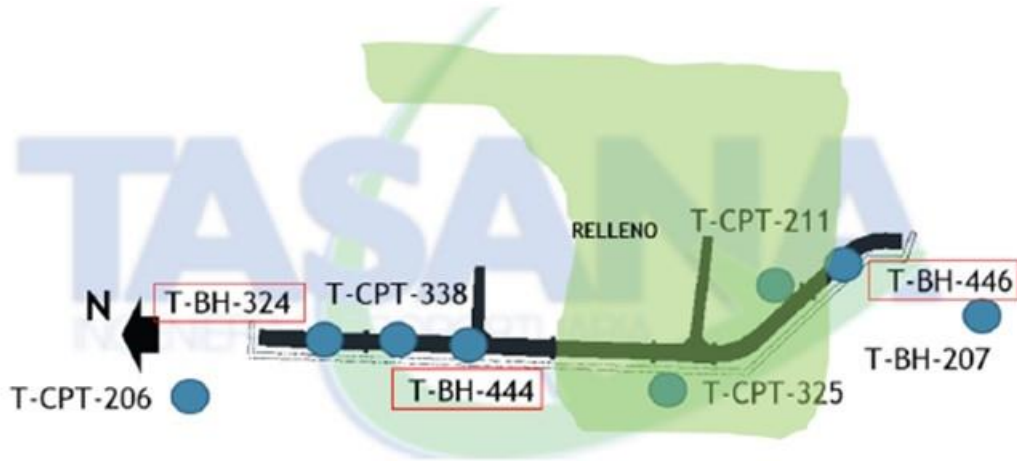


Figura 4. Túnel GSE Oeste (Tomado de la presentación de TASANA, marzo 23 de 2017)

- En la Figura 5 se presentan los sondeos ejecutados y disponibles en la zona de cascajo del Túnel GSE Oeste a la fecha. Adicionalmente, en la Figura 6 se presenta el Modelo Geotécnico C_O propuesto por el Instituto de Ingeniería UNAM para este sitio. En la Figura 6 se puede observar la influencia del relleno en las propiedades del estrato subyacente (FAS 1).

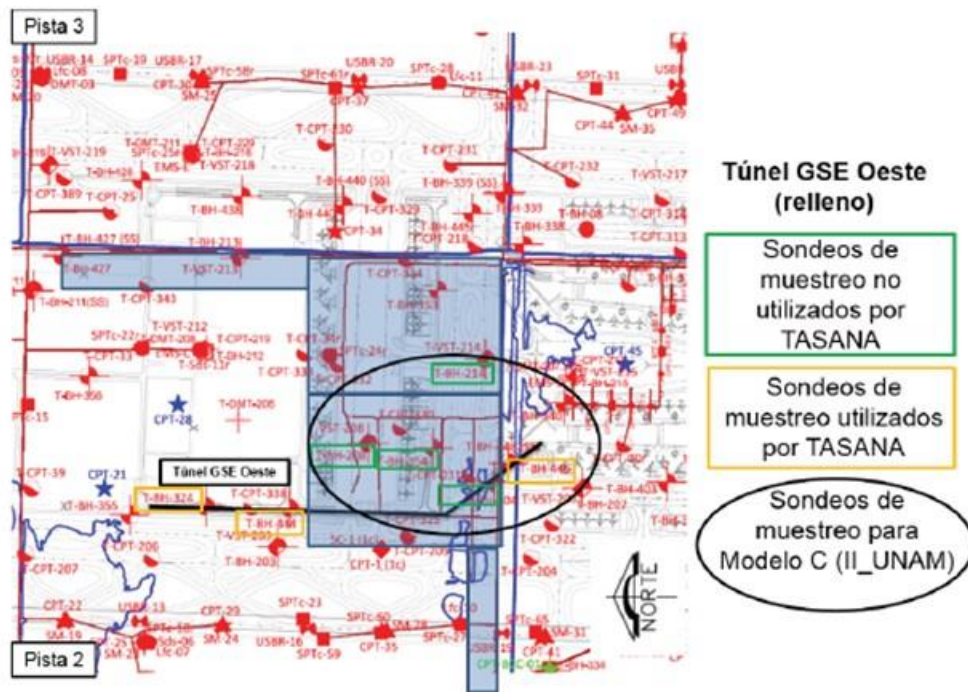


Figura 5. Sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados y terminados cerca de la zona de relleno del Túnel GSE Oeste



Estratificación para PLAXIS															
Estrato	Profundidad (m)		Espesor (m)	γ (kNm ⁻³)	Modelo Mohr-Coulomb				Modelo Soft-Soil						
	Desde	Hasta			E' (kPa)	ν	ϕ (°)	c_u (kPa)	e_0	w (%)	λ^* Constante	κ^*	OCR	ψ (°)	K_0
Relleno	0.00	4.30	4.30	12.46	196200	0.35									
FAS1	4.30	9.70	5.40	12.90					3.17	112	0.14	0.017	2.16	45	0.51
Lente	9.70	10.30	0.60	15.00	15000	0.33	35	20							
FAS 2	10.30	15.10	4.80	11.30					8.18	342	0.27	0.029	1.00	40	0.36
FAS 3	15.10	18.20	3.10	12.10					5.09	211	0.24	0.020	1.00	40	0.40
Lente	18.20	18.70	0.50	15.00	15000	0.33	35	20							
FAS 3	18.70	21.30	2.60	12.10					5.09	211	0.24	0.020	1.00	40	0.40
Lente	21.30	21.80	0.50	15.00	15000	0.33	35	20							
FAS 3	21.80	22.60	0.80	12.10					5.09	211	0.24	0.020	1.00	40	0.40
Lente	22.60	23.10	0.50	15.00	15000	0.33	35	20							
FAS 3	23.10	26.40	3.30	12.10					5.09	211	0.24	0.020	1.00	40	0.40
CD	26.40	28.80	2.40	18.00	20000	0.33	45	20							
FAI	28.80	30.00	1.20	12.40					5.80	207	0.25	0.022	1.00	42	0.33
Lente	30.00	30.50	0.50	15.00	15000	0.33	35	20							
FAI	30.50	31.30	0.80	12.40					5.80	207	0.25	0.022	1.00	42	0.33
Lente	31.30	31.80	0.50	15.00	15000	0.33	35	20							
FAI	31.80	34.80	3.00	12.40					5.80	207	0.25	0.022	1.00	42	0.33
Lente	34.80	35.40	0.60	15.00	15000	0.33	35	20							
FAI	35.40	37.00	1.60	12.40					5.80	207	0.25	0.022	1.00	42	0.33
Lente	37.00	37.50	0.50	15.00	15000	0.33	35	20							
FAI	37.50	38.80	1.30	12.40					5.80	207	0.25	0.022	1.00	42	0.33
DP	38.80	48.50	9.70	18.00	30000	0.33	45	20							
FAP	48.50	49.30	0.80	12.90					2.84	94	0.16	0.031	1.00	40	0.36
Lente	49.30	49.80	0.50	15.00	15000	0.33	35	20							
FAP	49.80	50.90	1.10	14.20					2.84	94	0.16	0.031	1.00	40	0.36
Lente	50.90	51.40	0.50	15.00	15000	0.33	35	20							
FAP	51.40	52.60	1.20	12.90					2.84	94	0.16	0.031	1.00	40	0.36
Lente	52.60	53.20	0.60	15.00	15000	0.33	35	20							
FAP	53.20	56.50	3.30	12.90					2.84	94	0.16	0.031	1.00	40	0.36
SEP	56.50	80.00	23.50	18.00	50000	0.33	45	20							

Figura 6. Modelo geotécnico C_O para la zona de relleno del Túnel GSE Oeste (II_UNAM)

- Es necesario caracterizar adecuadamente cada uno de los estratos de suelo que componen los perfiles estratigráficos definidos para los Túneles de Servicio del NAICM. Para esto se deben seleccionar muestras representativas extraídas de sondeos cercanos a cada sitio que se caracterice. Lo anterior, con el fin de evitar utilizar propiedades promedio, correlaciones innecesarias e información de zonas lejanas al sitio de estudio. Hasta la fecha se cuenta con la información geotécnica suficiente para definir modelos geotécnicos acordes con las condiciones reales de las zonas en donde se localizan dichas obras.
- Se debe justificar la razón por la cual en el modelo geotécnico definido para los Túneles GSE de Mantenimiento y Viabilidad Pública (Ver Figura 7), no se está considerando el espesor de tezontle asociado al mejoramiento de suelo, así como se estableció en los modelos geotécnicos definidos para los Túneles GSE Este y Oeste (Ver Figura 8), a pesar de presentar el mismo procedimiento de precarga de estos últimos (Ver Figuras 9 y 10).



Estrato	Espesor (m)	De (m)	A (m)	γ (t/m ³)	Corto Plazo				Largo Plazo	
					C_{cu} (t/m ²)	ϕ_{cu} (°)	E_{cu} (t/m ²)	ν	C_{cs} (t/m ²)	ϕ_{cs} (°)
Costra	0.75	0.00	0.75	1.45	0.00	35.00	500.00	0.25	0.00	35.00
FAS1	7.95	0.75	8.70	1.15	1.90	0.00	200.00	0.40	0.00	35.00
FAS2	2.86	8.70	11.56	1.20	3.00	0.00	300.00	0.40	0.00	35.00
FAS3	8.38	11.56	19.94	1.30	5.00	0.00	475.00	0.40	0.00	45.00
CD	4.32	19.49	24.26	1.80	2.00	45.00	2000.00	0.33	2.00	45.00
FAI	10.84	24.26	35.10	1.30	5.00	0.00	500.00	0.40	0.00	37.00
DP	7.18	35.10	44.28	1.80	2.00	45.00	3000.00	0.33	2.00	45.00
FAP	13.06	44.28	55.34	1.42	5.00	0.00	1000.00	0.40	0.00	40.00
SEP	4.12	55.34	59.46	1.50	2.00	45.00	5000.00	0.33	2.00	45.00

Tabla 9-4: Modelo geotécnico de diseño (SACMAG, 2016)

Figura 7. Modelo geotécnico para Túneles GSE de Mantenimiento y Viabilidad publica (Tomado de la presentación de TASANA, marzo 23 de 2017)

Estrato	Espesor (m)	De (m)	A (m)	γ (t/m ³)	Corto Plazo				Largo Plazo	
					C_{cu} (t/m ²)	ϕ_{cu} (°)	E_{cu} (t/m ²)	ν	C_{cs} (t/m ²)	ϕ_{cs} (°)
2a. CT	0.50	1.00	1.50	1.50	0.00	30.00	4000.00	0.25	0.00	30.00
1a. CT	0.50	1.50	2.00	1.50	0.00	30.00	4000.00	0.25	0.00	30.00
Costra	0.50	2.00	2.50	1.45	0.00	35.00	3250.00	0.25	0.00	35.00
FAS1	11.00	2.50	13.50	1.15	1.90	0.00	200.00	0.40	0.00	35.00
FAS2	5.90	13.50	19.40	1.22	2.50	0.00	300.00	0.40	0.00	35.00
FAS3	5.60	19.40	25.00	1.20	3.50	0.00	500.00	0.40	0.00	45.00
CD	3.80	25.00	28.80	1.80	2.00	45.00	2000.00	0.33	2.00	45.00
FAI	10.00	28.80	38.80	1.28	5.00	0.00	350.00	0.40	0.00	37.00
DP	10.70	38.80	49.50	1.80	2.00	45.00	3000.00	0.33	2.00	45.00
FAP	11.20	49.50	60.70	1.30	5.00	0.00	1000.00	0.40	0.00	40.00
SEP	21.30	60.70	82.00	1.50	2.00	45.00	5000.00	0.33	2.00	45.00

Tabla 3-3: Modelo geotécnico de diseño 2 (zona fuera de relleno)

Figura 8. Modelo geotécnico 2 para Túneles GSE Este y Oeste (Tomado de la presentación de TASANA, marzo 23 de 2017)

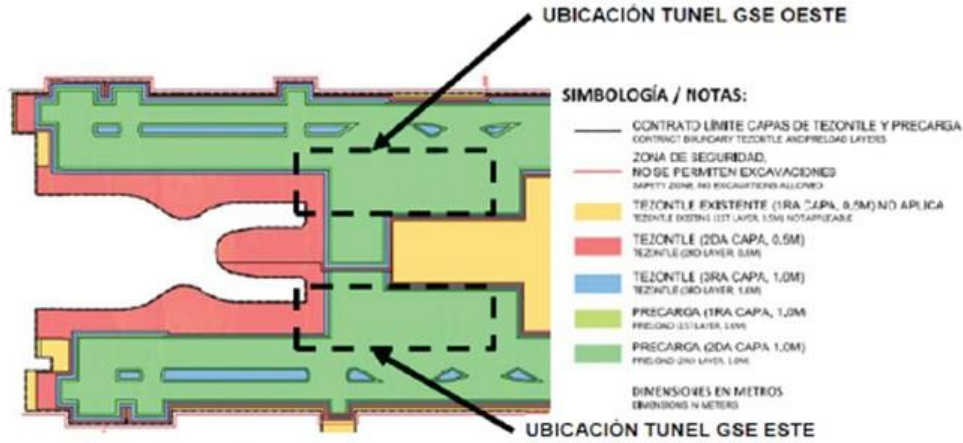


Figura 3-6. Precarga proyectada sobre la zona (TASANA, 2016)

Figura 9. Precarga Túneles GSE Este y Oeste (Tomado de TSN_GACM_REP_0354_V2)

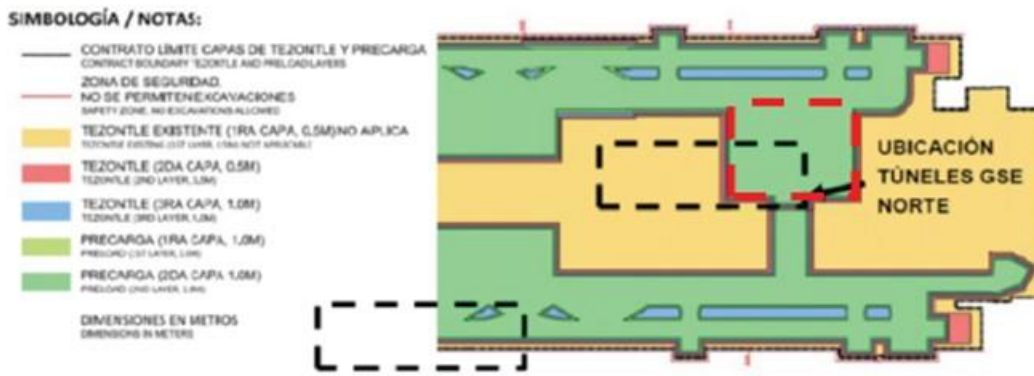


Figura 3-6. Precarga proyectada sobre la zona de túneles norte (TASANA, 2016)

Figura 10. Precarga Túneles GSE de Mantenimiento y Viabilidad Publica (Tomado de TSN_GACM_REP_0354_V2)

- En la presentación realizada por TASANA el día 23 de marzo de 2017 se mencionaron las muestras utilizadas para caracterizar cada uno de los estratos de suelo. Pero los modelos geotécnicos presentados no muestran el contenido de agua ($w\%$), la relación de vacíos inicial (e_0), la relación de sobre-consolidación (OCR), el índice de compresión (C_c), el índice de re-compresión (C_r), el coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0), la relación de Poisson drenada (ν'), la permeabilidad (k) y el módulo de elasticidad drenado (E'), los cuales son parámetros fundamentales para los análisis de modelado numérico.
- Se debe justificar el criterio utilizado para la caracterización de la Costra Superficial en los modelos geotécnicos de los Túneles GSE Este y Oeste y de los Túneles GSE de Mantenimiento y Viabilidad Pública. Adicionalmente, se debe presentar el



criterio adoptado para establecer los valores de la resistencia al corte no drenada (cu) de cada uno de los estratos en dichos modelos estratigráficos.

Sistema de cimentación propuesto para los “túneles” de servicio

Sobre el sistema de cimentación propuesto hasta el momento, de elaboración de esta Nota Técnica, para los “túneles” de servicio el II-UNAM presenta los siguientes comentarios:

- En el documento TSN_GACM_REP_0354_V2 no se presentan las memorias de cálculo de los análisis de sensibilidad realizados mediante elemento finito para determinar las deformaciones asociadas al hundimiento regional que presentaran los Túneles de Servicio de NAICM durante la vida útil.
- Es necesario especificar y presentar los modelos constitutivos y los parámetros utilizados en los análisis de elemento finito para cada uno de los estratos de suelo de los perfiles estratigráficos utilizados.
- En los módulos de reacción horizontal estáticos determinados para los Túneles GSE de Mantenimiento y Viabilidad Vehicular, las magnitudes de algunos parámetros que se presentan en el perfil estratigráfico de dicho análisis (Ver Figura 11) difieren de los presentados en el modelo geotécnico correspondiente (Ver Figura 12).

Estrato	De (m)	a (m)	C _u (t/m ²)	E _s (t/m ²)	(t/m ³)
FAS1	0.75	8.70	1.90	200.00	84.87
FAS2	8.70	11.56	3.00	300.00	134.00
FAS3	11.56	19.94	5.00	500.00	223.33
CD	19.94	24.26	18.00	2000.00	804.00
FAI	24.26	35.10	5.00	350.00	223.33
DP	35.10	42.28	2.00	3000.00	89.33
FAP	42.28	55.34	5.00	1000.00	223.33
SEP	55.34	59.46	2.00	5000.00	89.33

Tabla 7-8 Módulos de reacción horizontal estáticos para túneles norte.

Figura 11. Módulos de reacción horizontal estáticos para los Túneles Norte (Tomado del documento TSN_GACM_REP_0354_V2)

Estrato	Espesor (m)	De (m)	A (m)	γ (t/m ³)	Corto Plazo				Largo Plazo	
					C_{cu} (t/m ²)	ϕ_{cu} (°)	E_{cu} (t/m ²)	ν	C_{cu} (t/m ²)	ϕ_{cu} (°)
Costra	0.75	0.00	0.75	1.45	0.00	35.00	500.00	0.25	0.00	35.00
FAS1	7.95	0.75	8.70	1.15	1.90	0.00	200.00	0.40	0.00	35.00
FAS2	2.86	8.70	11.56	1.20	3.00	0.00	300.00	0.40	0.00	35.00
FAS3	8.38	11.56	19.94	1.30	5.00	0.00	475.00	0.40	0.00	45.00
CD	4.32	19.49	24.26	1.80	2.00	45.00	2000.00	0.33	2.00	45.00
FAI	10.84	24.26	35.10	1.30	5.00	0.00	500.00	0.40	0.00	37.00
DP	7.18	35.10	44.28	1.80	2.00	45.00	3000.00	0.33	2.00	45.00
FAP	13.06	44.28	55.34	1.42	5.00	0.00	1000.00	0.40	0.00	40.00
SEP	4.12	55.34	59.46	1.50	2.00	45.00	5000.00	0.33	2.00	45.00

Figura 12. Modelo geotécnico para los Túneles Norte (Tomado de la presentación de TASANA, marzo 23 de 2017 y del documento TSN_GACM_REP_0354_V2)

- En el documento TSN_GACM_REP_0354_V2 no se presentan las memorias de cálculo ni el criterio utilizado para uniformizar los asentamientos y el comportamiento a corto y mediano plazo mediante el uso de inclusiones en la zona comprendida entre los Túneles GSE de Mantenimiento y la Viabilidad Vehicular. Dichos elementos se presentan únicamente en los planos constructivos PROC-CONS-MODUL GSE VP 161124 (Figuras 13 y 14).

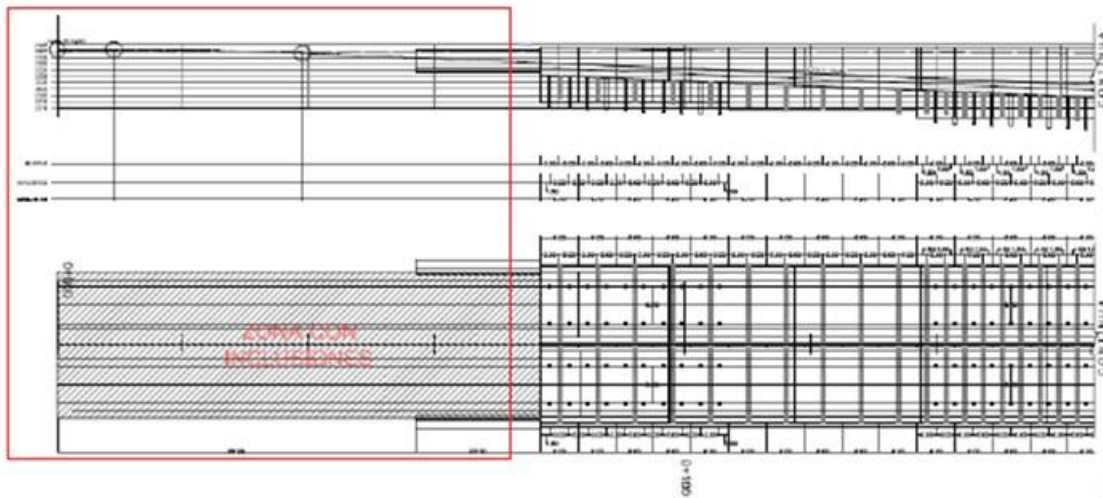


Figura 13. Modulación de muro Milán, pilotes y contrafuertes Túnel de Viabilidad Publica (Tomado de PROC-CONS-MODUL GSE VP 161124 1 DE 2)

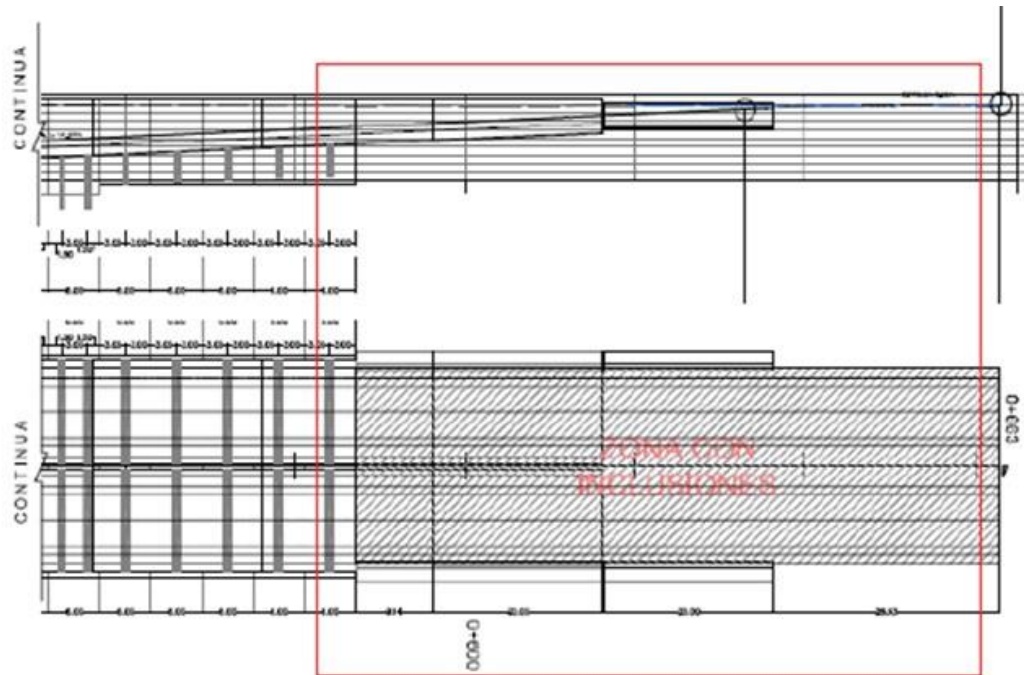


Figura 14. Modulación de muro Milán, pilotes y contrafuertes Túnel de Viabilidad Publica
(Tomado de PROC-CONS-MODUL GSE VP 161124 2 DE 2)

- Respecto al punto anterior, el II-UNAM cuenta con la experiencia en el comportamiento de inclusiones para disminuir asentamientos, adquirida en el tramo de prueba de la Plataforma Estructurada B construida en los predios del NAICM (la cual fue concebida, diseñada y construida por la empresa Postensa). Dicha plataforma se compone de un terraplén de 1 m de altura sobre 220 inclusiones rígidas de 0.30 m de diámetro y 27 m de longitud en un patrón reticular de 3 m x 3 m, y de una losa aligerada de 60 m x 30 m con peralte variable. Es importante resaltar que tal como se indica a lo largo del Quinto Informe Parcial del II-UNAM de diciembre de 2016, el monitoreo de los instrumentos y los análisis numéricos realizados acerca del comportamiento de este tramo de prueba durante y posterior a su construcción, permitieron identificar que las inclusiones con una separación de 3 m entre centros, no disminuyeron significativamente las deformaciones del suelo asociadas al peso propio de la estructura. Por lo anterior, se recomienda realizar un análisis de sensibilidad para determinar una separación adecuada entre estos elementos de tal manera que contribuyan al mejoramiento del suelo.
- Es necesaria la realización de modelos tridimensionales de elemento finito para analizar el comportamiento entre las secciones abiertas y cerradas de los túneles,



en el que se incluyan todos los elementos estructurales correspondientes. Por otro lado, también es importante realizar análisis de las zonas de los túneles donde se presentan los cruces de las rampas de acceso.

- A la fecha de elaboración de esta nota técnica no se han recibido reportes de los resultados de los análisis de interacción dinámica de las diferentes estructuras que conforman el sistema de túneles.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

NOTA TÉCNICA No. G-12

Comentarios al documento

“Estabilización y Mejoramiento del Suelo Mediante Inyección de Aditivos Minerales Naturales de Tipo Zeolítico”.

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Mayo 9, 2017



Comentarios al documento “Estabilización y Mejoramiento del Suelo Mediante Inyección de Aditivos Minerales Naturales de Tipo Zeolítico”.

El Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México emitió el Oficio No. GACM/DCI/SCO/0619/17 de fecha 18 de abril de 2017, en el cual se solicita una opinión técnica del II-UNAM referente al documento presentado por la empresa 5Sol Geoconsultores S.A. de C.V. titulado “Estabilización y Mejoramiento del Suelo Mediante Inyección de Aditivos Minerales Naturales de Tipo Zeolítico”. En esta nota técnica se atiende esa solicitud y en los párrafos que siguen se emite la opinión técnica requerida.

1. VALORACIÓN DEL POTENCIAL PARA ESTABILIZACIÓN

El documento revisado describe las capacidades de los productos fabricados por la empresa 5Sol para estabilizar suelos. En el contexto del documento revisado el término estabilización se refiere a la modificación de ciertos parámetros químicos de los suelos del antiguo lago de Texcoco mediante la aplicación de aditivos minerales de tipo zeolítico. De acuerdo con 5 Sol, estos aditivos también modifican positivamente algunas de las propiedades índice y mecánicas de dichos suelos.

El informe de 5Sol se refiere a la valoración del potencial para la estabilización de los suelos del antiguo Lago de Texcoco, desde el punto de vista químico y para ello se practicaron diversos tipos de ensayos en muestras extraídas del sitio. No se indica cómo se recuperaron las muestras ensayadas (20 lt, 0.02 m³) aunque se infiere que se trata de muestras de suelo remoldeado extraídas de entre 3.0 y 4.0 m de profundidad. Los suelos se mezclaron con agua destilada y posteriormente se agregó el aditivo zeolítico. No se dan detalles ni del muestreo, ni del procedimiento de mezclado con el agua destilada ni con el aditivo. La valoración del potencial de estabilización de los productos que ofrece la compañía 5Sol Geoconsultores se realizó estudiando la variación de cinco parámetros químicos: a) potencial hidrógeno, Ph; b) potencial redox, Eh; c) conductividad; d) total de sólidos disueltos, TDS; y e) salinidad.

1.1 Comportamiento físico-químico del suelo tratado

En el escrito se menciona que la compañía 5Sol desarrolló tres productos “específicos” (ZolumMAX (AZ-5S04), Alcalí-Zolum (AZ-5S06) y megaZolum (AZ-5S08) para el suelo



donde se construirá el nuevo aeropuerto, pero no se menciona qué distingue a cada uno de los productos desarrollados ni en qué se diferencian entre sí. Sorprendentemente, no se dice cuál de esos tres se utilizó en las pruebas reportadas.

La influencia de los cinco parámetros químicos sobre las propiedades ingenieriles de los suelos en general y sobre los suelos del antiguo Lago de Texcoco, en particular, no es clara y merece más estudios para lograr la claridad en este aspecto. En el documento se califican los cambios inducidos por la inclusión del aditivo zeolítico como beneficiosos ya que modifican las características químicas de las arcillas tratadas.

1.2 Comportamiento físico del suelo tratado

Se practicaron pruebas para determinar el “efecto del producto” en dos muestras aisladas. De nueva cuenta, no se especifica cuál producto se usó ni qué debe entenderse por “muestras aisladas”. El objetivo de estos ensayos fue evaluar dos métodos para la aplicación del aditivo: “a) con aplicación mediante barrenos (*inyección*); b) con aplicación de manera superficial.” Se usaron muestras con el mismo volumen (800 cm^3) y con la misma cantidad de dilución.

Se reportan disminuciones en el peso y el volumen de la muestra después de los ensayos, así como agrietamientos durante el secado de las mismas.

No se dan detalles de los métodos de aplicación del aditivo, ni se dice cuál aditivo se empleó, ni las implicaciones del efecto de escala. Tampoco se indica cómo se obtuvieron las muestras. De estas pruebas se concluye que el procedimiento de inyección ofrece mejores resultados.

2. PRUEBA DE CAMPO

Se llevó a cabo una prueba de campo sobre una superficie de 100 m^2 , cuyos detalles no se describen pues se trata de un procedimiento “registrado ante derechos de autor”. En la superficie donde se llevó a cabo el ensayo se excavó una zanja con paredes verticales las cuales, según se reporta permanecieron estables. Desafortunadamente tampoco se dan las dimensiones de la zona sometida al ensayo. El volumen de material tratado fue de 500 m^3 a los cuales se inyectaron 12.65 m^3 de aditivo (2.5 % del volumen tratado). Se usó una bomba común de lodos para la inyección.

Como resultado se reportan cambios en la distribución de los componentes químicos del suelo, así como reducciones considerables de los límites de consistencia de los materiales tratados. También se reportan incrementos de resistencia, pero sólo se



presentan los resultados de un ensaye triaxial UU en suelo no tratado y otro en suelo sometido al tratamiento. Como ya dijo, las paredes de la zanja permanecieron estables al excavar la zanja pero como no reporta la profundidad de la misma, este hecho no se puede valorar.

3. COMENTARIOS FINALES

Es un hecho aceptado internacionalmente que los materiales zeolíticos modifican las características físico-químicas de algunas arcillas, con lo cual también se modifican positivamente algunas de sus propiedades mecánicas ingenieriles. Los resultados presentados en el informe de la Compañía 5Sol confirman, en general, este aserto.

No obstante, debe señalarse que el informe revisado carece de los detalles necesarios para evaluar objetivamente los productos promovidos por 5Sol. En particular no se dan los detalles de la metodología empleada para realizar el programa experimental, ni se indica cuál fue el aditivo empleado en sus experimentos, ni mucho menos sus características físico-químicas.

En lo que se refiere a la prueba de campo, tampoco se detallan los procedimientos empleados para realizar la inyección pues se trata de una metodología protegida por el derecho de autor. De esa manera tampoco es posible evaluar el producto ni mucho menos visualizar sus aplicaciones concretas en el proyecto del NAICM. No se hace referencia a que se hayan tomado previsiones para evitar el fracturamiento hidráulico del suelo tratado, por efecto de la inyección del fluido estabilizador.

Debe recalcar que el estudio presentado se refiere principalmente a los efectos del tratamiento con materiales zeolíticos en los cinco parámetros químicos descritos en esta nota técnica. En lo que hace a la modificación de las propiedades ingenieriles, se pone énfasis en los cambios inducidos por los aditivos en propiedades índice: contenidos de humedad y límites de consistencia. Sólo se reportan los resultados de un par de pruebas triaxiales tipo UU para señalar que el aditivo incrementa la resistencia de los suelos tratados. Estos datos son insuficientes para valorar objetivamente los productos zeolíticos de 5Sol y para ello se requieren estudios detallados mucho más amplios.

Finalmente, es la opinión del II UNAM que el estudio presentado por 5 Sol no es concluyente y que para evaluar objetivamente las sustancias zeolíticas que promueve se requieren estudios mucho más profundos y detallados, principalmente enfocados a estudiar las modificaciones en las propiedades ingenieriles de los suelos del antiguo Lago de Texcoco (propiedades índice, compresibilidad, permeabilidad y propiedades mecánicas bajo cargas estáticas y dinámicas) las cuales determinarán el tipo de solución a desarrollarse en las diferentes estructuras del proyecto del nuevo aeropuerto. Debe detallarse la metodología empleada en los ensayes y proponer cómo se aplicarían los



productos que pretenden promover masivamente y para ello se requieren estudios adicionales en los que se señalen las aplicaciones en las cuales podrían utilizarse sus productos, así como sus posibles ventajas competitivas con respecto a otros métodos de mejoramiento de suelos. Así mismo, dichos estudios deberán estar orientados a definir si la mejora en dichas propiedades ingenieriles es de carácter reversible o no y si esta mejora en las propiedades es a largo plazo o se degrada con el tiempo.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

NOTA TÉCNICA No. G-13

Solicitud de muestreo inalterado adicional en tramo de prueba de estabilización mediante la técnica por consolidación de vacío con membrana

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, CDMX.

Mayo 9, 2017

Solicitud de muestreo inalterado adicional en tramo de prueba de estabilización mediante la técnica de consolidación por vacío con membrana

En la reunión de seguimiento del tramo de prueba de estabilización mediante la técnica de consolidación por vacío con membrana celebrada el pasado 20 de abril del año en curso en las instalaciones del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, la empresa Menard presentó los detalles relacionados con el proyecto de construcción de dicho tramo de prueba, esto es: ubicación, configuración e instrumentación. Así mismo, presentó los detalles de la exploración geotécnica inicial que se realizará en el polígono donde se proyecta su construcción, cuya distribución y descripción se presentan en la Figura 1 y Tabla 1.

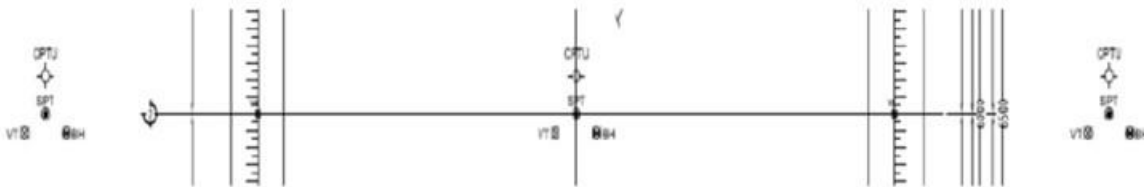


Figura 1. Esquema de distribución de exploración geotécnica

Tabla 1. Detalles de exploración geotecnia

Tipo de sondeo	Cantidad	Profundidad (m)
SPT	3	50
CPT _u	3	30
Helicoidal con prueba de veleta (VT)	3	30
Muestreo selectivo (BH)	3	50

Previo a la ejecución de los sondeos helicoidales con pruebas de veleta (VT) y a los de tipo muestreo selectivo (BH), serán llevados a cabo los de tipo SPT y CPT_u a fin de definir las profundidades de prueba y muestreo inalterado respectivamente.

Basado en lo anterior, el II-UNAM solicita al GACM que en el sondeo ubicado cerca del centro del tramo de prueba (ver Figura 1) sea extraído un tubo Shelby adicional en cada una de las profundidades definidas para la toma de muestras. Las muestras de suelo



obtenidas, serán sometidas a pruebas para determinar la compresibilidad y el comportamiento mecánico de los suelos en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del II-UNAM. Adicionalmente, se solicita la extracción de un tubo Shelby a una profundidad promedio de 2 m con respecto al nivel del terreno natural, a fin de se lleven a cabo pruebas para la determinación del módulo resiliente del suelo en el Laboratorio de Vías Terrestres. Par precisar la profundidad de muestreo al igual que en el caso anterior, se tomarán como base los resultados de los sondeos SPT y CPTu cuidando de no interferir con algún lente arenoso.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-14

**Comentarios del II-UNAM a las observaciones de TASANA
(TSN_GACM_REP_0449) sobre la validación técnica de la
prueba para la estabilización de suelos con tecnología al
vacío dren a dren realizada por PIMOSA**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Mayo 29, 2017



Comentarios del II-UNAM a las observaciones de TASANA (TSN_GACM_REP_0449) sobre la validación técnica de la prueba para la estabilización de suelos con tecnología al vacío dren a dren realizada por PIMOSA

1. INTRODUCCIÓN

En atención a la solicitud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM), en esta nota técnica se emiten los comentarios del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) referentes a las observaciones de TASANA (documento TSN_GACM_REP_0449) sobre la validación técnica de la prueba para la estabilización de suelos con tecnología al vacío dren a dren ejecutada por PIMOSA.

2. ORGANIZACIÓN, CONSTRUCCIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO DEL TRAMO DE PRUEBA

En la parte inicial del documento TSN_GACM_REP_0449, TASANA presenta una descripción de la ubicación del tramo de prueba y sus características generales, tales como: área, configuración, separación y profundidades de drenes PVD circulares. Así mismo, menciona las fechas de inicio y término de construcción de la plataforma de prueba, así como las fechas de encendido de las bombas de vacío. También presenta detalles de la instalación de los instrumentos de monitoreo tales como tipo, número y ubicación y sus registros hasta los 120 días a partir del inicio de la aplicación de vacío. Es decir, solamente se incluye un período de observación de cuatro meses, y no los seis meses que se estuvo aplicando la presión de vacío.

3. VALIDACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE MONITOREO

- ***Factibilidad de construcción***

TASANA menciona que de acuerdo con los registros de metros lineales de drenes instalados durante la construcción del tramo de prueba por día, se infiere que las velocidades de dicha instalación variaron entre 1000 m/día a 5000 m/día, las cuales deberán ser mayores en un proceso a gran escala. TASANA menciona que normalmente



las velocidades de instalación de los drenes tipo banda son del orden de 10000 m/día en un turno de 8 horas, sin embargo, no presenta detalles de las variables que influyen en este cálculo, tales como número de equipos y superficie de terreno tratado. Al respecto el II-UNAM opina que las velocidades de instalación de drenes PVD ya sean circulares o tipo banda a gran escala suelen presentar diferencias significativas con aquéllas obtenidas en plataformas de menor área debido a la limitación de espacio y a las restricciones que imponen las cajas de registro de algunos instrumentos, además de que en este tramo de prueba cada dren fue posicionado con mayor exactitud que la que se utiliza en la práctica, lo cual implica mayor tiempo para el posicionamiento del equipo. También es necesario considerar que por el número reducido de drenes hincados en la prueba, el proceso se encontraba en la fase de aprendizaje y mejoramiento de los procedimientos constructivos. Los rendimientos del hincado de drenes obtenidos por PIMOSA en el tramo de prueba de la técnica de consolidación con vacío dren a dren, solamente deberán tomarse en cuenta como un valor de referencia; se considera que no es viable una comparación de la construcción de este tramo de prueba con el rendimiento industrial que eventualmente se podría alcanzar en la construcción a gran escala de otras estructuras del nuevo aeropuerto.

- ***Evaluación de los resultados de monitoreo y observaciones***

En este apartado, TASANA comenta de manera detallada acerca de las presiones de vacío aplicadas por las bombas y como éstas después de presentar valores bajos y fluctuantes durante los primeros días de ejecución de las pruebas, fueron elevadas y mantenidas hasta los 120 días de monitoreo. Así mismo, presentan sus interpretaciones de las mediciones de la evolución de la presión de poro, asentamientos, desplazamientos horizontales y grietas paralelas al contorno del tramo, las cuales de manera cualitativa y cuantitativa son consistentes con el comportamiento esperado y con lo reportado en otras pruebas en la literatura internacional.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las conclusiones definidas por TASANA acerca del análisis preliminar de los datos del monitoreo al 12 de enero de 2017 de la Prueba para la estabilización de suelos con tecnología al vacío que ejecuta PIMOSA.

“La información de monitoreo entregada a la fecha (12 de enero) por parte de PIMOSA, en general, es consistente con el comportamiento esperado. Los resultados presentan una imagen confiable del comportamiento del suelo y



sus procesos. La información de monitoreo, en general, es consistente con cada una (sin conflictos en los resultados) y con el comportamiento esperado con base en la bibliografía y con la prueba PVD.

Se puede concluir lo siguiente

- *La prueba confirma que el vacío puede ser creado y mantenido. Es posible crear el sistema de vacío de dren-a-dren, en el cual, las presiones de vacío son mantenidas a un nivel lo suficientemente alto por varios meses: 63-76 kPa en las bombas, con pérdida de vacío de 15-20 kPa sobre una distancia de 60 m. Eso fue posible después de la modificación de las bombas.*
- *La prueba confirma que la capa FAS puede ser mejorada (en términos de mejora de suelo).*
- *La prueba confirma que el sistema de vacío es una alternativa prometedora para la sobrecarga con material de lastre.*
- *La prueba confirma que el sistema de vacío puede ser usado con efectividad para el control exterior lateral de deformaciones alrededor del terraplén.”*

Los comentarios anteriores son consistentes con algunas de las apreciaciones del II-UNAM que fueron incluidas en las notas técnicas siguientes:

- No. GEO-59 de julio de 2016 “Opinión sobre la consolidación acelerada mediante vacío: ¿membrana hermética o dren a dren?”
- No. GEO-73 de octubre de 2016 “Comentarios al documento ‘Prueba para la estabilización de suelos con tecnología al vacío en el NAICM. Análisis geotécnico preliminar’, entregado por PIMOSA”
- No. GEO-74 de noviembre de 2016 “Comentarios del II-UNAM acerca del estatus de las pruebas de excavación, de carga en pilotes y la de una plataforma bajo consolidación acelerada mediante precarga y vacío dren a dren”
- No. G-6 de marzo de 2017 “Comentarios al documento ACP-PI-20-GL-DO-0005: ‘Preliminary analysis of monitoring data – 12 enero 2017’ referente a la Prueba para la estabilización de suelos con tecnología de vacío dren a dren”.

Se enfatiza sin embargo, que la altura de 2 m del terraplén de tezontle representa un volumen importante de material, con el consiguiente peso significativo transmitido al



suelo. Es decir, que como está concebido este tramo de prueba con la técnica de consolidación acelerada con vacío y dren a dren no reemplaza ni elimina el acarreo de grandes volúmenes de materiales para sobrecarga. Desde luego, misma situación se tendrá en el tramo de prueba en la que se incluirá una membrana hermética, en vez de la conexión dren a dren.

- *“La prueba no es una representación directa para áreas de larga escala y su uso a larga escala necesita de mayor atención.”*

Igualmente, esta misma situación la tendrá el sistema de vacío con membrana que se está construyendo. En general, ninguno de los tramos de prueba construidos en el predio del NAICM es una representación directa para áreas de mayor escala. La construcción de tramos de prueba es una práctica utilizada a nivel mundial a fin de entender e interpretar el comportamiento que el suelo tendrá bajo cierta condición controlada de una técnica determinada y cuyos resultados han sido utilizados para fines de investigación y en la toma de decisiones previamente o durante la ejecución de grandes proyectos. Los resultados de los tramos de prueba del NAICM constituyen una guía para inferir lo que podrá ocurrir a una mayor escala. El método observacional permitirá mejorar procesos y resolver problemas.

- *“El grado de que el tiempo de construcción de los pavimentos del lado aire pueden ser reducidos por medio de la consolidación de vacío depende (aparte de otros factores) del tiempo de construcción alcanzado por el (los) contratista (s). El tiempo de construcción de los drenes verticales y del sistema de tuberías en combinación con el tiempo de consolidación de las consolidaciones de vacío tiene que ser determinado para poder predecir el tiempo total de construcción. Debido a que se espera que la tasa de instalación del PVD del sistema de vacío sea inferior a las de los sistemas PVD normales, el tiempo total de construcción no puede ser más corto que el de una precarga sin vacío o un sistema de vacío de membrana con drenes regulares.”*

Es opinión del II-UNAM que esta afirmación carece de sustento técnico, pues los resultados presentados en el informe TSN_GACM_REP_0449 no incluyen detalles relacionados con un análisis comparativo de las técnicas de consolidación con precarga convencional y las de vacío dren a dren o utilizando una membrana hermética. Tal como se mencionó anteriormente, los rendimientos de hincado de drenes obtenidos por PIMOSA en el tramo de prueba con vacío dren a dren, no deberán ser utilizados en la



estimación de tiempos constructivos de mayores áreas de terreno. Para tener una mejor idea del rendimiento en un hincado industrial se debería realizar un tramo de prueba exclusivamente de hincado, en el cual se evalúen otros aspectos que están fuera del alcance de este documento técnico. De esta forma se podrá tener una idea más aproximada de los tiempos requeridos y de los posibles inconvenientes en los procesos constructivos.

- *“Los inclinómetros verticales provocan los desplazamientos horizontales a diferentes distancias de la zona de terraplén de la prueba de vacío. Esto puede ser usado para predecir deformaciones cuyo la prueba de vacío sea aplicada al diseño. Para determinar la zona de influencia, se requiere un análisis que tome en cuenta las diferencias en la sobrecarga extra, la configuración de dren y la eficiencia de las presiones de vacío.”*

El inicio del párrafo no se entiende puesto que los inclinómetros no son los que ocasionan los desplazamientos. La frase *“Esto puede ser usado para predecir deformaciones cuyo la prueba de vacío sea aplicada al diseño”* tampoco es clara.

El monitoreo del tramo de prueba de consolidación por vacío mediante la técnica dren a dren ha proporcionado resultados que deberán ser utilizados e interpretados adecuadamente, en caso de que esta técnica sea considerada para su uso en el mejoramiento de los depósitos compresibles sobre los cuales se construirán algunas estructuras del NAICM. Para lo cual, se deberán presentar análisis numéricos tridimensionales por parte de los ejecutores de esta tecnología con vacío que tomen en cuenta distintas variables y que permitan tener un mayor entendimiento del fenómeno, y así posteriormente, estar en posibilidad de emitir una opinión sobre dicha técnica.

“Se hacen las siguientes recomendaciones

- *Las presiones altas de vacío solo fueron posibles después de la modificación de las bombas. Estas mejoras fueron esenciales para mantener las presiones a niveles suficientes. Se recomienda que estas mejoras sean incorporadas en un posible desarrollo de proyecto próximo.*
- *Cuyo el sistema de vacío sea utilizado para otros propósitos, se recomienda que un análisis técnico completo sea realizado.”*



Este último párrafo, como varios otros del informe en comento, no se comprende (véanse las páginas 15, 23, 25, 26, 28, 30, 31 del documento TSN_GACM_REP_0449).

Es opinión de II-UNAM que la técnica de consolidación por vacío en general depende de manera significativa de la eficiencia de las bombas (se aclara que en este tramo de prueba el terraplén de tezontle de 2 m de altura influye de manera importante en los hundimientos observados). Es por ello, que en caso de que se utilice esta técnica al interior del NAICM, deberán monitorearse de manera rigurosa las presiones de vacío de las bombas cuidando que éstas se transmitan adecuadamente al interior del suelo. Se remarca que cualquier sistema de vacío requiere de una robustez y confiabilidad que le permita lograr las presiones de diseño y mantenerlas por el período necesario. Lo anterior implica tener sistemas de respaldo y protocolos apropiados para el manejo de eventuales contingencias, así como una adecuada y pormenorizada labor de la supervisión. Como ya se mencionó, todas las tecnologías que se han implementado en los tramos de prueba del NAICM tienen una curva de aprendizaje y de optimización, cuya experiencia deberá ser aprovechada e implementada por los constructores en sus procesos constructivos y además para cualquier otro propósito se tendrán que realizar los análisis técnicos completos que resulten necesarios.

Finalmente, se está a la espera de los resultados de la prueba de consolidación por vacío con membrana para poder comparar ambas técnicas, resaltando sus fortalezas y debilidades.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”**

NOTA TÉCNICA No. G-15

**Inventario de la exploración geotécnica en las zonas de
los “Túneles” de servicio**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.

10 de mayo de 2017



Inventario de la exploración geotécnica en las zonas de los “Túneles” de servicio

En el taller técnico del día 5 de mayo de 2017 fue solicitado un inventario de la información de la exploración geotécnica y ensayos de laboratorios solicitados, realizados y entregados hasta la fecha por parte de la CFE, de las zonas donde se localizan los “túneles” de servicio correspondientes al área de plataformas del NAICM. Para lo cual se presentan en esta Nota Técnica el inventario realizado por el Instituto de Ingeniería UNAM (II-UNAM).

Túnel GSE Este

En la Figura 1 se presentan los sondeos de muestreo selectivo T-BH-213, T-BH-218, T-BH-338, T-BH-339, T-BH-428, T-BH-438 y T-BH-440, ejecutados y terminados cercanos al Túnel GSE Este. Por su parte, en la Tabla 1 se presenta el total de muestras inalteradas extraídas a diferentes profundidades de cada uno de los sondeos mediante tubo de pared delgada tipo Shelby de 10.16 cm de diámetro. Adicionalmente, en dicha tabla se presenta la profundidad final de cada sondeo, los ensayos de laboratorio a los cuales fueron sometidas las muestras y la fecha en la cual fue ejecutado el sondeo. Las casillas que aparecen en color gris corresponden a la información que no ha sido entregada hasta el momento de elaboración de esta Nota Técnica y que según los registros se debe realizar ensayos de estas.

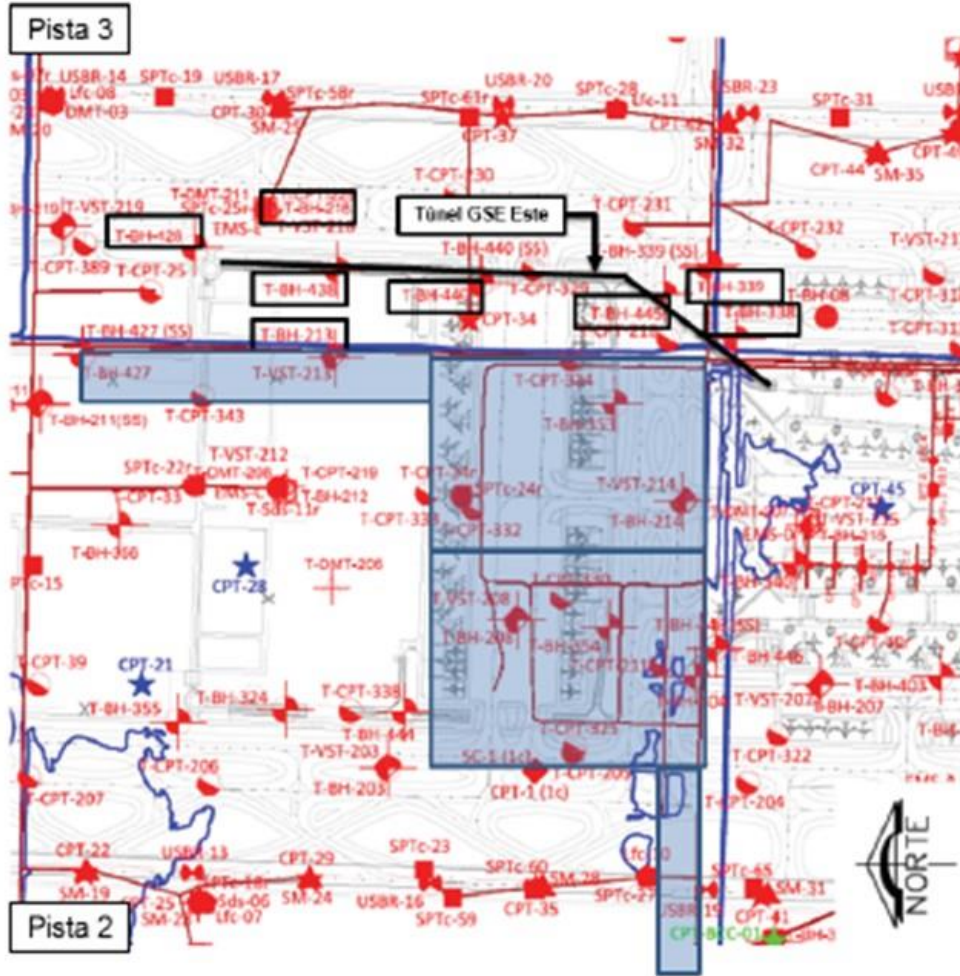


Figura 1. Sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados y terminados cerca de la zona del Túnel GSE Este



Tabla 1. Muestras inalteradas cerca del Túnel GSE Este

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)			Fin del sondeo (m)	TX-UU	TX-CU	Consolidación	Fecha
		De	Hasta	Promedio					
T-BH-213		3.15	3.75	3.45	63.10				dic-15
		5.70	6.30	6.00					
	M23-2	10.50	11.10	10.80			X	X	
	M31-2	14.40	15.00	14.70			X		
		21.45	21.95	21.7					
	M69-2	31.70	32.20	31.95				X	
	M75-2	34.50	35.10	34.80			X		
M104-2	47.85	48.35	48.10		X	X			
T-BH-218	M1-2	1.90	2.50	2.20	53.00	X			nov-15
	M2-2	5.10	5.70	5.40			X	X	
		9.40	10.00	9.70					
		12.70	13.30	13.00					
		16.40	17.00	16.70					
		19.90	20.50	20.20					
	M7-2	31.00	31.60	31.30			X		
	M8-2	35.80	36.50	36.10				X	
		40.50	41.00	40.75					
	M10-1	49.00	49.50	49.25			X		
M11-2	52.50	53.00	52.75			X			
T-BH-338		2.25	2.85	2.55	82.41				dic-15
		2.85	3.45	3.15					
	M12-2	5.25	5.85	5.55			X		
	M22-2	10.05	10.65	10.35				X	
		14.85	15.45	15.15					
		15.45	16.05	15.75					
	M40-2	18.75	19.35	19.05			X		
	M51-2	24.00	24.60	24.30				X	
M69-2	32.40	33.00	32.70		X				
M103-2	48.00	48.50	48.25			X			
T-BH-339		2.25	2.70	2.48	26.35				nov-15
	M1-1	3.80	4.40	4.10			X	X	
		6.75	7.20	6.98					
		10.35	10.80	10.58					
	M4-2	13.95	14.85	14.40			X	X	
		18.45	18.90	18.68					
	M6-2	22.5	22.95	22.73				X	
	23.40	23.85	23.63						
T-BH-428	M5-2	1.80	2.40	2.10	22.97	X		X	dic-15
	M12-2	5.25	5.85	5.55			X	X	
		9.60	10.20	9.90					
		10.20	10.80	10.50					
	M35-2	16.20	16.80	16.50				X	
M44-2	20.55	21.05	20.80						
T-BH-438	M8-2	4.20	4.80	4.50	70.10	X			ene-16
	M19-2	9.45	10.05	9.75				X	
		12.75	13.35	13.05					
		13.35	13.95	13.65					
		16.65	17.25	16.95					
	M41-2	19.95	20.55	20.25			X		
	M56-2	27.00	27.50	27.25				X	
	M65-2	31.10	31.70	31.40			X		
		35.75	36.35						
	M89-2	42.2	42.55	42.38				X	
	43.45	43.95	43.70			X			
	48.90	49.40	49.15						
T-BH-440	M1-2	1.35	1.80	1.55	23.85		X	X	nov-15
	M5-2	21.15	21.60	21.45			X	X	
En este sondeo no se pudo identificar la profundidad a la cual se extrajeron las muestras inalteradas mediante Tubo Shelby.									



En la Tabla 1 se puede observar que se obtuvieron 58 muestras inalteradas a diferentes profundidades en la zona donde se localiza el Túnel GSE Este, de las cuales solo se cuenta con información de laboratorio a la fecha, de 32 muestras. Por otro lado, se puede observar que los sondeos fueron ejecutados entre finales del 2015 e inicios del 2016.

Por lo anterior, se puede presentar alguna incertidumbre sobre el posible envejecimiento de las muestras y la consecuente afectación de la calidad y representatividad de los resultados de laboratorio. Adicionalmente, se puede observar que la profundidad final de los sondeos T-BH-339 y T-BH-428 fue hasta 26.35 m y 22.97 m, respectivamente, es decir, hasta la Capa Dura. Finalmente, es importante mencionar que en el perfil estratigráfico del sondeo T-BH-440 no se reportaron las profundidades a las cuales fueron extraídas las muestras inalteradas mediante tubo Shelby.

Túnel GSE Oeste (zona de relleno)

En la Figura 2 se presentan los sondeos de muestreo selectivo T-BH-208, T-BH-214, T-BH-354 y T-BH-404, ejecutados y terminados en la zona de relleno del Túnel GSE Oeste.

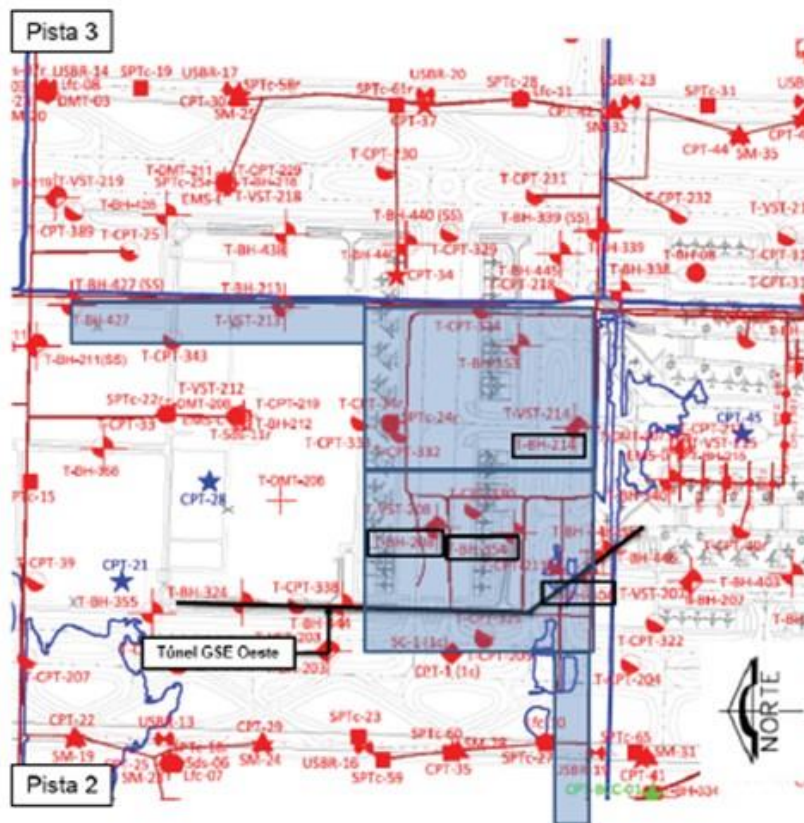


Figura 2. Sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados y terminados cerca de la zona de relleno del Túnel GSE Oeste



En la Tabla 2 se presentan el total de muestras inalteradas extraídas a diferentes profundidades de cada sondeo mediante tubo de pared delgada tipo Shelby de 10.16 cm de diámetro. Adicionalmente, en dicha tabla se presenta la profundidad final de cada uno de los sondeos, los ensayos de laboratorio a los cuales fueron sometidas las muestras y la fecha en la cual fue ejecutado el respectivo sondeo.

Tabla 2. Muestras inalteradas en la zona de relleno del Túnel GSE Oeste

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)			Fin del sondeo (m)	TX-UU	TX-CU	Consolidación	Fecha
		De	Hasta	Promedio					
T-BH-208	M25-2	11.55	12.15	11.85	79.20	X			ene-16
		15.00	15.60	15.30					
	M40-2	18.75	19.35	19.05				X	
	M48-2	22.65	23.25	22.95			X		
		24.60	25.20	24.90					
	M61-2	28.80	29.4	29.10				X	
	M13-2	36.15	36.45	36.30			X		
	M80-2	37.35	37.95	37.65			X		
	M87-2	40.80	41.40	41.10				X	
		52.65	53.05	52.85					
T-BH-214		53.95	54.45	54.20	68.29				ene-16
		7.55	8.15	7.85					
		8.15	8.75	8.45					
		11.45	12.05	11.75					
	M33-2	15.65	16.25	15.95			X		
		19.55	20.15	19.85					
		23.30	23.90	23.60					
		28.40	28.90	28.65					
	M60-2	29.95	30.55	30.25				X	
	M67-2	31.70	32.30	32.00			X		
M74-2	35.00	35.50	35.25			X			
M81-2	38.30	38.80	38.55		X	X			
M118-2	55.08	55.55	55.32			X			
T-BH-354		4.95	5.55	5.25	29.25				feb-16
		5.55	6.15	5.85					
		6.15	6.75	6.45					
	M23-2	10.35	10.95	10.65				X	
	M34-2	15.60	16.20	15.90				X	
		19.80	20.40	20.10					
		20.40	21.00	20.70					
	24.60	25.20	24.90						
T-BH-404		4.05	4.65	4.35	28.17				mar-16
	M14-2	6.00	6.60	6.30			X	X	
	M23-2	10.35	10.95	10.65			X	X	
		13.2	13.8	13.5					
		13.8	14.4	14.1					
		17.55	18.15	17.85					
		21.75	22.35	22.05					
		22.35	22.95	22.65					
	26.55	27.15	26.85						

En la Tabla 2 se puede observar que se obtuvieron 40 muestras inalteradas a diferentes profundidades en la zona de relleno del Túnel GSE Oeste, de las cuales solo se cuenta con información de laboratorio a la fecha, de 17 de las mismas. La mayoría de la información de laboratorio pendiente por entregar corresponde a las muestras que fueron extraídas principalmente de la Formación Arcillosa Superior (FAS) a profundidades entre 0 y 30 m, las cuales son importantes porque presentan la influencia de los depósitos de cascajo, de materiales de demolición y de remoción de azolves. Por otro lado, se puede



observar que los sondeos fueron ejecutados a inicios del 2016, y de igual forma se tiene incertidumbre por el envejecimiento de las mismas, lo cual se podría ver reflejado en la calidad de los resultados. Finalmente, se puede observar que la profundidad final de los sondeos T-BH-354 y T-BH-404 fue hasta 29.25 m y 28.17 m, correspondiente a la Capa Dura.

Túnel GSE Oeste (zona sin relleno)

En la Figura 3 se presentan los sondeos de muestreo selectivo T-BH-203, T-BH-207, T-BH-324, T-BH-355, T-BH-444 y T-BH-446, ejecutados y terminados en la zona sin relleno del Túnel GSE Oeste.

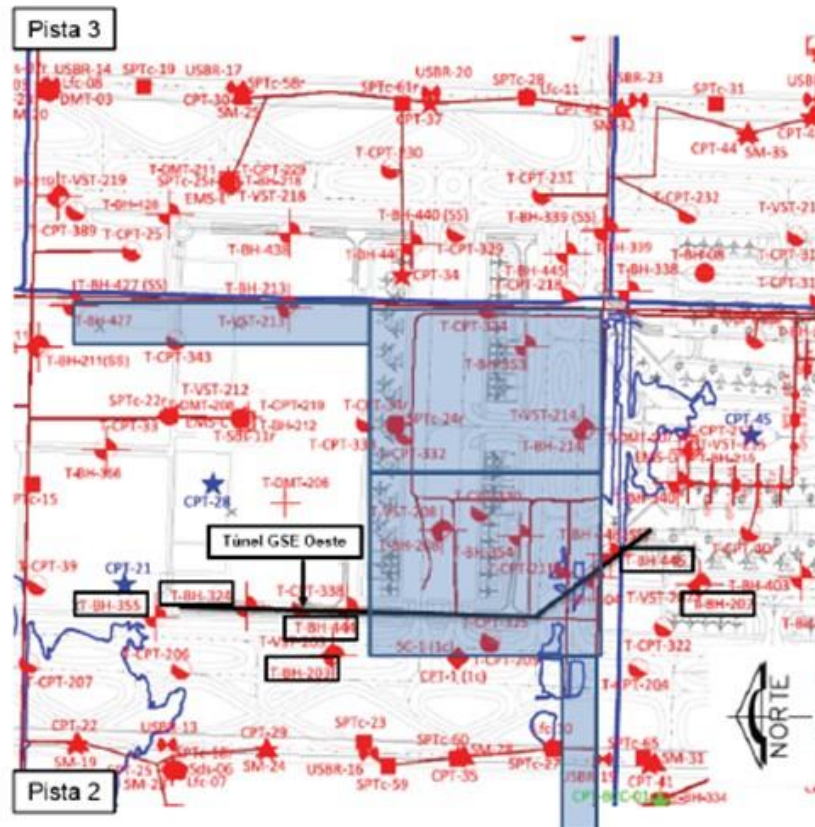


Figura 3. Sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados y terminados cerca de la zona sin relleno del Túnel GSE Oeste

De igual forma que lo anterior, en la Tabla 3 se presentan el total de muestras inalteradas extraídas a diferentes profundidades de cada uno de los sondeos mediante tubo de pared delgada tipo Shelby de 10.16 cm de diámetro. Adicionalmente, se presenta la profundidad final de los sondeos, los ensayos de laboratorio y la fecha de ejecución del sondeo.



Tabla 3. Muestras inalteradas en la zona sin relleno del Túnel GSE Oeste

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)			Fin del sondeo (m)	TX-UU	TX-CU	Consolidación	Fecha	
		De	Hasta	Promedio						
T-BH-203		2.70	3.30	3.00	70.30				ene-16	
	M 18-2	7.95	8.55	8.25		X				
	M 34-2	15.30	15.90	15.60			X	X		
		22.35	22.95	22.65						
	M 67-2	30.60	31.20	30.90			X			
	M 76-2	34.95	35.55	35.25			X	X		
	M 106-2	48.60	49.10	48.85		X				
	M 124-2	56.75	57.25	57.00		X	X			
T-BH-207		1.80	2.40	2.10	71.20				dic-15	
		2.40	3.00	2.70						
		4.35	4.95	4.65						
		4.95	5.55	5.25						
		7.60	8.40	8.10						
		8.40	9.00	8.70						
		11.80	11.40	11.60						
		11.40	12.00	11.70						
		14.70	15.30	15.00						
		15.30	15.90	15.60						
		M 43-2	20.40	21.00		20.70		X		X
		M 47-2	22.50	23.10		22.80	X			
		M 69-2	32.70	33.30		33.00		X		X
		M 77-2	36.60	37.20		36.90	X			
	M 106-2	49.95	50.45	50.20	X	X	X			
		51.80	52.30	52.05						
T-BH-324		3.60	4.20	3.90	79.75				feb-16	
	M 22-2	9.6	10.2	9.9		X				
	M 35-2	15.75	16.35	16.05			X	X		
	M 49-2	22.20	22.80	22.50		X				
	M 67-2	30.45	31.05	30.75		X				
	M 73-2	33.3	33.9	33.60			X	X		
	M 109-2	49.8	50.3	50.05		X	X			
T-BH-355		0.90	1.50	1.20	23.75				feb-16	
	M 12-2	5.10	5.70	5.40			X	X		
		9.45	10.05	9.75						
	M 29-2	13.20	13.80	13.50			X	X		
		18.45	19.05	18.75						
	22.20	22.80	22.50							
	22.80	23.30	23.05							
T-BH-444		2.25	2.85	2.55	80.00				feb-16	
		4.20	4.80	4.50						
		4.80	5.40	5.10						
	M 17-2	7.65	8.25	7.95		X				
		11.85	12.45	12.15						
		12.45	13.05	12.75						
	M 34-2	15.75	16.35	16.05			X	X		
		18.15	18.75	18.45						
		18.75	19.35	19.05						
	M 47-2	22.05	22.65	22.35		X				
	M 66-2	30.75	31.35	31.05			X	X		
M 71-2	33.30	33.90	33.60	X						
	50.15	50.65	50.40							
	52.00	52.50	52.25							
	M 123-2	57.90	58.40	58.15		X				
T-BH-446	M 3-2			4.60	80.00	X			ene-16	
	M 6-2			11.50			X	X		
	M 9-2			20.00		X				
	M 12-2			32.80		X				
	M 13-2			36.45			X	X		
	M 14-2			52.95			X	X		

En este sondeo no se pudo identificar la profundidad a la cual se extrajeron las muestras inalteradas mediante Tubo Shelby.



En la Tabla 3 se puede observar que se obtuvieron 59 muestras inalteradas a diferentes profundidades en la zona sin relleno donde se localiza el Túnel GSE Oeste, de las cuales solo se cuenta con información de laboratorio a la fecha, de 31. Además, los sondeos fueron ejecutados a finales del 2015 e inicios del 2016. Por lo cual las muestras podrían presentar afectación por envejecimiento de las mismas. Adicionalmente, se puede observar que la profundidad final del sondeo T-BH-355 fue hasta 23.75 m, próximo a la Capa Dura. Finalmente, es importante mencionar que en el perfil estratigráfico del sondeo T-BH-446 no se reportaron las profundidades a las cuales fueron extraídas las muestras inalteradas mediante tubo Shelby.

Túneles GSE de Mantenimiento y Viabilidad Pública

En la Figura 4 se presentan los sondeos de muestreo selectivo T-BH-436, T-BH 437 y T-BH-09, ejecutados y terminados en la zona donde se localizan los Túneles GSE de Mantenimiento y Viabilidad Pública.

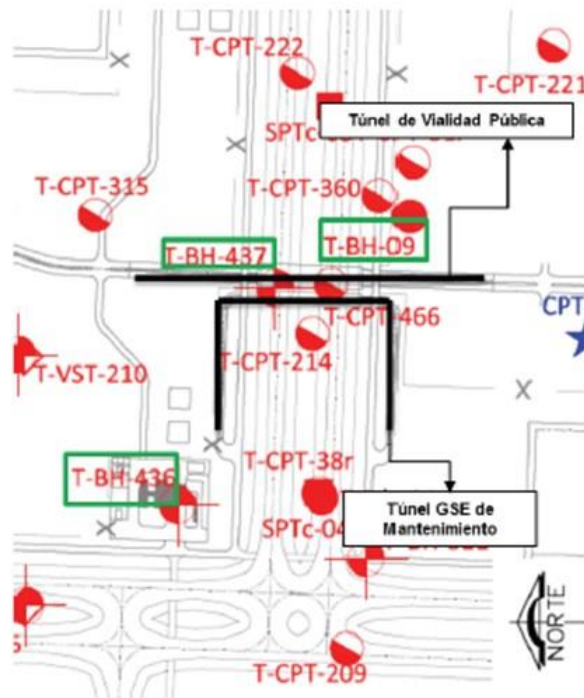


Figura 4. Sondeos de muestreo selectivo (T-BH) ejecutados y terminados cerca de la del Túnel GSE de Mantenimiento y Viabilidad Pública

En la Tabla 4 se presentan el total de muestras inalteradas extraídas a diferentes profundidades de cada uno de los sondeos mediante tubo Shelby de. Adicionalmente, se



presenta la profundidad final de cada uno de los sondeos, los ensayos de laboratorio a los cuales fueron sometidas las muestras y la fecha en la cual fue ejecutado el sondeo.

Tabla 4. Muestras inalteradas en la zona del Túnel GSE de Mantenimiento y Viabilidad Pública

Sondeo	Muestra	Tubos Shelby			Fin del sondeo (m)	TX-UU	TX-CU	Consolidación	Fecha
		Profundidad (m)							
		De	Hasta	Promedio					
T-BH-436		3.15	3.75	3.45	72.15				feb-16
	M 16-2	6.90	7.50	7.20		X			
	M24-2	10.80	11.40	11.10			X	X	
	M30-2	13.65	14.25	13.95		X			
		18.00	18.60	18.30					
	M59-2	27.15	27.75	27.45		X			
	M65-2	30.15	30.65	30.40			X	X	
		44.60	45.10	44.85					
T-BH-437		3.15	3.75	3.45	21.30				ene-16
	M 14-2	6.00	6.60	6.30			X	X	
	M24-2	10.80	11.40	11.10			X	X	
		15.00	15.60	15.30					
		17.40	18.00	17.70					
		18.00	18.60	18.30					
T-BH-09	M 5-2	1.95	2.55	2.43	70.15	X		X	abr-15
	M 8-2	3.45	4.05	3.75			X		
	M15-2	6.90	7.50	7.38			X	X	
	M22-2	10.35	10.95	10.65			X		
	M25-2	12.00	12.60	12.47		X		X	
	M29-2	14.15	14.65	14.55		X		X	
	M36-2	17.35	17.95	17.65			X		
	M55-2	26.20	26.70	26.58		X		X	
	M59-2	28.05	28.65	28.35			X		
		31.50	32.10	31.80					
		32.10	32.70	32.40					
	M 67-2			37.43		X		X	
		40.80	41.15	40.98					
	43.85	44.35	44.10						
	47.50	48.10	47.80						

En la Tabla 4 se puede observar que se obtuvieron 30 muestras inalteradas a diferentes profundidades en la zona donde se localizan el Túnel GSE de Mantenimiento y el Túnel de Viabilidad pública, de las cuales se cuenta con la información de laboratorio de 18 de las mismas, a la fecha.

Por otro lado, se puede observar que los sondeos T-BH-436 y T-BH-437 fueron ejecutados a inicios del 2016, mientras que el T-BH-09 fue ejecutado en abril de 2015. Este último sondeo es el que presenta la información de laboratorio más completa. Adicionalmente, se puede observar que la profundidad final del sondeo T-BH-437 fue hasta 21.30 m, es decir, hasta la Capa Dura.



Comentarios finales

Se ha sugerido que se lleven a cabo ensayos adicionales en muestras que obran en poder de la CFE por lo que es indispensable conocer en cuánto tiempo se tendrán los resultados de los ensayos de laboratorio faltantes. Además, es necesario conocer la disponibilidad y el estado en que se encuentran las muestras. Los resultados de los ensayos de laboratorio faltantes permitirán corroborar la calidad y aproximación de los modelos geotécnicos que hasta ahora se han venido realizando para el diseño geotécnico de los túneles de servicio.

Es importante considerar que de todos modos se requiere realizar algunos nuevos sondeos con la finalidad de estudiar la evolución de las propiedades del depósito de suelo debido al proceso de precarga con drenes que se viene ejecutando.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-16
**Comentarios a la propuesta de cancelación
de sondeos geotécnicos en pista 6**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Mayo 12 de 2017



Comentarios a la propuesta de cancelación de sondeos geotécnicos en pista 6

En respuesta al oficio GACM/DCI/SCO/0527/2017 del día 3 de abril del año en curso, en este documento se presentan los comentarios del II-UNAM ante la propuesta de la cancelación de sondeos en pista 6.

1. Antecedentes

En el oficio antes referido se indica que en relación con los trabajos de exploración geotécnica realizados en el polígono del NAICM ubicados en la zona de la Pista 6, el Residente del ICM solicitó al GACM, mediante correo electrónico, la cancelación de los sondeos No. T-BH-383, T-BH-223, T-BH-434, T-CPT-397 y T-CPT-239.

Sin embargo, el GACM considera que es importante definir si la información que se obtendría de la realización de estos sondeos será necesaria para los trabajos futuros en el polígono, máxime que se cuenta con los recursos necesarios y contrato vigente para su ejecución, motivo por el cual solicita al II-UNAM su opinión técnica, sobre la cancelación definitiva de estos sondeos; en esta NT No. G-16 se expresa ésta.

2. Comentarios

En la Figura se indica la ubicación de los sondeos No. T-BH-383, T-BH-223, T-BH-434, T-CPT-397 y T-CPT-239, los que se propone suspender su realización.

De acuerdo con la Figura 1, personal del II-UNAM propone:

- a) Llevar a cabo los sondeos T-BH-223, T-BH-223 (SS) y T-CPT-23, puesto que se ubican en áreas donde se construirán calles de rodaje, por lo que es importante conocer las características del subsuelo tanto en la etapa de diseño como para evaluar su comportamiento a futuro durante la etapa de operación.
- b) Realizar el sondeo T-BH-434 ubicado en un sitio donde se indica que existirá una estructura, para la que se requerirá información para el diseño de su cimentación.
- c) Ejecutar el sondeo T-CPT-397 considerando su reubicación, contigua al sondeo T-BH-434.

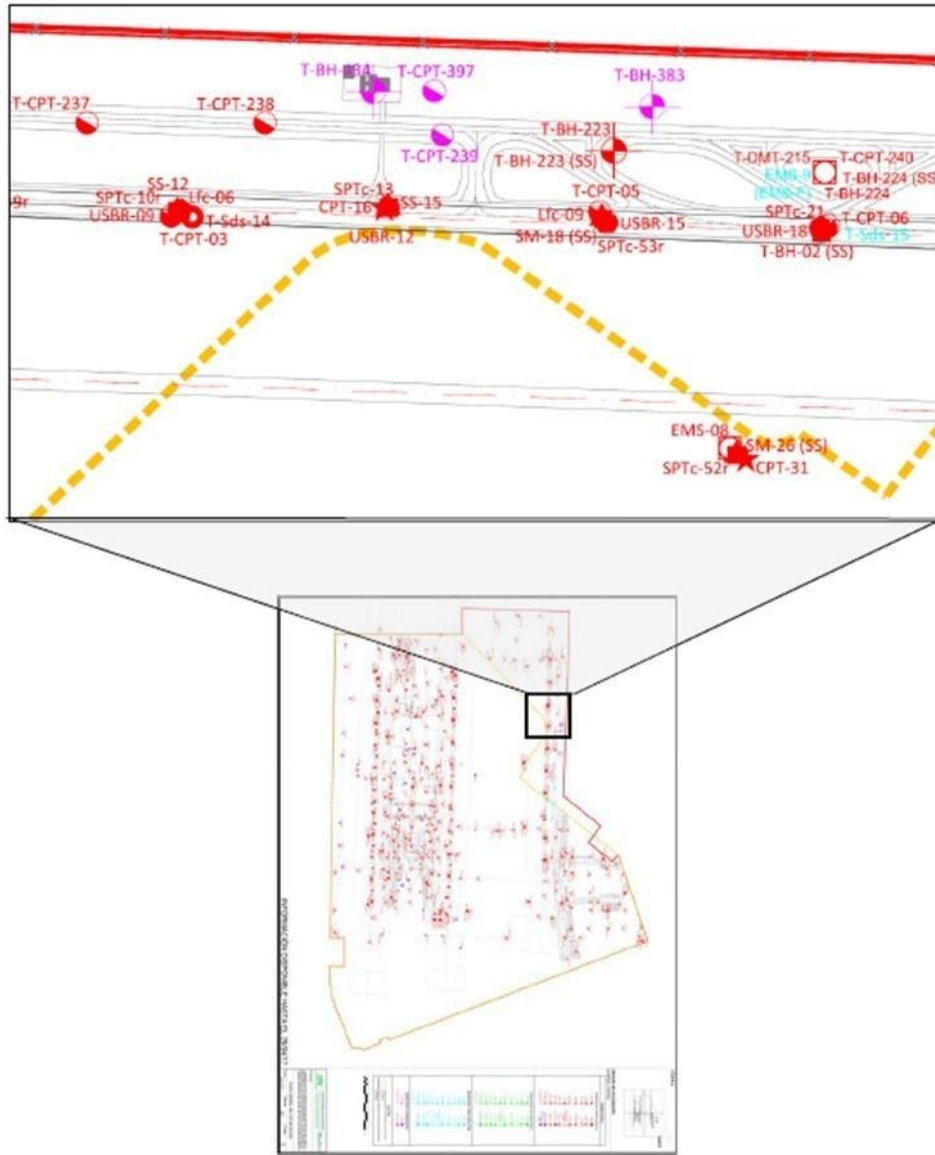


Figura 1. Ubicación de sondeos propuestos a eliminar.

- d) En efecto, cancelar el sondeo T-BH-383, considerando que a corta distancia se encuentra el sondeo T-BH223 ya efectuado.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-17

**Verificación de algunas celdas de presión a instalarse
bajo el cuerpo del terraplén de las pistas 2 y 3 del
NAICM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Mayo, 2017



Verificación de algunas celdas de presión a instalarse bajo el cuerpo del terraplén de las pistas 2 y 3 del NAICM

1. INTRODUCCIÓN

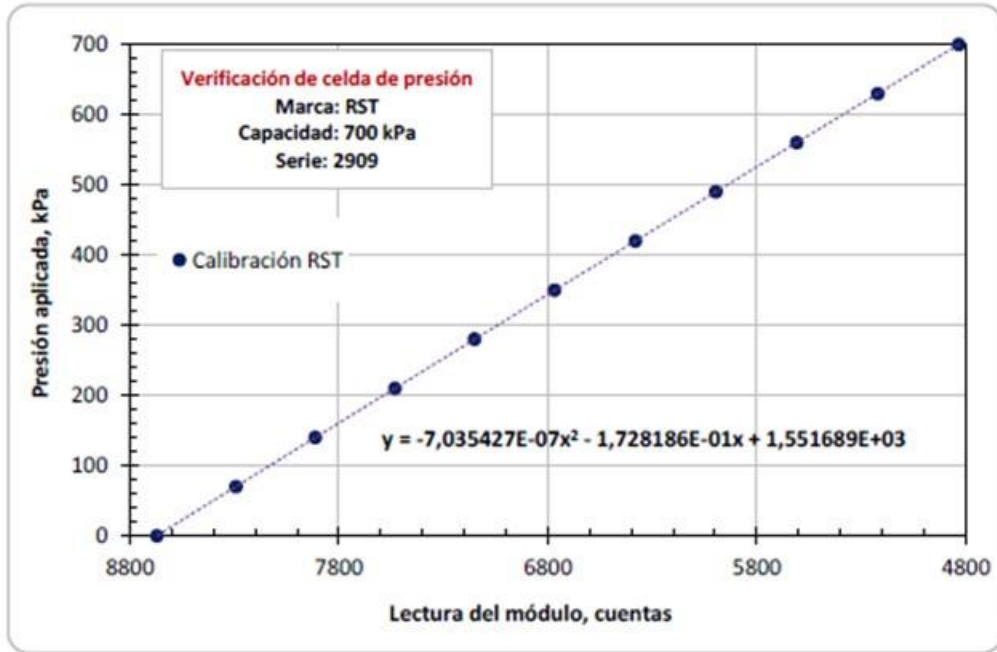
El IIUNAM, conjuntamente con personal de CFE, realizó algunas verificaciones de algunas celdas de presión que habrán de instalarse bajo el cuerpo de los terraplenes de la pista 2 y 3 de NAICM; lo anterior con el fin de cotejar los valores de las constantes de calibración que brinda el fabricante, con las determinadas en el laboratorio por nuestra parte.

Estas verificaciones son de suma importancia ya que las celdas disponibles que se instalarán tienen una capacidad de hasta 700 kPa, y se estima que el rango en el cual trabajarán es de cero a 80 kPa. Por tal razón, se requiere conocer la resolución de éstas y ver cómo es su comportamiento ante presiones bajas, cerca del 10% de su capacidad máxima.

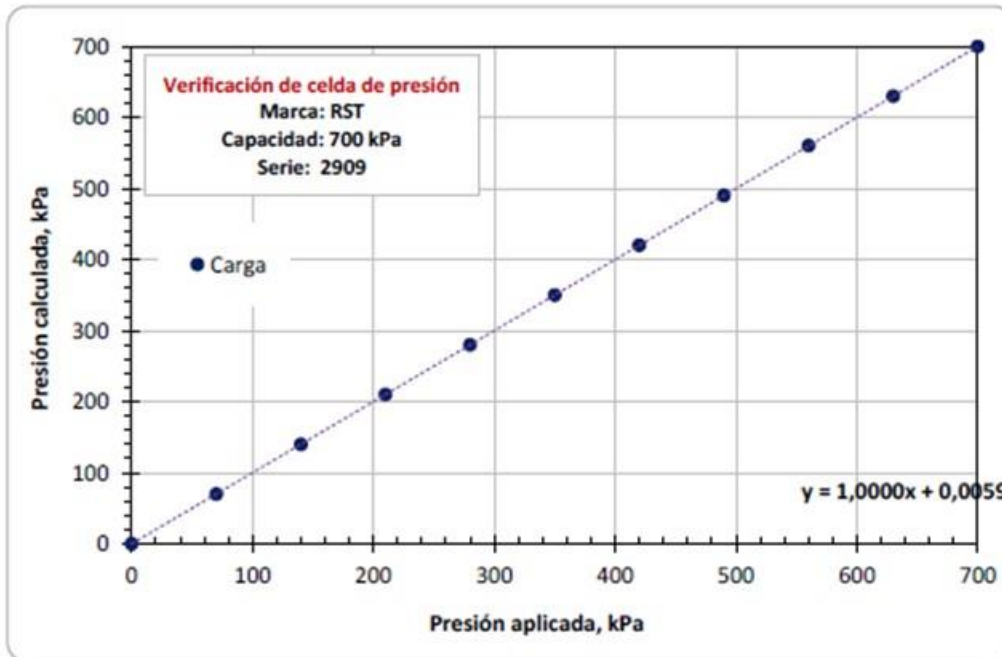
2. CALIBRACIÓN DEL FABRICANTE

En la Figura 1a y 1b se reproducen los datos que se dan en la hoja de calibración que el fabricante generó para una de las celdas de presión que se instalará bajo el cuerpo del terraplén de la pista 3. En la primera de ellas se presentan los valores o cuentas obtenidos con la consola lectora durante la calibración de la celda de presión. Con base en estos valores y en la ecuación brindada por el fabricante, se calculan las presiones registradas en la celda y se comparan con las aplicadas por un regulador de presión de precisión (*constant bleeding*) y medidas con una columna de mercurio (presión patrón) lo cual se muestra en la Figura 1b.

La Figura 1b demuestra la linealidad muy pertinente de la respuesta de la celda de presión en un rango de cero a 700 kPa, entre las presiones aplicadas y medidas, por una parte, y las calculadas mediante las constantes aportadas por el fabricante, por la otra.



a) Lecturas de la consola lectora



b) Comparación de presiones calculadas y medidas

Figura 1. Calibración del fabricante



Se planteó y realizó la verificación de la calibración de algunas de las celdas de presión por lo cual se revisó el intervalo en el cual dichas celdas estarían trabajando en el campo (de cero a 80 kPa). Es evidente que dicho rango de trabajo está muy por debajo del rango de medición de las celdas disponibles.

Los resultados preliminares obtenidos pusieron en evidencia que las celdas de presión no tienen una respuesta lineal a presiones bajas, contrario a lo que ocurre para todo el intervalo útil de estas celdas, como se atestiguó en la Figura 1b. Pudo establecerse que la relación presión aplicada-presión calculada con las constantes del fabricante determina una curva, y no una recta. Se pudo detectar también que la forma en que se aplica la presión al área sensible de la celda afecta de gran forma las lecturas obtenidas, tal como se demuestra en el Anexo de esta Nota Técnica.

Con base en lo anterior se puede afirmar, para el caso y presiones ya comentadas, que el usar las constantes de calibración del fabricante en el cálculo de presiones arrojará valores erróneos, por lo que la interpretación de éstas no será la adecuada. Por tal razón, y con el fin de calibrar nuevamente todas las celdas que se han de instalar en la instrumentación de las pistas 2 y 3, a continuación se describen dos procedimientos desarrollados para la correcta verificación de las celdas.

3. PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN

Para el primero de ellos se elaboró un elemento que asegura la uniformidad de la presión en el área sensible de la celda, mismo que se hizo con un neopreno cuya rigidez hace que las deformaciones laterales sean mínimas ante las cargas que se han de aplicar sobre él, ver Figura 2. La superficie en contacto con la celda tiene cierta convexidad, para ajustarse perfectamente a la ligera concavidad que tienen las celdas de presión.

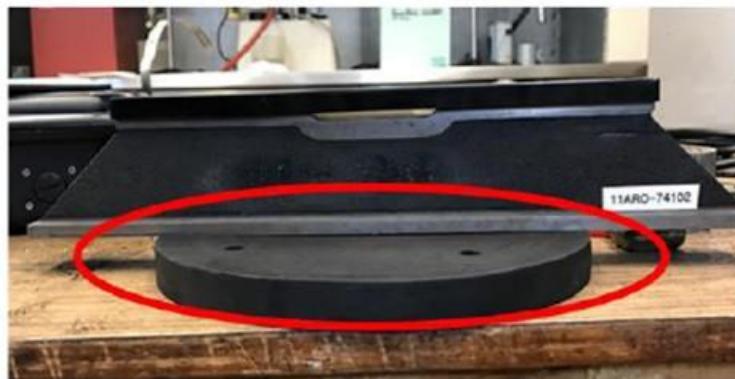
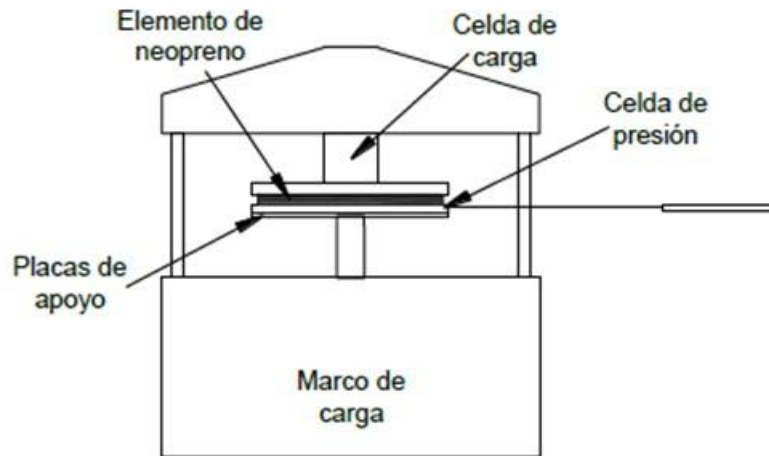
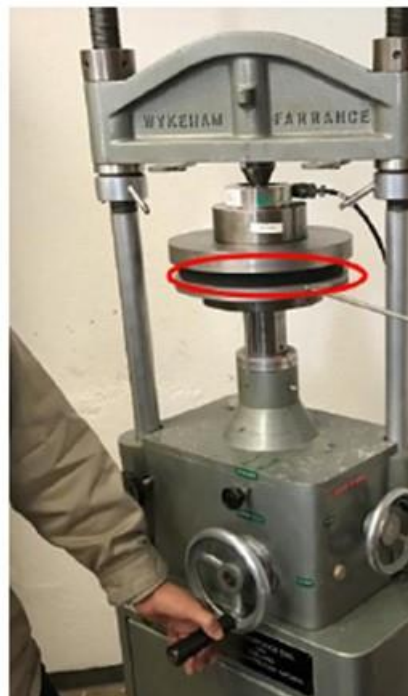


Figura 2. Elemento de neopreno para asegurar la carga en toda el área sensible

La verificación se realizó en un marco de carga con ayuda de una celda de carga, esto en las instalaciones del Laboratorio de Metrología de la CFE, llevando la celda de presión hasta un valor de 70 kPa; lo anterior se esquematiza y se muestra en la Figura 3a y 3b.



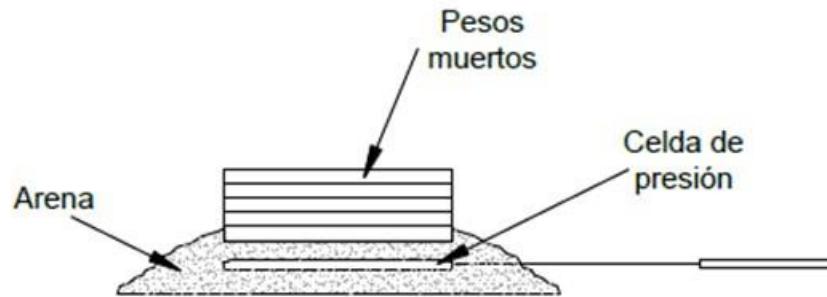
c) Esquema del sistema usado para verificar las celdas



b) Marco de carga usado

Figura 3. Verificación de una celda usando el neopreno

Con el fin de representar de mejor forma las condiciones que se presentan en el campo, se implementó un método adicional para verificar las celdas; consiste en ubicar la celda en una cama de arena uniforme, y posteriormente colocar pesos muertos conocidos sobre la arena, (ver Figura 4).



a) Esquema del método adicional para verificar las celdas



b) Instalación de pesos muertos sobre la arena

Figura 4. Verificación usando arena sobre la celda y pesos muertos

4. RESULTADOS DE LAS VERIFICACIONES

Los resultados de una de las verificaciones realizadas con el primer procedimiento ya mencionado (elemento de neopreno) se muestran en la Figura 5.

Es claro que al asegurar un buen contacto entre el elemento que transmite la carga y el área sensible de la celda, ésta presenta un comportamiento lineal que refleja con gran precisión la presión determinada por el elemento patrón usado en dicha verificación, que en este caso fue una celda de carga, como la mostrada en la imagen de la Figura 3b.

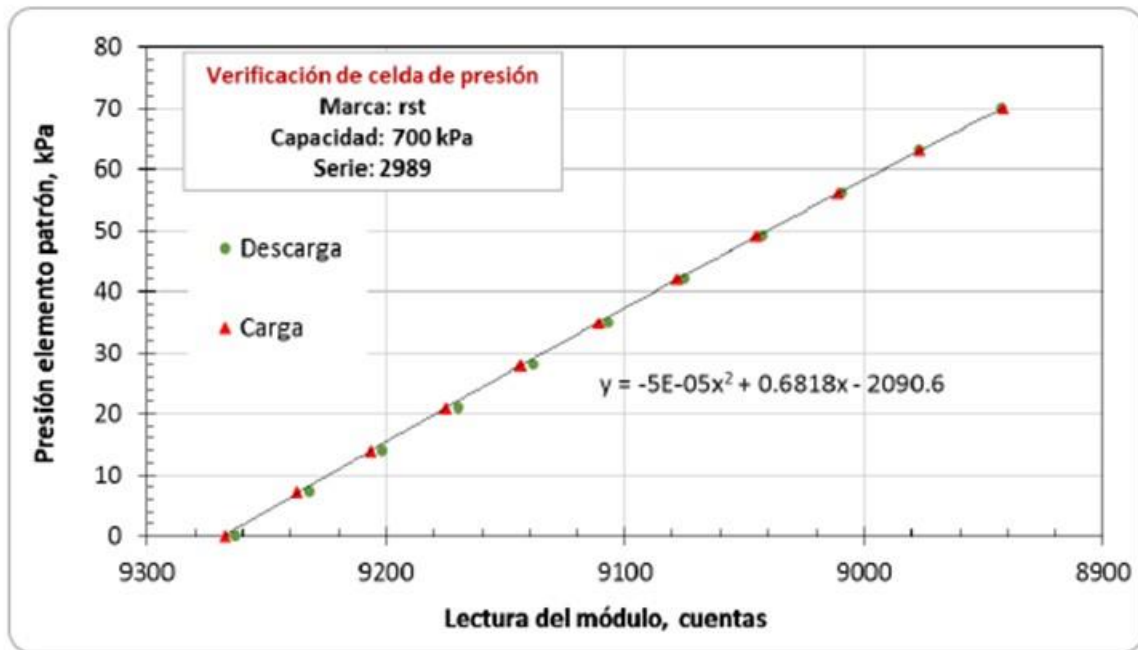


Figura 5. Resultados de la verificación usando el neopreno

La Figura 6 muestra los resultados de la calibración con ambos métodos, con base en ellos es posible afirmar que ambas calibraciones arrojan un mismo comportamiento y que la diferencia entre ellos no es significativa.

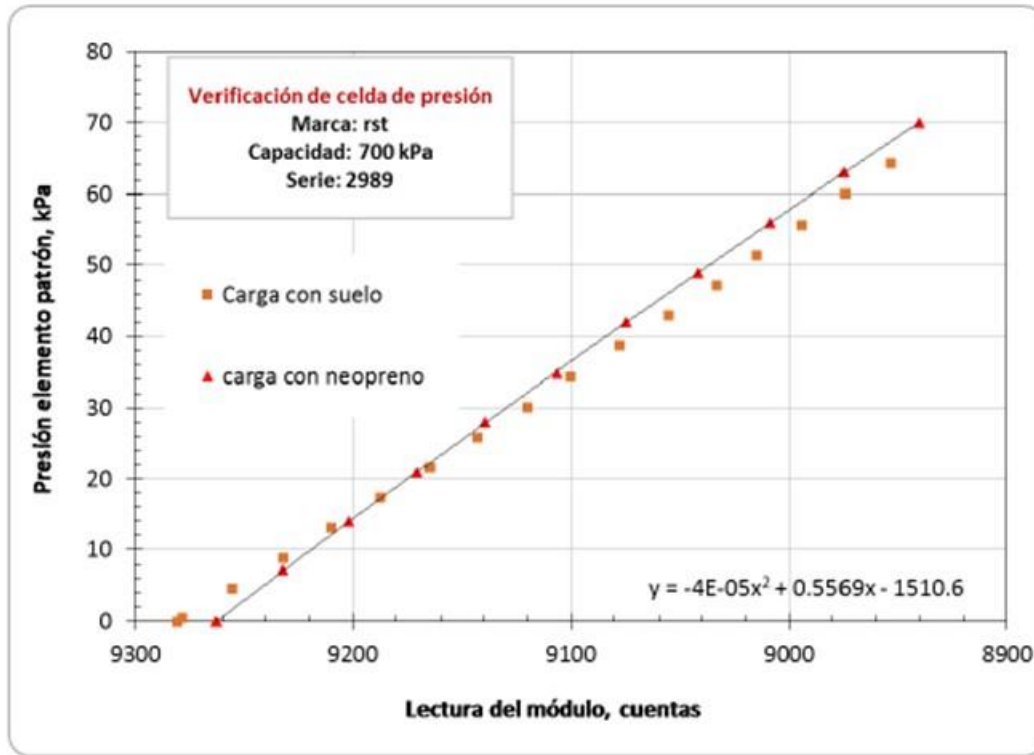


Figura 6. Resultados de verificación con arena

5. CONCLUSIONES

Las constantes de calibración brindadas por el fabricante son casi perfectas para el intervalo total para las que fueron construidas (0-700 kPa). Sin embargo, no son válidas para rangos de presiones relativamente bajas, como las que se presentarán bajo cargas sostenidas, durante la construcción y vida útil del proyecto; esto es, de cero a aproximadamente 100 kPa.

Para una adecuada interpretación de las mediciones de las celdas de presión, es necesario verificarlas todas, y así contar, para cada una de ellas, con nuevas y correctas constantes de calibración

La forma más adecuada de realizar la calibración o verificación de estas celdas es mediante el uso del neopreno que asegura la aplicación de la carga en el área sensible de la celda; las constantes de allí obtenidas han de ser las usadas para la interpretación de las futuras mediciones.



ANEXOS

Previo a la ejecución de las verificaciones con los dos métodos que se indican en el cuerpo de esta Nota Técnica, se revisaron otros procedimientos diferentes; las experiencias obtenidas con ellos se muestran a continuación, véase la Figura A1.

En todas las celdas verificadas se presentaron comportamientos no lineales y diferentes entre sí a bajas presiones, esto debido a la aplicación directa de la carga en el área sensible, sin tener en cuenta la pequeña curvatura que ésta presenta, cargando así solamente ciertas partes, lo que arroja lecturas erróneas.

Estas verificaciones fueron las que evidenciaron la necesidad de contar con un elemento que repartiera la carga uniformemente sobre la celda.

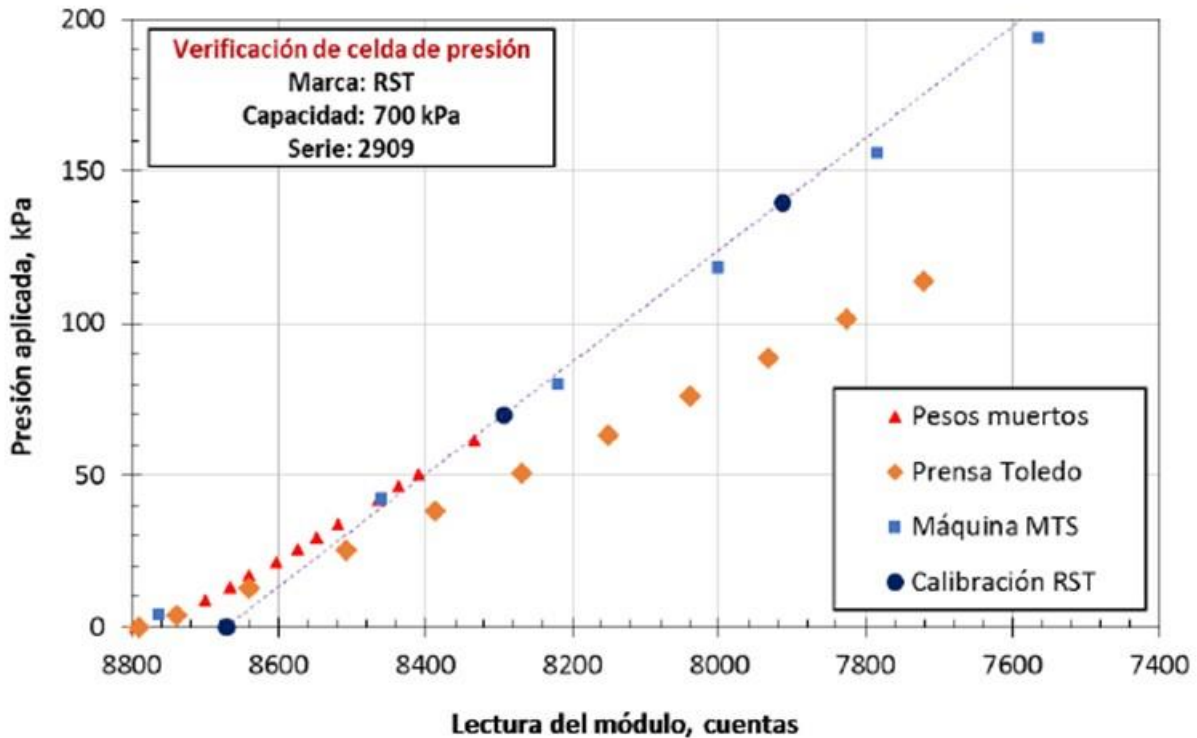


Figura A1. Resultados de las verificaciones preliminares



Uno de los métodos fue mediante una máquina MTS, en esta se aplicaron cargas directamente sobre la cara sensible de la celda. Cada celda se llevó hasta un valor de presión de 400 kPa.

Otra forma en la que se realizaron las verificaciones, fue usando una prensa-balanza TOLEDO, con la que se aplicaron cargas de forma directa sobre el área sensible, a través de un tejo de acero, como se aprecia en la Figura A2. Se aplicaron diez incrementos iguales de carga, para llevar a la celda hasta una presión de 114 kPa.

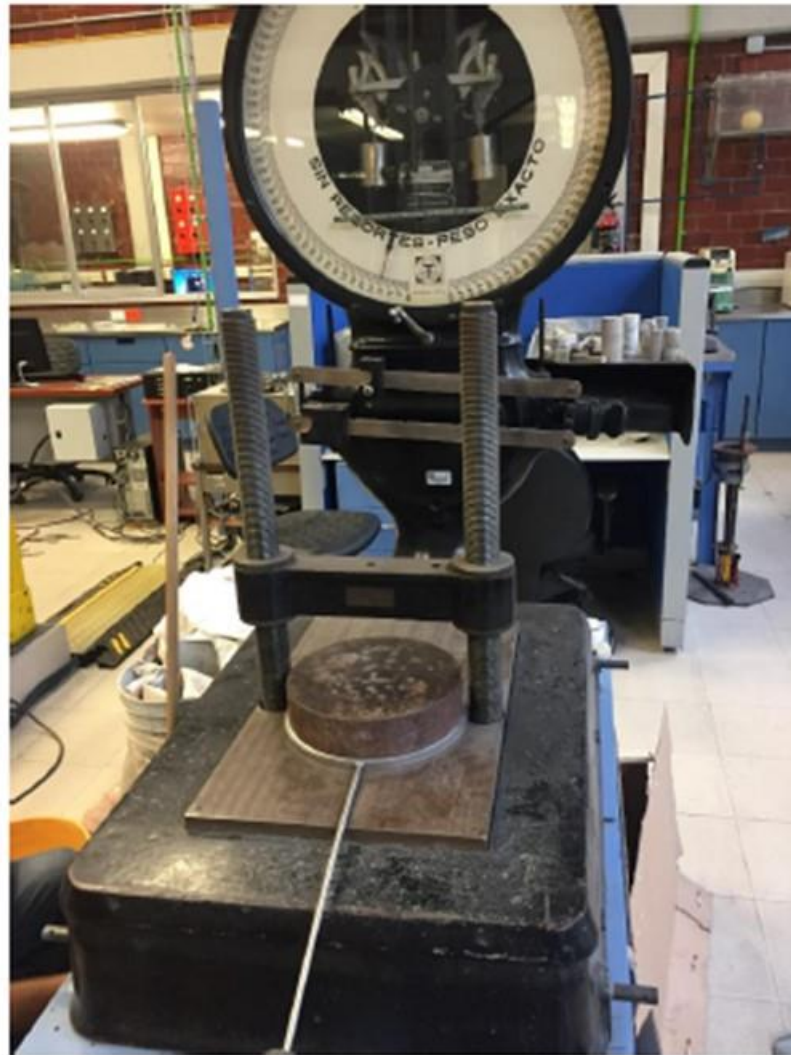


Figura A2. Verificación en máquina Toledo



Finalmente, empleando como patrón de calibración pesos muertos, fue posible realizar una verificación adicional en el rango de cero a 60 kPa, ver Figura A3.



Figura A3. Verificación mediante peso muerto



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-18

**Instrumentación geotécnica adicional y complementaria
para el tramo de prueba con sistema de vacío y
membrana hermética**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Mayo 31, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-18

Instrumentación geotécnica adicional y complementaria para el tramo de prueba con sistema de vacío y membrana hermética

1. INTRODUCCIÓN

La medición de la evolución de los asentamientos que se produzcan en el subsuelo donde se ponga en práctica la técnica de consolidación acelerada mediante vacío con membrana hermética, es vital para establecer las bondades del sistema. En efecto, se cuenta con la información de la evolución de los asentamientos que acusó el terreno en el que se practicó un proceso similar de consolidación al someterlo a vacío, pero con la técnica de dren a dren. Así pues, el objetivo central es conocer y comparar la evolución de asentamientos en un periodo de seis meses, entre las técnicas de dren a dren y con membrana impermeable. Para coadyuvar a la comprensión de esa evolución de asentamientos, se propone también aquí dar seguimiento a la evolución de la presión de poro dentro del campo intervenido con drenes verticales.

Se propone que la instrumentación geotécnica adicional que se describe en esta nota técnica sea monitoreada por personal del Instituto de Ingeniería, UNAM, con lo que se constituiría en complementaria y ciertamente redundante, pero que daría certidumbre en las mediciones y con ello total validez a la interpretación de resultados.

2. PROPUESTA DE LOS CONSTRUCTORES

Para llevar a cabo la medición de asentamientos, la empresa MENARD/CIMESA encargada de la instrumentación geotécnica y de la construcción del tramo de prueba en el que se implementa el sistema de vacío con membrana, ha propuesto la colocación de placas de asentamiento. Tal uso requiere que vayan moviéndose para ubicar su base cada vez a niveles superiores, conforme se vayan tendiendo capas del terraplén, a fin de no perforar la membrana.

La alternativa que también fue planteada fue colocar la placa hacia el final de la colocación de la membrana, la verificación del funcionamiento del sistema de vacío y el tendido de todo el tezontle que conformarán el terraplén adicional al vacío. Ello tiene



como gran limitante el no poder medir el comportamiento deformatorio del sistema, durante los dos o tres meses iniciales; de ahí que tal propuesta no fue aceptada.

El primer acuerdo fue entonces disponer placas de asentamiento que se estarían trasladando a niveles superiores del sistema conforme se avance el tendido de capas de tezontle, y haciendo las igualdades necesarias de los niveles topográficos.

3. PROPUESTA ADICIONAL DEL II-UNAM

Placas de asentamiento con monitoreo automático

Dada la importancia del conocimiento de la evolución de los asentamientos del área tratada, se propone contar con mediciones adicionales redundantes, que nos den certeza y precisión en las mismas, con un principio de medición incluso diferente al de las propias placas de asentamiento que implementará la empresa Menard/CIMESA.

El II-UNAM propone disponer cinco placas de asentamiento, las que llevarán adosado un piezómetro o transductor de presión hidráulica, con lo que se tendría un monitoreo automatizado de los asentamientos. En la Figura 1 se muestra la ubicación del desplante de las placas, que sería precisamente en la superficie del terreno, con lo que contaríamos con un testigo fiel de su movimiento vertical. Su posición no se modificaría durante todo el proceso constructivo y durante todo el periodo de la prueba, con lo que podrá tenerse todo el historial de asentamientos y sin mover la placa de referencia. En el Anexo de esta nota se presenta la descripción técnica del Modelo 4650 de estos instrumentos, aunque se incluye también la de otros dos proveedores.

Piezómetros hincables

Así mismo, se propone registrar la evolución de la presión de poro en el subsuelo bajo la plataforma tratada con vacío, a diferentes profundidades y entre los drenes verticales, como se muestra esquemáticamente en la Figura 2. Para ello se propone disponer tres piezómetros hincables de cuerda vibrante, en perforaciones independientes a 8, 15 y 22 m de profundidad, respecto al terreno natural.

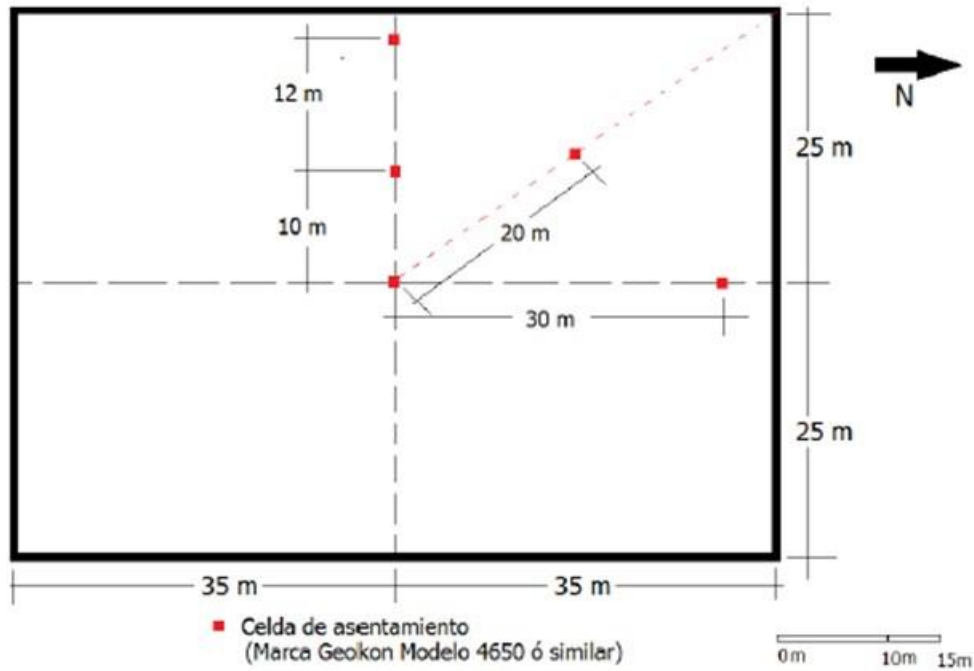


Figura 1. Ubicación de las placas de asentamiento en la plataforma de prueba

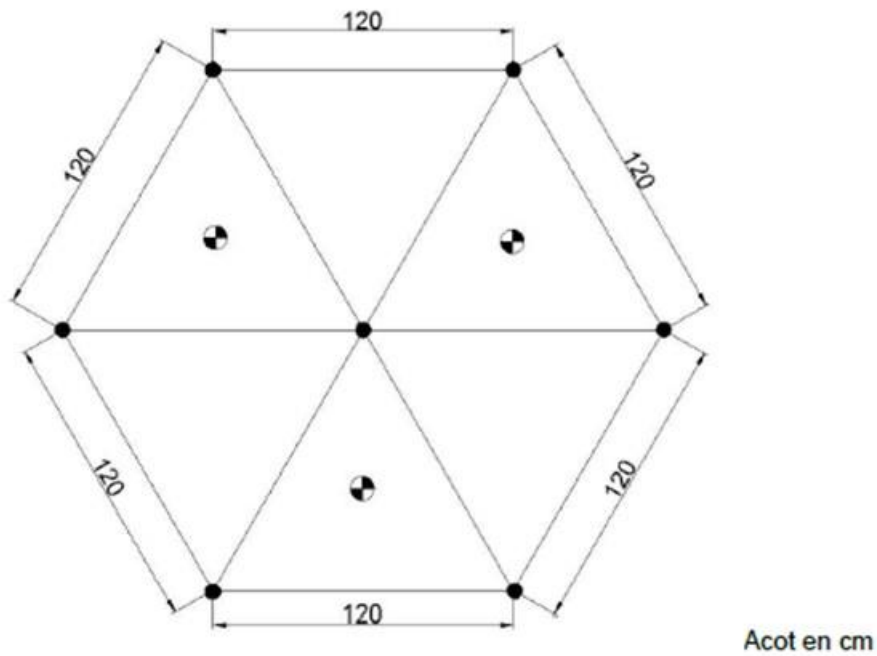


Figura 2. Ubicación en planta de los tres piezómetros adicionales



Estos piezómetros se ubicarían en la zona central de la plataforma de prueba, en perforaciones cuya boca caería al centro entre drenes contiguos. En la Tabla 1 se indica el rango de presiones de estos sensores, así como la longitud del cable de cada uno de ellos, tomando en cuenta la distancia que debe salvarse a fin de interferir lo menos posible con la membrana, y ajustarse a la salida a través de la membrana que para ello defina Menard/CIMESA. Los piezómetros descritos se mantendrían bajo el constante monitoreo de dos registradores digitales (*data loggers*).

Los sensores de asentamiento y los piezómetros antes propuestos estarían bajo la atención de personal del Instituto de Ingeniería, UNAM; dicho personal se encargaría también de su colocación con la colaboración de los constructores o compañía especializada para hacer los barrenos; así como de su monitoreo y mantenimiento. Este esquema de trabajo permitiría contar con un sistema redundante, complementario e independiente al que llevará a cabo el constructor Menard/CIMESA. De esta manera se contaría con un par de sistemas de medición que abonarían a alcanzar una gran certidumbre en las mediciones.

Tabla 1. Sensores* adicionales propuestos por el IIUNAM, su rango y longitud de cable

Sensor	Rango	Longitud de cable
Celda de asentamiento	0 - 7m	70 m
Celda de asentamiento	0 - 7m	70 m
Celda de asentamiento	0 - 7m	70 m
Celda de asentamiento	0 - 7m	70 m
Celda de asentamiento	0 - 7m	55 m
Piezómetros de cuerda vibrante	0 - 350 kPa	58 m
Piezómetros de cuerda vibrante	0 - 350 kPa	65 m
Piezómetros de cuerda vibrante	0 - 350 kPa	80

*Añadir dos *data loggers* de cuatro canales cada uno.



ANEXO

Model 4650 Settlement System



GEOKON.

• Model 4650 Settlement System.

Applications

The Model 4650 is designed for remote measurement of the settlement of a point in or below fills, surcharges, embankments, etc. Systems with tube lengths of up to 300 m have been used successfully to measure settlements in earth dam embankments.

Operating Principle

A vibrating wire pressure sensor is attached to a settlement plate located at the point of settlement. The sensor is connected via two liquid-filled tubes, extending laterally, to a reservoir located on stable ground. The sensor measures the hydraulic head

of liquid between the sensor and reservoir locations.

Advantages and Limitations

A vented cable runs from the sensor to the remote readout location and connects to the reservoir so that barometric pressure fluctuations do not affect the readings.

The liquid-filled tubes can be flushed to remove any air bubbles that might form.

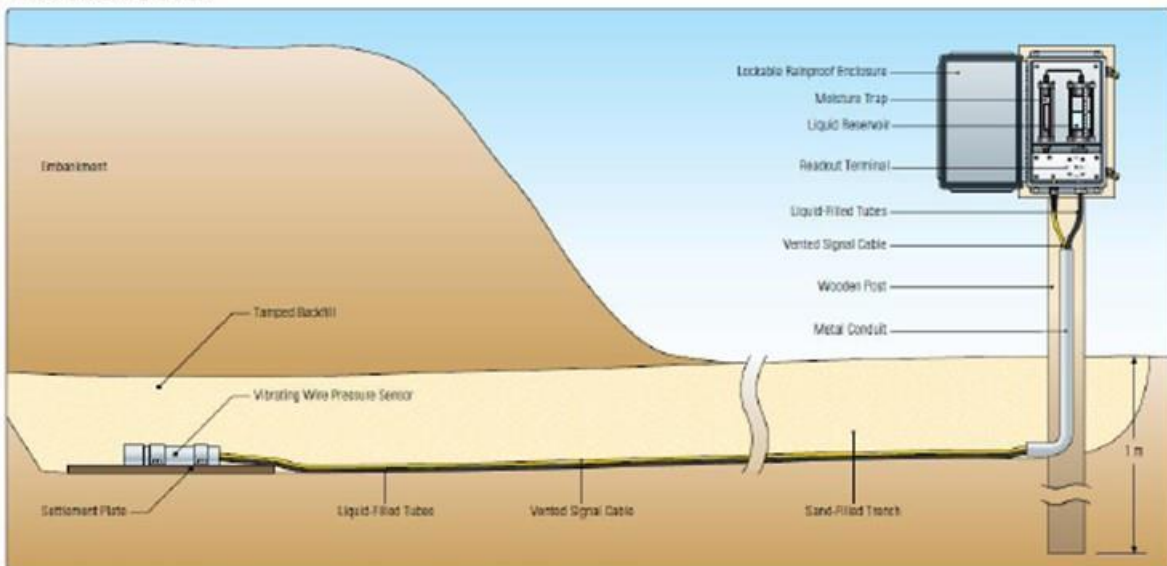
It is possible to perform in-situ checks at any time on both the calibration and zero stability.

Technical Specifications

Standard Ranges ¹	7.17 m
Resolution	0.025% L.S.
Sensor Accuracy ²	±0.1% L.S.
Temperature Range ¹	-20°C to +80°C
Length x Diameter	(reservoir) 152 x 51 mm, (sensor) 191 x 35 mm

¹Other ranges available on request.

²Calibration accuracy. Total system accuracy is subject to site-specific variables.



• Model 4650 installation for the remote measurement of subsurface settlement beneath a large embankment.



Sistema de asentamiento de líquido de cuerda vibrante tipo ilustrado con el sensor de cuerda vibrante amarrada a la placa de asentamiento. Un gabinete a la izquierda protege el reservorio.

Una celda de asentamiento de empuje opcional

	CATEGORÍA DE PRODUCTO: Sistemas de asentamiento
--	---

Sistema líquido de asentamiento de cuerda vibrante



El sistema líquido de asentamiento de cuerda vibrante SSVW105 de RST monitorea el asentamiento o la expansión en suelos o diferentes tipos de estructuras hechas por el hombre tales como presas y diques de tierra y de roca. El sistema consiste en un cuerpo de fluido, un reservorio, una tubería flexible, un sensor y una unidad de lectura.

Un sensor de presión de cuerda vibrante está amarrado a una placa de asentamiento ubicada al punto a monitorear, y conectada mediante dos tubos llenos de líquido que se extienden lateralmente a un reservorio ubicado en un piso estable. El sensor mide la carga hidráulica del líquido entre las ubicaciones del sensor y del reservorio. Se puede también vaciar y limpiar los tubos llenos de líquido.

La configuración estándar incluye un reservorio para cada celda. En aplicaciones donde el asentamiento de dos puntos o más a lo largo de un mismo perfil de monitoreo es de interés, RST proporciona sistemas con reservorios en varias ubicaciones. Una celda de asentamiento de empuje opcional está también disponible.

> APLICACIONES

- Monitoreo de consolidación de pre-carga.
- Control de construcción de presa.
- Monitoreo de subsistencia.
- Monitoreo de asentamiento o expansión.

> CARACTERÍSTICAS

- Tubos enviados pre-llenados con agua/glicol.
- Pre-probados y calibrados.

> BENEFICIOS

- Seguridad aumentada
- Alta precisión
- Alta fiabilidad
- Opciones personalizadas

PEDIDO

ÍTEM	NÚMERO DE PARTE
Sistema líquido de asentamiento de cuerda vibrante	SSVW105
Placa de asentamiento	GGP105P
Reservorio ventilado - 1 celda	GGP105RV
Reservorio ventilado - 4 celdas	GGP105RV-4
Reservorio ventilado - 5 celdas	GGP105RV-5
Reservorio ventilado - 6 celdas	GGP105RV-6
Reservorio ventilado - 7 celdas	GGP105RV-7
Reservorio ventilado - 9 celdas	GGP105RV-9
Caja	EL380004
Tubo de agua/glicol con costura de PVD 2x1/4" PE	00003080
Reservorio de celda única con gabinete	GGP105RV-VVENC
Gabinete personalizado para reservorio y adquirente de datos (opcional)	GGP105RV-ENC
Mezcla desaireada de agua/glicol 50/50 (1 l)	GGP105M
OPCIONAL	
Celda de asentamiento de empuje	SSVW105-F
D Aerator 006000 - unidad de vacío de sistema líquido de asentamiento	006000
Reservorios multi ubicaciones	Contactar a RDT

ESPECIFICACIONES

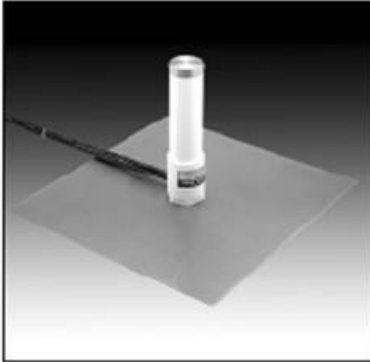
ÍTEM	ESPECIFICACIÓN
Rangos estándares	7, 17 m (20, 50 pies.)
Rango opcional	2 m (con sensor de salida digital)
Resolución/sensibilidad	0.05% de escala entera
Precisión del Sistema	0.1% de escala entera
Rango de temperatura	De -20°C a +80°C

RST Instruments Ltd. se reserva el derecho de cambiar las especificaciones sin aviso previo. 00000134

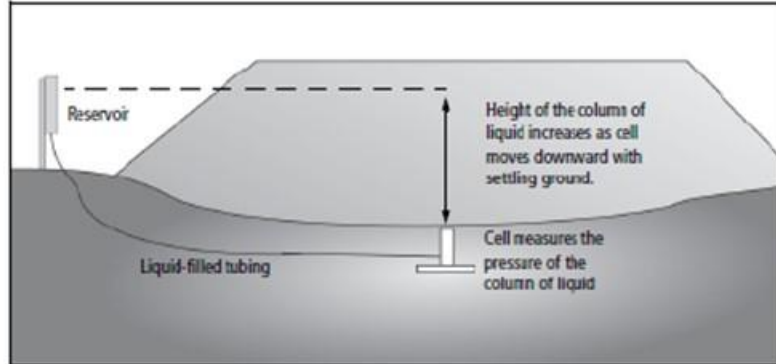


SLOPE INDICATOR

VW Settlement Cells



Vented VW settlement cell with settlement plate.



Settlement cells provide settlement measurements with no interference to construction activities

Applications

VW settlement cells are used to monitor settlements in soil. Typical applications include:

- Monitoring settlement in fills.
- Monitoring settlement due to dewatering or preloading.
- Monitoring settlement or heave in embankments.
- Monitoring subsidence due to tunneling.
- Monitoring consolidation of soil under storage tanks.



Non-Vented VW Settlement Cell

Operation

The main components of a VW settlement cell are a reservoir, liquid-filled tubing, and a pressure transducer.

The reservoir is located on stable ground, away from the construction area. The liquid-filled tubing runs from the reservoir down to the pressure transducer, which is embedded in fill or installed in a borehole.

The transducer measures the pressure created by the column of liquid in the tubing. As the transducer settles with the surrounding ground, the height of the column is increased and the transducer measures higher pressure.

Settlements are calculated by converting the change in pressure to millimeters or inches of liquid head.

Advantages

Remote Readout: The reservoir and readout station can be located away from the construction area. The cell and tubing are buried and do not interfere with construction activities.

Three Ranges: Use the 22 psi vented settlement cell to monitor smaller settlements with greater precision. Use the 50 and 100 psi non-vented cells to monitor larger settlements.

Manual or Automated Monitoring: The VW settlement cell can be read manually with a portable indicator, or automatically with a data logger.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-19

**Comentarios preliminares sobre la viabilidad de la inyección
de agua de lluvia al subsuelo del sitio del NAICM para mitigar
el hundimiento regional**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Mayo 31, 2017



Comentarios preliminares sobre la viabilidad de la inyección de agua de lluvia al subsuelo del sitio del NAICM para mitigar el hundimiento regional

1. INTRODUCCIÓN

En respuesta a la inquietud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) sobre la viabilidad de la inyección de agua de lluvia al subsuelo del sitio del NAICM para mitigar el hundimiento regional, en esta nota técnica el Instituto de Ingeniería (II-UNAM) emite algunos comentarios preliminares.

2. COMENTARIOS PRELIMINARES

La inyección de agua de lluvia para mitigar el hundimiento regional en el polígono del NAICM es una solución que permitiría en principio controlar los abatimientos piezométricos que dan lugar al aumento de los esfuerzos efectivos en el suelo y al hundimiento.

Sin embargo, esta técnica plantea los siguientes problemas:

- a) El agua de lluvia recuperada de los techos de las estructuras o de escurrimientos en el terreno resulta extremadamente contaminada y no podría ser inyectada en los estratos permeables del acuífero sin tratamiento previo.
- b) El agua de lluvia sólo se encuentra disponible en forma intermitente, especialmente en época de secas. El costo y la magnitud de los espacios ocupados por los grandes reservorios requeridos para un almacenamiento que permita una inyección continua deben ser evaluados.
- c) Análisis realizados para este tipo de sistemas (A. Capella) parecen indicar que el costo inicial y el mantenimiento de las instalaciones para la recuperación del agua de lluvia, su tratamiento y su inyección hacen que el precio unitario del agua inyectada supere ampliamente (hasta en más de un orden de magnitud) el valor comercial del agua distribuida en la red de agua potable.
- d) Es necesario que se analice el mecanismo que genera los hundimientos de la zona para evaluar si se vería realmente afectado por la inyección de agua. Para ello, es necesario contar con datos piezométricos profundos (probablemente hasta más



de 200 m) y con datos de contribución de cada estrato al hundimiento total dentro de esta misma profundidad.

- e) Es necesario identificar los estratos permeables susceptibles de recibir las inyecciones y que sean relevantes en el mecanismo de hundimiento. Experiencias recientes de bombeo en la excavación de prueba del NAICM han puesto en evidencia que los estratos “duros” de la Formación Arcillosa Superior, son mucho más impermeables que lo que muchos suponían. Ello obliga a pensar en estratos que pudieran ser suficientemente permeables, la capa dura o incluso de los Depósitos Profundos, para abajo.
- f) Es necesario realizar pruebas de permeabilidad en dichos estratos.
- g) Otros parámetros hidráulicos (coeficiente de almacenamiento, transmisividad, etc.) necesarios para los análisis involucrados con este fenómeno, deben determinarse en los estratos de interés por ejemplo mediante pruebas de bombeo. Los análisis efectuados recientemente han mostrado que los resultados son muy sensibles a los parámetros hidráulicos del suelo.
- h) Es necesario realizar pruebas de inyección en el campo antes de considerar cualquier aplicación sistemática de la técnica.
- i) Las presiones de inyección deberán establecerse considerando la eventual inducción de fracturamiento hidráulico en las formaciones arcillosas.
- j) Las pruebas deberían apoyarse en un modelo teórico que permita prever a priori la eficiencia de la inyección, incluyendo el radio de influencia de la inyección, los gastos de inyección con los que es posible restablecer la presión hidrostática y la deformación esperada de la superficie (son relevantes los trabajos de Ismael Herrera, Cupertino García, José Luis Lezama y Felipe Vazquez Guillén). Dentro de este marco teórico será necesario estudiar el efecto de la eventual reducción de esfuerzos efectivos por las inyecciones en la estabilidad de las estructuras del NAICM.
- k) Es necesario que se evalúen con precisión los beneficios que se obtendrían de un control del hundimiento (el efecto del hundimiento regional sobre la pendiente longitudinal de las pistas no es crítico y el edificio terminal y la torre de control están sobre una cimentación compensada).
- l) Las aplicaciones puntuales que se han tenido en la Ciudad de México con esta técnica para reducir el asentamiento diferencial de edificios desplomados (por ejemplo el actual edificio del Centro Cultural Universitario Tlatelolco, el Palacio Nacional, y el conjunto Hidalgo) tienden a mostrar que solamente se obtienen resultados parciales; además, cabe mencionar que en estas experiencias ha dominado el empirismo en cuanto al gasto y al área de influencia de la inyección.



- m) La heterogeneidad del suelo y la incertidumbre en la distribución de cargas obligan a recurrir, en el caso de aplicación de esta técnica, al método observacional, lo que implica un seguimiento continuo (se debe verificar el estado de las bombas constantemente, medir gastos, observar la respuesta estructural de las edificaciones involucradas, tomar decisiones, etc.). Sería conveniente realizar una estimación en *valor presente* del costo de este seguimiento.
- n) Para dar el mantenimiento adecuado, se requiere personal especializado y con experiencia en el funcionamiento de sistemas de pozos.

Por todos los motivos anteriores, la inyección de agua de lluvia para mitigar el hundimiento regional en el polígono del NAICM es una técnica que debe ser motivo de una investigación profunda teórica, experimental y económica antes de poder considerarse su aplicación.

A continuación se enumeran algunas referencias sobre el tema:

Anaya, E. y Ramírez, A. (1977) “Investigación tecnológica de un método de recimentación”, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, *E.N.E.P. Acatlán, UNAM, México*.

Figuroa, G. y Orozco, J.M. (1998). “Sistema de bombeo e infiltración para controlar la inclinación de la Torre de Tlatelolco (SRE)”. *Memorias XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Publicación SMMS, Puebla, Pue, Vol. 1: 69-76.

Figuroa, G. (1973). “El hundimiento de la Ciudad de México. Breve descripción”. *Agua para el valle de México*, CAVM-SARH, Vol. 2 N° 4.

Figuroa, G. (1968). “Pruebas de bombeo en pozos con flujo transitorio y sus aplicaciones”. Tesis de Maestría en Ingeniería. Posgrado en Ingeniería de la UNAM.

García, C. (2013) “Control local de hundimiento regional mediante inyección de agua en el subsuelo del Valle de México”, Tesis de Maestría en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, Coordinación del Posgrado en Ingeniería.

Moreno, G (1981) “Refoundation research of Mexico’s National Palace”, *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3 pp. 133-137.

Pliego, L. y Vargas, R (2008) “Experiencias sobre el control de hundimientos diferenciales en un conjunto de edificios en la zona lacustre de la ciudad de México”, *Geotechnical engineering in urban areas affected by land subsidence*, pp 117-130.

Pliego, L. y Vargas, R (2014) “Control de hundimientos diferenciales en la Ciudad de México mediante la regulación de la presión de poro en el subsuelo a través de un sistema de pozos de inyección y extracción de agua”, *9th International Conference on structural analysis of historical constructions*.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

NOTA TÉCNICA No. G-20

Solicitud para ejecutar ensayos de sonda suspendida y *cross hole* en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Junio 9, 2017



Solicitud para ejecutar ensayos de sonda suspendida y *cross hole* en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana

Introducción

Resulta de suma importancia el conocimiento de las propiedades mecánicas del subsuelo del sitio para el nuevo aeropuerto, con miras a prever el comportamiento de las diversas obras en construcción del lado aire y del lado tierra. En opinión del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) es de particular interés y pertinencia que se conozca la evolución de las propiedades dinámicas del subsuelo, mediante mediciones antes y después de haber sido afectado por la consolidación acelerada de las tecnologías por vacío dren a dren y por vacío con membrana.

La finalidad de estas pruebas es comparar los cambios en las propiedades dinámicas del subsuelo del sitio antes y después de la aplicación del vacío, las cuales pueden relacionarse directamente con los valores del módulo de resiliencia del suelo bajo las plataformas intervenidas el cual, como se ha mencionado en ocasiones anteriores, es un parámetro que define el dimensionamiento de las capas de un pavimento.

Atenta recomendación

La recomendación es realizar un ensaye de sonda suspendida a 50 m de profundidad, y otro del tipo *cross-hole* a 20 m de profundidad, previo a la construcción de la plataforma de vacío con membrana. Este mismo par de ensayos se ejecutaría cuando se apague el vacío, una vez que concluya la prueba.

Para poder comparar en condiciones similares las tecnologías de vacío con membrana y vacío dren a dren, también se recomienda realizar un par de estos ensayos en el tramo de prueba de vacío dren a dren (cuyo sistema de vacío ya fue apagado) que en este caso proporcionaría información de la deformabilidad del tezontle en condiciones secas y saturadas así como de la arcilla preconsolidada por el efecto combinado de la construcción del terraplén de tezontle y la aplicación de vacío. Las propiedades previas a la aplicación del vacío en esta plataforma de prueba se considerarían de la información existente de pruebas de sonda suspendida realizadas en el polígono de tramos de prueba, antes de su construcción.



Participación del II-UNAM

Como en todos los casos anteriores, el II-UNAM llevaría a cabo los ensayos de sonda suspendida, sin embargo se requiere el apoyo del GACM para que designe una empresa ejecute las perforaciones necesarias. Con este ensaye se determinará el perfil de velocidades de onda de cortante a cada 0.50 m en un sitio cercano al centro de la plataforma tratada o por tratar, y buscando una punto central entre los drenes verticales.

Tomando en cuenta que la conformación de la sonda es tal que debe alojar una longitud de 5 m debajo del punto de medición, para un ensaye a 50 m de profundidad es necesaria una perforación mínima a 55 m, en un barreno de 4” de diámetro, sin ademe, estabilizado con lodo bentonítico. La profundidad más somera del perfil será de 1.5 a 2.5 m abajo del nivel de la superficie del terreno. Es importante coordinar el ensaye para que al momento de sacar la herramienta de perforación se realice la prueba, evitando dar tiempo para que la perforación se cierre.

El II-UNAM recomienda que la CFE ejecute las pruebas de *cross-hole*, siguiendo el protocolo que ha utilizado previamente en el NAICM y obteniendo información de la rigidez de los materiales, al menos a cada 0.5 m, hasta la profundidad indicada.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-21

Recomendaciones para la continuación del monitoreo
geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de
pavimento a la plataforma con vacío dren a dren

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Junio 12, 2017



Recomendaciones para la continuación del monitoreo geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de pavimento a la plataforma con vacío dren a dren

1. RECOMENDACIÓN PARA CONTINUAR EL MONITOREO GEOTÉCNICO Y TOPOGRÁFICO

Es opinión del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) que resulta indispensable dar seguimiento a la observación del comportamiento de la plataforma de prueba bajo consolidación acelerada mediante vacío dren a dren, una vez que concluya el monitoreo (previsto para el 12 de junio de 2017) que ha venido realizando la empresa PIMOSA en dicho tramo de prueba.

Extender el monitoreo de los instrumentos en el tramo de vacío dren a dren, y el análisis de sus resultados es vital para conocer y calificar el comportamiento a largo plazo de esta técnica.

Es indispensable prever que continúe el monitoreo, en principio al menos hasta la conclusión del año 2017, a fin de observar y medir la evolución del comportamiento de este tramo de prueba en un horizonte a largo plazo. Se recomienda realizar las mediciones de los instrumentos una vez al mes durante seis meses, y posteriormente evaluar la posibilidad de espaciar las mediciones a dos meses.

2. CONFIGURACIÓN ACTUAL DE LA SUPERFICIE DE LA PLATAFORMA DE PRUEBA BAJO VACÍO DREN A DREN

El proceso de consolidación acelerada dejó como resultado una superficie cóncava de la plataforma, debido a un asentamiento mayor del terreno en su porción central. En la Figura 1 se muestra una imagen aérea de dicha plataforma, en la que se han marcado con cal las curvas de similar asentamiento.



Figura 1. Vista aérea de la plataforma bajo vacío dren a dren, un mes después de apagar el sistema

En la Figura 2 se presenta la planta de la plataforma, en la que se indican los asentamientos de diversas porciones del terraplén, después de mes y medio de haberse apagado el sistema de vacío, mismo que estuvo operando por seis meses. El



asentamiento diferencial es muy considerable, como resultado del efecto muy localizado del tratamiento, tanto por lo que se refiere a la acción gravitacional del terraplén de 2 m de tezontle, como del abatimiento piezométrico en la Formación Arcillosa Superior por efecto del vacío transmitido por los drenes verticales, ahí alojados. El asentamiento máximo que ocurrió en el centro fue de 198.8 cm, en tanto que los diferenciales alcanzaron 111 cm entre el centro y las esquinas, y 65 cm entre el centro de la plataforma y la parte media de las orillas.

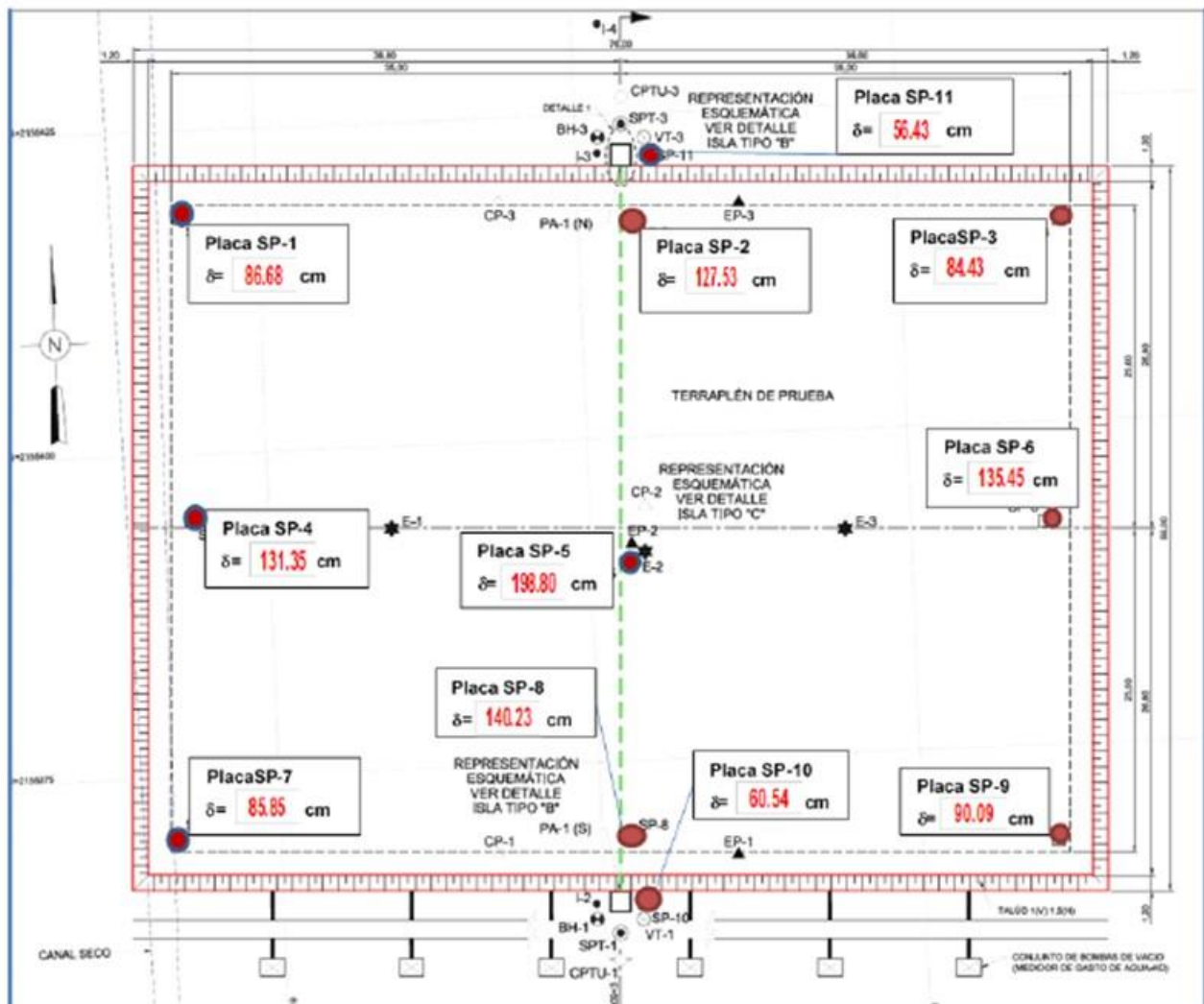


Figura 2. Planta de la plataforma de prueba, con los asentamientos ocurridos al 29 de mayo de 2017



3. RECOMENDACIÓN ADICIONAL PARA CONSTRUIR UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO, EN EL TRAMO DE PRUEBA BAJO VACÍO DREN A DREN

Adicionalmente, en opinión del II-UNAM resulta conveniente redondear y completar el experimento que llevó a conocer la evolución de la consolidación acelerada y de sus consecuentes asentamientos, debido a la sobrecarga de un terraplén, y la aplicación de vacío dren a dren. Se propone construir ahora una estructura de pavimento sobre la plataforma de prueba bajo vacío dren a dren, a fin de reproducir condiciones similares a las que se tendrían en la eventual aplicación de esta técnica en obras del lado aire del NAICM.

Se sugiere construir una secuencia de capas similar a la definida por TASANA para el pavimento de las Pistas 2 y 3. Tomando en cuenta que durante el proceso de consolidación del tramo de prueba de vacío dren a dren se logró penetrar en la arcilla un terraplén de 2 m de tezontle ligero, cuyas características cumplen con la especificación particular 31 05 16.13, este estrato fungiría como sub-base del pavimento. En la Tabla 1, se presentan las características del pavimento que se recomienda construir en el sitio del tramo de prueba, cuyas capas deberán cumplir con las mismas especificaciones particulares definidas por TASANA para los pavimentos de las Pistas 2 y 3.

Tabla 1. Especificaciones del pavimento a construir en la plataforma de prueba bajo consolidación por vacío dren a dren

Material	Espesor (cm)	Especificación particular
Carpeta asfáltica	13	32 12 16.13
Base de mezcla asfáltica	7	32 11 26.13
Base cementada	95	32 11 33.13
Sub-base granular	15	32 11 16.16
Sub-base de tezontle	200	31 05 16.13



Dada la concavidad de la superficie de la plataforma de prueba que se mostró en las Figuras 1 y 2, antes de tender las capas de pavimento indicadas en la Tabla 1, será necesario eliminar esa concavidad, sólo trasladando el material de las orillas hacia el centro, hasta contar con una superficie casi a nivel, sin agregar ni eliminar tezontle del que fue originalmente tendido. Sólo se dará a esa superficie, antes de tender capas de pavimento, una ligera pendiente del 1% de la línea central E-W de la plataforma, hacia las orillas norte y sur; ello para propiciar que no se acumule agua al centro de la plataforma.

Para darle seguimiento al experimento y monitorear en el corto y mediano plazo los asentamientos que esta estructura de pavimento induciría al suelo preconsolidado, se dispondrán referencias metálicas (clavos de cabeza redonda) en la superficie del pavimento, mediante una retícula a cada cuatro metros en direcciones ortogonales. Nivelaciones topográficas que en principio se harán a cada mes y por un lapso inicial de seis meses, nos proporcionarán información valiosa para disponer de la información completa del comportamiento de este sistema de construcción, potencialmente útil para las obras del lado aire del NAICM. A estas nivelaciones habrá de agregarse el monitoreo de los demás instrumentos geotécnicos, tal como se indicó en el numeral 1 de esta nota técnica.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

ADENDA A NOTA TÉCNICA No. G-21

**Recomendaciones para la continuación del monitoreo
geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de
pavimento a la plataforma con vacío dren a dren**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Julio 14, 2017



Adenda a Nota Técnica No. G-21

Recomendaciones para la continuación del monitoreo geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de pavimento a la plataforma con vacío dren a dren

1. ANTECEDENTES

El 28 de junio del presente año, el II-UNAM hizo entrega de la Nota Técnica No. G-21 titulada “Recomendaciones para la continuación del monitoreo geotécnico y topográfico y la adición de una estructura de pavimento a la plataforma con vacío dren a dren”. A continuación, nos permitimos hacer algunas precisiones al contenido de dicha nota técnica.

2. RECOMENDACIÓN ADICIONAL PARA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO EN EL TRAMO DE PRUEBA DE VACÍO DREN A DREN

La consolidación de suelos mediante la técnica de vacío y su aplicación en los suelos del exlago de Texcoco, los cuales se caracterizan por ser altamente compresibles y poco permeables, es un aspecto que a la fecha poco se había estudiado. Ante la necesidad de plantear alternativas para la cimentación de las estructuras del lado aire del NAICM, a finales de junio de 2016 se inició la construcción de un tramo de prueba bajo esta técnica de consolidación, cuyo sistema de vacío (con un período de aplicación de 6 meses) fue apagado el 12 de abril del año en curso.

Los resultados del monitoreo de instrumentos indican que el terraplén de Tezontle de 2 m de altura construido en dicho tramo de prueba presentó hundimientos de 1.98 m desde su construcción y hasta que se apagaron las bombas de vacío (esto es, incluye el efecto del vacío, de la precarga y los drenes verticales prefabricados). Si bien a la fecha de emisión de esta nota técnica, aún no se emiten los resultados de la campaña de exploración en el suelo mejorado, los resultados de la prueba de sonda suspendida ejecutada a 54 m de profundidad por el II-UNAM y que son reportados en la Nota Técnica No. G-32, indican que el suelo experimentó un mejoramiento significativo hasta una profundidad del orden de 25 m que corresponde de manera aproximada a la longitud de los drenes verticales de este tramo de prueba.



Las velocidades de onda de la arcilla mejorada obtenidas en dicha prueba, presentan valores promedio del orden de 60 m/s y superan a los que se espera obtener en el suelo sometido a la técnica de precarga convencional durante 12 meses en las pistas 2 y 3. Lo anterior supone un beneficio en la rigidez del suelo, el cual es un parámetro que como se ha mencionado en documentos anteriores, controla el dimensionamiento de las capas del pavimento. Los espesores del pavimento tienden a disminuir cuando la rigidez aumenta.

Por lo anterior, surge el interés del parte del II-UNAM en construir una estructura de pavimento sobre el tramo de prueba de consolidación con tecnología dren a dren, a fin de monitorear su comportamiento en el corto y mediano plazo y utilizar esta información en la conceptualización de soluciones de cimentación de las estructuras del lado aire que aún no se construyen. Se espera que los resultados de esta prueba confieran un mayor grado de certidumbre a los diseñadores de las estructuras de pavimento, lo cual posibilitará la optimización de los procesos para su diseño final y su construcción.

El II-UNAM reitera su disposición de aclarar los conceptos incluidos en la Nota Técnica No. G-21 y ésta su adenda, ya sea por escrito y/o en reuniones de trabajo, si así lo requiriera el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM).



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-22

**Observaciones técnicas al informe “*Diseño de
excavación para la Torre de Control de Tráfico Aéreo del
Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México*”
preparado por Sísmica de Suelos, S.A. de C.V. para
ALDESA**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Julio de 2017



NOTA TÉCNICA No. G-22

Observaciones técnicas al informe “Diseño de excavación para la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México” preparado por Sísmica de Suelos, S.A. de C.V. para ALDESA

1. Antecedentes

El consorcio encargado de construir la torre de control es ALDESEM-JAGUAR (ALDESA) mientras que la empresa Sísmica de Suelos, S.A. de C.V. (SS) es su asesor geotécnico. SS ha entregado el informe titulado “Diseño de excavación para la Torre de Control y Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”. El Instituto de Ingeniería (II-UNAM) ha revisado el documento y en la presente nota técnica expone algunas observaciones a tal informe.

2. Objetivo

El objetivo de esta nota es emitir opiniones técnicas sobre el diseño presentado por SS, de la excavación para alojar a la cimentación de la Torre de Control y Tráfico Aéreo (TCTA) del NAICM.

3. Excavación para la construcción de la cimentación

El procedimiento de la excavación propuesto por SS comienza al centro del área de excavación hasta alcanzar 3.5 m de profundidad, a partir del nivel superior de la plataforma de trabajo constituida por escoria volcánica (con 1 m de espesor). El talud propuesto es con una inclinación 4 a 1. Se excavará un círculo de 140 m de diámetro hasta esta profundidad, en una primera etapa. Una vez alcanzada tal profundidad se colocarán 50 cm de tezontle como plataforma de trabajo para evitar que el material del terreno natural se intemperice. Alcanzada la profundidad de 3.5 m, se prohíbe que



coloquen cargas de más de 5 kPa sobre el hombro de los taludes; habrá de revisarse tal disposición de SS, más adelante en esta nota.

Posteriormente, se excavará un cuadrado de 20 m por lado ubicado al centro, esta vez hasta alcanzar una profundidad de 7.35 m; los taludes de la excavación, también a cielo abierto, tendrán una inclinación 4 a 1. La excavación del fondo se realizará con maquinaria pesada hasta 30 cm antes de alcanzar el fondo. De esta forma, se generará una berma al nivel -3.5 m. Para alcanzar el fondo de la excavación se empleará equipo ligero, o bien, se realizará por medios manuales, evitando el remoldeo de las arcillas.

Después de la excavación anterior se colocará una capa de tezontle, se colará la plantilla y se construirá la losa fondo de la cimentación. Luego, se realizará la excavación en dos lados del cuadrado anteriormente excavado, zonas diametralmente opuestas, hasta alcanzar el diámetro máximo de la excavación.

Finalmente, se excavará hacia los otros dos lados del cuadrado. De igual manera, para llegar al fondo de la excavación, se procederá como se comentó en la etapa anterior.

Al alcanzar el nivel final de la excavación de cada una de las etapas antes mencionadas, se colocará una geomalla biaxial tipo BX 1100, y luego 50 cm de escoria volcánica mal graduada con un peso volumétrico inferior a 13 kN/m³. Sobre el tezontle se construirá la plantilla que recibirá a una membrana impermeable. Luego, se construirá la losa fondo que tendrá 1 m de espesor.

Durante todo el proceso de excavación se mantendrá un bombeo de achique.

4. Modelado de la excavación y comentarios

SS presenta un modelo numérico de la excavación en tres dimensiones incluyendo cada una de las etapas mencionadas en el apartado anterior, empleando el Método del Elemento Finito (MEF). Para representar el comportamiento del suelo emplea un modelo constitutivo llamado *hardening soil*. El modelo constitutivo empleado es adecuado para llevar a cabo el modelado de una excavación en un suelo tan blando como lo es la arcilla del ex Lago de Texcoco. Sin embargo, el modelo requiere de una cantidad considerable de parámetros cuya obtención no es trivial. Se requieren pruebas de laboratorio como triaxiales CD y consolidaciones en las que se mida el módulo de recompresibilidad del material ensayado. Si no se cuenta con la información de dichas pruebas se debe recurrir



a correlaciones que no son la mejor opción para llevar a cabo un análisis de tal magnitud como lo es el caso en comento.

El II-UNAM considera que no se justifica emplear un modelo tan complejo si no se cuenta con la medición de los parámetros necesarios para alimentarlo; las bondades y capacidades del método se pierden cuando simplemente se asumen las propiedades, sin contar con sustento experimental. Recientemente, SS hizo extraer más muestras de suelo inalterado, por lo que su personal estaría en posibilidad de llevar a cabo los ensayos de laboratorio necesarios para sustentar los parámetros utilizados en el modelo *hardening soil*.

Desde luego, en todo análisis geotécnico es necesario realizar, como primera instancia, al menos un cálculo sencillo, antes de recurrir a herramientas sofisticadas como lo es el caso del programa empleado.

5. Análisis de la estabilidad de los taludes presentado por SS

SS inicialmente destaca al inicio del Capítulo 7 del informe en comento, la obtención de un factor de seguridad de 2.1, alcanzado con un modelo numérico con el MEF, para la primera etapa de excavación; esto es la que lleva a 3.5 m de profundidad, a partir de la superficie del tezontle. Tal valor de FS fue estimado con base en valores medios de propiedades de “suelos del exLago de Texcoco”; esto es, ignorando las determinaciones de éstas que fueron obtenidas precisamente en el sitio. Adicionalmente, no colocan sobrecarga alguna en el hombro y no se especifica si se utilizó el modelo empleado en el apartado anterior; lo que es evidente es que realizaron un modelo en dos dimensiones, probablemente empleando una condición axisimétrica para representar el efecto en tres dimensiones del talud.

Luego, SS presenta algunos resultados de análisis de estabilidad utilizando SLIDE (código comercial basado en análisis de equilibrio límite). Con las mismas condiciones del modelo numérico, es decir, sin sobrecarga, presentan después un factor de seguridad de 1.4, bien diferente al inicial. Argumentan que el factor de seguridad se incrementa por la condición del análisis en tres dimensiones. Sin embargo, en el análisis adoptaron los resultados, únicamente, de las pruebas CPT ejecutadas en el área de la TCTA; véase la Tabla 5 de ese informe, en la que la resistencia no drenada mínima reportada de la arcilla, $c_{u, \min} = 9.1$ kPa. Con estas propiedades y una sobrecarga de 15 kPa en el hombro



obtienen un FS de 1.097 lo cual se acerca a una falla incipiente, y que dista mucho del valor de 2.1, asumido inicialmente.

A insistencia de personal del II-UNAM, personal de SS recuperó algunas muestras inalteradas de suelo del sitio adicionales, con las que se llevaron a cabo pruebas triaxiales UU; se obtuvieron las resistencias no drenadas que se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Resistencias no drenadas obtenidas de ensayos triaxiales UU.

Profundidad ensayada, a partir de la plataforma de trabajo de tezontle (m)	c_u (kPa)
1 – 1.8	32
1.8 – 2.6	12
2.6 – 3.4	10
3.4 – 4.2	9
4.2 – 5.0	9
5.0 – 5.8	6.5
5.8 – 6.6	10
6.6 – 7.15	6

Con estos nuevos resultados de resistencia al esfuerzo cortante, la empresa SS realizó análisis de estabilidad adicionales con SLIDE y obtuvo un FS de 1.367 sin sobrecarga en el hombro, y 1.037 con sobrecarga de 15 kPa en el hombro, presión que como se mencionará más adelante, es una fracción de la presión real que ejercen las orugas de las retroexcavadoras utilizadas en el proceso.

6. Análisis de la estabilidad de los taludes realizado por II-UNAM

El II-UNAM verificó la estabilidad de los taludes con algunos análisis de equilibrio límite, con el uso del mismo programa SLIDE. También, con un modelo numérico sencillo basado en el método del elemento finito determinó el estado de esfuerzos y deformaciones mediante el código PLAXIS. Se empleó la información numérica de cuatro sondeos CPT realizados en el sitio donde se construye la TCTA para obtener los



parámetros de resistencia no drenada del suelo en estudio. En el anexo de esta Nota Técnica se pueden consultar los detalles de los análisis efectuados y los resultados obtenidos.

De los análisis se puede establecer que el talud utilizado para llevar la excavación a los primeros 3.5 m de profundidad es el más crítico. Con una sobrecarga de 15 kPa aplicada en el hombro, y los resultados de dos sondeos CPT se obtienen factores de seguridad menores a la unidad, en otro apenas se alcanza la unidad y con el cuarto perfil de resistencia de punta del CPT está ligeramente por encima de la unidad. Se debe tener en cuenta que la excavación permanecerá abierta al menos durante 5 meses, mientras dura el proceso constructivo de la cimentación. Al respecto, Bishop y Bjerrum (1960) explican cómo, a través del tiempo, se van alcanzando factores de seguridad más bajos que el correspondiente al momento de abrir la excavación.

7. Comentarios finales

Los valores de resistencia no drenada obtenidos con las pruebas triaxiales UU más recientes, ratifican las condiciones de muy baja resistencia que reportan los sondeos CPT. En función de los resultados obtenidos con los ensayos triaxiales UU debe revisarse el diseño geotécnico de la cimentación de la TCTA; una cohesión aparente de 6 kPa es realmente muy baja.

En el informe presentado por SS se realizaron algunos análisis sin colocar sobrecarga, argumentando que el tránsito de la maquinaria que llevará a cabo la excavación es transitorio y no será una carga permanente; estiman por tanto, que no debe considerarse en el análisis. Señalan por otra parte, que la maquinaria de excavación no deberá aplicar presiones de más de 5 kPa por, en una franja de al menos 20 m a partir del hombro del talud.

La indicación anterior es punto menos que imposible cumplir, ya que no hay maquinaria que aplique presión tan baja, y que por otra parte tenga un brazo tan extenso para trabajar a tan gran distancia del hombro, y así poder atacar el talud. Cabe señalar que tan sólo la presión de una persona al caminar, excede los 5 kPa. En relación con esta situación, actualmente se está efectuando la excavación en el Edificio Terminal (ET), con un talud 4 a 1. Para conformar los taludes están utilizando una retroexcavadora marca Komatsu modelo PC 350 LC que aporta una sobrecarga al suelo de 52 a 67 kPa. Por su parte, la constructora ALDESA ha comentado que utilizará una retroexcavadora marca Caterpillar



modelo 320D que aporta una sobrecarga al suelo de 50 kPa. Las sobrecargas en concreto son mucho mayores que la sobrecarga empleada en los análisis.

Un antecedente que no debe soslayarse en las consideraciones de estabilidad de las excavaciones para alojar la cimentación de la TCTA, es el deslizamiento en el talud poniente y otros incipientes en los demás taludes de la excavación de prueba en el predio del NAICM. Al respecto, debe señalarse enfáticamente que la resistencia no drenada de los suelos de la TCTA, es menor que la de los suelos de la zona de la excavación de prueba; ello a juzgar por los resultados de los ensayos CPT realizados en ambos sitios.

Por lo general, cuando se comienza a conformar un talud el corte inicial es más vertical que el requerido por el diseño. Esto convierte a la etapa constructiva en una fase crítica. Un factor de seguridad alrededor de la unidad como es el del talud de la excavación en concreto, nos indica que ésta se llevará a cabo en condiciones de una falla potencial incipiente, latente, lo que ya se ha comunicado a los constructores responsables de la ejecución de la excavación (Reunión Técnica en el II-UNAM el 7 de junio, 2017) y que se ratifica en esta nota técnica.

Como ya se mencionó, el factor de seguridad obtenido inicialmente en una excavación tiene una tendencia a disminuir con el tiempo, debido a la variación de los esfuerzos del suelo (Bishop y Bjerrum, 1960). Adicionalmente, a la variación de las propiedades del propio suelo por la descarga que determina la reducción del factor de seguridad, se aúna en este caso la temporada de lluvias como factor desestabilizante, debido a la tendencia a la saturación del suelo.

SS concluye que se alcanzan condiciones de seguridad admisibles en los taludes sin la presencia de sobrecargas; admite que al considerar este efecto, los factores de seguridad se reducen de manera sustancial en el talud de la primera etapa de excavación. Señala que por ello, ha requerido que en el procedimiento de excavación se limite la presencia de sobrecargas en la parte alta de la excavación en una franja de al menos 20' m. Definitivamente, este requerimiento es irreal, toda vez que no habrá excavación sin maquinaria. El II-UNAM advierte condiciones muy críticas de estabilidad, en los taludes de la excavación para la TCTA.

Por otra parte, en los tramos de prueba se utilizaron plataformas de trabajo con un espesor de 1 m, el grosor de 50 cm que propone SS parece insuficiente.



Finalmente, en la reunión del día 21 de junio, 2017 a la que asistió personal técnico de SS, ALDESA, GACM e II-UNAM en la sala de juntas del II-UNAM, se acordó que SS realizaría los análisis necesarios para indicar a ALDESA, las condiciones en que se ataque la excavación, a fin de mejorar sus condiciones de estabilidad; para ello, refinará sus modelos numéricos y su ingeniero encargado del modelo numérico asistirá al II-UNAM para discutir los pormenores del modelo utilizado.

Referencias

Bishop, A. W. y Bjerrum, L. (1960) “The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems,” *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Col., pp. 437-501.



ANEXO

Caracterización geotécnica

En la zona de la TCTA se cuenta con los resultados de algunos sondeos CPT. Con la resistencia de punta a la penetración de cuatro conos se obtuvo la resistencia no drenada empleando la siguiente ecuación.

$$c_u = \frac{q_c}{N_k}$$

donde

- c_u resistencia no drenada
- q_c resistencia de punta del cono eléctrico
- N_k coeficiente de correlación empírico

El factor de corrección empírico utilizado en los análisis realizados por el II-UNAM fue de 15.87. Este valor se obtuvo de una base de datos de resultados de ensayos triaxiales UU comparados con las resistencia de punta de conos eléctricos, todo ello realizado en suelo de la zona federal del ex Lago de Texcoco.

En la Figura A1 se presenta la ubicación de los sondeos utilizados para obtener las propiedades de resistencia del suelo (CPTu_MA_61, 62, 63 y 65). También, se muestra la ubicación donde se llevó a cabo la excavación de prueba. La resistencia de punta de los CPT utilizados se presenta en la Figura A2, mientras que, a manera de comparación, en la Figura A3 se presentan los CPT realizados en la excavación de prueba; la figura se enfoca en los primeros 10 m que es la zona de más baja resistencia. Es clara la presencia de resistencias menores en la zona de la TCTA, en comparación con las registradas en la excavación de prueba.

Para el análisis de estabilidad se adoptó una estratigrafía que se construyó con datos a cada metro en los primeros 15 m; luego, a cada 5 m hasta los 30 m de profundidad. Las propiedades de resistencia utilizadas en los análisis se presentan en la Tabla A1. Es de resaltar las resistencias mayores en los sondeos CPTu_MA_63 y 65.

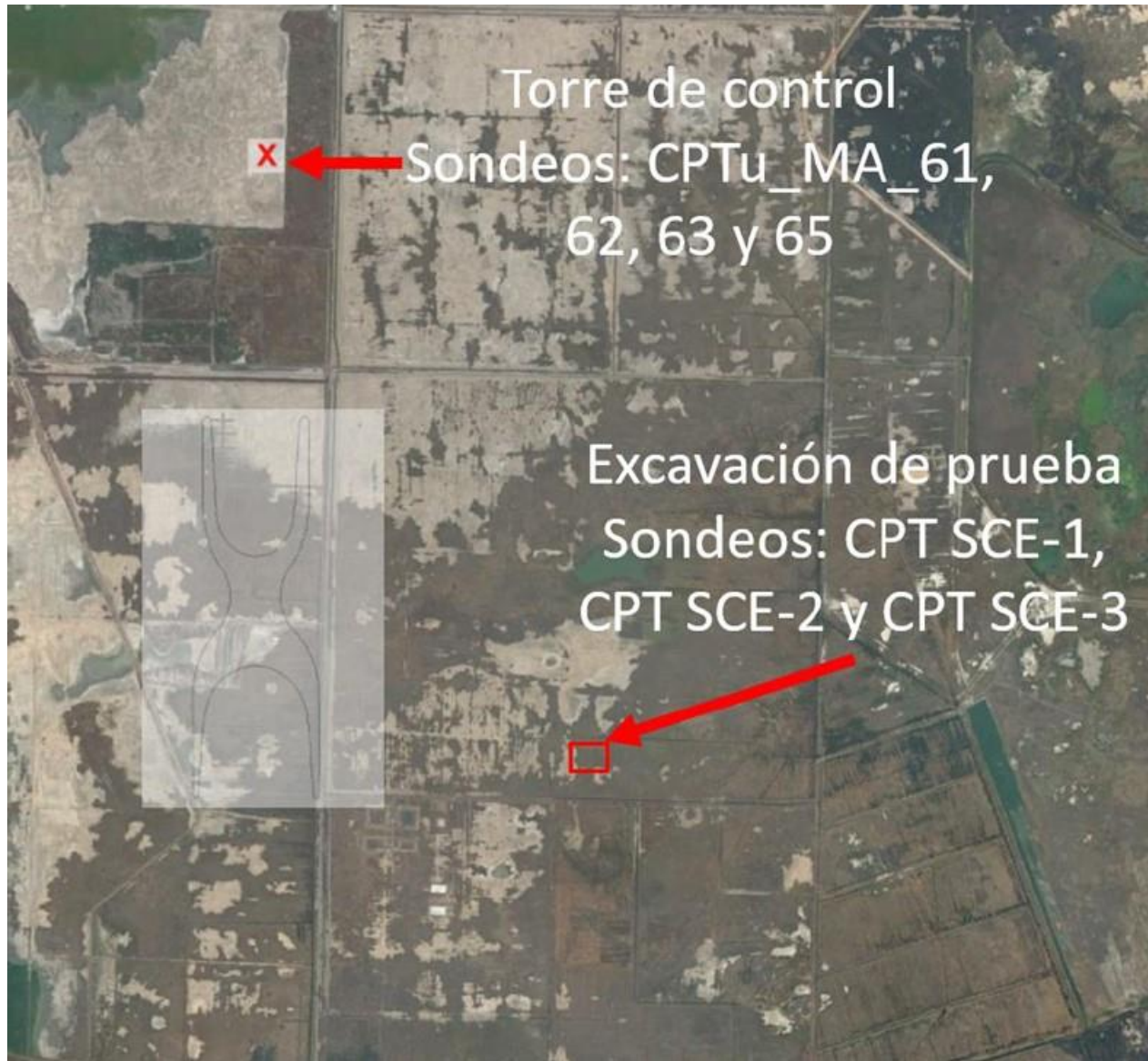


Figura A1. Ubicación de sondeos CPT.

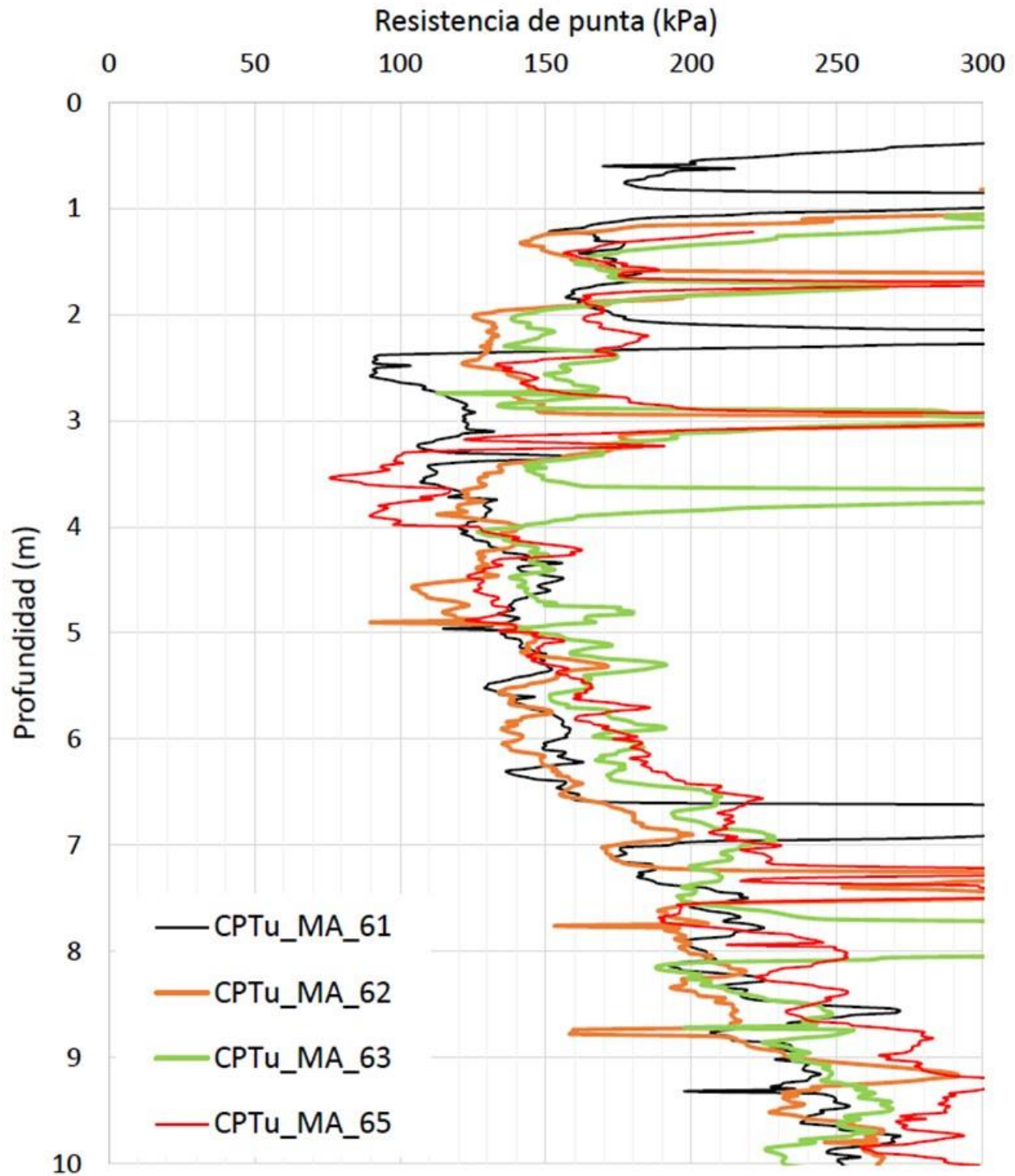


Figura A2. Resistencia de punta de los CPT ubicados en la TCTA.

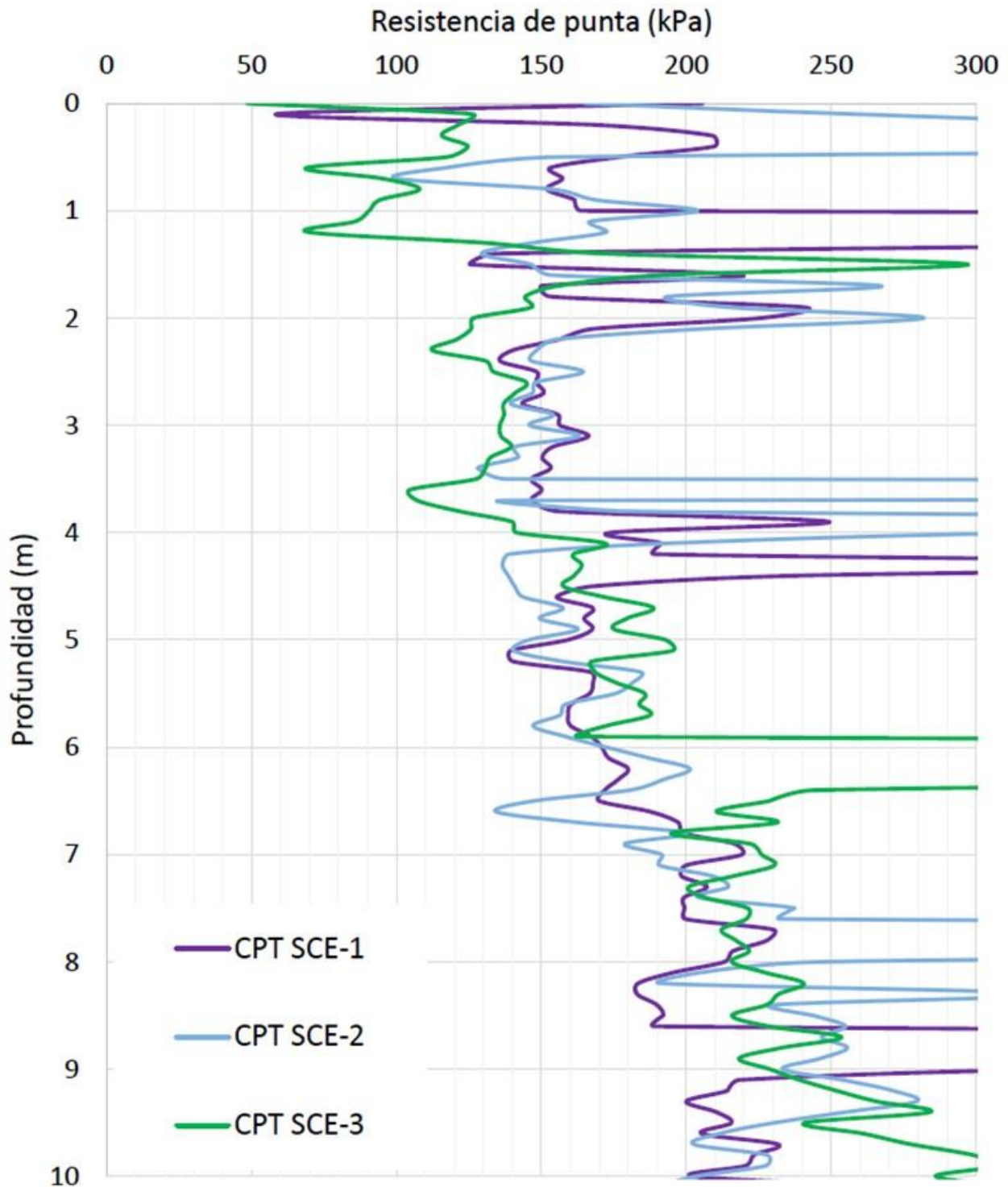


Figura A3. Resistencia de punta de los CPT ubicados en la excavación de prueba.



Tabla A1. Valores de cohesión no drenada obtenidos de las pruebas CPT ubicados en la TCTA.

Profundidad (m)	De	A	Peso volumétrico (KN/m ³)	CPTu_MA_61		CPTu_MA_62		CPTu_MA_63		CPTu_MA_65	
				q _c (kPa)	c _u (kPa)	q _c (kPa)	c _u (kPa)	q _c (kPa)	c _u (kPa)	q _c (kPa)	c _u (kPa)
0	1	14.5	349	22	332	20.9	553	34.9	332	20.9	
1	2	14.5	173	10.9	180	11.3	215	13.5	175	11	
2	3	12	121	7.6	136	8.6	171	10.8	164	10.3	
3	4	12	121	7.6	141	8.9	215	13.6	112	7	
4	5	12	139	8.7	125	7.9	148	9.3	136	8.5	
5	6	12	146	9.2	146	9.2	168	10.6	161	10.2	
6	7	12	156	9.8	165	10.4	195	12.3	203	12.8	
7	8	12	199	12.6	189	11.9	281	17.7	220	13.9	
8	9	11.4	224	14.1	209	13.2	233	14.7	251	15.8	
9	10	11.4	246	15.5	255	16.1	249	15.7	284	17.9	
10	11	11.4	295	18.6	273	17.2	261	16.4	331	20.8	
11	12	11.4	328	20.7	315	19.9	337	21.2	388	24.4	
12	13	11.4	308	19.4	312	19.7	328	20.7	340	21.4	
13	14	11.4	341	21.5	332	20.9	361	22.8	357	22.5	
14	15	11.4	387	24.4	391	24.6	415	26.1	444	28	
15	20	11.4	602	37.9	660	41.6	629	39.6	630	39.7	
20	25	11.5	1000	63	1000	63	1000	63	1000	63	
25	30	18	1000	63	1000	63	1000	63	1000	63	



La geometría empleada en los análisis se presenta en la Figura A4, utilizando un talud con inclinación 4 a 1 y una sobrecarga de 15 kPa en el hombro. Los resultados típicos obtenidos en los análisis son como el que se muestra en la Figura A5. En este caso se presentan los resultados obtenidos utilizando el método de Bishop; con este método es con el que se obtuvieron los factores de seguridad relativamente más altos. El círculo crítico de falla obtenido con los diferentes métodos es el mismo o muy similar entre ellos.



Figura A4. Geometría empleada para el análisis.

Cabe señalar que el mecanismo de falla no necesariamente adquiere una traza circular, tal y como sucedió en la excavación de prueba, sino más bien una con un desarrollo de espiral logarítmica. Sin embargo, para fines prácticos la superficie de falla obtenida con los análisis presentados es adecuada.

En la Tabla A2 se presenta un resumen de los factores de seguridad obtenidos en los análisis con los diferentes métodos y los diferentes sondeos CPT.

Como colofón, se presentan los resultados obtenidos utilizando un modelo numérico sencillo, empleando el método de los elementos finitos y una ley de falla con el criterio de Mohr-Coulomb, utilizando parámetros de resistencia no drenados. Se utilizaron las propiedades de resistencia obtenidas con el sondeo CPTu_MA-61.

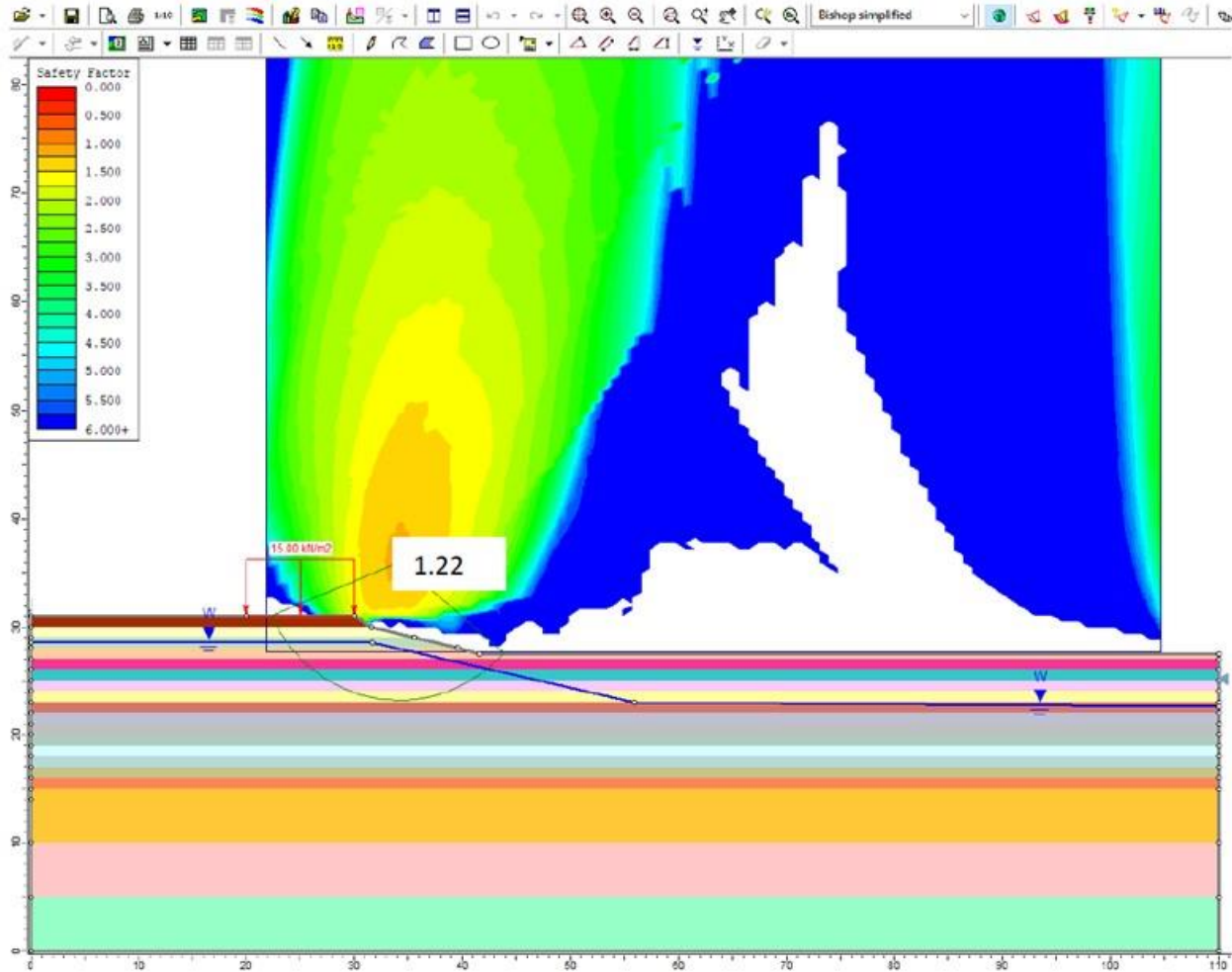


Figura A5. Resultados gráficos de uno de los análisis.

Tabla A2. Factores de seguridad obtenidos en los análisis

Método de análisis	Sondeos en la Torre de Control			
	CPTu_MA_61	CPTu_MA_62	CPTu_MA_63	CPTu_MA_65
Fellenius	0.931	0.962	1.21	1.003
Bishop	0.934	0.96	1.22	1
Janbu	0.869	0.892	1.155	0.937
Morgenstern- Price	0.932	0.959	1.219	1.003



No fue posible obtener un factor de seguridad con este modelo dado que para lograrlo se debe partir de una condición estable. Las deformaciones del suelo tras la etapa de la excavación con una sobrecarga de 15 kPa en el hombro fueron muy grandes, por tanto, no fue estable. En la Figura A6 se presentan los puntos en los cuales se alcanzó el esfuerzo máximo de resistencia, puntos de falla a compresión (color rojo) y los puntos de falla a tensión (color blanco) que es donde se presentarían grietas. Los puntos rojos marcan la superficie de falla con una geometría del tipo de una curva logarítmica.

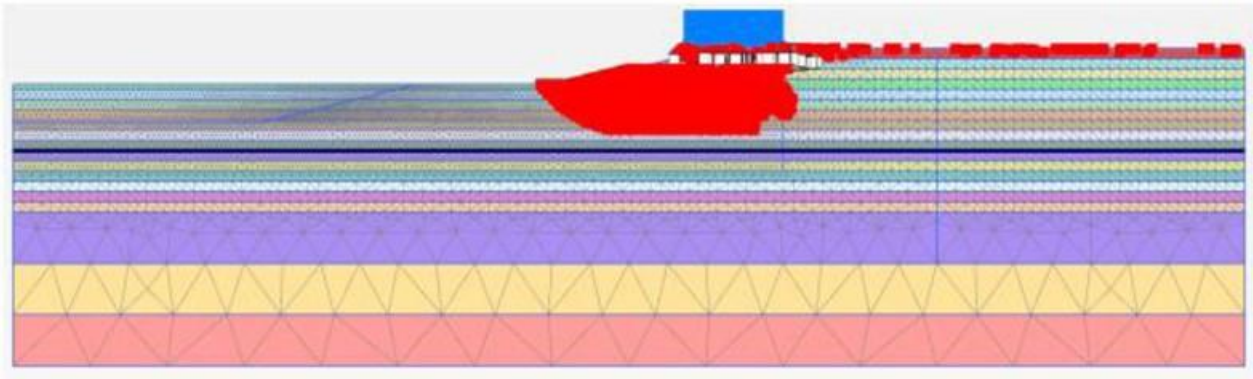


Figura A6. Resultados gráficos con el modelo numérico.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-23 Elevación de sondeos realizados en el predio del NAICM

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.

Junio 20 de 2017



NOTA TÉCNICA No. G-23

Elevación de sondeos realizados en el predio del NAICM

1. ANTECEDENTES

En relación con la exploración geotécnica realizada en el predio del NAICM, durante los trabajos de campo consistentes en ubicar los sondeos se omitió determinar la elevación en cada sitio. Por tanto, con el propósito de realizar una adecuada caracterización del subsuelo, en la reunión de avance de la exploración geotécnica realizada el 30 de mayo, 2017, se solicitó al II-UNAM el apoyo para determinar las elevaciones de un conjunto de sondeos ejecutados por la CFE.

Por lo anterior, en la presente Nota Técnica se proporcionan las elevaciones que han sido determinadas a partir de los datos del levantamiento realizado con tecnología HDS.

2. ELEVACIÓN DE LOS SONDEOS

Las elevaciones de los sondeos se estimaron con base en los datos del levantamiento realizado con tecnología High Definition Surveying (HDS). En este levantamiento se tomó como referencia altimétrica las elevaciones obtenidas en abril de 2015 (IUYET, 2016) en los Bancos de Nivel Superficiales (BN) instalados dentro del predio del NAICM. Para este propósito, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) proporcionó al II-UNAM las coordenadas en proyección UTM de los sondeos donde falta la elevación.

A partir de los datos obtenidos en el levantamiento HDS, se construyó un Modelo Digital de Elevaciones (MDE). En la Figura 1 se muestra el MDE del predio del NAICM y la ubicación de los sondeos que no cuentan con elevación; también se observa que varios sondeos quedan fuera del área cubierta por el levantamiento.

Con base en el MDE y recurriendo a herramientas computacionales especializadas que permiten el manejo automatizado de datos espaciales se determinó la elevación del brocal de los sondeos que se ubican dentro del área cubierta por el MDE. En la Tabla 1, se indican las elevaciones estimadas.

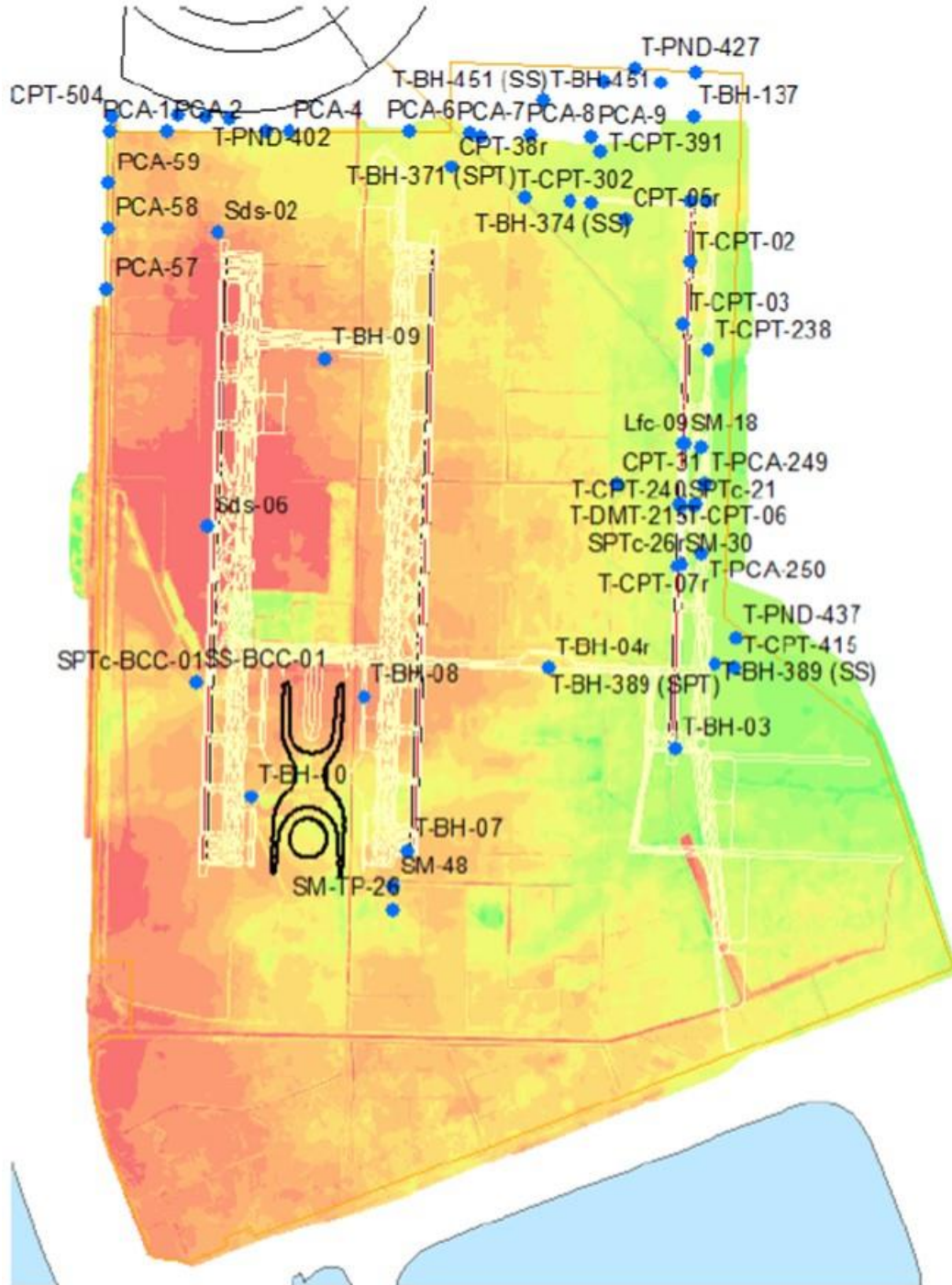


Figura 1. Modelo Digital de Elevaciones y ubicación de sondeos.



Tabla 1. Elevación del brocal de sondeos en el NAICM, determinada a partir del levantamiento HDS (2015)

NOM_SONDEO	CX_UTM-CFE	CY_UTM-CFE	ELEVACIÓN (HDS-2015)
CPT-05r	502904.00	2161325.00	2229.72
CPT-31	502826.00	2159160.00	2228.62
CPT-38r	501472.00	2161765.00	2228.83
Lfc-09	503374.00	2159488.00	2229.90
SM-18	503377.00	2159488.00	2229.91
SM-30	503337.00	2158491.00	2229.73
SM-48	500988.00	2155845.00	2228.73
SPTc-21	503352.00	2158986.00	2229.86
SPTc-26r	503332.00	2158489.00	2229.71
SPTc-53r	503375.00	2159485.00	2229.90
Sds-02	499540.00	2161228.00	2226.58
Sds-06	499447.00	2158808.00	2226.61
PCA-1	498650.00	2162055.00	Fuera del área HDS
PCA-2	499126.85	2162051.74	2227.62
PCA-4	500124.97	2162051.74	Fuera del área HDS
PCA-6	501123.32	2162051.74	Fuera del área HDS
PCA-7	501623.57	2162044.88	Fuera del área HDS
PCA-8	502123.46	2162025.72	Fuera del área HDS
PCA-9	502622.33	2162006.33	Fuera del área HDS
PCA-57	498627.00	2160753.00	Fuera del área HDS
PCA-58	498637.00	2161251.00	Fuera del área HDS
PCA-59	498646.00	2161626.00	2227.37
T-BH-02 (SS)	503354.00	2158990.00	2229.87
T-BH-03	503314.00	2156983.00	2230.77
T-BH-04r	502273.00	2157640.00	2228.20
T-BH-07	501101.00	2156144.00	2227.57
T-BH-08	500749.00	2157412.00	2226.51
T-BH-09	500426.00	2160187.00	2226.81
T-BH-10	499821.00	2156586.00	2227.43
T-CPT-01	503565.00	2161481.00	2229.18
T-CPT-02	503433.00	2160976.00	2228.75
T-CPT-03	503381.34	2160469.46	2228.75



NOM_SONDEO	CX_UTM-CFE	CY_UTM-CFE	ELEVACIÓN (HDS-2015)
T-CPT-04r	503434.00	2161477.00	2229.14
T-CPT-05	503391.00	2159494.00	2230.66
T-CPT-06	503359.00	2158972.00	2229.92
T-CPT-07r	503369.00	2158500.00	2230.43
T-BH-223 (SPT)	503530.00	2159462.00	2231.42
T-BH-223 (SS)	503529.00	2159460.00	2231.43
T-BH-224 (SPT)	503481.00	2158979.00	2230.47
T-BH-224 (SS)	503479.00	2158981.00	2230.47
T-CPT-238	503589.00	2160257.00	2230.39
T-CPT-240	503468.00	2158974.00	2230.48
T-DMT-215	503482.36	2158979.76	2230.47
T-PCA-249	503551.36	2159161.27	2230.69
T-PCA-250	503532.50	2158586.55	2230.38
T-BH-137	503461.54	2162169.73	Fuera del área HDS
T-BH-137 (SS)	503461.35	2162170.45	Fuera del área HDS
T-BH-371 (SPT)	502074.00	2161505.00	2229.73
T-BH-371 (SS)	502079.00	2161505.00	2229.75
T-BH-374 (SPT)	502625.00	2161468.00	2229.35
T-BH-374 (SS)	502622.00	2161470.00	2229.36
T-BH-376 (SPT)	502723.00	2162462.00	Fuera del área HDS
T-BH-376 (SS)	502729.00	2162450.00	Fuera del área HDS
T-BH-389 (SPT)	503643.00	2157667.00	2231.12
T-BH-389 (SS)	503641.00	2157666.00	2231.12
T-BH-451	502226.80	2162309.50	Fuera del área HDS
T-BH-451 (SS)	502225.42	2162308.55	Fuera del área HDS
T-CPT-302	502448.00	2161477.00	2229.81
T-CPT-391	502703.00	2161892.00	2230.31
T-CPT-415	503812.00	2157650.00	2231.15
T-CPT-460	503198.15	2162450.66	Fuera del área HDS
T-CPT-502	499643.00	2162158.00	Fuera del área HDS
T-CPT-504	498664.00	2162178.00	Fuera del área HDS
T-PCA-643	503479.00	2162548.00	Fuera del área HDS
T-PCA-702	499937.91	2162056.04	Fuera del área HDS
T-PCA-703	499223.65	2162188.60	Fuera del área HDS
T-PND-402	499432.64	2162169.98	Fuera del área HDS



NOM_SONDEO	CX_UTM-CFE	CY_UTM-CFE	ELEVACIÓN (HDS-2015)
T-PND-424	501706.00	2162011.00	Fuera del área HDS
T-PND-427	502977.00	2162575.00	Fuera del área HDS
T-PND-437	503820.00	2157900.00	2231.07
SM-TP-26	500990.87*	2155657.13	2230.00
SPTc-BCC-01	499369.00	2157526.00	2228.85
SS-BCC-01	499367.00	2157532.00	2228.91

*Dato corregido
con base en los
datos del perfil
del sondeo.

3. CONCLUSIÓN

Empleando herramientas computacionales especializadas que permiten el manejo automatizado de datos como los obtenidos con tecnología HDS, fue posible determinar las elevaciones de los sondeos realizados por la CFE dentro del predio del NAICM.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”**

NOTA TÉCNICA No. G-24

Comentarios a los términos de referencia para el “*Estudio técnico-científico aplicando tecnología High Definition Surveying (HDS) con integración a un Modelo BIM (Building Information Modelling), para la definición de soluciones ejecutivas debido al hundimiento regional y la subsidencia del peso propio de la construcción, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), en el periodo agosto 2017-diciembre 2020*”

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.

Junio 22 de 2017



NOTA TÉCNICA No. G-24

Comentarios a los términos de referencia para el “*Estudio técnico-científico aplicando tecnología High Definition Surveying (HDS) con integración a un Modelo BIM (Building Information Modelling), para la definición de soluciones ejecutivas debido al hundimiento regional y la subsidencia del peso propio de la construcción, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), en el periodo agosto 2017-diciembre 2020*”

1. ANTECEDENTES

En respuesta al oficio No. GACM/DG/DCI/SCO/0873/2017, donde se solicita la opinión al II-UNAM sobre los Términos de Referencia para la ejecución de los trabajos correspondientes al “*Estudio técnico-científico aplicando tecnología High Definition Surveying (HDS) con integración a un Modelo BIM (Building Information Modelling), para la definición de soluciones ejecutivas debido al hundimiento regional y la subsidencia del peso propio de la construcción, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), en el periodo agosto 2017-diciembre 2020*”, en la presente nota técnica se presentan los comentarios derivados de la revisión solicitada. Para tal propósito, se ha transcrito el documento original de la propuesta, y ahí se integran los comentarios derivados de la revisión, empleando una tipografía y color diferentes.

2. TÉRMINOS DE REFERENCIA Y COMENTARIOS

Los términos de referencia y comentarios correspondientes a los temas siguientes:

- OBJETIVO
- OBJETIVO GENERAL
- OBJETIVOS ESPECÍFICOS
- RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN
- RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DOCUMENTAL
- LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN EN CAMPO
- ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN
- ALCANCES
- PROPUESTA CONCEPTUAL
- ESTUDIO
- CRITERIOS DE DISEÑO
- ENTREGABLES
- INFORME FINAL
- TIEMPO DE EJECUCIÓN
- PROCEDIMIENTO DE PRESENTACIÓN Y REVISIÓN DE AVANCES
- PERFIL DEL PRESTADOR DEL SERVICIO

En los que sigue, la numeración de capítulos corresponde al documento original.



OBJETIVO

2.1 OBJETIVO GENERAL.

El objetivo general es realizar un estudio técnico-científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), integrado a un Modelo BIM (Building Information Modelling) para la toma de decisiones técnicas debido al hundimiento regional y los asentamientos generados por el peso propio de las obras que se construirán en la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), durante el periodo agosto 2017- diciembre 2020.

En el estudio se interpretarán los hundimientos regionales por bombeo, por carga y por procedimiento constructivo, detectando las zonas o sitios de mayor asentamiento para proponer soluciones ejecutivas y asegurar la estabilidad y el comportamiento adecuado de las diferentes obras. Esta condición se logrará con base en los proyectos ejecutivos previamente aprobados por el GACM para cada estructura ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM, considerando las condiciones del subsuelo y las características de las estructuras vecinas (en proceso de construcción, por construirse o construidas), y de la proyección de hundimientos a futuro estimados.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

Los objetivos específicos a realizar en el presente estudio, son los siguientes:

2.2.1 Estudio para la integración al Modelo BIM (Building Information Modelling), de la nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, para la proyección de hundimiento de los bancos de nivel que determinan el hundimiento regional, en el polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

2.2.2 Estudio técnico-científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), para integrar a un Modelo BIM (Building Information Modelling), el comportamiento de la subsidencia generada en el proceso de obra, debido al peso propio de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).

2.2.2 Establecer un sistema coordinado único para el control geodésico y topográfico de las obras, a través de una estación de referencia con tecnología Global Navigation Satellite System (GNSS), que suministrará datos en tiempo real (correcciones RTK vía GSM), junto con la captura de datos en formato RINEX.

2.2.3 Trabajos de ingeniería geomática para el control geodésico y topográfico de los puntos de control terrestre del NAICM y de las obras en construcción en el periodo agosto 2017- diciembre 2020.



- 2.2.4 Medir con precisión milimétrica usando tecnología satelital, las variaciones topográficas ocurridas dentro del polígono del NAICM, aplicando la técnica de interferometría, a través de series temporales de imágenes radar.
- 2.2.5 Implementar un Sistema de Información Geográfica con datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría satelital, para sustentar las propuestas de solución ejecutivas con base al comportamiento deformacional del suelo, debido al hundimiento regional y por peso propio de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.
- 2.2.6 Interpretación del hundimiento, considerando de manera conjunta la información geotécnica existente y las mediciones topográficas, de acuerdo con los resultados de los estudios y análisis de cada proyecto específico.
- 2.2.7 Evaluar las condiciones de servicio de las diferentes estructuras debido a los movimientos del subsuelo que puedan presentarse, puesto que durante la construcción, así como durante su etapa de operación, existirá una directa interacción entre estructuras vecinas (pistas 2 y 3, las calles de rodaje, plataformas, centro de distribución terrestre, torre de control, edificio terminal, entre otros).
- 2.2.8 Con base en los estudios de proyección de hundimientos del presente trabajo y los proporcionados por el GACM así como en los proyectos geotécnicos de cada estructura; se calcularán las proyecciones de movimientos por carga de las estructuras, con lo que se podrá evaluar su interacción para establecer los lineamientos, con la finalidad de que las estructuras tengan un comportamiento adecuado durante las etapas de construcción.

Cabe señalar que para cumplir con los objetivos descritos en estos términos de referencia, con la calidad y oportunidad requerida, así como la complejidad de obtener la información geotécnica y topográfica, y con fundamento al Párrafo II, Artículo 50 de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas; Artículo 138, Sección IV, del Reglamento de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, debido a las características, complejidad y magnitud de los trabajos, los que tendrán por objeto apoyar la debida ejecución y continuidad de los servicios, para estos servicios se otorgará el 10% (diez por ciento) de anticipo, para la adquisición del equipo con tecnología de última generación, contratación de personal correspondiente y la instalación del campamento permanente, en el sitio que el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, designe para tal efecto.

3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.

3.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DOCUMENTAL.

Se recopilará la información geotécnica y estructural de las estructuras ubicadas entre las pistas 2 y 3 del NAICM y de las estructuras vecinas. Para cada estructura se deberá contar con los informes de diseño geotécnico y estructural, incluyendo las correspondientes



memorias de cálculo, los planos ejecutivos que describan el procedimiento constructivo, así como la información existente que permita conocer en forma detallada el comportamiento de las estructuras, determinado en la etapa de diseño.

3.2 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN EN CAMPO.

Con el propósito de conocer las condiciones físicas de la zona de los estudios se realizarán recorridos de reconocimiento mensuales para determinar los criterios, estrategias y recursos a emplear en la realización de los trabajos. De los recorridos se elaborará un reporte fotográfico que ilustre los aspectos de interés a considerar.

Para el estudio para la integración al Modelo BIM (Building Information Modelling), de la nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, para la proyección de hundimiento de los bancos de nivel que determinan el hundimiento regional, en el polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México; se realizarán 16 visitas técnicas.

Para el estudio técnico-científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), para integrar a un Modelo BIM (Building Information Modelling), el comportamiento de la subsidencia generada en el proceso de obra, debido al peso propio de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM); se realizarán 27 visitas técnicas.

3.3 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.

(No aplica)

Comentario: el numeral “3.3 Análisis de la información” no aplica, entonces quién elaborará un informe sobre la información documental recopilada y sobre el levantamiento de la información de campo. En caso de que no exista esta actividad se sugiere eliminar el rubro “3.3 Análisis de la información”.

4. ALCANCES.

4.A El estudio para la integración al Modelo BIM (Building Information Modelling), de la nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, para la proyección de hundimiento de los bancos de nivel que determinan el hundimiento regional, en el polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, considera los siguientes alcances:

La nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, se realizará a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacolco, para dar cota a todos los bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio y verificar el cierre de nivelación en el Banco de Nivel Fijo El Peñón, que tiene una cota de 2248.8620 m.s.n.m., y se localiza en la entrada de la Parroquia



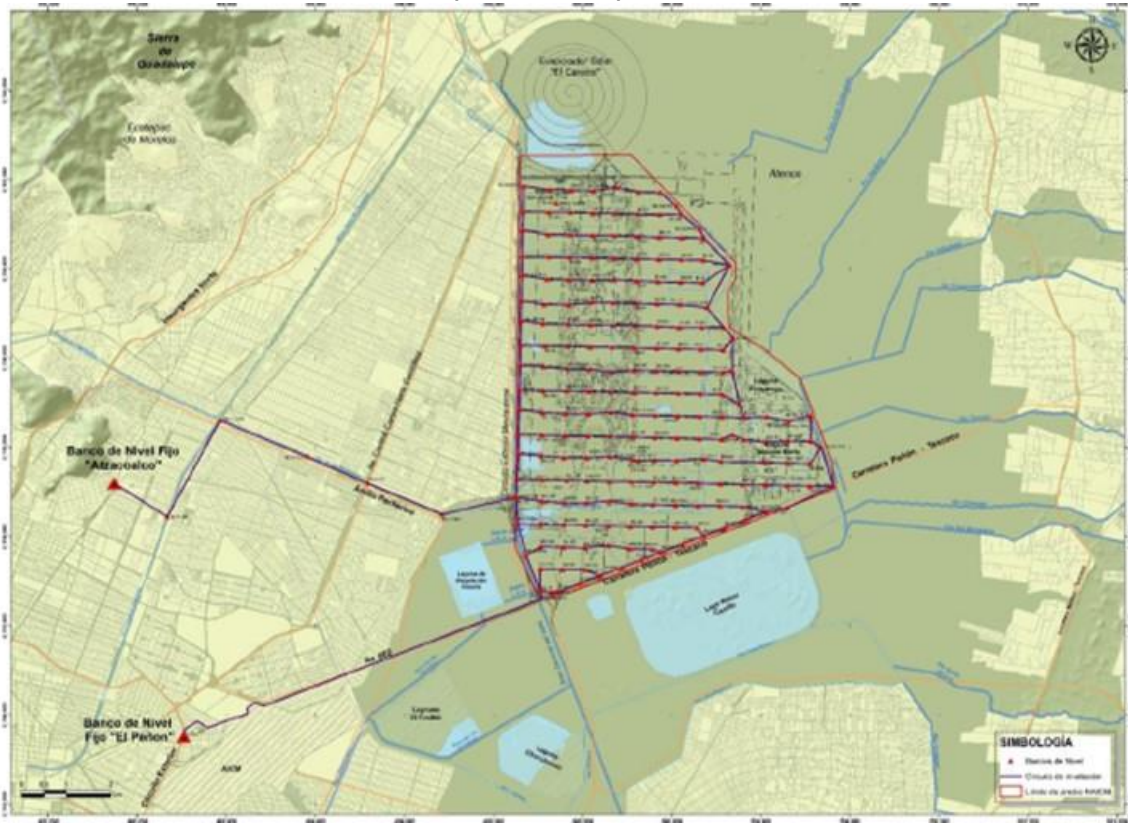
de los Santos Reyes, que se ubica sobre Circuito Interior Bicentenario, entre las calles Quetzalcóatl y Morelos.

Estos trabajos topográficos deberán cumplir con los lineamientos y especificaciones que para control horizontal y vertical, establecen las Normas Técnicas para el Sistema Geodésico Nacional, y la de Estándares de Exactitud Posicional, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el jueves 23 de Diciembre del 2010.

Para determinar el hundimiento y referenciar altimétricamente la zona dentro del polígono del NAICM en el Lago de Texcoco, se nivelarán 213 bancos de nivel, mediante recorridos de nivelación de 137 kilómetros trimestrales, dando un total de 2,192 kilómetros de nivelación.

Comentario: Sería conveniente incluir las nivelaciones de los Bancos de Nivel Profundos (BNP).

Plano de referencia para la interpretación del alcance 4.A



4.B El estudio técnico-científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), para integrar a un Modelo BIM (Building Information Modelling), el comportamiento de la subsidencia generada en el proceso de obra, debido al peso propio de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM); considera los siguientes alcances:



La nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, se realizará a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacolco, para dar cota a todos los bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio y verificar el cierre de nivelación en el Banco de Nivel Fijo El Peñón, que tiene una cota de 2248.8620 m.s.n.m., y se localiza en la entrada de la Parroquia de los Santos Reyes, que se ubica sobre Circuito Interior Bicentenario, entre las calles Quetzalcóatl y Morelos. El total de kilómetros de recorridos de nivelación durante el periodo agosto 2017 - diciembre 2020, será de 1,566.

Comentario: Se entiende que solamente se consideran los 213 Bancos de Nivel Superficial (BNS); se reitera que convendría incluir los Bancos de Nivel Profundos (BNP).

También se realizará el levantamiento topográfico de alta resolución a través de tecnología HDS, utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D, en el área de construcción comprendida entre pistas 2 y 3 (edificio terminal, calles de rodaje, plataformas, torre de control, centro de transporte terrestre, subestación eléctrica y estación de switcheo). El levantamiento se ejecutará durante el periodo agosto 2017 - diciembre 2020, sumando un total de 35,840.26 hectáreas.

Comentario: Falta indicar la periodicidad con la que se realizará el levantamiento topográfico de alta resolución a través de tecnología HDS. Asimismo, conviene revisar de acuerdo con el plan maestro del NAICM si están previstas otras obras que no están incluidas en la relación del párrafo anterior. Falta incluir la instalación de BN y puntos de control en las construcciones en sitios estratégicos que sirvan de referencias para medir desplazamientos y la evolución de los hundimientos durante el proceso constructivo.

Para cumplir con los alcances descritos en estos términos de referencia, será necesario que la empresa participe con personal técnico-científico calificado en Dirección de Proyectos/BIM Manager, manejo de modelos BIM; especialistas en ingeniería geodésica, topográfica y civil.

Comentario: el texto dice “personal técnico-científico calificado en Dirección de Proyectos/BIM Manager, manejo de modelos BIM”, convendría agregar “construcción y manejo de modelos BIM”.

La empresa licitante deberá de contar con niveles automáticos o digitales de alta precisión, además de escáneres láser digital terrestre 3D; así como el hardware y software adecuado en gabinete para el procesamiento de datos obtenidos en campo.

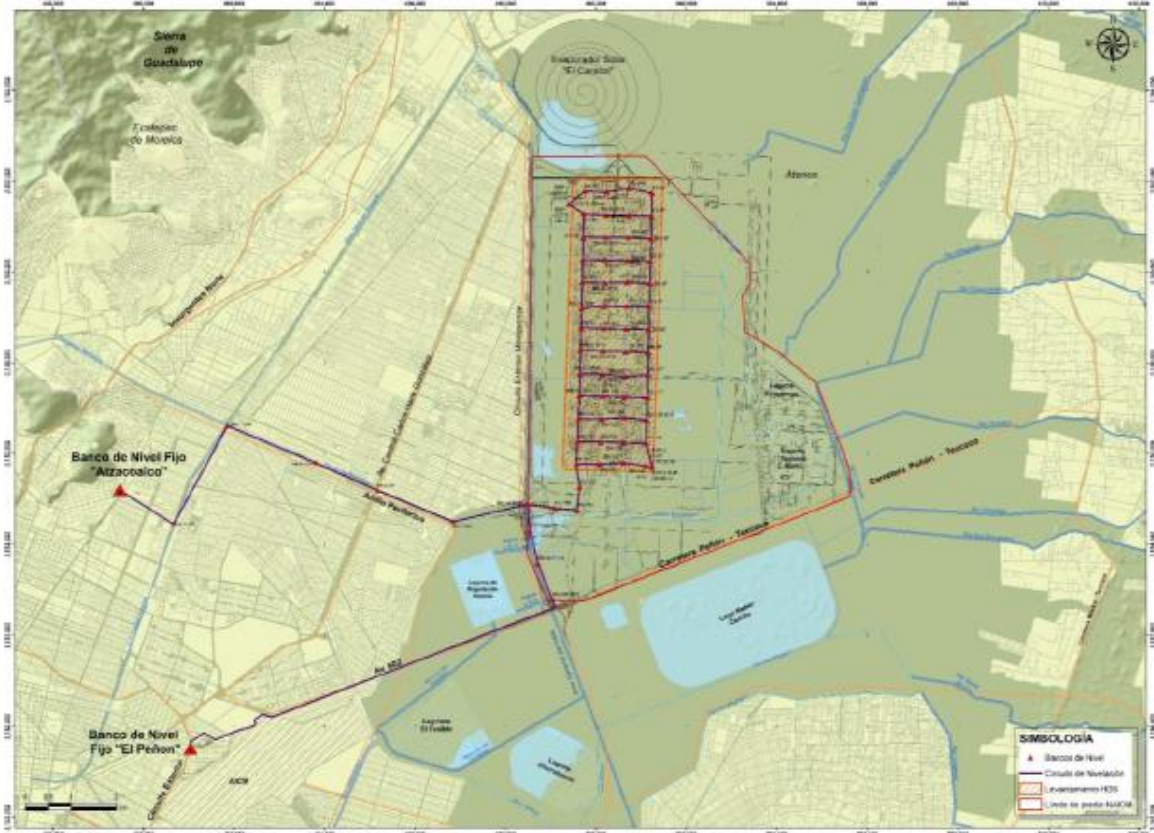
Comentario: conviene especificar las características del hardware y el software requeridos para el estudio.



Una vez obtenidos los resultados del estudio técnico-científico con tecnología HDS, los datos geoespaciales se importarán a una plataforma BIM para el análisis por superficie o puntual del hundimiento, por peso propio de las estructuras en construcción.

Comentario: Conviene agregar que se deberá determinar la magnitud de asentamiento que corresponde al hundimiento regional y lo que corresponde a las cargas impuestas por las nuevas construcciones.

Plano de referencia para la interpretación del alcance 4.B



4.C El establecimiento de una estación de referencia con tecnología Global Navigation Satellite System (GNSS), considera los siguientes alcances:

Implantar un sistema coordinado único para el control geodésico y topográfico de las obras, a través de una estación de referencia con tecnología Global Navigation Satellite System (GNSS), que suministrará datos en tiempo real (correcciones RTK vía GSM), junto con la captura de datos en formato RINEX.

Comentario: Conviene especificar que los datos proporcionados por el sistema GNSS serán convertidos a un sistema topográfico local para realizar el control o monitoreo de las obras. Los sistemas GNSS proporcionan coordenadas geodésicas y para el control de obra se requieren coordenadas topográficas. Asimismo, debe tenerse en cuenta que los sistemas



geodésicos proporcionan una aceptable precisión para el control horizontal, no así para el control vertical.

Para cumplir con el alcance del Sistema Coordinado Único, la empresa licitante se deberá apegar a la Norma Técnica de Estándares de Exactitud Posicional, publicada en el Diario Oficial de la Federación el día 23 de diciembre de 2010.

El entregable de la Estación de Referencia GNSS será el servicio mensual de posicionamiento y enlace a un Sistema Coordinado Único, para todos los trabajos geodésicos y topográficos que se realicen durante la construcción de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

Comentario: no está claro si mensualmente se entregará un informe del posicionamiento de las obras, o bien de los trabajos geodésicos y topográficos que se realicen durante el periodo en curso. Aprovechando las ventajas del sistema GNSS convendría tener informes con mayor frecuencia y por estructuras.

- 4.D Los trabajos de ingeniería geomática para el control geodésico y topográfico de los puntos de control terrestre del NAICM y de las obras en construcción en el periodo agosto 2017-diciembre 2020; considera los siguientes alcances:

Los trabajos geodésicos y topográficos a realizar, deberán cumplir con los lineamientos y especificaciones que para control horizontal y vertical establecen las Normas Técnicas para el Sistema Geodésico Nacional, y la de Estándares de Exactitud Posicional, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el jueves 23 de Diciembre del 2010.

Se ejecutará la georreferenciación trimestral de 213 PCT (puntos de control terrestre - bancos de nivel), y mensual de 52 PCT, que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de comprobar posibles desplazamientos horizontales.

Se realizará un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, para verificar las coordenadas UTM y topográficas de los vértices que determinan las líneas base establecidas por cada empresa constructora, para el control topográfico de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.

Se continuará con la incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado BIM.



Plano de referencia para la interpretación del alcance 4.D



4.E El estudio de interferometría utilizando series temporales de imágenes radar, considera los siguientes alcances:

Medir con precisión milimétrica usando tecnología satelital, las variaciones topográficas ocurridas dentro del polígono del NAICM, aplicando la técnica de interferometría, a través de series temporales de imágenes radar.

Comentario: Falta especificar tipo y características de las imágenes de satélite y de radar a emplear. Con los levantamientos anteriormente descritos (levantamientos con tecnologías HDS y GNSS ligados a nivelaciones diferenciales de precisión) se espera contar con datos de elevaciones con precisión aceptable para trabajos de ingeniería y que permitan monitorear el hundimiento regional, puesto que se combinarán técnicas directas e indirectas. La interferometría es una técnica indirecta donde la calidad de los resultados depende de varios factores (obstáculos físicos, clima, entre otros).



Para el desarrollo de los trabajos de interferometría, se deberá aplicar la Norma Técnica para Levantamientos Aerofotográficos con Cámara Digital con fines de Generación de Información Geográfica publicada en el Diario Oficial de la Federación el 20 de julio de 2016.

El entregable de los trabajos de interferometría, será un informe mensual que integre como mínimo la descripción de las imágenes tratadas; la descripción detallada de la metodología para tratar las imágenes; el análisis de precisión de los movimientos, y; el análisis de los indicadores de calidad.

4.F La implementación de un Sistema de Información Geográfica (SIG) con datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría satelital; considera los siguientes alcances:

Implementar un Sistema de Información Geográfica con datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría satelital, para sustentar las propuestas de solución ejecutivas con base al comportamiento deformacional del suelo, debido al hundimiento regional y por peso propio de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

Comentario: Falta especificar características generales de las bases de datos.

Para el desarrollo de los trabajos de la implementación de un Sistema de Información Geográfica (SIG), se deberá aplicar la Norma Técnica para la elaboración de Metadatos Geográficos, publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 24 de diciembre de 2010.

El entregable de los trabajos del SIG, será un informe mensual para sustentar la toma de decisiones ejecutivas, y que integre como mínimo el análisis de los movimientos; para cada punto en la zona de interés la altura del punto en metro, la tasa de desplazamiento en milímetros, y el desplazamiento en función del tiempo.

Comentario: Falta especificar que la entrega incluye las bases de datos y el propio SIG.

Las bases de datos del SIG se actualizarán con los datos geotécnicos, geodésicos y topográficos de cada jornada de trabajo durante el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

4.G La propuesta de soluciones ejecutivas para aplicar en la cimentación y proceso constructivo, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM, debido al hundimiento regional y a la subsidencia generada por el peso propio de construcción; considera los siguientes alcances:

- Análisis de la información de los estudios de Mecánica de Suelos de cada una de las estructuras para realizar una proyección de movimientos y, en su caso, recomendaciones para garantizar su estabilidad durante su vida útil.



- Se realizará un análisis de las proyecciones de movimientos determinados por la empresa licitante y el GACM.

Comentario: Falta especificar la manera en que se realizará el análisis, empleando métodos analíticos, numéricos (Método de Elementos Finitos), o bien, de los dos tipos. En el caso de emplear métodos numéricos, especificar que se podrán emplear programas comerciales que tomen en cuenta el abatimiento piezométrico a lo largo del tiempo. Asimismo, que los modelos numéricos consideren en detalle las etapas constructivas.

- Las soluciones ejecutivas considerarán no sólo la estructura en análisis, sino la interacción conjunta con las estructuras vecinas, y en forma preponderante el hundimiento regional.

Comentario: Falta especificar que los análisis que se realicen deberán considerar en detalle todas las etapas constructivas, asimismo, el abatimiento piezométrico a lo largo del tiempo.

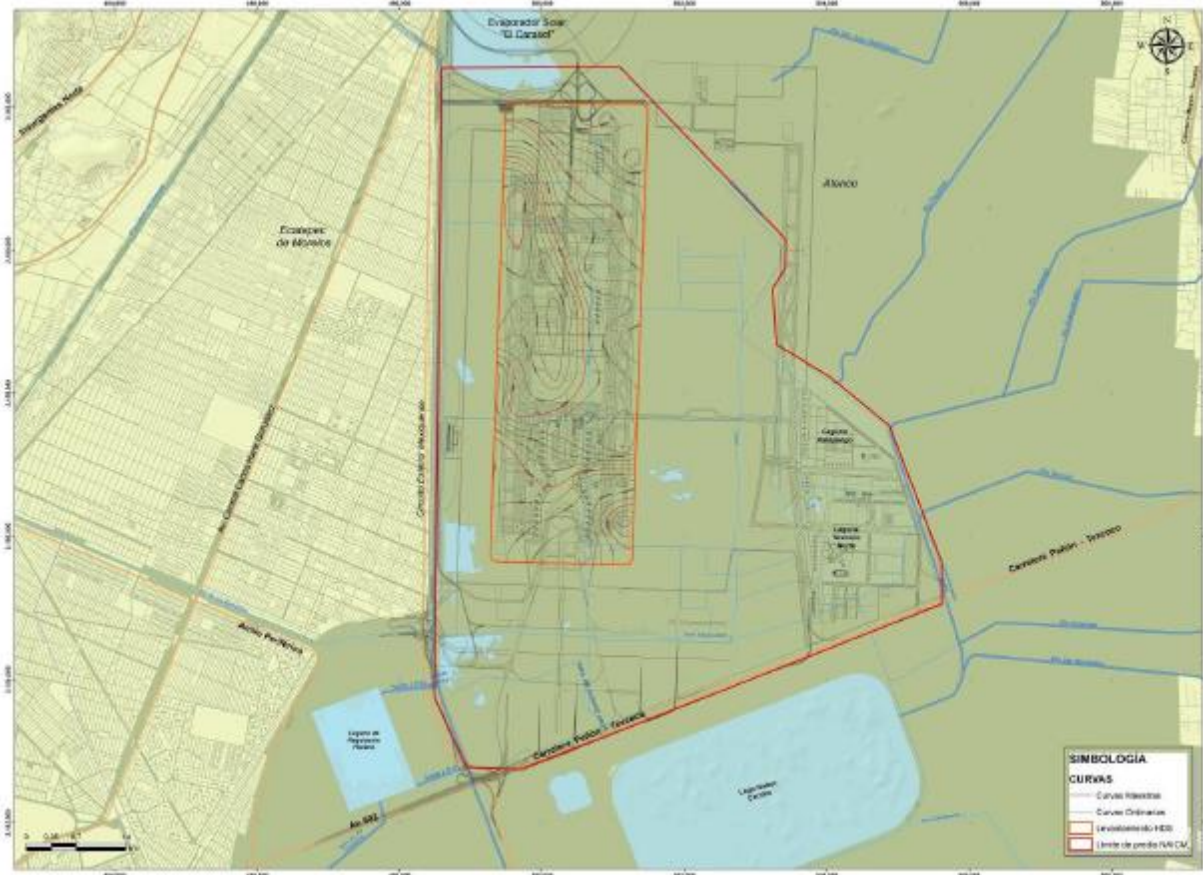
- De acuerdo con el problema detectado en cada estructura se emitirán las soluciones conceptuales geotécnicas y estructurales pertinentes.

Comentario: Falta especificar que las soluciones conceptuales propuestas deberán ser analizadas y evaluar los resultados a fin de adoptar la mejor solución.

- Elaboración de proyectos ejecutivos con base en las soluciones conceptuales adoptadas como solución del problema, los proyectos se realizarán durante el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas dos y tres de la primera etapa del NAICM.



Plano de referencia para la interpretación del alcance 4.G



4.H ~~Es importante mencionar que~~ Para cumplir con la calidad requerida para el presente estudio, la empresa participante deberá satisfacer los siguientes requisitos; de no hacerlo será motivo de descalificación:

- Contar con certificado de calidad ISO 9001:2015 aplicable a procesos de levantamientos topográficos de alta resolución.
- Contar con experiencia de al menos cinco contratos que sumen 1,000 kilómetros o más, referentes a nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, ejecutados en los últimos cinco años en la zona del Ex Lago de Texcoco.
- Contar con al menos un contrato de trabajos para modelado BIM.

Comentario: Especificar si el contrato fue realizado en el pasado o se encuentra vigente.



- Contar con la colaboración de un Director BIM con diplomado en Dirección de Proyectos/BIM Manager o similar, además de al menos tres modeladores BIM, todos certificados por una empresa acreditada para tal efecto.
- Acreditar la propiedad de licencias de software para la generación y manejo de modelos BIM.
- Acreditar el equipo de cómputo para el manejo de modelos BIM.

Comentario: Falta indicar las características del equipo de cómputo.

- ~~Se deberán presentar copias de facturas que~~ Acreditar la propiedad de los equipos de nivelación digitales de alta precisión (0.03 mm), ~~así como, de los además de~~ equipos escáneres láser digital terrestre 3D.
- Acreditar **la propiedad** del equipo de cómputo y licencias de software para el procesamiento de datos topográficos de alta resolución.
- Contar con un responsable profesional que deberá ser Ingeniero Civil con grado de Doctor en Ingeniería, con especialidad en Mecánica de Suelos o Geotecnia, con más de 20 años de experiencia en el diseño geotécnico de cimentaciones en las arcillas blandas del Valle de México, y con experiencia comprobada en Dinámica de Suelos en el Valle de México. ~~Que haya tenido un puesto directivo, como en la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, en los últimos cinco años, debido a la responsabilidad y autoridad moral que se requiere, para determinar soluciones ejecutivas en función del comportamiento deformacional del suelo, considerando el hundimiento regional y la subsidencia por el propio peso de la construcción, durante la cimentación y el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.~~
- Especialista en trabajos de ingeniería geotécnica para diseño de cimentaciones de aeropistas, **con título de** Ingeniero Civil **y** con grado de Doctor en Mecánica de Suelos **o Geotecnia**, con más de 15 años de experiencia en análisis geotécnico en arcillas blandas del Valle de México, y experiencia comprobable en el análisis y diseño de cimentaciones de aeropistas y estructuras apoyadas en suelos blandos.
- Especialista en trabajos de **Ingeniería Geotécnica** para análisis numéricos, con grado de Doctor en el área de Geotecnia o Mecánica de Suelos, con conocimientos y experiencia comprobable de 10 años, en el análisis numérico de interacción suelo-estructura empleando el Método de Elementos Finitos o de Diferencias Finitas con aplicación al diseño de cimentaciones de aeropistas y estructuras apoyadas en suelo blando del Valle de México. Experiencia comprobable en el uso de los programas especializados en Geotecnia, como es el FLAC 3D y PLAXIS 3D o similares.
- Especialista en trabajos de ingeniería geotécnica para análisis geoestadístico, con grado de Doctorado o Maestría en el área de geotecnia, con conocimientos y



experiencia comprobable de cinco años, en el análisis geoestadístico de la distribución espacial de propiedades geotécnicas del subsuelo del Valle de México.

- Especialista en las arcillas blandas, con preparación académica de Ingeniero Civil, con grado de maestría en Mecánica de Suelos con más de 20 años de experiencia en las arcillas blandas del Valle de México.
- Especialista en análisis geotécnicos, con preparación académica de Ingeniero Civil y contar con más de 20 años de experiencia en análisis geotécnicos en las arcillas blandas del Valle de México.
- Especialista en Ingeniería Topográfica, con preparación académica de Ingeniero Topógrafo con grado de Maestría, que cuente con más de 20 años de experiencia. Que haya tenido un puesto directivo, como en el Colegio de Ingenieros Topógrafos, A.C, en los últimos cinco años. Deberá estar certificado en manejo de equipos digitales de nivelación, así como en levantamientos topográficos de alta resolución. Se deberán presentar copias de la constancia, título o cédula profesional y certificados.
- Especialista en nivelación diferencial de precisión, con preparación académica de Ingeniero Topógrafo, que cuente con más de 20 años de experiencia, con licenciatura de; así mismo, deberá contar con constancia y credencial vigentes 2017 de agremiado al Colegio de Ingenieros Topógrafos, A.C. Deberá estar certificado en manejo de equipos digitales de nivelación; así como en levantamientos topográficos de alta resolución. Se deberán presentar copias de la constancia, título o cédula profesional y certificados.

4.1 ~~Cabe señalar que~~ Para cumplir con los objetivos descritos en estos términos de referencia, con la calidad y oportunidad requerida, así como la complejidad de obtener la información geotécnica y topográfica, y con fundamento al Párrafo II, Artículo 50 de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas; Artículo 138, Sección IV, del Reglamento de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, debido a las características, complejidad y magnitud de los trabajos, los que tendrán por objeto apoyar la debida ejecución y continuidad de los servicios, para estos servicios se otorgará el 10% (diez por ciento) de anticipo, para la adquisición del equipo con tecnología de última generación, contratación de personal correspondiente y la instalación del campamento permanente, en el sitio que el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, designe para tal efecto.

4.1 PROPUESTA CONCEPTUAL.

(No aplica)

Comentario: Si la propuesta conceptual no aplica entonces eliminar el rubro “4.1 Propuesta conceptual”. Asimismo, debe considerarse que cada empresa participante en el concurso



deberá presentar su propia propuesta conceptual. Por tanto, debería cambiarse el título por “Metodología”.

4.2 ESTUDIO.

Comentario: Este subcapítulo podría llamarse “Características del estudio”.

4.2.1 Estudio para la integración al Modelo BIM (Building Information Modelling), de la nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, para la proyección de hundimiento de los bancos de nivel que determinan el hundimiento regional, en el polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

3.2.1 Levantamiento de información en campo.

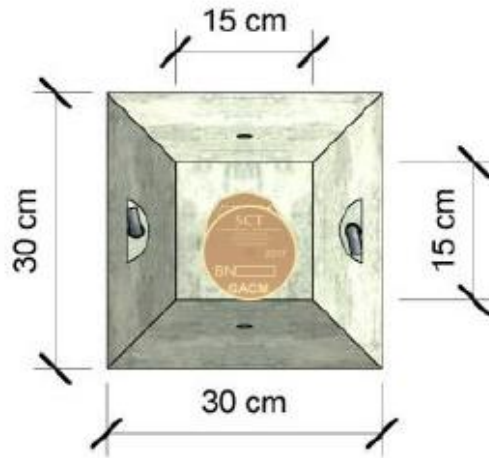
Comentario: numeración incorrecta.

Con el propósito de conocer las condiciones físicas de la zona del estudio para la integración al Modelo BIM (Building Information Modelling), de la nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, para la proyección de hundimiento de los bancos de nivel que determinan el hundimiento regional, en el polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México; se realizarán 16 recorridos de reconocimiento mensuales para determinar los criterios, estrategias y recursos a emplear en la realización de los trabajos. De los recorridos se elaborará un reporte fotográfico que ilustre los aspectos de interés a considerar.

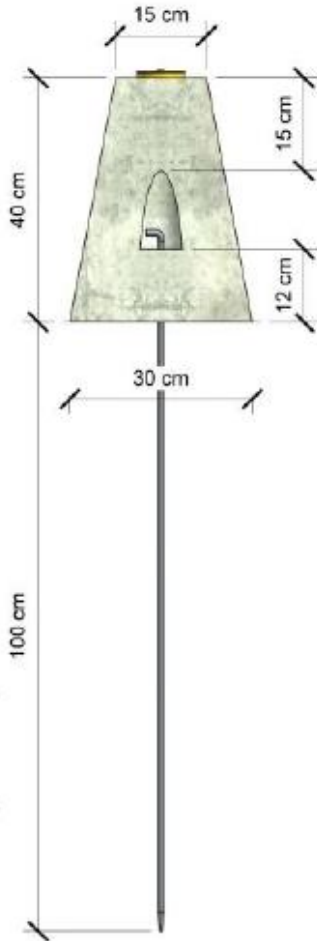
4.2.1.1 Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).

Durante el periodo agosto 2017-diciembre 2020, se realizarán trabajos para la reposición de 128 bancos de nivel, con mojoneras prefabricadas de concreto armado, con espacios aproximados de 500 metros.

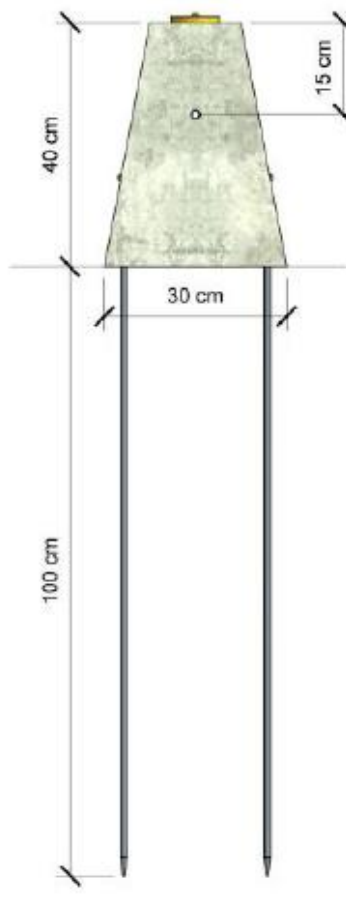
Para la instalación de mojoneras de concreto, se recomienda ubicarlas en sitios donde estén a salvo de su destrucción. Una vez elegido el sitio para su implantación, se colocará una mojonera forma de pirámide truncada cuadrangular, la cual será prefabricada con concreto, de 40 centímetros de alto, 30 centímetros de base y 15 centímetros de corona. Sobre dicha corona se colocará una placa de bronce de 7.5 cm de diámetro, con el logotipo de la SCT y el GACM. Se anexa una figura que muestra un croquis de la mojonera de concreto y la placa de bronce colocada en la parte superior.



Planta



Alzado lateral



Alzado frontal



Isométrico



Diseño de la placa de bronce

4.2.1.2 Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacocalco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.

Para determinar el hundimiento y referenciar altimétricamente la zona dentro del polígono del NAICM en el Lago de Texcoco, se nivelarán 213 bancos de nivel mediante recorridos de nivelación trimestrales de 137 kilómetros cada uno, dando un total de 2,192 kilómetros de nivelación; incluyendo la nivelación de tres bancos de nivel profundos ubicados en la zona norte del polígono, y cuatro en la zona sur.

Para referenciar altimétricamente la zona de estudio, el punto de partida será el banco de nivel fijo Atzacocalco, que tiene una elevación de 2245.0078 m.s.n.m., y se ubica en la calle Cabo Finisterre lado poniente casi esquina con la Avenida General Martín Carrera, en la colonia Atzacocalco de la Delegación Gustavo A. Madero.

En estos trabajos de nivelación de precisión de Primer Orden Clase I, podrán utilizarse niveles digitales los cuales harán sus lecturas en miras de nivelación invar con código de barras, equipadas con niveles esféricos y con sus correspondientes bases metálicas para ubicar puntos de liga. También se podrán utilizar niveles automáticos equipados con placa planoparalela, que permiten lecturas directas al diezmilésimo, miras de nivelación invar con graduación numérica equipadas con niveles esféricos y con sus correspondientes bases metálicas para ubicar puntos de liga.

Por cada recorrido de nivelación se correrá una nivelación diferencial de precisión para dar cota a los 213 bancos de nivel, ubicados en espacios aproximados de 500 metros. La longitud de cada recorrido de nivelación es de 137 kilómetros, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacocalco, para dar cota a todos los bancos de nivel instrumentados y verificar el cierre de nivelación en el Banco de Nivel Fijo El Peñón, que tiene una cota de 2248.8620 m.s.n.m., y



se localiza en la entrada de la Parroquia de los Santos Reyes, que se ubica sobre Circuito Interior Bicentenario, entre las calles Quetzalcóatl y Morelos.

El primer recorrido de nivelación se realizará durante el primer mes del estudio. Con la finalidad de determinar los hundimientos en la zona de estudio, se procederá a dar un segundo, tercer y cuarto recorrido de nivelación en el año 2017; además de realizar cuatro recorridos de nivelación durante los meses de marzo, junio, septiembre y diciembre, durante los años 2018, 2019 y 2020; sumando en los 16 recorridos un total de 2,192 kilómetros.

El método para éste trabajo topográfico será el de “Nivelación Directa”. Esta será una nivelación de precisión de Primer Orden Clase I; la tolerancia de cierre altimétrica será de: $T = \pm 4\sqrt{k}$, donde “T” es la tolerancia en milímetros y “k” es la distancia de desarrollo de la nivelación en un solo sentido entre puntos de elevación conocida, expresada en kilómetros, como se establece la Norma Técnica de Estándares de Exactitud Posicional, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el jueves 23 de Diciembre del 2010, donde indica que este tipo de trabajos deberá destinarse al establecimiento de la red geodésica vertical primaria y a trabajos de ingeniería extensivos e importantes. Para obtener la tolerancia altimétrica expresada en la fórmula mencionada, será necesario emplear equipos de nivelación que alcancen una precisión de 0.3 milímetros para 1.0 kilómetro de doble nivelación, además de emplear miras de nivelación invar.

La nivelación de los bancos de nivel se llevará a cabo a través de una nivelación diferencial la cual tiene como finalidad obtener el desnivel entre dos bancos. Cada toma de las lecturas se hará en distancias máximas de 80 metros, evitando las horas de mayor insolación para eliminar el efecto de reverberación.

Los cálculos de la nivelación se realizarán diariamente en los tramos nivelados a fin de que, si alguno quedase fuera de la tolerancia permitida, la nivelación se repetirá las veces que sea necesario antes de continuar con el siguiente tramo. La compensación de cotas entre los bancos nivelados se hará con base a la teoría del “promedio de cierre”, siempre y cuando la diferencia de cierre se encuentre dentro de la tolerancia especificada.

El registro de los levantamientos topográficos se realizará en libretas de campo. En caso de que los levantamientos se ejecuten con equipo electrónico, se almacenarán los datos obtenidos en campo a través de una memoria interna.

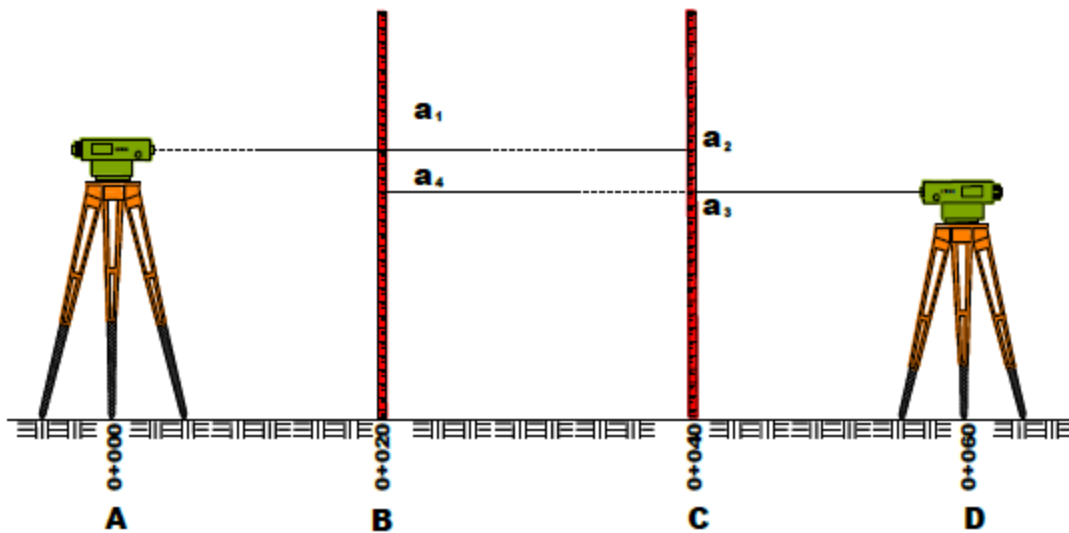
Es importante señalar que al principio de cada jornada es requisito hacer una nivelación de control, con la finalidad de verificar el estado de los aparatos, la nivelación de control será registrada en la libreta de nivel, y las verificaciones serán realizadas por los técnicos encargados de cada aparato al inicio de cada sesión de nivelación. Para verificar el buen estado y funcionamiento del equipo de nivelación a utilizar, se deberá verificar su horizontalidad de la línea de puntería realizando una nivelación de control como se explica a continuación:

En un terreno llano, determinar una distancia de 45 a 60 metros. Dividirla en tres secciones de igual longitud. Colocar una mira en cada uno de los puntos B y C de la sección de en medio, en un lugar bien firme. Las mediciones con el instrumento se efectúan

sucesivamente desde los puntos A y D. Una vez centrado el nivel esférico en el punto A, en base al hilo nivelador, efectuar las lecturas: a_1 sobre la mira en B y a_2 sobre la mira en C. Trasladar el instrumento al punto D y efectuar la lectura a_3 sobre el punto C, después a_4 sobre B. Si el aparato esta corregido, es decir si la línea de puntería es horizontal, es posible establecer la relación siguiente:

$$a_1 - a_4 = a_2 - a_3$$

COMPROBACION DE LA HORIZONTALIDAD DE LA LINEA DE PUNTERIA



NIVELACION DE CONTROL

La tolerancia de horizontalidad de la línea de puntería, no será mayor de 25 centésimas de milímetro, en los casos donde al determinar numéricamente la horizontalidad no cumpla con la tolerancia especificada, se procederá a efectuar otra nivelación de control, si el error persiste se realizará otra nivelación más; si el error continúa se procederá a ajustar el aparato por parte del personal de la Compañía Contratista y repetir los pasos de la nivelación de chequeo. En el caso en el cual el error de cierre fuese mayor a la tolerancia especificada, el aparato no podrá ser utilizado para los trabajos de nivelación y por consiguiente la consultora deberá presentar otro nivel que cumpla con las especificaciones solicitadas.

4.2.1.3 Procesamiento de los datos obtenidos en campo y cálculo de la información topográfica.

Los datos obtenidos en campo se clasificarán y ordenarán conforme al avance de los levantamientos topográficos, separando la información de cada banco de nivel, agrupando éstos en circuitos de nivelación, en los trabajos de cálculo se obtendrán los cierres altimétricos de cada uno de los tramos y circuitos nivelados, determinando la precisión de los mismos, por medio de la fórmula establecida en el apartado 4.2.1.2 de estos términos de



referencia, se obtendrá la tolerancia permitida para aplicar la compensación de los circuitos nivelados y así obtener la cota oficial de cada uno de los bancos del circuito en tema. Las cotas que se obtengan serán de suma importancia, ya que con éstas se configurarán las curvas de nivel de este estudio, las cuales se graficarán en los planos respectivos.

Al utilizar en campo niveles digitales, la memoria de cálculo que se entregue será la que resulte de la utilización del software el cual está vinculado con los niveles digitales. Cabe mencionar que las cotas resultantes de este proceso ya son compensadas por distancia entre bancos de nivel.

En caso de emplear niveles automáticos, la memoria de cálculo que se entregue serán tablas de Excel con los datos de campo procesados en gabinete, así como las cotas compensadas obtenidas del promedio de cierre entre banco y banco, utilizando la fórmula de tolerancia mencionada en el apartado 4.2.1.2.

Para interpretar con claridad la información resultante de la nivelación de bancos de nivel, se elaborarán tablas que contengan los datos de importancia relacionadas con el presente estudio. A continuación se mencionan las tablas que se integraran en el informe definitivo.

Tabla 1 Esta tabla contendrá el listado de bancos de nivel instrumentados por circuito, coordenadas UTM, distancias parciales y acumuladas, y cotas realizadas en las nivelaciones trimestrales de los años 2017, 2018, 2019 y 2020.

Tabla 2 Esta tabla contendrá el listado general de todos los bancos de nivel instrumentados, coordenadas UTM y cotas realizadas en las nivelaciones trimestrales de los años 2017, 2018, 2019 y 2020.

Es importante resaltar que el cálculo altimétrico estará referido al Banco de Nivel Fijo Atzacolco, mencionado en el apartado anterior. De los cálculos realizados, tanto de los trabajos de altimetría como de los hundimientos en la zona de estudio, a través de estadísticas para obtener ecuaciones de regresión y coeficientes de correlación, se obtendrán las memorias de cálculo, mismas que estarán integradas en el informe final.

4.2.1.4 Proyección de hundimientos.

Con base al resultado de las nivelaciones de precisión realizadas durante el año 2017 a los bancos de nivel instrumentados; así como al resultado de las nivelaciones de precisión realizadas durante los años 2018, 2019 y 2020, se llevará a cabo el cálculo correspondiente para obtener la cota de cada uno de los bancos de nivel, con referencia al banco de nivel fijo Atzacolco, mencionado en el apartado 4.2.1.2 de estos términos de referencia. Con la obtención de las diferencias altimétricas de los bancos, se obtendrán los hundimientos de cada banco de nivel.

Se realizará la proyección de hundimientos de los datos obtenidos en cada recorrido de nivelación de los años 2017, 2018, 2019 y 2020, y considerando la información de



nivelación de precisión de estudios anteriores a los bancos de nivel, la cual será proporcionada por el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.

Por cada recorrido de nivelación, se actualizará la base de datos para continuar con la estadística de la información de cotas de los bancos de nivel, obtenidas en dichos recorridos de nivelación de los años 2017, 2018, 2019 y 2020, aplicando una ecuación de regresión para poder pronosticar el hundimiento de cada banco de nivel, donde su coeficiente de correlación se ajuste a la proyección de su hundimiento.

6.1 Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.

Se actualizarán las fichas de los 213 bancos de nivel, pertenecientes a cada recorrido trimestral de nivelación, dando un total de 3,408 fichas del estudio. Dichas fichas estarán integradas por cuatro hojas en las que se incluyen: croquis de localización (general y detalle), fotografías (panorámica y de detalle), tabla de estadísticas y gráfica de evolución de hundimiento. Las fotografías serán tomadas desde el mismo punto donde se enfoque el banco de nivel. En la toma panorámica se identificarán algunas referencias para su fácil localización como puede ser alguna esquina, canales, estructuras, bardas, árboles, etcétera. Para las fotografías de detalle, se mostrará claramente la placa de la mojonera correspondiente.

6.2 Elaboración de planos.

En este apartado se describe el proceso que se realiza en gabinete relacionado con los resultados de los cálculos de la información topográfica. Se procederá a la elaboración de planos topográficos, de plantas con ubicación de bancos de nivel y configuración de curvas de hundimiento. Para la correcta interpretación de los datos topográficos obtenidos en campo, la información que contengan los planos deberá ser clara, autosuficiente y representativa de las condiciones altimétricas reales.

Los planos podrán ser dibujados con equipo de cómputo a través de software CAD o GIS, asentando información de plantas y datos altimétricos de los bancos de nivel, a escalas que permitan una interpretación clara de los trabajos, complementando la información con norte, simbología, notas aclaratorias, responsables profesionales, etcétera. Los planos definitivos que se generen se imprimirán en papel Bond y se obtendrán los archivos digitales de ellos. Se generarán 65 planos con los resultados de los trabajos desarrollados durante los años 2017, 2018, 2019 y 2020.

6.3 Elaboración de Modelo Digital de Elevaciones (MDE), para integración al modelo BIM (Building Information Modelling).

El Modelo Digital de Elevaciones (MDE) se elaborará con base en la información de coordenadas X, Y, y cotas de Bancos de Nivel distribuidos dentro del polígono del NAICM, para lograr una representación apegada a la realidad; se utilizarán algoritmos matemáticos



incluidos en un software especializado en Sistemas de Información Geográfica (SIG), que permita relacionar la distancia entre bancos con la variable elevación y lograr con ello una correcta interpolación de los datos geoespaciales, es decir, se podrá obtener un conjunto de datos numéricos que describen la distribución espacial de la elevación en el sitio, para los meses en los que se desarrollará dicho estudio.

Como resultado de este proceso y para cada uno de los meses nivelados, se obtendrá un raster en formato para integrar al modelo BIM; así, la superficie creada estará dividida por filas y columnas formando con ello una malla o rejilla regular.

Cada celda de la rejilla contendrá valores de coordenadas de localización así como el valor temático, que en este caso será la elevación obtenida de cada banco para cada uno de los meses. El tamaño del pixel se determinará de acuerdo a la distancia entre cada uno de los bancos de nivel.

Una vez creado el raster, este será transformado a una red irregular de triángulos (TIN) donde se considerará que la superficie no se desvíe del raster de entrada en más de 0.05 metros de tolerancia.

La superficie (MDE) representada por una TIN se importará en un software especial para manejo de datos geoespaciales con el objetivo de lograr una compatibilidad e integrar esta información dentro de un modelo BIM, el formato utilizado podrá ser: IMX, DWG o XML.

Para la integración de los MDE obtenidos, se deberá contar con personal certificado en centros de entrenamiento autorizados para uso de softwares especializados en flujo de trabajo del BIM, además del equipo de cómputo que tenga procesadores y memoria suficientes para el manejo adecuado de los archivos.

Con el uso de este software se podrán integrar el Modelo BIM del proyecto del NAICM y los MDE, con la finalidad de conjuntar la información en un solo archivo, que facilite la navegación y revisión del proyecto. Se entregarán los archivos de superficie en formato XML, DWG, DXF así como NWC para su integración con el resto del proyecto. Se entregarán 16 MDE correspondientes cada uno a los resultados trimestrales.

4.2.2 Estudio técnico-científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), para integrar a un Modelo BIM (Building Information Modelling), el comportamiento de la subsidencia generada en el proceso de obra, debido al peso propio de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).

3.2.1 Levantamiento de información en campo.

Con el propósito de conocer las condiciones físicas de la zona del estudio técnico - científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), para integrar a un Modelo BIM (Building Information Modelling), el comportamiento del hundimiento generado en el proceso de obra,

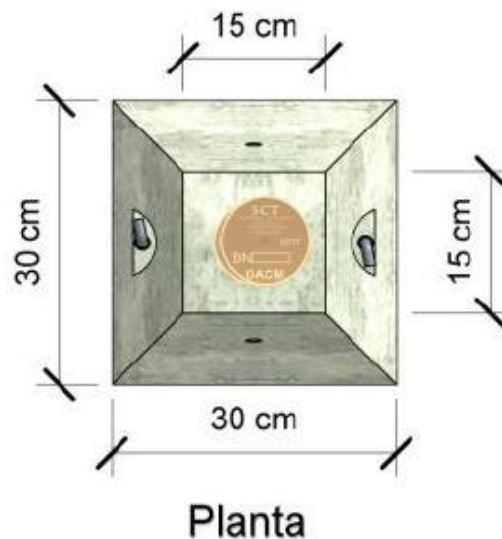


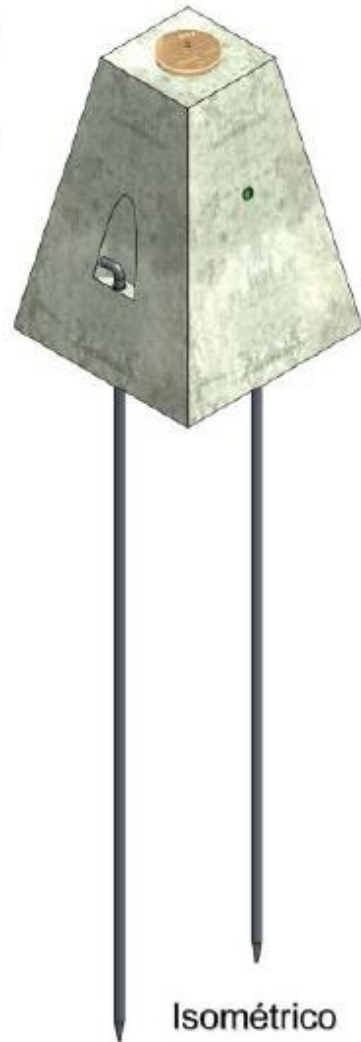
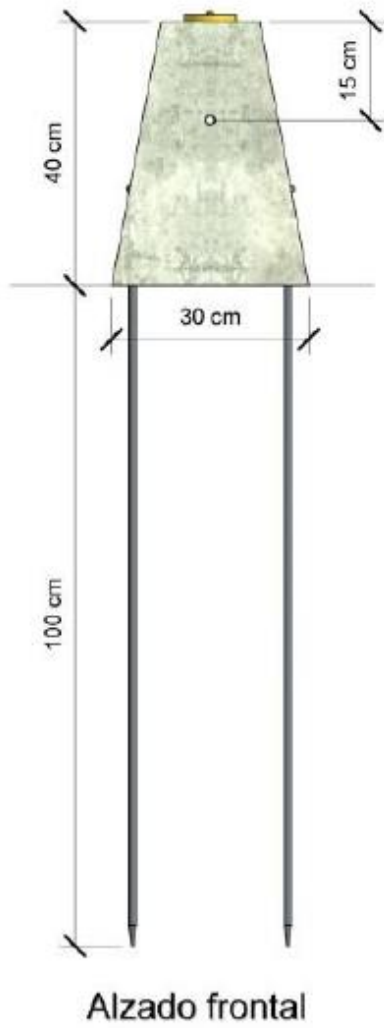
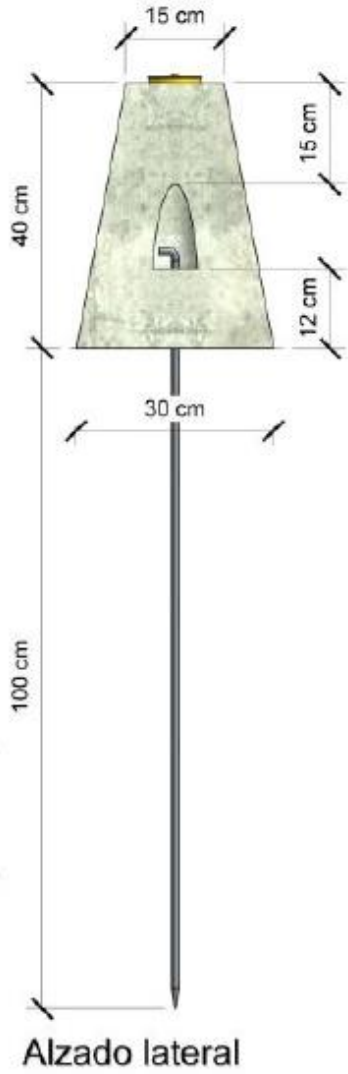
debido al peso de la construcción de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), durante el periodo agosto 2017 - diciembre 2020; se realizarán 27 recorridos de reconocimiento mensuales para determinar los criterios, estrategias y recursos a emplear en la realización de los trabajos. De estos recorridos se elaborará un reporte fotográfico que ilustre los aspectos de interés a considerar.

4.2.1.1 Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).

Durante el periodo agosto 2017-diciembre 2020, se realizarán trabajos para la reposición de 54 bancos de nivel, con mojoneras prefabricadas de concreto armado, con espacios aproximados de 500 metros.

Para la instalación de mojoneras de concreto, se recomienda ubicarlas en sitios donde estén a salvo de su destrucción. Una vez elegido el sitio para su implantación, se colocará una mojonera de forma de pirámide truncada cuadrangular, la cual será prefabricada con concreto, de 40.0 centímetros de alto, 30.0 centímetros de base y 15.0 centímetros de corona. Sobre dicha corona se colocará una placa de bronce de 7.5 cm de diámetro, con el logotipo de la SCT y el GACM. Se anexa una figura que muestra un croquis de la mojonera de concreto y la placa de bronce colocada en la parte superior.







Diseño de la placa de bronce

4.2.1.2 Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacocalco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.

Para determinar el comportamiento del hundimiento generado en el proceso de obra, debido al peso de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM, durante el periodo agosto 2017-diciembre 2020; se realizará la nivelación a los bancos de nivel instrumentados en la zona de estudio mediante recorridos de nivelación, sumando en los recorridos de nivelación un total de 1,566 kilómetros.

Para referenciar altimétricamente la zona de estudio, el punto de partida será el banco de nivel fijo Atzacocalco, que tiene una elevación de 2245.0078 m.s.n.m., y se ubica en la calle Cabo Finisterre lado poniente casi esquina con la Avenida General Martín Carrera, en la colonia Atzacocalco de la Delegación Gustavo A. Madero.

En estos trabajos de Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, podrán utilizarse niveles digitales los cuales harán sus lecturas en miras de nivelación invar con código de barras, equipadas con niveles esféricos y con sus correspondientes bases metálicas para ubicar puntos de liga. También se podrán utilizar niveles automáticos equipados con placa planoparalela, que permiten lecturas directas al diezmilésimo, miras de nivelación invar con graduación numérica equipadas con niveles esféricos y con sus correspondientes bases metálicas para ubicar puntos de liga.

Por cada recorrido de nivelación se correrá una nivelación diferencial de precisión para dar cota a los bancos de nivel mencionados, ubicados en espacios aproximados de 500 metros. La longitud de cada recorrido de nivelación es de 58 kilómetros a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacocalco, para dar cota a todos los bancos de nivel instrumentados y verificar el cierre de nivelación en el Banco de Nivel Fijo El Peñón, que tiene una cota de 2248.8620



m.s.n.m., y se localiza en la entrada de la Parroquia de los Santos Reyes, que se ubica sobre Circuito Interior Bicentenario, entre las calles Quetzalcóatl y Morelos.

El método para éste trabajo topográfico será el de “Nivelación Directa”. Esta será una nivelación de precisión de Primer Orden Clase I; la tolerancia de cierre altimétrica será de: $T = \pm 4\sqrt{k}$, donde “T” es la tolerancia en milímetros y “k” es la distancia de desarrollo de la nivelación en un solo sentido entre puntos de elevación conocida, expresada en kilómetros, como se establece la Norma Técnica de Estándares de Exactitud Posicional, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el jueves 23 de Diciembre del 2010, donde indica que este tipo de trabajos deberá destinarse al establecimiento de la red geodésica vertical primaria y a trabajos de ingeniería extensivos e importantes. Para obtener la tolerancia altimétrica expresada en la fórmula mencionada, será necesario emplear equipos de nivelación que alcancen una precisión de 0.3 milímetros para 1.0 kilómetro de doble nivelación, además de emplear miras de nivelación invar.

La nivelación de los bancos de nivel se llevará a cabo a través de una nivelación diferencial la cual tiene como finalidad obtener el desnivel entre dos bancos. Cada toma de las lecturas se hará en distancias máximas de 80 metros, evitando las horas de mayor insolación para eliminar el efecto de reverberación.

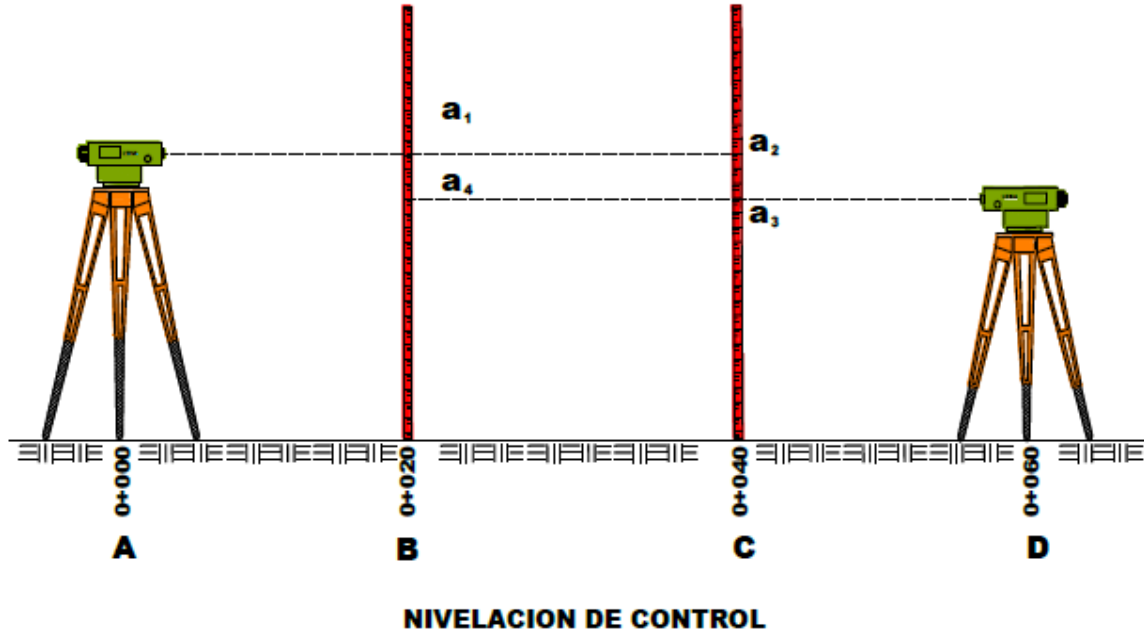
Los cálculos de la nivelación se realizarán diariamente en los tramos nivelados a fin de que, si alguno quedase fuera de la tolerancia permitida, la nivelación se repetirá las veces que sea necesario antes de continuar con el siguiente tramo. La compensación de cotas entre los bancos nivelados se hará con base a la teoría del “promedio de cierre”, siempre y cuando la diferencia de cierre se encuentre dentro de la tolerancia especificada. El registro de los levantamientos topográficos se realizará en libretas de campo. En caso de que los levantamientos se ejecuten con equipo electrónico, se almacenarán los datos obtenidos en campo a través de una memoria interna.

Es importante señalar que al principio de cada jornada es requisito hacer una nivelación de control, con la finalidad de verificar el estado de los aparatos, la nivelación de control será registrada en la libreta de nivel, y las verificaciones serán realizadas por los técnicos encargados de cada aparato al inicio de cada sesión de nivelación. Para verificar el buen estado y funcionamiento del equipo de nivelación a utilizar, se deberá verificar su horizontalidad de la línea de puntería realizando una nivelación de control como se explica a continuación:

En un terreno llano, determinar una distancia de 45 a 60 metros. Dividirla en tres secciones de igual longitud. Colocar una mira en cada uno de los puntos B y C de la sección de en medio, en un lugar bien firme. Las mediciones con el instrumento se efectúan sucesivamente desde los puntos A y D. Una vez centrado el nivel esférico en el punto A, en base al hilo nivelador, efectuar las lecturas: a_1 sobre la mira en B y a_2 sobre la mira en C. Trasladar el instrumento al punto D y efectuar la lectura a_3 sobre el punto C, después a_4 sobre B. Si el aparato esta corregido, es decir si la línea de puntería es horizontal, es posible establecer la relación siguiente:

$$a_1 - a_4 = a_2 - a_3$$

COMPROBACION DE LA HORIZONTALIDAD DE LA LINEA DE PUNTERIA



La tolerancia de horizontalidad de la línea de puntería, no será mayor de 25 centésimas de milímetro, en los casos donde al determinar numéricamente la horizontalidad no cumpla con la tolerancia especificada, se procederá a efectuar otra nivelación de control, si el error persiste se realizará otra nivelación más; si el error continúa se procederá a ajustar el aparato por parte del personal de la empresa Contratista y repetir los pasos de la nivelación de chequeo. En el caso en el cual el error de cierre fuese mayor a la tolerancia especificada, el aparato no podrá ser utilizado para los trabajos de nivelación y por consiguiente la consultora deberá presentar otro nivel que cumpla con las especificaciones solicitadas.

4.2.2.3 Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.

Con la finalidad de contar con información topográfica precisa de la configuración superficial del terreno, para integrar a un Modelo BIM del comportamiento del hundimiento generado en el proceso de obra, debido al peso de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM, durante el periodo agosto 2017-diciembre 2020; inicialmente se elaborará un plan de levantamiento para determinar el número de estaciones a escanear, considerando el radio de alcance y las posibles interferencias o deflexiones existentes.

En cada estación se centrará el equipo a través de la plomada láser integrada, se procederá a realizar los escaneos para producir los modelos digitales tridimensionales; el escáner láser 3D rota horizontalmente 360°, y un espejo refleja el haz de medida hacia arriba y hacia abajo. El rayo láser es usado para medir la distancia de los objetos que encuentre en su trayectoria, a una velocidad instantánea de escaneo, obteniendo con esto



los beneficios de HDS (High Definition Surveying -Levantamientos de Alta Definición-) utilizando equipo escáner láser con resolución de 1'000,000 de puntos por segundo. Los datos serán almacenados en un disco de estado sólido (SSD) integrado o a través de un USB externo.

El levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología HDS, utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D, se llevará a cabo durante los meses de agosto a diciembre de 2017, y de enero a diciembre durante el periodo 2018-2020, con un total de 35,840.26 hectáreas.

Para la realización de los trabajos descritos en este apartado, el licitante deberá contar con certificado de calidad ISO 9001:2015 aplicable a procesos de levantamientos topográficos de alta resolución; además de presentar copia de facturas y certificados de calibración, que demuestren que cuenta con el equipo mencionado en este apartado, así como copia simple de la ficha técnica del equipo a emplear.

4.2.2.4 Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).

Los datos obtenidos en campo se clasificarán y ordenarán conforme al avance de los levantamientos topográficos, separando la información de cada banco de nivel, agrupando éstos en circuitos de nivelación, en los trabajos de cálculo se obtendrán los cierres altimétricos de cada uno de los tramos y circuitos nivelados, determinando la precisión de los mismos, por medio de la fórmula establecida en el apartado 4.2.1.2 de estos términos de referencia, se obtendrá la tolerancia permitida para aplicar la compensación de los circuitos nivelados y así obtener la cota oficial de cada uno de los bancos del circuito en tema. Las cotas que se obtengan serán de suma importancia, ya que con éstas se configurarán las curvas de nivel de este estudio, las cuales se graficarán en los planos respectivos.

Al utilizar en campo niveles digitales, la memoria de cálculo que se entregue será la que resulte de la utilización del software el cual está vinculado con los niveles digitales. Cabe mencionar que las cotas resultantes de este proceso ya son compensadas por distancia entre bancos de nivel.

En caso de emplear niveles automáticos, la memoria de cálculo que se entregue serán tablas de Excel con los datos de campo procesados en gabinete, así como las cotas compensadas obtenidas del promedio de cierre entre banco y banco, utilizando la fórmula de tolerancia mencionada en el apartado 4.2.1.2.

Para interpretar con claridad la información resultante de la nivelación de bancos de nivel, se elaborarán tablas que contengan los datos de importancia relacionadas con el presente estudio. A continuación se mencionan las tablas que se integran en el informe definitivo.



Tabla 1 Esta tabla contendrá el listado de bancos de nivel instrumentados por circuito, coordenadas UTM, distancias parciales y acumuladas, y cotas de los años 2017, 2018, 2019 y 2020.

Tabla 2 Esta tabla contendrá el listado general de todos los bancos de nivel instrumentados, coordenadas UTM y cotas de los años 2017, 2018, 2019 y 2020.

Es importante resaltar que el cálculo altimétrico estará referido al Banco de Nivel Fijo Atzacualco, mencionado en el apartado 4.2.1.2 de estos términos de referencia. De los cálculos realizados, tanto de los trabajos de altimetría como de los hundimientos en la zona de estudio, a través de estadísticas para obtener ecuaciones de regresión y coeficientes de correlación, se obtendrán las memorias de cálculo, mismas que estarán integradas en el informe final.

Para un proyecto es importante llevar un control y actualización de los procesos de ejecución, por lo que, para esta actividad se deberán implementar nuevas herramientas que permitan hacer más eficiente la representación de datos en campo y reducir el tiempo de tratamiento y análisis de información.

Al respecto, el Modelo Digital de Terreno (MDT) de la zona de estudio debe representar virtualmente una representación precisa de la configuración topográfica del sitio, utilizando para su generación los datos de nube de puntos obtenidas con la tecnología HDS.

El MDT debe contar con la mayor cantidad de datos obtenidos con escáner láser digital terrestre 3D, es decir, cuanto mayor sea el número de datos geospaciales, un mejor nivel de detalle del MDT. Para obtener el modelo virtual del terreno, será necesario clasificar la nube de puntos de acuerdo a las condiciones del sitio, considerando: vegetación alta, media y baja, pendiente del terreno, además, no se debe considerar dentro del modelo, infraestructura o elementos ajenos que no formen parte al terreno natural.

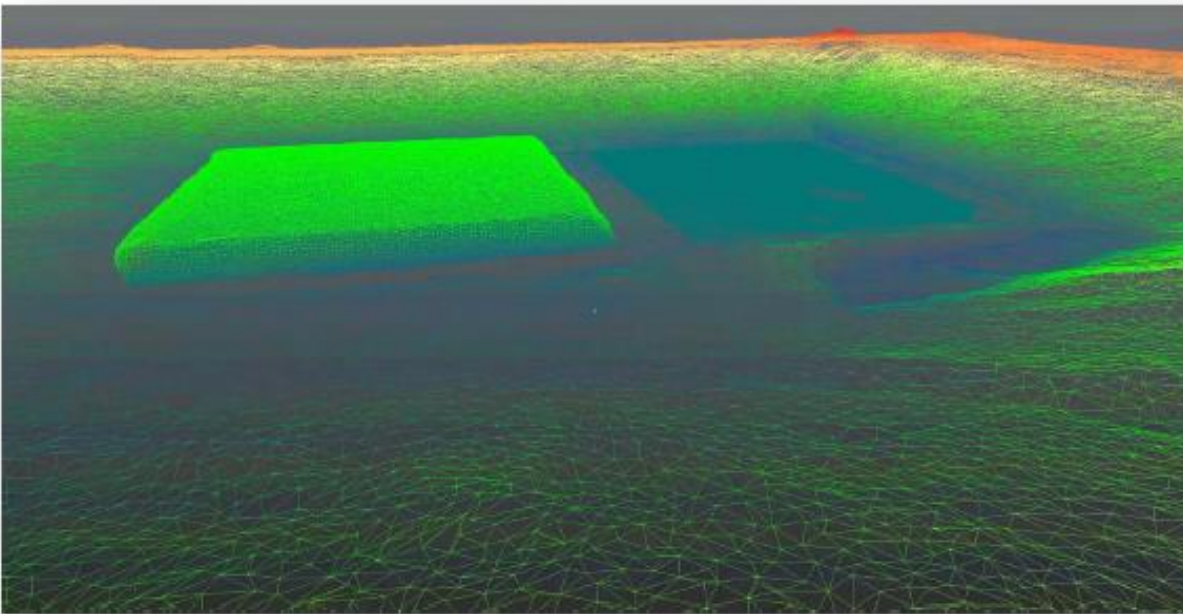


Clasificación de la nube de puntos obtenida con escáner láser digital terrestre 3D



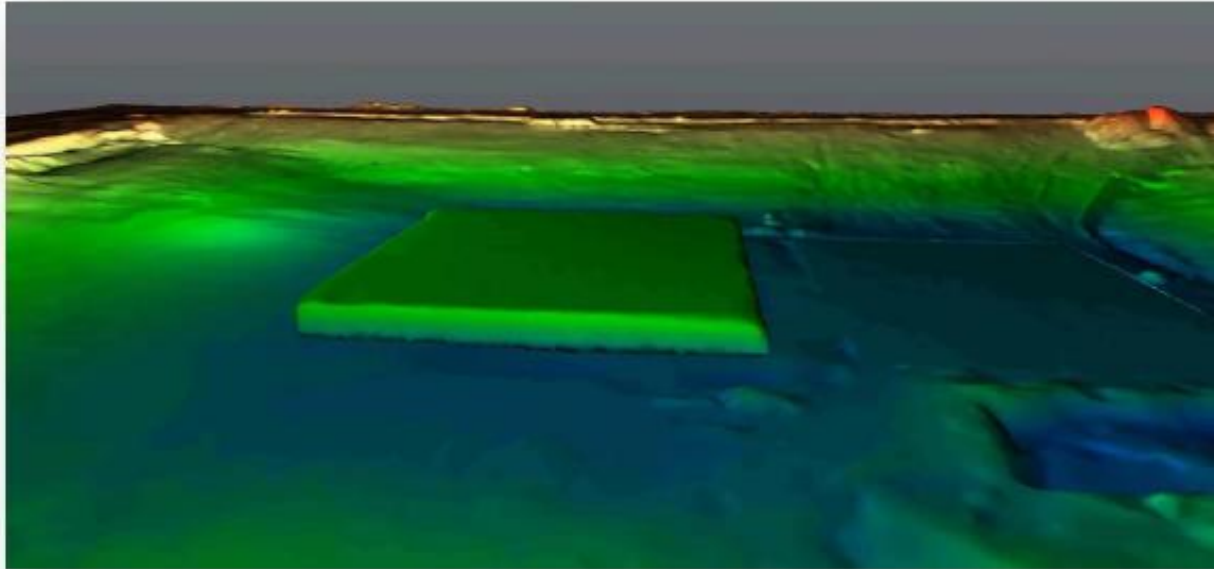
El Modelo Digital de Terreno se realizará de acuerdo a la clasificación por zonas en software especializado en la generación de modelos virtuales y deberá ser exportado en formato compatible para la integración con la plataforma utilizada por BIM.

La representación del MDT será mediante una red de triángulos irregulares (TIN) que corresponde a una representación de datos espaciales digitales basados en vectores que se construyen mediante la triangulación de un conjunto de vértices (puntos) conectados con una serie de aristas.



Red Irregular de triángulos

La red irregular de triángulos considerará los puntos pertenecientes al terreno natural y además podrá ser visualizado como un sólido.



Modelo Digital de Terreno

6.1 Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.

Se actualizarán las fichas de 65 bancos de nivel pertenecientes a cada recorrido de nivelación, dando un total de 1,755 fichas del estudio, durante el periodo de realización de los trabajos.

Las fichas deberán estar integradas por cuatro hojas en las que se incluyen: croquis de localización (general y detalle), fotografías (panorámica y de detalle), tabla de estadísticas y gráfica de evolución de hundimiento. Las fotografías serán tomadas desde el mismo punto donde se enfoque el banco de nivel. En la toma panorámica se identificarán algunas referencias para su fácil localización como puede ser alguna esquina, canales, estructuras, bardas, árboles, etcétera. Para las fotografías de detalle, se mostrará claramente la placa de la mojonera correspondiente.

Con base al resultado de las nivelaciones de precisión realizada a los bancos de nivel instrumentados, a partir de agosto de 2017, mensualmente y hasta diciembre de 2020, se llevará a cabo el cálculo correspondiente para obtener la proyección del hundimiento de cada uno de los bancos, con referencia a la primera nivelación de precisión. Con la obtención de esta diferencia altimétrica, se obtendrán los hundimientos de cada banco de nivel ubicados en el terreno de la zona de estudio, tomando como base la información original de las elevaciones de los bancos de nivel instrumentados.

Considerando la información de nivelación de precisión de estudios anteriores a los bancos de nivel, se elaborará una base de datos para generar una estadística de la información de cotas de los bancos de nivel obtenidas en los recorridos de nivelación, aplicando una ecuación de regresión para poder pronosticar el hundimiento de cada banco de nivel, donde su coeficiente de correlación se ajuste a la proyección de su hundimiento.



6.2 Elaboración de planos.

En este apartado se describe el proceso que se realiza en gabinete relacionado con los resultados de los cálculos de la información topográfica. Se procederá a la elaboración de planos topográficos, de plantas con ubicación de bancos de nivel y configuración de curvas de hundimiento. Para la correcta interpretación de los datos topográficos obtenidos en campo, la información que contengan los planos deberá ser clara, autosuficiente y representativa de las condiciones altimétricas reales.

Los planos podrán ser dibujados con equipo de cómputo a través de software CAD o GIS, asentando información de plantas y datos altimétricos de los bancos de nivel, a escalas que permitan una interpretación clara de los trabajos, complementando la información con norte, simbología, notas aclaratorias, responsables profesionales, etcétera. Los planos definitivos que se generen se imprimirán en papel Bond y se obtendrán los archivos digitales de ellos. Se generarán 1,563 planos con los resultados de los trabajos desarrollados en este estudio.

Comentario: Falta especificar que los planos se entregarán en coordenadas Geodésicas y Topográficas. Así también, las elevaciones.

4.2.3 Establecimiento de una estación de referencia con tecnología Global Navigation Satellite System (GNSS).

Con el objetivo de establecer un Sistema Coordinado Único, se implementará una Estación de Referencia GNSS (GNSS Reference Station), también conocida como Estación de Referencia de Operación Continua (Continuously Operating Reference Station, CORS).

La Estación de Referencia GNSS proporcionará de manera continua, información de la posición tridimensional del vértice en donde se encuentra establecida; es decir, se generarán series de coordenadas tridimensionales de una misma posición, con las cuales se calculará una posición precisa y confiable, que servirá como base o referencia para levantamientos geodésicos y topográficos de las obras en proceso de construcción.

La información recolectada de todos los receptores GNSS que se ligen a la estación de referencia, se encontrará en el mismo sistema coordinado, además de que se reducirán al mínimo los errores sistemáticos (iónosféricos, troposféricos, orbitales, error en el reloj de los satélites, entre otros).

Las aplicaciones de esta estación de referencia podrán ser utilizadas para:

- Redes geodésicas.
- Adquisición de datos GIS.
- Monitoreo de deformaciones.



- Monitoreo de hundimientos.
- Monitoreo de procesos geológicos.
- Fotogrametría.
- Operación y control de maquinaria de construcción.

Las ventajas de esta tecnología son:

- Seguimiento de hasta 60 satélites.
- Correcciones del centro de fase de la antena.
- Almacenamiento de archivos RINEX y RINEX comprimidos.
- Copias de seguridad.
- Estimación y modelación de errores sistemáticos.
- Control y descarga de información a distancia.

Precisión.

Las precisiones con las que deberá contar la Estación de Referencia GNSS en los levantamientos y replanteos hechos con receptores móviles, serán las siguientes:

Modo de Operación	Exactitud horizontal	Exactitud vertical
RTK (Real Time Kinematic)	10 mm + 1 ppm	20 mm + 1 ppm
Estático	3 mm + 1 ppm	5 mm + 1 ppm

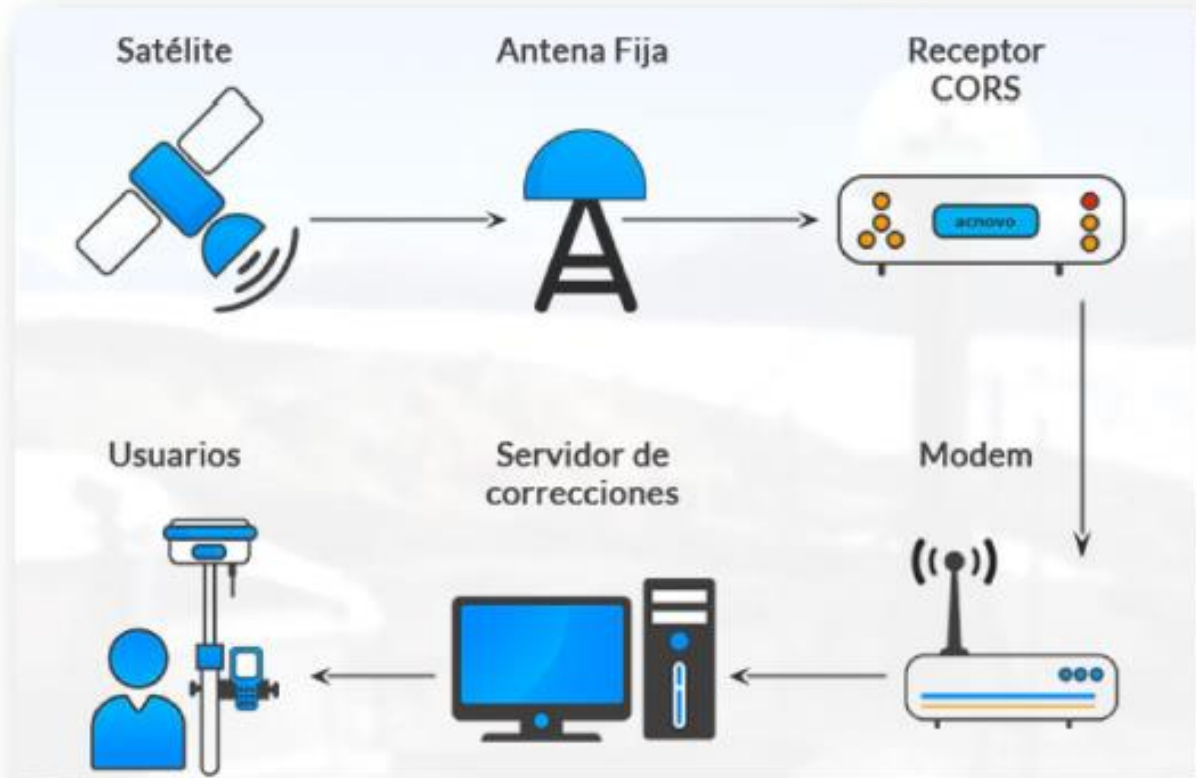
Para cumplir con el objetivo del Sistema Coordinado Único, la empresa licitante se deberá apegar a la Norma Técnica de Estándares de Exactitud Posicional, publicada en el Diario Oficial de la Federación el día 23 de diciembre de 2010.

Metodología.

Para conformar un sistema coordinado único, la Estación de Referencia GNSS proporcionará información de manera continua a las empresas involucradas en la construcción del proyecto del NAICM.



Para los levantamientos y replanteos se utilizará esta información, ya sea en tiempo real o en post-proceso, de acuerdo al modo de operación. De esta manera, todos los trabajos quedarán ligados al Sistema Coordinado Único, garantizando una alta precisión en los trabajos.



Esquema de operación de la estación de referencia GNSS permanente

Equipo y software.

La Estación de Referencia GNSS se compondrá por una antena, una interface de comunicación y un software especializado para el control y manejo de la información.



Los levantamientos y replanteos con tecnología GNSS, se deberán llevar a cabo con receptores GNSS de doble frecuencia.

6.4 Entregables del establecimiento de una estación de referencia con tecnología Global Navigation Satellite System (GNSS).

El entregable de la Estación de Referencia GNSS será el servicio mensual de posicionamiento y enlace a un Sistema Coordinado Único, para todos los trabajos geodésicos y topográficos que se realicen durante la construcción de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

Las empresas involucradas en la construcción del proyecto del NAICM, podrán descargar de manera remota las series de archivos RINEX; así como también podrán ligar a la Estación de Referencia GNSS todos los levantamientos y replanteos que se realicen en modalidad RTK (Real Time Kinematic).

La Estación de Referencia GNSS operará las 24 horas del día. De esta manera los datos empleados para conformar el Sistema Coordinado Único, estarán disponibles cada hora.

Cada que se realicen levantamientos y replanteos con equipo GNSS, las empresas podrán ajustar estos trabajos al Sistema Coordinado Único, garantizando así la precisión de los mismos.

4.2.4 Trabajos de ingeniería geomática para el control geodésico y topográfico de los puntos de control terrestre del NAICM y de las obras en construcción en el periodo agosto 2017-diciembre 2020.

4.2.4.1 Georreferenciación para verificar la posición planimétrica (coordenadas X, Y) de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico del polígono del NAICM, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.

Los trabajos de georreferenciación para verificar la posición planimétrica (coordenadas X, Y) de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico del polígono del NAICM, se llevarán a cabo durante los meses de agosto a



diciembre de 2017, y de enero a diciembre de los años 2018, 2019 y 2020, con un total de 4,225 Puntos de Control Terrestre (PCT).

Se realizarán observaciones satelitales con equipos GNSS (Global Navigation Satellite System) de doble frecuencia, mediante metodología diferencial, en la modalidad estático, el cual consiste en captar información de un mínimo de cuatro satélites por un lapso mayor a 30 minutos, para asegurar que los resultados que se obtengan se encuentren dentro de la exactitud de cinco centímetros, conforme a la Norma Técnica de Estándares de Exactitud Posicional, publicada en el Diario Oficial de la Federación con fecha 23 de diciembre de 2010 y que en el artículo 9 establece lo siguiente:

“Artículo 9.- El orden de exactitud posicional horizontal para la Red Geodésica Nacional deberá observar las especificaciones siguientes:

- I. Orden de 5 centímetros.- Deberá aplicarse a los trabajos encaminados a establecer el Sistema Geodésico de Referencia Nacional fundamental RGNA, así como a cualquier levantamiento geodésico que requiera una exactitud posicional de este orden”.

El vértice de origen será el BLV-1 o el que determine el GACM, el cual deberá ser verificado mediante un proceso de enlace a la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA) del INEGI, con referencia por lo menos a las dos estaciones fijas más cercanos al NAICM, localizados en Toluca (TOL-2) y Puebla (ICEP), realizando por lo menos dos series de observaciones en días diferentes para cada campaña de medición, con períodos de captación de información de tres horas cada una.

Una vez realizada las observaciones satelitales, se procesará la información de los posicionamientos GNSS para determinar las coordenadas geodésicas y UTM, primeramente para el vértice origen, y posteriormente a partir de las coordenadas verificadas del vértice origen, se procesarán trimestralmente las coordenadas geodésicas y UTM de los 213 vértices de control terrestre, y mensualmente las coordenadas geodésicas y UTM de los 52 vértices de control terrestre ubicados entre las pistas 2 y 3 de la construcción de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM). En el procesamiento de la información se podrán utilizar softwares comerciales de acuerdo con la marca de los equipos GNSS utilizados.

Una vez obtenidas las coordenadas UTM, se deberá realizar una comparativa con respecto a las coordenadas determinadas en estudios anteriores, las cuales serán proporcionadas por el GACM, con la finalidad de analizar el comportamiento de estabilidad horizontal de los Puntos de Control Terrestre en el sistema UTM.

Así mismo, a partir de las coordenadas UTM determinadas para cada uno de los vértices antes mencionados, utilizando los parámetros de transformación aplicables para el Sistema Topográfico (Local) del NAICM, se deberán determinar las coordenadas topográficas con la finalidad de analizar el comportamiento de la estabilidad horizontal de los Puntos de Control Terrestre en el sistema topográfico.



Estos trabajos de georreferenciación, consisten en verificar la posición planimétrica de los puntos de control terrestre que conforman el Marco de Referencia Topográfico, a través de la tecnología GNSS y con base en el Sistema de Referencia Horizontal.

Sistema de Referencia Horizontal.

Fundamento legal. Las coordenadas geográficas del aeródromo y de los obstáculos (que indiquen la latitud y la longitud) se expresarán en función del Sistema Geodésico Mundial WGS- 84 (Doc.9674 de la Organización de Aviación Civil Internacional, OACI), publicado en la Circular Obligatoria por la Dirección General de Aeronáutica Civil (Requisitos para regular la construcción, modificación y operación de los aeródromos civiles, de fecha 01 de octubre de 2013).

WGS84 y posicionamiento GPS absoluto. El WGS84 (World Geodetic System 1984) es también un sistema de referencia global obtenido a partir de observaciones satelitales, sin embargo como marco de referencia no ofrece la disponibilidad de estaciones materializadas para la propagación de coordenadas mediante posicionamiento, por lo que la obtención de coordenadas precisas en WGS84 mediante procesamiento diferencial en nuestro país no se puede realizar de la misma manera que en ITRF, al no existir una red de estaciones WGS84 a la cual ajustar nuevas mediciones.

El WGS84 es el sistema de referencia que utiliza el GPS, es por ello que en el posicionamiento GPS absoluto, con receptores tipo navegador o con otro tipo de receptor usado de manera autónoma, no se obtienen posiciones ligadas a un marco de referencia materializado y las referencias o “puntos de control” son las órbitas o posiciones predichas de los satélites en WGS84, que proporcionan las efemérides transmitidas, por lo tanto las posiciones obtenidas están ligadas también al WGS84. Sin embargo, las posiciones obtenidas del posicionamiento GPS de manera autónoma, en WGS84, tienen una incertidumbre de hasta 15 metros.

Considerando que las realizaciones recientes del WGS84 y los ITRF son consistentes en el orden de 1.0 centímetro cuadrado, para aplicaciones cartográficas (representación en escalas 1:50,000 y menores) las posiciones obtenidas con GPS de manera autónoma pueden asumirse equivalentes a ITRF2008.

En la Norma Técnica para el Sistema Geodésico Nacional publicada en el Diario Oficial de la Federación el 23 de diciembre de 2010 se especifica:

“Artículo 10. Toda Estación Geodésica perteneciente a un levantamiento geodésico horizontal, deberá estar referida al Marco de Referencia Terrestre Internacional definido por el Servicio Internacional de Rotación Terrestre y de Sistemas de Referencia para el año 2008, con datos de la época 2010.0 denominado ITRF08 época 2010.0, asociado al elipsoide de referencia definido en el GRS80. Este es el Marco de Referencia oficial para los Estados Unidos Mexicanos.



Desde el punto de vista cartográfico, el Sistema Geodésico Horizontal definido en esta Norma es compatible con el WGS84, así como SIRGAS, por lo que sólo en aquellos casos en que un proyecto tenga como requerimiento mejor exactitud posicional se deberá realizar la transformación de coordenadas de WGS84 o SIRGAS al ITRF08 época 2010.0.

Artículo 11.- La RGNA deberá estar integrada por un conjunto de Estaciones Geodésicas que permitan propagar el Marco de Referencia Geodésico Horizontal, apoyando a los usuarios en sus levantamientos geodésicos, y constituyendo la base para el desarrollo de la RGNP.

Las Estaciones Geodésicas de la RGNA deberán encontrarse dentro del estándar de exactitud posicional de 5 centímetros, y registrar a intervalos de 15 segundos, durante las 24 horas del día, los datos de las frecuencias transmitidas por satélites del GNSS.

La denominación, datos y posición geodésica de cada una de las Estaciones Geodésicas de la RGNA estarán disponibles en el sitio del INEGI Internet.”

La Red Geodésica Nacional Activa (RGNA) se define como el conjunto de estaciones de monitoreo continuo de datos del GPS, distribuidas estratégicamente en el territorio nacional, que materializan el Sistema Geodésico Nacional en su vertiente horizontal, y proporcionan servicios de posicionamiento geodésico a los usuarios mediante datos en línea y coordenadas en el marco oficial.



Mapa de estaciones de la RGNA

Cada estación de la RGNA a que se liga un levantamiento geodésico desempeña un papel activo, al funcionar como puntos de referencia para determinar las diferencias entre sus posiciones altamente precisas y las posiciones de nuevos puntos derivadas directamente de los datos transmitidos por el sistema de satélites de navegación global (GNSS); así, mediante la técnica del posicionamiento diferencial, la RGNA ofrece información geodésica acorde a las altas precisiones que proporcionan los equipos del sistema de posicionamiento global.

Por lo anterior, la RGNA se presenta como una alternativa que permite a los usuarios ligar sus proyectos al Sistema Geodésico Nacional, al disponer gratuitamente de la información y exactitud posicional de las estaciones durante sus levantamientos geodésicos o topográficos con tecnología GPS, con el consecuente ahorro en tiempo y costo.

Mapa de estaciones de la RGNA. Una vez construidas las mojoneras de concreto, se realizará el establecimiento del control geodésico horizontal, a través de receptores Geodésicos GNSS, como mínimo con las siguientes características:



Número de canales	120 canales
Satélites seguidos simultáneamente	Hasta 60 Satélites simultáneamente en dos frecuencias.
Señales Satelitales Seguidas	GPS: L1, L2, L2C GLONASS: L1, L2 Galileo BeiDou SBAS: WAAS, EGNOS, GAGAN, MSAS, QZSS
Tiempo de Readquisición	<1 s
Precisión (emc) Código diferencial con DGPS / RTCM ¹	
DGPS / RTCM	Típicos 25 cm (emc)
Precisión (emc) en Tiempo Real (RTK) ¹	
Estándares seguidos	Cumple con el ISO17123-8
Línea Base Simple (<30 Km)	Horizontal: 8 mm + 1 ppm (emc) Vertical: 15 mm + 1 ppm (emc)
Red RTK	Horizontal: 8 mm + 0.5 ppm (emc) Vertical: 15 mm + 0.5 ppm (emc)
Precisión (emc) con Postproceso	
Estático (fase) con observaciones largas	Horizontal: 3 mm + 0.1 ppm (emc) Vertical: 3.5 mm + 0.4 ppm (emc)
Estático y estático rápido (fase)	Horizontal: 3 mm + 0.5 ppm (emc) Vertical: 5 mm + 0.5 ppm (emc)
Cinemático (fase)	Horizontal: 8 mm + 1 ppm (emc) Vertical: 15 mm + 1 ppm (emc)

4.2.4.2 Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.

Una vez levantada la información en campo, se procederá a realizar trabajos en gabinete a través de equipos de cómputo y su software especializado en cada actividad como es la liga de los puntos de control terrestre a la RGNA del INEGI, y la nivelación diferencial realizada para aplicar la altura ortométrica a cada punto de control terrestre, para tener el marco de referencia geodésico, como producto se tendrán las memorias de cálculo de cada actividad realizada.



El procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre, se llevará a cabo durante los meses de agosto a diciembre de 2017, y de enero a diciembre de los años 2018, 2019 y 2020, con un total de 4,225 Puntos de Control Terrestre (PCT).

4.2.4.3 Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, para verificar las coordenadas UTM y topográficas de los vértices que determinan las líneas base establecidas por cada empresa constructora, para el control topográfico de las obras generadas en el proyecto del NAICM.

Este apartado se refiere a los trabajos geodésicos y topográficos que se realizarán para verificar las coordenadas UTM y topográficas, de los vértices que determinan las líneas base establecidas por cada empresa constructora, para el control topográfico de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas autorizado por el GACM.

Cabe señalar que la verificación de las coordenadas UTM y topográficas a cada línea base establecida por cada empresa constructora, se deberá realizar en periodos mensuales.

La empresa ganadora deberá informar por escrito a las empresas constructoras, que en caso de que algún vértice de la línea base pudiera desaparecer por maniobras de construcción u otro motivo, las empresas constructoras solicitarán a la empresa ganadora la verificación del nuevo o los nuevos vértices implantados.

La realización del control geodésico y topográfico se llevará a cabo durante los meses de agosto a diciembre de 2017, y de enero a diciembre de 2018, 2019 y 2020, con un total de 984 jornadas de trabajo.

4.2.4.4 Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.

Una vez levantada la información en campo para el control geodésico, se procesará la información de los posicionamientos GNSS para determinar las coordenadas geodésicas y topográficas, de los vértices de control terrestre que determinan las líneas base establecidas por cada empresa constructora, para el control topográfico de las obras generadas en el proyecto del NAICM.

En el procesamiento de la información se podrán utilizar softwares comerciales de acuerdo con la marca de los equipos GNSS utilizados.

Se clasificará la información geodésica y topográfica correspondiente a los vértices que determinan las líneas base establecidas por cada empresa constructora, para el control topográfico de las obras generadas en el proyecto del NAICM; además de información topográfica de bancos de nivel y Puntos de Control Terrestre que conforman el Marco de



Referencia Topográfico del polígono del NAICM. Dicha información será incorporada en el Sistema de Información Geográfica (SIG) existente y que será proporcionado por el GACM, que permita el control y consulta de toda la información que se genere durante el periodo de agosto de 2017 a diciembre de 2020.

El procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico, se llevará a cabo durante los meses de agosto a diciembre de 2017, y de enero a diciembre de 2018, 2019 y 2020, con un total de 984 jornadas de trabajo.

4.2.4.5 Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).

Se clasificará la información geodésica y topográfica correspondiente a los vértices que determinan las líneas base establecidas por cada empresa constructora, para el control topográfico de las obras generadas en el proyecto del NAICM; además de información topográfica de bancos de nivel y Puntos de Control Terrestre que conforman el Marco de Referencia Topográfico. Dicha información será incorporada en el Sistema de Información Geográfica (SIG) existente (proporcionado por el GACM), y su integración a un modelado Building Information Modelling (BIM), permitirá el control y consulta de toda la información que se genere durante el periodo de agosto de 2017 a diciembre de 2020, con un total de 984 jornadas de trabajo.

4.2.5 Estudio de interferometría utilizando series temporales de imágenes radar.

Descripción de la técnica a emplear.

La interferometría SAR (Synthetic Aperture Radar), InSAR, es una técnica de teledetección utilizada para la generación de modelos numéricos del terreno (MNTs) y el monitoreo de deformaciones ocurridas en la superficie terrestre, mediante la obtención de la altura del suelo a partir de dos imágenes SAR, obtenidas desde puntos próximos con cierto intervalo temporal de separación. La aplicación de esta técnica permite lo siguiente:

- La combinación de reflectores naturales y artificiales.
- Monitorización de grandes áreas.
- Medición de movimientos no lineales.
- Cálculo de velocidad de deformaciones.
- Visualización de resultados en GIS.

Normatividad.

Para el desarrollo de los trabajos de interferometría, se deberá aplicar la Norma Técnica para Levantamientos Aerofotográficos con Cámara Digital con fines de Generación de Información Geográfica publicada en el Diario Oficial de la Federación el 20 de julio de 2016.



Precisión.

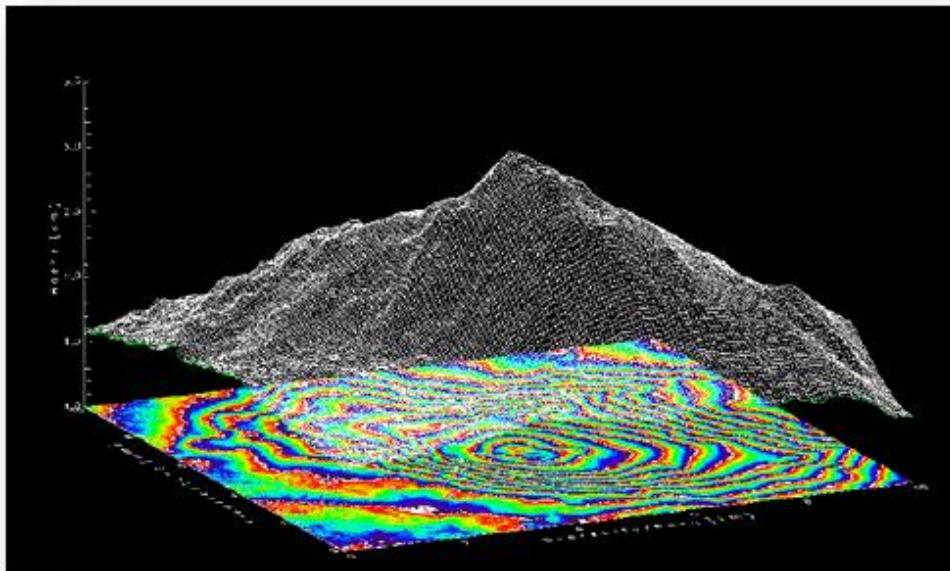
El sistema de control por satélite mediante tecnología InSAR, permitirá detectar movimientos con una precisión milimétrica en desplazamientos verticales, y la densidad de puntos dependerá de la topografía del terreno, de los reflectores naturales que se podrán encontrar en la zona y de las construcciones existentes.

Metodología.

La técnica de la interferometría diferencial aplicada al estudio de deformaciones ocurridas en la superficie terrestre, consistirá en la comparación de la información de fase de imágenes SAR.

Se utilizará una imagen radar de apertura sintética SAR del polígono del NAICM cada ocho/diez días según el satélite elegido, asegurando una frecuencia para la identificación detallada de cualquier movimiento. La diferencia resultante de fases originará un nuevo tipo de imagen llamada interferograma.

Se seleccionará una imagen como referencia para tener todas las imágenes con la misma geometría. Mediante esta técnica se podrán apreciar deformaciones o variaciones de altura en la dirección suelo-satélite. En los casos en los que exista deformación, el interferograma registrará un modelo de interferencia compuesto de franjas que contienen toda la información sobre la geometría relativa entre las dos imágenes. Cada franja, que corresponde con un ciclo de fase, equivale a un cambio de distancia suelo-satélite de 28 milímetros.



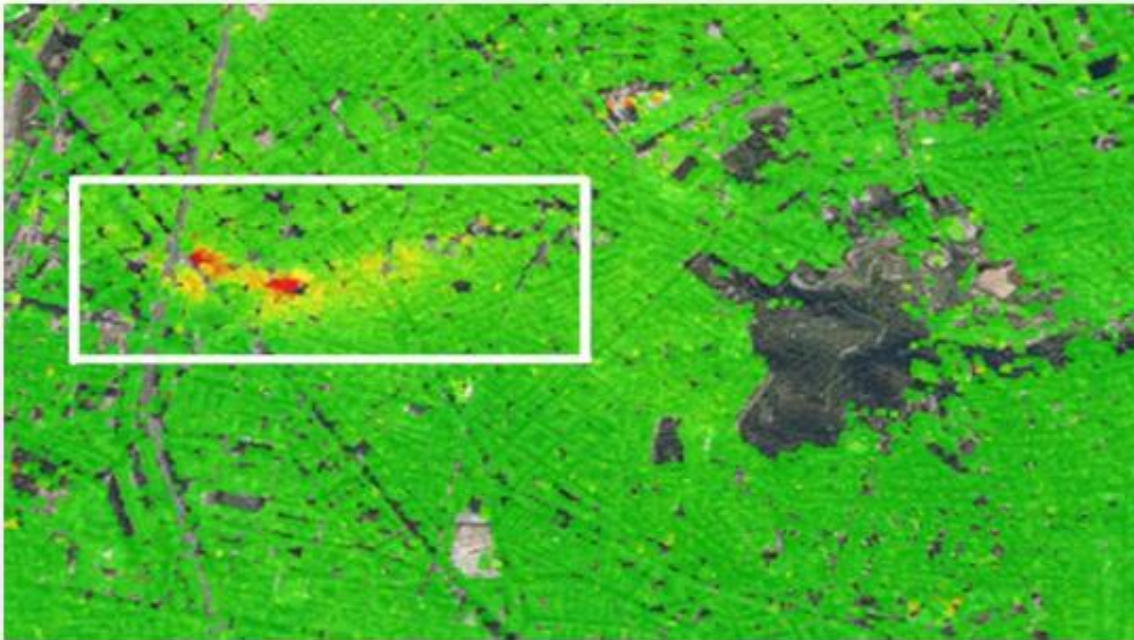
Modelo numérico de terreno a partir de un interferograma



Con el conjunto de interferogramas se calcularán las imágenes de velocidad de deformación de la zona de estudio durante la fase constructiva, analizado en la dirección de observación del sensor generador de las imágenes.

Se realizará una geocodificación de las imágenes de velocidad de deformación y su superposición a mapas u ortofotos, para así obtener la localización precisa de las zonas de movimiento con su correspondiente velocidad.

Finalmente se realizará una interpretación de los resultados obtenidos considerando todos los datos relacionados y su integración en un SIG.



Localización de zonas de desplazamiento a partir de las imágenes de velocidad

Equipo y software.

Imágenes satelitales radar con resolución espacial de 3.0 metros.

La plataforma necesaria deberá constar de equipo de cómputo y software especializado para el tratamiento de imágenes satelitales de radar.

Se utilizará un software de cálculo de datos In SAR reconocido internacionalmente por la comunidad de los usuarios.



Los servidores de cálculo estarán adaptados al tamaño de las imágenes que se van a tratar en términos de almacenamiento y de potencia de cálculo.

Personal.

- Un jefe de proyecto senior especialista en datos INSAR estará dedicado al proyecto para procesar las imágenes y emitir un informe según la frecuencia elegida por el cliente.
- Un director técnico que validará el informe antes de su emisión.
- Un Data Manager subirá los datos a la base de datos.

6.5 Entregables del Estudio de interferometría utilizando series temporales de imágenes radar.

Debido a la temporalidad de paso de los satélites por el área de estudio para la obtención de las imágenes, como entregables se tendrán un Modelo Numérico de Terreno (MNT) por cada interferograma, y un informe mensual con el análisis de los interferogramas e imágenes de velocidades de desplazamientos calculados.

Para cada medición se integrará un informe de resultados con lo siguiente:

- Descripción de las imágenes tratadas.
- Descripción detallada de la metodología para tratar las imágenes.
- Análisis de precisión de los movimientos.
- Análisis de los indicadores de calidad.
- Para cada punto en la zona de interés:
 - o Altura del punto en metro (valor y desviación estándar).
 - o Tasa de desplazamiento en mm/año (valor y desviación estándar).
 - o Desplazamiento en función del tiempo.

4.2.4 Implementación de un Sistema de Información Geográfica (SIG) con datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría satelital.

Descripción de la técnica.

Se desarrollará un Sistema de Información Geográfica el cual estará conformado por un conjunto de módulos diseñados para realizar la captura, almacenamiento, manipulación,



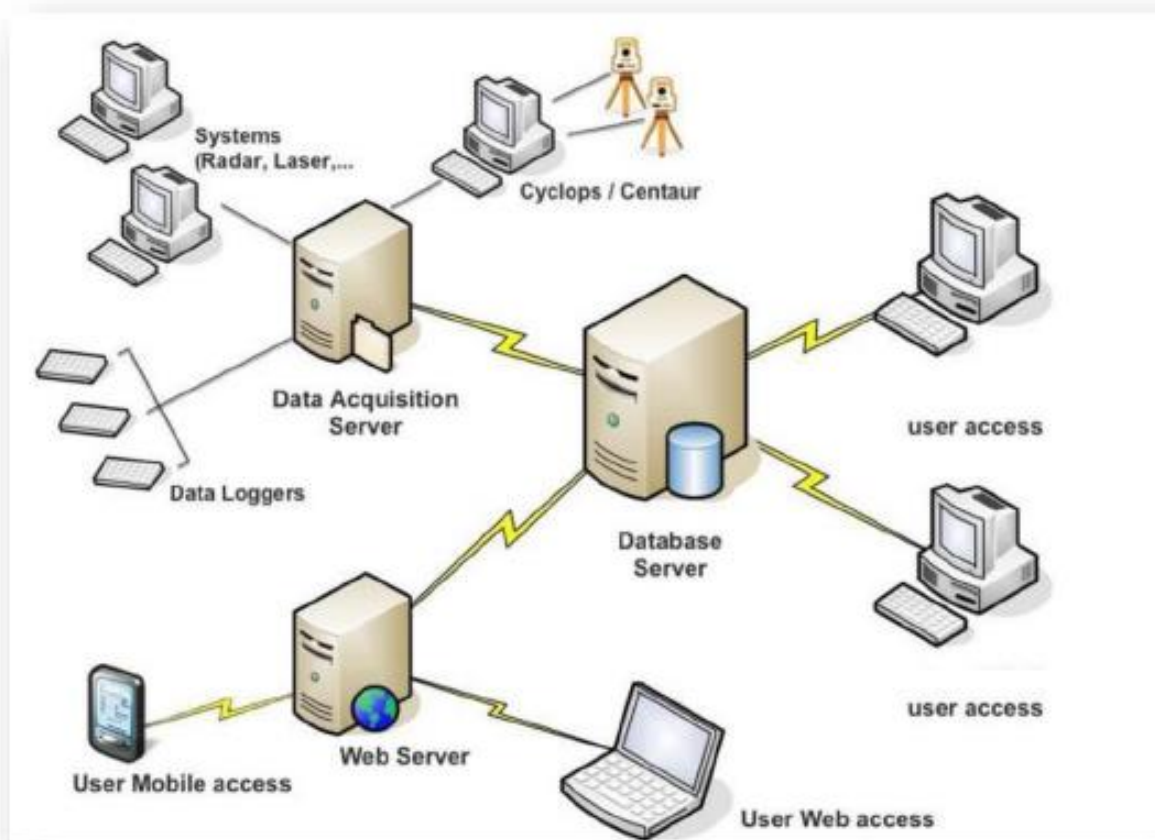
análisis, modelación y presentación de datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría,

Normatividad.

Norma Técnica para la elaboración de Metadatos Geográficos, publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 24 de diciembre de 2010

Metodología.

El software integrado de monitoreo y plataforma de soporte de decisiones procesará cualquier tipo de datos de sistemas, sensores, registro de datos y archivos, con adquisición y análisis en tiempo real, así como funciones avanzadas de alarma. Será un sistema de base de datos abierto, compatible con la mayoría de los estándares y ofrecerá un procesamiento rápido.



Arquitectura general del Sistema de Información Geográfica.

Los módulos podrán integrar información de los siguientes sensores y sistemas:



- Interferometría radar.
- Escáner láser.
- Piezómetro.
- Medidor de nivel.
- Inclinómetro.
- Tilt-meter.
- Fisurómetro.
- Extensómetro.
- Pozo de desagüe.
- Reflectómetro.
- GPS/GNSS.
- Ruido y vibraciones.
- Cantidad de lluvia.
- Lecturas manuales.
- Inspecciones visuales.
- Documentos adjuntos.
 - Fotos.
 - Excel / Word / PDF doc.
 - Informes.
- Informes.

La interfaz del SIG estará disponible en PC, tabletas digitales y smartphones, facilitando todo tipo de evaluaciones y análisis: en función del tiempo, en planta, correlaciones, 3D, curvas de animación, etc.

La aplicación PC será la plataforma para todos los ajustes, análisis de datos, gestión de alarmas y generación de informes. La interfaz web estará dirigida a visualizar gráficos, para

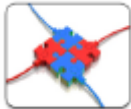


tener acceso a alarmas de una manera sencilla e interactiva, mientras que la versión móvil estará dedicada a la gestión de alarmas, es decir, cuando el servidor active una alarma enviará una notificación a los usuarios registrados.



Accesibilidad del SIG

El software considerará siete principios fundamentales para proporcionar información que permita crear conciencia común y eficiente de la situación.



1. Integración de datos.

Sea cual sea el sistema, el sensor o el formato, todos los datos se integrarán en un solo lugar para su análisis.



2. Concentrador de datos.

Un centro de datos recogerá, a petición, los datos de las distintas bases de datos vinculadas para su análisis y visualización.



3. Correlación cruzada y reducción de datos.

Los beneficios reales de la integración de datos provienen de algoritmos avanzados de reducción de datos y análisis basados en la correlación cruzada de datos de diferentes fuentes.



4. Gestión de alarmas.

La generación, notificación y gestión de alarmas serán los productos principales del sistema. La fiabilidad y la eficacia aquí serán primordiales mientras afecten directamente la seguridad de la obra.



5. Interfaz "Weather Map".

El concepto de "Weather Map" es la capacidad de traducir gran parte de los datos y el procesamiento de datos complejos en gráficos simples que pueden ser entendidos por todos.



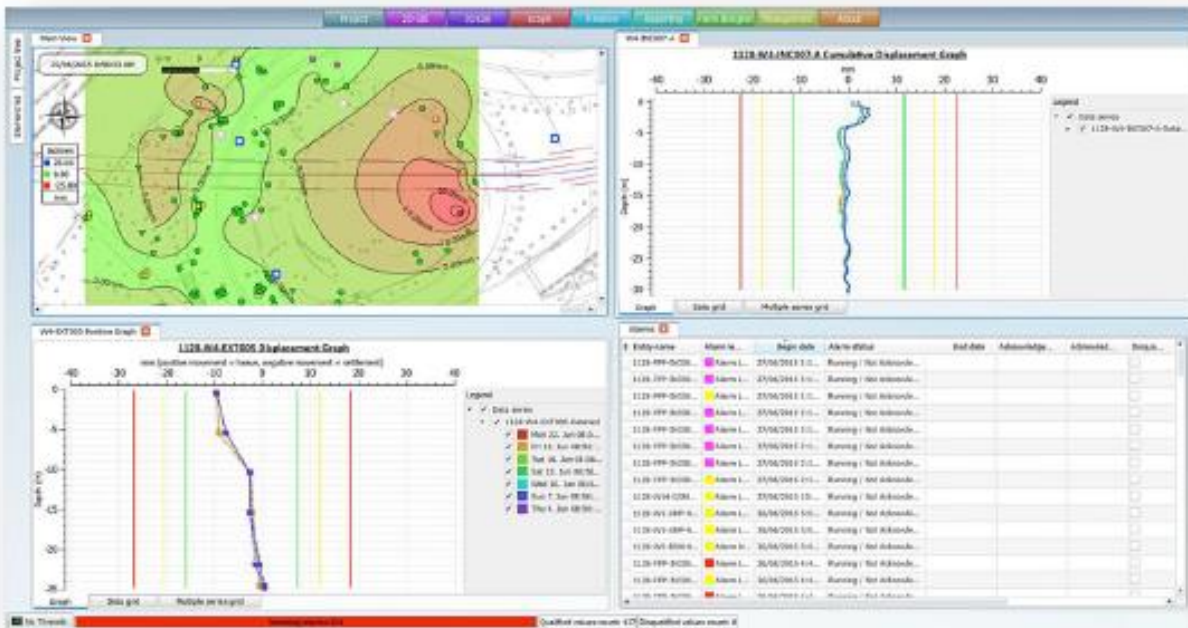
6. Informes integrados.

La presentación de informes será otro punto importante del sistema de monitoreo y será simple, completa y automática.



7. Diario.

Hará un análisis del histórico de datos.



Panel de control personalizado y dinámico con la información geoespacial.



Personal necesario.

- Un jefe de proyecto.
- Un data manager.

Equipo y software.

Software especializado en el manejo e integración de información geoespacial. Las especificaciones mínimas del equipo de cómputo a emplear para el uso del SIG son las siguientes:

Tipo de uso	Requerimientos de hardware	Requerimientos del servidor	Ancho de banda requerido (en modo remoto)
Estándar	CPU de 2.60 GHz o superior. RAM de 2 GB mínimo (8 GB recomendado). Tarjeta de gráficos Intel HD Graphics 4000 equivalente o superior		Velocidad de descarga: 4 Mbit/s Velocidad de carga: 512 Kbit/s
Específico (2D / 3D)	CPU de 2.60 GHz o superior. RAM de 4 GB mínimo (8 GB recomendado). Tarjeta de gráficos NVIDIA Quadro K600 equivalente o superior	CPU de 2 núcleos a 2 GHz. RAM de 4 GB mínimo (8 GB recomendado).	Velocidad de descarga: 4 Mbit/s Velocidad de carga: 512 Kbit/s
Específico (radar)	CPU de 2.60 GHz o superior. RAM de 4 GB mínimo (8 GB recomendado). Tarjeta de gráficos Intel HD Graphics 4000 equivalente o superior		Velocidad de descarga: 14 Mbit/s Velocidad de carga: 512 Kbit/s



6.6 Entregables Implementación de un Sistema de Información Geográfica (SIG) con datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría satelital.

Se entregará un informe mensual para sustentar la toma de decisiones ejecutivas, el cual contendrá:

- Análisis de los movimientos.
- Para cada punto en la zona de interés:
 - Altura del punto en metro.
 - Tasa de desplazamiento en mm.
 - Desplazamiento en función del tiempo.

La base de datos del SIG se actualizará con los datos geotécnicos, geodésicos y topográficos de cada jornada de trabajo durante el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

Comentario: Falta especificar que se entregarán mensualmente los archivos electrónicos actualizados del SIG.

4.2.7 Propuesta de soluciones ejecutivas para aplicar en la cimentación y proceso constructivo, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM, debido al hundimiento regional y a la subsidencia generada por el peso propio de construcción.

3.1 Recopilación de información documental.

Se recopilará la información geotécnica y estructural de las estructuras ubicadas entre las pistas 2 y 3 del NAICM y de las estructuras vecinas. Para cada estructura se deberá contar con los informes de diseño geotécnico y estructural, incluyendo las correspondientes memorias de cálculo, los planos ejecutivos que describan el procedimiento constructivo, así como la información existente que permita conocer en forma detallada el comportamiento de las estructuras, determinado en la etapa de diseño.

4.2.7.1 Análisis del hundimiento regional en la zona y en cada una de las estructuras.

La evaluación del hundimiento se realizará en forma mensual, concentrando los resultados de la nivelación de los bancos superficiales (flotantes), semiprofundos y profundos, así como los resultados de las nivelaciones realizadas en el presente estudio, los datos de mediciones piezométricas y la información adicional existente en el GACM, que sea necesaria para la evaluación del hundimiento regional.



Se aplicará una teoría de flujo de agua en el subsuelo, para determinar las condiciones de carga. Inicialmente se planteará como válida la Ley de Darcy y el flujo de agua se interpretará a través del operador de Laplace.

Se aplicará una teoría de consolidación considerando las condiciones de carga de las estructuras, y las correspondientes al bombeo para calcular los asentamientos totales y diferenciales. La Teoría de Consolidación deberá considerar la consolidación secundaria y las deformaciones de los lentes duros.

4.2.7.2 Interpretación de las condiciones de la presión de agua en el subsuelo.

Se realizará una interpretación mensual de los datos piezométricos y la profundidad del Nivel de Aguas Freáticas (NAF) existente, proporcionados por el GACM, correspondientes a los piezómetros y tubos de observación instalados en la zona de estudio, se recopilarán las lecturas semanales, estimando el incremento de carga en la superficie del subsuelo debido a la construcción de las nuevas estructuras.

Se realizará un registro continuo de cada piezómetro y tubo de observación para interpretar sus variaciones, de tal forma que se conozca el nivel de presión de poro en el subsuelo y la profundidad del NAF.

4.2.7.3 Determinación mensual de las condiciones de carga impuestas por las estructuras en construcción.

Considerando las condiciones de carga desde el inicio de la construcción de cada una de las estructuras hasta el final del contrato, de acuerdo con los datos que proporcionará el GACM, se realizará un reporte mensual de distribución de esfuerzos-asentamientos en el suelo.

Se elaborará un análisis numérico de Elementos Finitos para realizar un análisis de interacción suelo-estructura, que permita estimar los esfuerzos y deformaciones en el subsuelo en cada etapa constructiva. Para el análisis numérico deberá emplearse un programa que permita simular el abatimiento de la presión de poro en diferentes tiempos y en las diferentes etapas constructivas.

El programa de procesamiento digital para el método de elemento finito, deberá estar calibrado con análisis de tipo analítico.

4.2.7.4 Evaluación del comportamiento mensual de las estructuras (asentamientos diferenciales y totales).

De acuerdo con el modelo geotécnico de diseño y tomando en cuenta cada uno de los eventos acaecidos en el mes transcurrido, como son deformaciones, agrietamientos, desplomos, incrementos de carga, de los resultados de las mediciones de los bancos de nivel, de las deformaciones de las estructuras; se evaluarán contra los resultados obtenidos en los análisis, calibrando el modelo para en su caso reajustarlo y repetir el proceso.



Asimismo, los resultados de los asentamientos totales y diferenciales se deberán confrontar con las tolerancias máximas permisibles previstas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones de la Ciudad de México (antes Distrito Federal), y en caso de requerirse proponer alguna solución correctiva o de mitigación.

4.2.7.5 Proyección mensual de las deformaciones de las estructuras para evaluar su futuro comportamiento, considerando con anticipación las medidas conducentes.

El modelo calibrado permitirá calcular las proyecciones de las deformaciones, y evaluar su comportamiento a lo largo de su vida útil.

Se podrán aplicar métodos analíticos empleando la Teoría de Elasticidad, Plasticidad, la Teoría de Consolidación, así como, métodos de análisis numéricos basados en la Técnica de Elementos Finitos.

4.2.7.6 Propuestas de soluciones ejecutivas durante el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

Llevando a cabo los análisis geotécnicos y/o estructurales necesarios y/o con el criterio depurado por la experiencia en las arcillas blandas en el Valle de México, se emitirán las soluciones geotécnicas adecuadas a las condiciones del hundimiento regional del NAICM.

La evaluación de cada solución ejecutiva se realizará con el modelo geotécnico calibrado con las deformaciones obtenidas en este estudio, y las disponibles por el GACM, considerando las propiedades del subsuelo y las características estructurales de cada construcción.

Los resultados de los trabajos precedentes permitirán establecer las soluciones ejecutivas con base en los estudios de proyección de hundimientos del presente trabajo y los proporcionados por el GACM, así como en los proyectos geotécnicos de cada estructura; se calcularán las proyecciones de movimientos por carga de las estructuras, con lo que se podrá evaluar su interacción para establecer los lineamientos, con la finalidad de que las estructuras tengan un comportamiento adecuado durante las etapas de construcción.

5. CRITERIOS DE DISEÑO.

(No aplica)

Comentario: Si el numeral “5. Criterios de diseño” no aplica, debería eliminarse.

6. ENTREGABLES.

6.1 Actualización de fichas técnicas.

Para el “Estudio para la integración al Modelo BIM (Building Information Modelling), de la nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, para la proyección de



hundimiento de los bancos de nivel que determinan el hundimiento regional, en el polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”, se actualizarán las fichas de los 213 bancos de nivel, pertenecientes a cada recorrido trimestral de nivelación, dando un total de 3,408 fichas del estudio. Dichas fichas estarán integradas por cuatro hojas en las que se incluyen: croquis de localización (general y detalle), fotografías (panorámica y de detalle), tabla de estadísticas y gráfica de evolución de hundimiento. Las fotografías serán tomadas desde el mismo punto donde se enfoque el banco de nivel. En la toma panorámica se identificarán algunas referencias para su fácil localización como puede ser alguna esquina, canales, estructuras, bardas, árboles, etcétera. Para las fotografías de detalle, se mostrará claramente la placa de la mojonera correspondiente.

Para el “Estudio técnico-científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), para integrar a un Modelo BIM (Building Information Modelling), el comportamiento de la subsidencia generada en el proceso de obra, debido al peso propio de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)”, se actualizarán las fichas de 65 bancos de nivel pertenecientes a cada recorrido de nivelación, dando un total de 1,755 fichas del estudio, durante el periodo de realización de los trabajos.

Las fichas deberán estar integradas por cuatro hojas en las que se incluyen: croquis de localización (general y detalle), fotografías (panorámica y de detalle), tabla de estadísticas y gráfica de evolución de hundimiento. Las fotografías serán tomadas desde el mismo punto donde se enfoque el banco de nivel. En la toma panorámica se identificarán algunas referencias para su fácil localización como puede ser alguna esquina, canales, estructuras, bardas, árboles, etcétera. Para las fotografías de detalle, se mostrará claramente la placa de la mojonera correspondiente.

Con base al resultado de las nivelaciones de precisión realizada a los bancos de nivel instrumentados, a partir de agosto de 2017, mensualmente y hasta diciembre de 2020, se llevará a cabo el cálculo correspondiente para obtener la proyección del hundimiento de cada uno de los bancos, con referencia a la primera nivelación de precisión. Con la obtención de esta diferencia altimétrica, se obtendrán los hundimientos de cada banco de nivel ubicados en el terreno de la zona de estudio, tomando como base la información original de las elevaciones de los bancos de nivel instrumentados.

Considerando la información de nivelación de precisión de estudios anteriores a los bancos de nivel, se elaborará una base de datos para generar una estadística de la información de cotas de los bancos de nivel obtenidas en los recorridos de nivelación, aplicando una ecuación de regresión para poder pronosticar el hundimiento de cada banco de nivel, donde su coeficiente de correlación se ajuste a la proyección de su hundimiento.

6.2 Elaboración de planos.

En este apartado se describe el proceso que se realiza en gabinete relacionado con los resultados de los cálculos de la información topográfica. Se procederá a la elaboración de



planos topográficos, de plantas con ubicación de bancos de nivel y configuración de curvas de hundimiento. Para la correcta interpretación de los datos topográficos obtenidos en campo, la información que contengan los planos deberá ser clara, autosuficiente y representativa de las condiciones altimétricas reales.

Los planos podrán ser dibujados con equipo de cómputo a través de software CAD o GIS, asentando información de plantas y datos altimétricos de los bancos de nivel, a escalas que permitan una interpretación clara de los trabajos, complementando la información con norte, simbología, notas aclaratorias, responsables profesionales, etcétera. Los planos definitivos que se generen se imprimirán en papel Bond y se obtendrán los archivos digitales de ellos.

Para el “Estudio para la integración al Modelo BIM (Building Information Modelling), de la nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, para la proyección de hundimiento de los bancos de nivel que determinan el hundimiento regional, en el polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”, se generarán 65 planos con los resultados de los trabajos desarrollados durante los años 2017, 2018, 2019 y 2020.

Para el “Estudio técnico-científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), para integrar a un Modelo BIM (Building Information Modelling), el comportamiento de la subsidencia generada en el proceso de obra, debido al peso propio de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)”, se generarán 1,563 planos con los resultados de los trabajos desarrollados durante los meses de agosto a diciembre de 2017, y de enero a diciembre de los años 2018, 2019 y 2020.

6.3 Elaboración de Modelo Digital de Elevaciones (MDE), para integración al modelo BIM (Building Information Modelling).

El Modelo Digital de Elevaciones (MDE) se elaborará con base en la información de coordenadas X, Y, y cotas de Bancos de Nivel distribuidos dentro del polígono del NAICM, para lograr una representación apegada a la realidad; se utilizarán algoritmos matemáticos incluidos en un software especializado en Sistemas de Información Geográfica (SIG), que permita relacionar la distancia entre bancos con la variable elevación y lograr con ello una correcta interpolación de los datos geoespaciales, es decir, se podrá obtener un conjunto de datos numéricos que describen la distribución espacial de la elevación en el sitio, para los meses en los que se desarrollará dicho estudio.

Como resultado de este proceso y para cada uno de los meses nivelados, se obtendrá un raster en formato para integrar al modelo BIM; así, la superficie creada estará dividida por filas y columnas formando con ello una malla o rejilla regular.

Cada celda de la rejilla contendrá valores de coordenadas de localización así como el valor temático, que en este caso será la elevación obtenida de cada banco para cada uno de



los meses. El tamaño del pixel se determinará de acuerdo a la distancia entre cada uno de los bancos de nivel.

Una vez creado el raster, este será transformado a una red irregular de triángulos (TIN) donde se considerará que la superficie no se desvíe del raster de entrada en más de 0.05 metros de tolerancia.

La superficie (MDE) representada por una TIN se importará en un software especial para manejo de datos geoespaciales con el objetivo de lograr una compatibilidad e integrar esta información dentro de un modelo BIM, el formato utilizado podrá ser: IMX, DWG o XML.

Para la integración de los MDE obtenidos, se deberá contar con personal certificado en centros de entrenamiento autorizados para uso de softwares especializados en flujo de trabajo del BIM, además del equipo de cómputo que tenga procesadores y memoria suficientes para el manejo adecuado de los archivos.

Con el uso de este software se podrán integrar el Modelo BIM del proyecto del NAICM y los MDE, con la finalidad de conjuntar la información en un solo archivo, que facilite la navegación y revisión del proyecto. Se entregarán los archivos de superficie en formato XML, DWG, DXF así como NWC para su integración con el resto del proyecto. Se entregarán 16 MDE correspondientes cada uno a los resultados trimestrales.

6.4 Entregables del establecimiento de una estación de referencia con tecnología Global Navigation Satellite System (GNSS).

El entregable de la Estación de Referencia GNSS será el servicio mensual de posicionamiento y enlace a un Sistema Coordinado Único, para todos los trabajos geodésicos y topográficos que se realicen durante la construcción de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

Las empresas involucradas en la construcción del proyecto del NAICM, podrán descargar de manera remota las series de archivos RINEX; así como también podrán ligar a la Estación de Referencia GNSS todos los levantamientos y replanteos que se realicen en modalidad RTK (Real Time Kinematic).

La Estación de Referencia GNSS operará las 24 horas del día. De esta manera los datos empleados para conformar el Sistema Coordinado Único, estarán disponibles cada hora.

Cada que se realicen levantamientos y replanteos con equipo GNSS, las empresas podrán ajustar estos trabajos al Sistema Coordinado Único, garantizando así la precisión de los mismos.



6.5 Entregables del Estudio de interferometría utilizando series temporales de imágenes radar.

Debido a la temporalidad de paso de los satélites por el área de estudio para la obtención de las imágenes, como entregables se tendrán un Modelo Numérico de Terreno (MNT) por cada interferograma, y un informe mensual con el análisis de los interferogramas e imágenes de velocidades de desplazamiento calculados.

Para cada medición se integrará un informe de resultados con lo siguiente:

- Descripción de las imágenes tratadas.
- Descripción detallada de la metodología para tratar las imágenes.
- Análisis de precisión de los movimientos.
- Análisis de los indicadores de calidad.
- Para cada punto en la zona de interés:
 - Altura del punto en metro (valor y desviación estándar).
 - Tasa de desplazamiento en mm/año (valor y desviación estándar).
 - Desplazamiento en función del tiempo.

6.6 Entregables Implementación de un Sistema de Información Geográfica (SIG) con datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría satelital.

Se entregará un informe mensual para sustentar la toma de decisiones ejecutivas, el cual contendrá:

- Análisis de los movimientos.
- Para cada punto en la zona de interés:
 - Altura del punto en metro.
 - Tasa de desplazamiento en mm.
 - Desplazamiento en función del tiempo.



La base de datos del SIG se actualizará con los datos geotécnicos, geodésicos y topográficos de cada jornada de trabajo durante el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

6.7 Entregables de la propuesta de soluciones ejecutivas para aplicar en la cimentación y proceso constructivo.

Se entregará un reporte mensual por cada uno de los siguientes conceptos:

- Recopilación de información documental. Se entregará sólo un reporte al finalizar el primer mes de contratados los trabajos.
- Análisis del hundimiento regional en la zona y en cada una de las estructuras.
- Interpretación mensual de las condiciones de la presión de agua en el subsuelo.
- Determinación mensual de las condiciones de carga impuestas por las estructuras en construcción.
- Evaluación del comportamiento mensual de las estructuras (asentamientos diferenciales y totales).
- Proyección mensual de las deformaciones de las estructuras para evaluar su futuro comportamiento, considerando con anticipación las medidas conducentes.
- Propuestas de soluciones ejecutivas durante el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

7. INFORME FINAL

7.1. Elaboración del informe final.

Los trabajos se deberán entregar tanto en versión electrónica como impresa en tres ejemplares con las siguientes características:

- En archivos editables (DOCX, XLSX, PPTX) y su correspondiente en Acrobat (PDF), con interlineado sencillo, letra Arial; de 12 puntos en textos, negrita 12 puntos en subtítulos y negrita 12 puntos, mayúsculas, en títulos; como en tres ejemplares impresos, con páginas numeradas y fechadas, perforadas y en carpetas de argollas.
- Se incluirán los conceptos descritos en estos términos de referencia, complementándolos con planos, mapas, esquemas y toda la documentación de soporte si llegare a considerar necesaria para la fácil comprensión del proyecto.



- Los discos compactos para entrega, deberán ser grabados realizando la verificación de grabación para evitar que existan archivos almacenados en sectores dañados; de igual forma, los discos compactos no deberán presentar rayones en ninguna de las caras y estar identificados para su fácil manejo.
- Los textos deberán ser en Microsoft Word, fuente Arial de 12 puntos, altas y bajas; subtítulos, en negrillas altas y bajas, y títulos, en negrillas mayúsculas. Para las hojas de cálculo en Microsoft Excel, se empleará fuente Arial de 10 puntos.
- Todos los productos deben generarse o presentarse en Microsoft Office Word, Excel, Auto CAD y Powerpoint y un archivo que integre todo en PDF.
- Todos los entregables deberán presentarse en idioma español.
- Deberán entregarse, junto con el estudio, los modelos y metodologías de cálculo o de simulación aplicados, para el uso posterior por parte del GACM, en análisis de sensibilidad y/o ajustes a los parámetros estudiados, proporcionando el instructivo correspondiente.
- Se usarán citas bibliográficas y la literatura consultada en el formato de la Asociación Americana de Psicología APA.

Comentario: Falta especificar que los datos y los planos se entregarán en coordenadas UTM y Topográficas.

8. TIEMPO DE EJECUCIÓN.

El tiempo de ejecución para la realización del “Estudio técnico-científico aplicando tecnología High Definition Surveying (HDS), con integración a un Modelo BIM (Building Information Modelling), para la definición de soluciones ejecutivas debido al hundimiento regional y la subsidencia del peso propio de la construcción, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), en el periodo agosto 2017- diciembre 2020”, es de 1,249 días naturales, contados a partir de la firma del contrato y entrega del anticipo correspondiente.

9. PROCEDIMIENTO DE PRESENTACIÓN Y REVISIÓN DE AVANCES.

Se harán una presentación general, en las oficinas del GACM, cada 15 días de iniciados los trabajos, con el objeto de revisar y aprobar los avances, conforme a lo acordado en la firma del contrato. En la presentación general participarán los responsables del proyecto por parte del GACM, con el propósito de recibir recomendaciones, comentarios y aportaciones. La presentación se hará en Power Point, llevando en forma impresa la información relevante que se va a tratar.



- Los trabajos y anexos que se entreguen como producto de este trabajo, pasarán a ser propiedad del GACM.
- El consultor se compromete a no suministrar información alguna relativa al proyecto objeto del contrato, en forma de publicidad o artículo técnico a menos que se cuente con la autorización previa, expresada por escrito del GACM.
- Los avances se presentarán entregando los documentos y anexos correspondientes, y con la respectiva copia en archivo magnético.
- Los documentos, sus anexos y la presentación se entregarán como mínimo con tres días de antelación a las reuniones de la revisión técnica de avances.
- La recepción final de los trabajos se hará en las oficinas del GACM, y se entregarán en la fecha de terminación del contrato para su revisión e integración.
- Para su aprobación final, el GACM contará hasta con 15 días naturales para emitir observaciones y comentarios; el consultor entregará el trabajo revisado y editado en los siguientes 5 días naturales, a partir de la entrega de las observaciones finales.
- Se entregarán todos los documentos elaborados en originales y con su respectiva copia en medio magnético.

10. PERFIL DEL PRESTADOR DEL SERVICIO.

Se requiere un “Prestador de Servicio” capaz de integrar un grupo interdisciplinario, con personal técnico altamente calificado principalmente en materia de ingeniería en mecánica de suelos o geotécnica, ingeniería topográfica de alta resolución, con alta capacidad directiva, conocimientos de estrategia y ejecución de proyectos de mecánica de suelos o geotecnia, y topografía de alta resolución. El prestador del servicio deberá garantizar y acreditar la participación de al menos:

- Un Director BIM con diplomado en Dirección de Proyectos/BIM Manager o similar, certificado por una empresa acreditada para tal efecto.
- Tres modeladores BIM certificados por una empresa acreditada para tal efecto.
- Contar con un responsable profesional que deberá ser Ingeniero Civil con grado de Doctor en Ingeniería, con especialidad en Mecánica de Suelos o Geotecnia, con más de 20 años de experiencia en el diseño geotécnico de cimentaciones en las arcillas blandas del Valle de México, y con experiencia comprobada en Dinámica de Suelos



en el Valle de México. Que haya tenido un puesto directivo, como en la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, en los últimos cinco años, debido a la responsabilidad y autoridad moral que se requiere, para determinar soluciones ejecutivas en función del comportamiento deformacional del suelo, considerando el hundimiento regional y la subsidencia por el propio peso de la construcción, durante la cimentación y el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.

- El líder de los trabajos de ingeniería geotécnica deberá ser un Ingeniero Civil con grado de Doctor en Mecánica de Suelos con más de 15 años de experiencia en análisis geotécnico en arcillas blandas del Valle de México, y experiencia comprobable en el análisis y diseño de cimentaciones de aeropistas y estructuras apoyadas en suelos blandos.
- Un especialista con grado de Doctor en el área de Geotecnia o Mecánica de Suelos, con conocimientos y experiencia comprobable de 10 años, en el análisis numérico de interacción suelo-estructura empleando el Método de Elementos Finitos o de Diferencias Finitas con aplicación al diseño de cimentaciones de aeropistas y estructuras apoyadas en suelo blando del Valle de México. Experiencia comprobable en el uso de los programas especializados en Geotecnia, como es el FLAC 3D y PLAXIS 3D o similares.
- Un especialista con grado de Doctorado o Maestría en el área de geotecnia, con conocimientos y experiencia comprobable de cinco años, en el análisis geoestadístico de la distribución espacial de propiedades geotécnicas del subsuelo del Valle de México.
- Un especialista con preparación académica de Ingeniero Civil, con grado de maestría en Mecánica de Suelos con más de 15 años de experiencia en las arcillas blandas del Valle de México.
- Un especialista con preparación académica de Ingeniero Civil y contar con más de 15 años de experiencia en análisis geotécnicos en las arcillas blandas del Valle de México.
- Para desarrollar los trabajos de la ingeniería High Definition Surveying (HDS), se requiere de un líder que cuente con más de 10 años de experiencia, Ingeniero Topógrafo, con grado de Maestría; así mismo, deberá contar con constancia y credencial vigentes 2017 de agremiado al Colegio de Ingenieros Topógrafos, A.C. Deberá estar certificado en manejo de equipos digitales de nivelación, así como en levantamientos topográficos de alta resolución. Se deberán presentar copias de la constancia, título o cédula profesional y certificados.



- Un especialista con 10 años de experiencia, con licenciatura de Ingeniero Topógrafo; así mismo, deberá contar con constancia y credencial vigentes 2017 de agremiado al Colegio de Ingenieros Topógrafos, A.C. Deberá estar certificado en manejo de equipos digitales de nivelación; así como en levantamientos topográficos de alta resolución. Se deberán presentar copias de la constancia, título o cédula profesional y certificados.
- Un especialista en Ingeniería Civil (con Título o Cédula Profesional).
- Para la operación de la Estación de Referencia GNSS se necesitará personal técnico calificado que realizará revisiones constantes del estado de los equipos, así como la descarga de la información.
- Un Jefe de Proyecto experto con presencia en obra, especialista en instrumentación, informática y topografía, para diseñar y configurar la base de datos.
- Un Data Manager con presencia en obra, para comprobar diariamente entre el buen funcionamiento de toda la instrumentación, y la cadena de tratamiento, así como subir los datos manuales e INSAR a la base de datos.

Cabe señalar que para cumplir con los objetivos descritos en estos términos de referencia, con la calidad y oportunidad requerida, así como la complejidad de obtener la información geotécnica y topográfica, y con fundamento al Párrafo II, Artículo 50 de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas; Artículo 138, Sección IV, del Reglamento de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, debido a las características, complejidad y magnitud de los trabajos, los que tendrán por objeto apoyar la debida ejecución y continuidad de los servicios, para estos servicios se otorgará el 10% (diez por ciento) de anticipo, para la adquisición del equipo con tecnología de última generación, contratación de personal correspondiente y la instalación del campamento permanente, en el sitio que el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, designe para tal efecto.

Comentario: En el apartado 4.H se indica parcialmente el perfil del personal que participará en el proyecto, por lo que, podría revisarse para evitar posibles redundancias. Asimismo, queda la duda de saber si las cantidades ya fueron revisadas y validadas.



CATÁLOGO DE CONCEPTOS

El número de apartado que identifica la descripción de los términos de referencia, corresponde al número de clave que aparece en el catálogo de conceptos.

Comentario: En las tablas siguientes eliminar las columnas de “P.U.” e “Importe”.

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1	Estudio para la integración al Modelo BIM (Building Information Modelling), de la nivelación diferencial de precisión de Primer Orden Clase I, para la proyección de hundimiento de los bancos de nivel que determinan el hundimiento regional, en el polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.				
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	16.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	128.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	2,192.00		
4.2.1.3	Procesamiento de los datos obtenidos en campo y cálculo de la información topográfica.	km	2,192.00		
4.2.1.4	Proyección de hundimientos.	Estudio	16.00		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	3,408.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	65.00		
6.3	Elaboración de Modelo Digital de Elevaciones (MDE), para integración al modelo BIM (Building Information Modelling).	Modelo	16.00		
4.2.2	Estudio técnico-científico con tecnología High Definition Surveying (HDS), para integrar a un Modelo BIM (Building Information Modelling), el comportamiento de la subsidencia generada en el proceso de obra, debido al peso propio de la construcción ubicada entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)				
	Agosto 2017				
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
	Septiembre 2017				
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	62.44		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	62.44		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	7.00		
Octubre 2017					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	93.66		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	93.66		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	9.00		
Noviembre 2017					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Diciembre 2017					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	156.10		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	156.10		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	11.00		
Enero 2018					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	187.32		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	187.32		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	12.00		
Febrero 2018					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Marzo 2018					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	343.42		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	343.42		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	19.00		
Julio 2018					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	374.64		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	374.64		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	20.00		
Agosto 2018					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Septiembre 2018					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	437.08		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	437.08		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	22.00		
Octubre 2018					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	468.30		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	468.30		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	24.00		
Noviembre 2018					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Diciembre 2018					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	530.74		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	530.74		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	26.00		
Enero 2019					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	561.96		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	561.96		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	27.00		
Febrero 2019					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Marzo 2019					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	624.40		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	624.40		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	30.00		
Abril 2019					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	655.62		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	655.62		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	31.00		
Mayo 2019					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Junio 2019					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	718.06		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	718.06		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	34.00		
Julio 2019					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	749.28		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	749.28		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	35.00		
Agosto 2019					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Septiembre 2019					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	811.72		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	811.72		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	37.00		
Octubre 2019					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	842.94		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	842.94		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	39.00		
Noviembre 2019					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Diciembre 2019					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	905.38		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	905.38		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	41.00		
Enero 2020					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	936.60		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	936.60		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	42.00		
Febrero 2020					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Marzo 2020					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	999.04		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	999.04		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	45.00		
Abril 2020					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,030.26		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,030.26		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	46.00		
Mayo 2020					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Junio 2020					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,092.70		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,092.70		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	49.00		
Julio 2020					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,123.92		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,123.92		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	50.00		
Agosto 2020					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Septiembre 2020					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,186.36		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,186.36		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	52.00		
Octubre 2020					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,217.58		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,217.58		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	54.00		
Noviembre 2020					
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT), e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	51.00		
Diciembre 2020					
3.2.1	Levantamiento de información en campo.	Visita	1.00		
4.2.1.1	Reposición de bancos de nivel (mojonera prefabricada de concreto armado).	B.N.	2.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.1.2	Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I, a partir del Banco de Nivel Fijo Atzacualco, a bancos de nivel que referencian la altimetría de la zona de estudio.	km	58.00		
4.2.2.3	Levantamiento topográfico de alta resolución a través de la tecnología High Definition Surveying (HDS), utilizando equipo escáner láser digital terrestre 3D.	Ha	1,280.00		
4.2.2.4	Procesamiento de los datos obtenidos en campo, generación del Modelo Digital de Terreno (MDT) e integración al Modelo BIM (Building Information Modelling).	Ha	1,280.00		
6.1	Actualización de fichas técnicas de bancos de nivel.	Ficha	65.00		
6.2	Elaboración de planos.	Plano	56.00		
4.2.3	Establecimiento de una estación de referencia con tecnología Global Navigation Satellite System (GNSS).				
6.4	Entregables del establecimiento de una estación de referencia con tecnología Global Navigation Satellite System (GNSS).	servicio/mes	41.00		
4.2.4	Trabajos de ingeniería geomática para el control geodésico y topográfico de los puntos de control terrestre del NAICM y de las obras en construcción en el periodo junio 2017-diciembre 2020.				
	Agosto 2017				
4.2.4.1	Georeferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georeferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georeferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Septiembre 2017					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		
Octubre 2017					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Noviembre 2017					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Diciembre 2017					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Enero 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		
Febrero 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Marzo 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Abril 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Mayo 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Junio 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Julio 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Agosto 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Septiembre 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		
Octubre 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Noviembre 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Diciembre 2018					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Enero 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		
Febrero 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Marzo 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		
Abril 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Mayo 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Junio 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Julio 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		
Agosto 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Septiembre 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Octubre 2019					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Noviembre 2019					
4.2.4.1	Georeferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georeferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georeferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Diciembre 2019					
4.2.4.1	Georeferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georeferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georeferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Enero 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Febrero 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Marzo 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Abril 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Mayo 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Junio 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Julio 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Agosto 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Septiembre 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Octubre 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	213.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	213.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
Noviembre 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		
Diciembre 2020					
4.2.4.1	Georreferenciación de los puntos de control terrestre (bancos de nivel) que conforman el Marco de Referencia Topográfico, para verificar su posición planimétrica de coordenadas X, Y, con el propósito de determinar posibles desplazamientos horizontales.	PCT	52.00		
4.2.4.2	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la georreferenciación de los puntos de control terrestre.	PCT	52.00		
4.2.4.3	Realizar un control geodésico y topográfico, mediante la aplicación de un sistema de coordenadas autorizado por el GACM, a puntos de control terrestre de las obras generadas en el proyecto del NAICM, con la finalidad de que todas las obras se encuentren georreferenciadas y unificadas al mismo sistema de coordenadas mencionado.	Jomada	24.00		
4.2.4.4	Procesamiento de datos obtenidos en campo y cálculo de la información generada en los trabajos del control geodésico y topográfico.	Jomada	24.00		
4.2.4.5	Incorporación de datos geodésicos y topográficos al Sistema de Información Geográfica existente en el GACM, además de integrar dicha información a un modelado Building Information Modelling (BIM).	Jomada	24.00		



Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
4.2.5	Estudio de interferometría utilizando series temporales de imágenes radar.				
6.5	Entregables del Estudio de interferometría utilizando series temporales de imágenes radar.	Informe	41.00		
4.2.6	Implementación de un Sistema de Información Geográfica (SIG) con datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría satelital.				
6.6	Entregables Implementación de un Sistema de Información Geográfica (SIG) con datos geodésicos, topográficos, geotécnicos y de interferometría satelital.	Informe	41.00		
4.2.7	Propuesta de soluciones ejecutivas para aplicar en la cimentación y proceso constructivo, de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM, debido al hundimiento regional y a la subsidencia generada por el peso propio de construcción.				
3.1	Recopilación de información.	Informe	1.00		
4.2.7.1	Análisis del hundimiento regional en la zona y en cada una de las estructuras.	Informe	41.00		
4.2.7.2	Interpretación mensual de las condiciones de la presión de agua en el subsuelo.	Informe	41.00		
4.2.7.3	Determinación mensual de las condiciones de carga impuestas por las estructuras en construcción.	Informe	41.00		
4.2.7.4	Evaluación del comportamiento mensual de las estructuras (asentamientos diferenciales y totales).	Informe	41.00		
4.2.7.5	Proyección mensual de las deformaciones de las estructuras para evaluar su futuro comportamiento, considerando con anticipación las medidas conducentes.	Informe	41.00		
4.2.7.6	Propuestas de soluciones ejecutivas durante el proceso constructivo de las obras ubicadas entre las pistas 2 y 3 de la primera etapa del NAICM.	Informe	41.00		
7	Informe final.				
7.1	Elaboración del informe final.	Informe	1.00		
				SUBTOTAL	\$ -
				IVA (16%)	\$ -
				TOTAL	\$ -



3. CONCLUSIONES

En general, los términos de referencia son aceptables pero podrán mejorarse incluyendo:

- precisar algunos datos y características, como se indica en los comentarios.
- existe información que aparentemente es redundante.
- especificar, en algunos casos, el tipo de información de los entregables, sobre todo el formato de los datos
- especificar que los planos entregables deberán estar en coordenadas UTM y topográficas
- especificar que las elevaciones deberán ser topográficas, en el caso de que las elevaciones sean obtenidas mediante técnicas geodésicas, adicionalmente deberán ser trasladadas a elevaciones topográficas
- nivelar los Bancos de Nivel Profundos (BNP)

Finalmente, es importante indicar en los términos de referencia que para la aceptación de conformidad de los entregables, previamente se realizará una revisión de la información entregada.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-25

**“Comentarios acerca de los Informes de Avance de
TASANA sobre el Método Observacional, Aplicado a
las Pistas 2 y 3 del NAICM, hasta Mayo de 2017”**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Julio de 2017



NOTA TÉCNICA No. G-25

“Comentarios acerca de los Informes de Avance de TASANA sobre el Método Observacional, Aplicado a las Pistas 2 y 3 del NAICM, hasta Mayo de 2017”

1. ANTECEDENTES

TASANA entregó al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) el informe “Método Observacional de la Pista 2 y 3 – Informe de Avance Mensual – Verificación de Información de Monitoreo e Instalación – Mayo del 2017” (INFORME-1) así como el titulado “Método Observacional de la Pista 2 y 3 – Análisis de Datos – Informe de Avance Mensual – Mayo del 2017” (INFORME-2) ambos fechados el 31 de Mayo, 2017.

A petición del GACM, en esta nota técnica, el Instituto de Ingeniería (II-UNAM) expone comentarios técnicos acerca de estos dos informes.

2. COMENTARIOS SOBRE EL INFORME-1

2.1 Discrepancias de enfoques

TASANA expone este informe como parte de lo que consideran el Método Observacional (MO) que se aplica en la construcción de las Pistas 2 y 3. Describe también las acciones referentes al control de la instalación de la instrumentación geotécnica en las Obras del Lado Aire (OLAs) así como la verificación que han realizado en relación con la recolección de la información derivada de esos instrumentos.

La primera observación en relación con los instrumentos es que no se trata de celdas de carga las instaladas en las OLAs, sino celdas de presión, y que son los instrumentos que a solicitud del II-UNAM se integraron al proyecto inicial de instrumentación.

Comentar también que se toma nota que TASANA ha dado su aprobación a las Fichas de Instalación ejecutadas por CFE, en lo que coincide también el II-UNAM, ya que hemos dado un seguimiento cercano a su colocación, constatando que se han respetado las



Especificaciones y Protocolos de instalación. Se reconoce que para fines de mayo 2017, prácticamente se ha concluido la instalación de todas las secciones de instrumentación de las Pistas 2 y 3.

TASANA hace la observación de que la ubicación de los extensómetros no estuvo de acuerdo a sus planos, que establecían su colocación al centro de las pistas, y no en los hombros como los colocaba CFE; véase su página GG.

Debe señalarse que tal disposición fue de acuerdo a una petición del II-UNAM con el objetivo de que al menos parte de la instrumentación geotécnica no se pierda con la construcción de pavimentos, sino que con su colocación ahora durante la construcción de las terracerías (de hecho la única oportunidad de hacerlo) en las orillas de las pistas o en las “islas” verdes, pueda cubrirse el monitoreo no sólo durante la construcción de pistas, sino también durante la etapa de operación. Esta idea no es cosa menor toda vez que las políticas de mantenimiento y operación una vez concluidas las OLAs deberán estar basadas en un comportamiento medido y observado, lo que sólo se logra con la instrumentación reubicada según lo conversado y acordado con CFE.

Estos argumentos fueron expuestos a personal de TASANA desde el año pasado, y llama poderosamente la atención su reticencia a aceptar que con los ligeros cambios propuestos, al igual que a las críticas sobre su visión de redundancia (simple duplicidad de secciones de instrumentación separadas 25 m), se pudiera cumplir con el objetivo dual de atender tanto el monitoreo de la etapa de construcción como el de la operación. Es francamente un despropósito el comentario que personal de TASANA hiciera en alguna reunión de trabajo en el sentido de que si no se ejecutaban las cosas según sus disposiciones se demeritaba la calidad de su diseño, y que por lo tanto no asumirían la responsabilidad del mismo.

Por otra parte, se ratifica la necesidad de contar con el conocimiento de los niveles freáticos en las OLAs, por lo que se acordó colocar Pozos de observación someros; cabe señalar que este aspecto no fue previsto en el diseño de la instrumentación geotécnica de TASANA, y es muy importante para dar elementos al MO; en efecto, el conocimiento de esos niveles del agua, dan elementos para el cálculo de los esfuerzos sobre el terreno y permitiría contar con elementos para el manejo de las terracerías. El protocolo de colocación de tales pozos se encuentra en la Nota Técnica No. G-30 del II-UNAM.



2.2 Sobre la relación entre causas y efectos

TASANA llama la atención en la página TT acerca de la discrepancia entre la Supervisión de Sitio y ellos, en relación con el avance en los cadenamientos 0+500 y 0+900 de la Pista 3, a esa fecha. Según el reporte de la Supervisión, no se había colocado sobrecarga, siendo que, como lo constataron, la sobrecarga ya estaba colocada en el sitio.

Esta simple muestra pone de manifiesto que es indispensable que CFE registre el espesor y tipo de materiales (tezontle o sobrecarga) sobre cada placa de asentamiento, toda vez que haga un levantamiento del nivel de las mismas.

Esto es, no para fines de cuantificaciones de volumetría, control de acarreo y pagos, sino para cumplir con un elemento fundamental para la interpretación de la evolución de la construcción, se necesita conocer no sólo cómo varían y se desarrollan los asentamientos, sino también cómo varían los espesores de materiales sobre cada placa. Se trata de establecer la relación que existe en los puntos de control, que son las placas de asentamiento, entre las causas y los efectos; esto es, a fin de cuentas, entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas.

2.3 Asentamientos y espesores de materiales

En la reunión técnica del 8 de junio, 2017, que se tuvo en el campamento de CFE sobre la instrumentación geotécnica en Pistas 2 y 3, se insistió en la necesidad de tomar nota del espesor de materiales sobre el terreno natural, cada vez que se tome una lectura del nivel de referencia de cada placa de asentamiento. Se adelantó en esa reunión y luego en una comunicación electrónica, que mientras no tengamos la información solicitada tanto de asentamientos como de grosores de materiales sobre cada placa, no podremos sacar conclusión provechosa alguna, y no tendremos elementos para cumplir con el tan mencionado, pero no respetado, Método Observacional.

Se señaló en esa reunión que la labor adicional en esfuerzo y tiempo que se le pedía a CFE para registrar ese espesor sobre la placa era mínima, ya que al hacer el levantamiento del nivel de la placa, sólo se requiere añadir en el registro del nivel de la placa, el nivel del terreno a juzgar por marcas que pudieran agregarse en el tubo que encamisa la barra que se soldó a la placa; o incluso, simplemente si en ese momento hay una, o la cantidad que proceda de capas de tezontle o material de precarga sobre la placa.



Se está de acuerdo con la petición de TASANA (p 6/12) del Anexo, de contar con gráficas en las que se expongan a través del tiempo (abscisas) no sólo los asentamientos (ordenadas) sino también información del material sobre las placas (también en las ordenadas). Para esto último, TASANA solicita que se indiquen Niveles del Terreno sobre la placa. El II-UNAM preferiría que se incluyesen espesores de material, en vez de niveles, para propiciar el análisis inmediato de causas y efectos, y sin pretender que topográficamente se determinen esos niveles del terreno; consideramos que eso tomaría un esfuerzo, tiempo y costo que no se justifican. CFE por su parte ha indicado incrementos por capas, de tal forma que sus lecturas tienen una resolución de 0.5 m (espesor de una capa). El II-UNAM propone que a los tubos que encamisán a las barras de las placas se les pinten marcas a cada 10 cm, y que sea esa la precisión con la que de manera simple se recaben los espesores aproximados de material de manera fácil, expedita, práctica y con la precisión suficiente. Se insiste en la necesidad de que en la misma hoja de cálculo aparezca en una columna los asentamientos y en otra paralela, se incluya el espesor de materiales antes comentado.

2.4 Aclaración

A lo largo de lo reseñado en los dos informes en comento se encuentran frases inconexas o francamente equivocadas, o que merecen una aclaración; ejemplo de esto es lo incluido en la página FF: “...*Por lo tanto, la calidad del monitoreo debe de ser reducida durante la fase de construcción del proyecto*”.

En otra parte del Informe-2 se menciona “...la punta del terraplén”, lo que tal vez en algún otro lugar se entienda, pero aquí en México a lo que se refiere es al pie del talud de un terraplén.

3. COMENTARIOS SOBRE EL INFORME-2

3.1 Descripción del informe

Se trata del primer informe de avance del comportamiento de las Pistas 2 y 3 y calles de rodaje, aplicando lo que TASANA reconoce como Método Observacional, comprendiendo mediciones hasta el 16 de mayo, 2017. Adelantan que las conclusiones sobre el comportamiento del asentamiento de las OLAs no pueden darse en esta etapa. Si bien es entendible que no puedan adelantarse conclusiones en estas primeras etapas de carga, en las que incluso todavía no se concluye la colocación de la sobrecarga, dejan



pasar la oportunidad de sentar las bases que dicta el Método Observacional, tal como lo expuso el Profesor Ralph B. Peck (Peck, 1969; Dunnicliff, 1994). No establecen por ejemplo, los puntos básicos para un plan de acción ante muy diversas situaciones desfavorables que se pudieran presentar a lo largo de la construcción de las pistas, y de las observaciones y mediciones que se hagan al respecto. Tampoco definen con claridad las metas por alcanzar en términos de la magnitud de asentamiento y su evolución, para diferentes porciones de las OLAs. Por esta situación, antes de proseguir con los comentarios a este informe, se juzga pertinente exponer, de qué se trata el MO.

3.2 Método Observacional (MO)

Karl Terzaghi, el fundador de la Mecánica de Suelos moderna, fue quien por primera vez aplicó exitosamente el Método Observacional, consiguiendo máxima economía y con gran seguridad en diversas obras térreas, con tal de que el diseño pudiera ser modificado conforme progresaba la construcción. Se trata de un enfoque de trabajo con una visión muy ingenieril, pero con un sólido sustento científico. Peck (1969) reconoce en breve que la aplicación completa del MO comprende los ingredientes siguientes:

- a) *Exploración suficiente para establecer al menos la naturaleza general, disposición y propiedades de los depósitos térreos, aunque no necesariamente en detalle.*
- b) *Estimación o valoración de las condiciones más probables y de las desviaciones más desfavorables concebibles; en esta estimación, la Geología juega frecuentemente un rol mayor.*
- c) *Establecimiento del diseño basado en hipótesis de trabajo de comportamiento anticipado, bajo las condiciones más probables.*
- d) *Selección de las variables a ser observadas conforme procede la construcción, y cálculo de sus valores anticipados, sobre la base de las hipótesis de trabajo.*
- e) *Cálculo de los valores de las mismas variables bajo las condiciones más desfavorables compatibles con los datos disponibles relativos a las condiciones del subsuelo.*
- f) *Selección por adelantado de un curso de acción o modificación del diseño, para cada desviación significativa predecible de los encuentros observacionales, respecto de aquellos predichos sobre la base de las hipótesis de trabajo.*
- g) *Medición de las variables a ser observadas y evaluación de las condiciones reales.*
- h) *Modificación del diseño para ajustarse a las condiciones reales.*



Las prácticas que ha seguido TASANA distan en buena medida de los lineamientos anteriores. Si bien manifiesta que asume este enfoque y procedimiento, en los hechos no lleva a cabo las acciones fundamentales que la práctica del MO exige.

La exploración geotécnica del predio donde se desarrolla la construcción del NAICM es amplia, con determinaciones experimentales tanto en el propio campo como en el laboratorio; ello como resultado de intensas campañas de exploración que se han desarrollado desde hace décadas, y que se han intensificado desde luego en los últimos años. Se tiene entonces totalmente satisfecho el inciso *a*. TASANA no ha hecho explícitas las valoraciones de las condiciones más probables, como tampoco de las desviaciones más desfavorables concebibles, inciso *b*.

No obstante ese cúmulo de información valiosa, TASANA ha decidido recurrir a métodos gráficos empíricos (Wakita y Matsuo, 1994) para evaluar las observaciones y mediciones de la instrumentación geotécnica y topográfica de las Pistas 2 y 3. Esto es, el Método Observacional (MO) requiere como se establece en el inciso *c*, que se proceda al cálculo de los valores anticipados de los asentamientos, en este caso, sobre la base de un DISEÑO en el que se adopten hipótesis de trabajo del comportamiento anticipado bajo las condiciones más probables. Considerando la estratigrafía a lo largo de las pistas y la influencia de anomalías, presencia de canales, rellenos artificiales, etc., se antoja que deberían haber previsiones teóricas y numéricas varias, para una obra de la importancia de las OLAs del NAICM.

Así, en vez de exhibir los resultados de análisis numéricos en los que involucren las propiedades mecánicas del subsuelo que se le han proporcionado, al parecer minusvaloradas porque no les ha costado su determinación, recurren a soluciones empíricas cuya aplicabilidad no ha sido comprobada en el muy peculiar subsuelo arcilloso del sitio de interés.

Por lo que se refiere a la selección de variables, inciso *d*, su definición no se ha hecho explícita, ya que si bien se está prestando atención a la evolución de asentamientos, el monitoreo de las presiones de poro, por ejemplo, requeriría también un análisis acucioso, incluyendo las variaciones que experimente el nivel de aguas superficiales, en las diversas sub-zonas en que ha dividido el predio del NAICM. Menos todavía se conocen algunas previsiones acerca de la evolución de las variables por monitorear, inciso *e*, bajo condiciones desfavorables, por ejemplo, las ya señaladas, la variabilidad de los tezontles, las condiciones que impone la interacción con obras del lado tierra, etc.



Las mediciones de las variables, inciso *g*, las lleva a cabo personal de CFE, pero la evaluación de las condiciones reales no se ha podido completar, al no contarse con elementos que permitan establecer la relación causa-efectos, ya discutida. Tal evaluación es el motivo de los dos informes en comento, y es responsabilidad de TASANA. El II-UNAM por su parte, a fin de cumplir su cometido y alcance, reitera la solicitud de que le proporcionen los datos digitales de la información multicitada, acerca de la evolución de asentamientos y espesores sobre cada placa.

Por lo que se refiere al inciso *f*, el II-UNAM desconoce si hay planes B o C de contingencia ante la situación en la que ocurran diferencias entre lo previsto y lo observado y medido con la instrumentación geotécnica y topográfica. TASANA tampoco ha manifestado posibles modificaciones del diseño para ajustarse a condiciones reales imprevistas, inciso *h*; sólo han manifestado posibles cambios a los espesores de las diversas capas de la grava cementada o carpeta, ya para el cuerpo del pavimento de pistas.

3.3 Análisis de datos

Para el análisis de la información que arroja la instrumentación geotécnica y topográfica, TASANA señala que ha dividido el predio de interés en zonas según tengan más o menos el mismo comportamiento. No parece tener un sustento pertinente tal decisión, y menos que esa división la vayan cambiando o ajusten, según tal comportamiento se vaya dando. ¿No debería haber alguna previsión en función de la estratigrafía, zonas más cargadas que otras, ubicación atendiendo al desplante de estructuras cercanas, o condiciones de drenaje?

Ya se ha mencionado que un proyecto de la envergadura de este merece un tratamiento más riguroso, con mayor razón cuando se tiene información suficiente de propiedades mecánicas de los suelos arcillosos a lo largo de las Pistas 2 y 3. El procedimiento empírico al que recurren, sus autores (Wikita y Matsuo, 1994) lo sugirieron para terraplenes de dimensiones reducidas sobre los que se construirían edificaciones para viviendas, nada que ver con las grandes extensiones de las terracerías en el NAICM. Más aún, en esta referencia original, el asentamiento que se toma para obtener el cociente entre dicho valor y el desplazamiento lateral, es el que se registra al centro del terraplén (*Ditto*). Tal cociente es la base para entrar a una gráfica mediante la cual se deducen de manera empírica si se alcanzan condiciones críticas, o no. Pues bien, para cuantificar los cocientes que adopta TASANA para juzgar lo anterior, toma los asentamientos no del centro sino por el contrario los medidos en las placas más cercanas al pie del talud. Tal



vez sea lo propio, sin embargo difiere del criterio y con ello de las curvas límite de advertencia que aparecen en las Figuras 2 a 6 del INFORME-2.

Por otra parte concluyen que no hay riesgo de inestabilidad, pero pasan por alto que en la Zona de Galerías de la Pista 2, ya tienen precarga desde la visita presidencial.

Por cierto, no aportan resultados de análisis de estabilidad de esos taludes, específicos y detallados como estimamos procedería para un proyecto como este. Cabe señalar por cierto que en la zona oriente de Pista 3, en donde se ha construido ya un canal, a la fecha ha sufrido ya un desbordamiento.

No se explica si los asentamientos reportados son netos debidos sólo a las capas de tezontle y sobrecarga, o si incluyen el asentamiento regional.

Las gráficas tiempo-asentamiento no incluyen hito alguno; así, casi imposible hacer algún análisis y si adicionalmente, los diseñadores no han previsto curvas teóricas de la evolución de los asentamientos, pues menos se puede concluir algo. Sólo se incluye una curva teórica Tiempo VS Asentamientos en la Figura 47 de la página II. Por otra parte, se soslaya la falta de drenes verticales en algunas secciones ya con precarga en Pista 2. Existen gráficas tiempo VS asentamiento, ver por ejemplo la página CC, donde súbita y extrañamente las placas no continúan asentándose, sino que esas placas “se levantan”.

En el ejercicio de TASANA de aplicar el MO, pasa totalmente por alto la revisión de la evolución de la presión de poro, registrada por los piezómetros dispuestos en las secciones de instrumentación. Como se afirmó, ni siquiera la distingue como una de las variables de estado que hay que monitorear, para secundar los elementos de juicio dentro de la aplicación del MO.

No se hace comentario alguno sobre las mediciones realizadas a los inclinómetros ya instalados, como tampoco al monitoreo de las celdas de presión.

3.4 Sobre traducciones y malas interpretaciones

A las frases inconexas o francamente equivocadas mencionadas en el inciso 2.4, pueden añadirse términos que parecen derivarse de un texto en inglés, y que al pasar a español, se modifica su significado; ejemplo de ello es *ratio*, que es indicado como radio, en tanto que debió señalarse como cociente.



Por otra parte, pueden distinguirse usos equivocados del idioma español; en la página HH se lee: “...*Cuando la sobrecarga ha sido completamente colocada y los asentamientos están progresando, los asentamientos medidos pueden ser comparados con los precedidos del modelo de diseño*”.

Se recomienda por cierto que la paginación de los informes tenga una numeración única y continua.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

TASANA concluye que todavía no pueden sacarse conclusiones acerca del comportamiento del sistema de precarga para las OLAs del NAICM, en función de que no se ha colocado la precarga y los asentamientos son incipientes. Si bien ese argumento es cierto, también puede afirmarse que sus informes son incompletos porque no ponen en práctica ni explican las actividades que muy explícitamente expuso el Profesor Peck para realmente poner en práctica el pregonado Método Observacional.

El II-UNAM llama la atención acerca de la necesidad de contar con la información inmediata a través del tiempo, tanto de los asentamientos de las placas de referencia, como de los espesores de material sobre cada una de ellas; el objetivo es establecer de manera inmediata y práctica, la relación entre causas y efectos.

Se distinguen algunas concepciones erróneas. Las mediciones geotécnicas no deben ser la fuente de las predicciones; éstas deben ser el producto del desarrollo teórico y numérico del problema, involucrando el conocimiento de las propiedades mecánicas más probables del subsuelo del sitio; tampoco, desde luego, de simples métodos empíricos de aplicabilidad incierta para el proyecto del NAICM.

Se recomienda que se insista a TASANA ser respetuoso de los pasos que implica el Método Observacional.



REFERENCIAS

Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, John Wiley.

Peck, R. B. (1969). “Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics”, Ninth Rankine Lecture, *Géotechnique*, 19 (2), 171-187.

TASANA (2017). “Método Observacional de la Pista 2 y 3 – Informe de Avance Mensual – Verificación de Información de Monitoreo e Instalación – Mayo del 2017” (INFORME-1).

TASANA (2017). “Método Observacional de la Pista 2 y 3 – Análisis de Datos – Informe de Avance Mensual – Mayo del 2017” (INFORME-2).

Wakita, E. y Matsuo, M. (1994). “Observational design method for earth structures constructed on soft ground”, *Géotechnique*, 44 (4), 747-755.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”

Convenio de Colaboración No. GACM/DCI/SJ/CI/013-2015

NOTA TÉCNICA No. G-26

Comentarios al documento de ARUP “*Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th, 2017*” del 7 de junio de 2017

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Julio, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-26

Comentarios al documento de ARUP “Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th , 2017” del 7 de junio de 2017

Los días 25 y 26 de abril de 2017 se celebraron dos reuniones técnicas entre ARUP y el Instituto de Ingeniería, UNAM (II-UNAM) para la revisión de avance del diseño del Edificio Terminal (ET) y la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) y en particular para discutir el documento “Reference Geotechnical Design Report (ARUP 2017)” emitido el 17 de abril de 2017.

Se levantaron minutas de estas reuniones que se anexan al presente documento. En dichas minutas se detallan algunos de los aspectos que se mencionan en el presente documento.

En un nuevo documento titulado “*Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th del 7 de junio de 2017*” (AMM070617), ARUP expuso diversas consideraciones técnicas y presentó análisis adicionales que ha realizado a raíz de estas reuniones.

El II-UNAM tiene los siguientes comentarios a este nuevo documento.

TEMAS MENCIONADOS EN EL DOCUMENTO AMM070617

El documento se refiere a los temas siguientes:

1. Propiedades del suelo usadas en los análisis 3D del ET en el RGDR;
2. Capacidad de carga de pilotes según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (NTCDCC-CDMX);
3. Efecto de la variación espacial de la presión de preconsolidación incluyendo las esperadas en el cruce con el bordo Casa Colorada;
4. Condiciones de compensación del Edificio Terminal;
5. Movimientos y fuerzas en una losa de 100x100m construida secuencialmente con elementos de 20x20m



Se observa que este documento ignora otros aspectos importantes mencionados en la minuta de las reuniones como los siguientes:

- a) El II-UNAM solicita que se produzca un documento único que reúna lo esencial de los análisis geotécnicos realizados y que siga el índice de las NTCDCC-CDMX, para poder verificar con mayor facilidad su cumplimiento.
- b) El II-UNAM pide que en el informe se describan con mayor detalle las estructuras existentes en el predio (Bordo de la laguna Casa Colorada, canales, rellenos etc.) y las construcciones vecinas que se construirán como parte del proyecto (plataformas, calles de rodaje, Centro de Transferencia Terrestre (CTT), puentes fijos de acceso, viaducto que se construirá entre la terminal y el CTT, etc.).
- c) El II-UNAM observa que la topografía más reciente (IUYET, Dic. 2016) presentada por ARUP fue realizada en BN superficiales con separación de 500m. El II-UNAM subraya que es importante que el diseño geotécnico se base en una topografía de detalle debido a que existen en el predio diferencias de elevación hasta de 4m, con zonas de encharcamiento frecuente. Tomar en cuenta la topografía y sus modificaciones recientes (remoción de rellenos, colocación de tezontle) es importante para definir las profundidades de excavación y las condiciones locales de compensación del edificio que se podrán lograr.
- d) El II-UNAM pide que se analicen las implicaciones de las grietas detectadas dentro del predio del proyecto. Estas grietas pronto serán más visibles al iniciarse la temporada de lluvias, aunque la capa de tezontle posiblemente ocultará algunas de ellas. Es importante que el constructor reciba instrucciones precisas sobre las acciones a tomar en caso de que encuentre grietas.
- e) El II-UNAM solicita a ARUP establecer directrices claras sobre el control de la eventual flotación de la cimentación durante y después de la construcción. El II-UNAM subraya que el sistema de control simple (vertedor) propuesto el 9 de marzo, 2017 debe ser evaluado ya que podría proporcionar una seguridad adecuada contra la flotación durante la construcción sin utilizar el enorme y costoso volumen de material de lastre considerado en las especificaciones constructivas. Las objeciones de ARUP a este sistema simple deben ser reevaluadas teniendo en cuenta la posibilidad de mantenimiento periódico de este sistema para controlar el taponamiento. Asimismo, el II-UNAM subraya que el control de la flotación será crítico cuando se terminen grandes secciones de la losa ya que el sistema de bombeo lateral de achique tenderá a ser ineficaz para controlar el empuje vertical en la porción central.



- f) El II-UNAM recuerda que, el 9 de marzo, 2017, ARUP propuso presentar un análisis detallado de la interacción suelo-estructura en las áreas de los embudos en condiciones estáticas y sísmicas.
- g) El II-UNAM solicita que se presente una evaluación actualizada de la estabilidad de los taludes presentada en el PGDR (Tabla 10), teniendo en cuenta las experiencias recientes en la excavación de prueba.
- h) El II-UNAM señala que no encontró en el nuevo informe las aclaraciones solicitadas respecto a las combinaciones de cargas de trabajo para el diseño de cimentación presentadas en el documento PTBG, en comparación con las combinaciones de carga recomendadas por las NTCDCC-CDMX. También deben presentarse los factores de carga y fuerza (o equivalentes) considerados en el diseño. El II-UNAM solicita además una aclaración respecto a si la carga sísmica fue aplicada 100% en una dirección y 30% en la dirección ortogonal y posteriormente a la inversa como lo recomienda la norma NTCDCC-CDMX.
- i) El II-UNAM expone su preocupación respecto a la solución de cimentación adoptada para la Torre de control (compensación con pilotes de fricción). Recuerda que cerca del 15% de las cimentaciones de este tipo (especialmente estructuras esbeltas) presentaron desplomos permanentes y otros daños a raíz del sismo de 1985. Estas fallas se pudieron asociar principalmente con diseños en los que se pretendía usar pilotes de fricción para reducir asentamientos y al mismo tiempo para absorber cargas sísmicas. Es necesario que sea expuesta con claridad la filosofía de diseño adoptada por ARUP en el caso de la TCTA. El II-UNAM pide que se revisen las tolerancias de inclinación de la cimentación para el adecuado funcionamiento de los aisladores de base.

Consultando las minutas anexas al presente documento se encontrarán numerosos puntos adicionales a los que ARUP no ha dado respuesta.

COMENTARIOS A LOS PUNTOS ESPECÍFICOS DEL DOCUMENTO AMM070617

1. Propiedades del suelo usadas en los análisis 3D del Edificio terminal en el RGDR

El documento presentado reconoce que existen diferencias importantes de rigidez entre las diferentes zonas del área de construcción del ET. Reconoce asimismo que ello implicará movimientos diferenciales significativos. Sin embargo no presenta una cuantificación precisa de estos asentamientos diferenciales.



Tampoco se definen con suficiente detalle las características geotécnicas de cada zona. Se sigue refiriendo el documento a una única tabla de propiedades estimadas para el año 1930 (Tabla 9 del *Reference Geotechnical Design*).

Preocupa que aparentemente se estén usando las mismas propiedades del suelo para el ET y la TCTA, cuando existe una abundante información de exploración geotécnica y existan diferencias conocidas de esas propiedades mecánicas.

2. Capacidad de carga de pilotes según las NTCDCC-CDMX

La comparación presentada entre las estimaciones de capacidad de carga de pilotes de acuerdo con las NTC 2016 y los límites superiores e inferiores señalados en el *ATCT PBSD Report* cumple con la recomendación general de verificar los criterios empleados con los señalados en las Normas. Sin embargo, no hemos encontrado en los documentos de ARUP una verdadera evaluación del papel de los pilotes como complemento de la cimentación compensada.

Debe tomarse en cuenta que

- a) En las zonas de las construcciones parcialmente compensadas, los pilotes contribuyen a reducir el asentamiento (pero también contribuyen al mismo por su peso propio).
- b) En las zonas sobrecompensadas, la presencia de los pilotes favorece la emersión por interferencia con el hundimiento regional.

Nota: En el texto revisado se repiten por error las páginas 5 y 6.

La estimación de las capacidades de carga por fricción debe revisarse cuidadosamente pues los valores de los coeficientes de adherencia-fricción adoptados por ARUP, están afectados por factores que no se han tomado en cuenta adecuadamente o bien se han soslayado. En efecto, la perforación previa para alojar a los pilotes, impuesta por ARUP, o la superficie muy lisa con que se están produciendo los pilotes de fricción, determina que se alcancen valores de los coeficientes de adherencia-fricción menores que los asumidos por los diseñadores. Este es un aspecto de gran importancia que ha podido demostrarse experimentalmente con las pruebas de carga en pilotes ejecutadas, por una parte

por ARUP/CIMESA en pilotes no instrumentados y con perforación previa, y por la otra, por IIUNAM/CIMESA en pilotes instrumentados, hincados sin perforación previa y superficies rugosas. Estos aspectos se abordan detalladamente en la Nota Técnica No. G-3 y en su Adenda, documentos preparados por el II-UNAM.

3. Efecto de la variación espacial de la presión de preconsolidación incluyendo las esperadas en el cruce con el bordo Casa Colorada.

La afirmación de que las cargas aplicadas al terreno (especialmente el peso de la losa de fondo y el peso de las estructuras que se edificarán sobre la misma durante la construcción, todavía en ausencia de empuje de Arquímedes) permanecerán inferiores a las cargas de preconsolidación, son muy discutibles tomando en cuenta la variación espacial de la carga de preconsolidación determinada en el laboratorio (Ver Figura 1 que será parte de una Nota Técnica del II-UNAM y que muestra que existen valores bajos de la carga de preconsolidación en los primeros 10 m de profundidad). Por la situación anterior, es de esperarse que se generen asentamientos diferenciales significativos.

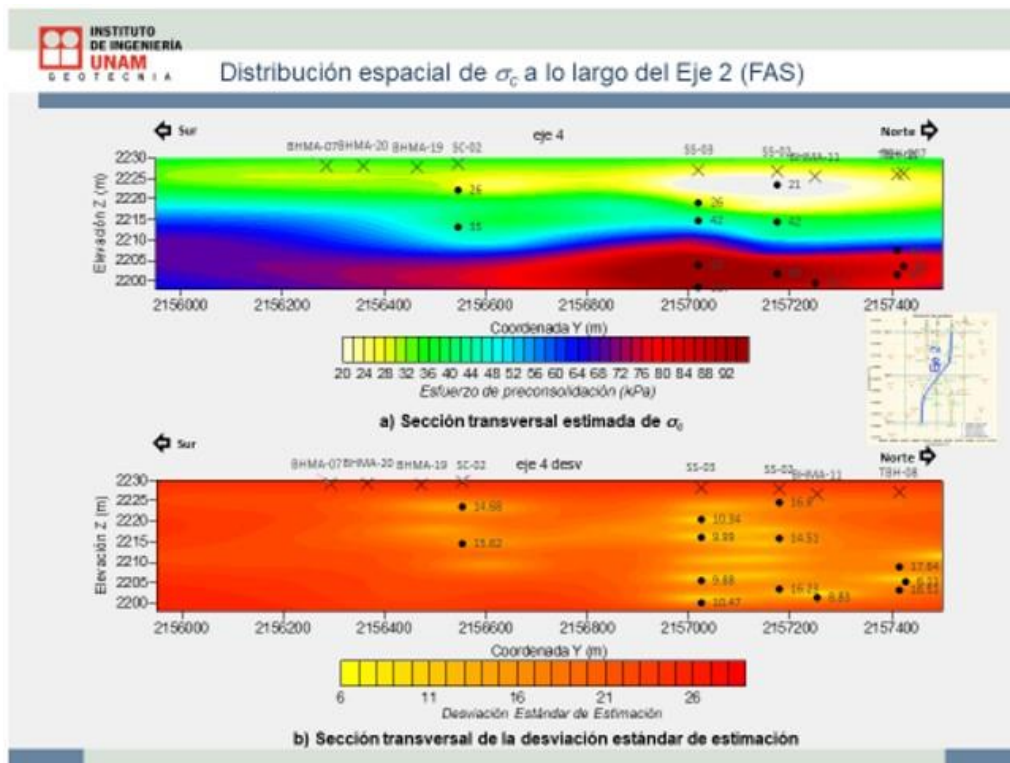


Figura 1 Variaciones de la carga de preconsolidación a lo largo de un eje norte-sur dentro del área ocupada por el Edificio Terminal (Eje 2)



4. Condiciones de compensación del Edificio Terminal

- El II-UNAM reitera que no ha encontrado en los informes de ARUP la estimación de los asentamientos/emersiones inmediatos y diferidos de la cimentación del ET. Es necesario evaluar si las diversas partes de la cimentación tenderán a emerger o hundirse con respecto al terreno circundante, indicar cuáles serán los asentamientos diferenciales después de iniciada la operación del edificio y comparar estos movimientos con los valores límites especificados en las NTCDCC-CDMX. Debe tomarse muy en cuenta que las partes sobrecompensadas de las construcciones tenderán a emerger al dejar de presentarse localmente el hundimiento regional por la preconsolidación del suelo descargado, como ha sucedido en la ciudad de México con el Metro y numerosas construcciones sobrecompensadas (pasos a desnivel, estacionamientos, etc.). Por el contrario, las áreas parcialmente compensadas presentarán asentamientos importantes.
- El II-UNAM solicita además a ARUP presentar una aclaración sobre las condiciones reales de compensación y de flotación que deben esperarse durante la construcción y al final de ésta, teniendo en cuenta los asentamientos esperados de la losa de fondo durante la construcción que darán lugar a cambios geométricos significativos en las dimensiones originales de proyecto de la subestructura (mayor espacio, mayor altura, entre la losa de cimentación y la losa del piso principal).

Las consideraciones presentadas en el inciso 2.4 del AMM070617 no contribuyen a aclarar los puntos anteriores.

5. Movimientos y fuerzas en una losa de 100x100m construida secuencialmente con elementos de 20x20m

Los cálculos de asentamientos diferidos de la losa de fondo durante la construcción presentados en el inciso 2.5 del AMM070617 consideran un tiempo de consolidación de 100 días. Este cálculo es poco realista puesto que la construcción de la cimentación tomará en el mejor de los casos del orden de un año y medio y hasta más si se presenta alguna demora.



ANEXO

MINUTA

REUNIÓN DE TRABAJO SOBRE EL PROYECTO “**NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO**”

Lugar: Laboratorio de Geoinformática, Instituto de Ingeniería, UNAM.
Fecha: Martes 25 de abril de 2017,
Hora: 15:00 h
Objetivo: Revisión de avance del diseño de la cimentación para el Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo

Participantes:

GACM: Jorge Albarrán

II-UNAM: Gabriel Auvinet, Efraín Ovando, Jorge Ávila, Norma P. López, Alexandra Ossa, Moisés Juárez

PANEL DE EXPERTOS: Guillermo Springall, Enrique Tamez

PARSONS: Bashar Altebba, Marco Reyes

ARUP: Nick O’Riordan, Francisco Ciruela

FP-FREE: Mauricio Ceballos, Juan Vieira

SIA: Leopoldo Hernández

ASESORES: Próspero Ortega

Se anexa lista.

En la reunión se presentaron los comentarios del II-UNAM al documento “*Reference Geotechnical Design Report / Reporte de Referencia de Diseño Geotécnico*”, emitido por FP-FREE y ARUP con fecha 12 de abril de 2017, donde se presentan los avances en el diseño de la cimentación del Edificio Terminal (ET) y de la Torre de Control (TCTA) y que sustituye al “*Preliminary Geotechnical Report / Reporte de Diseño Geotécnico Preliminar*” que fue revisado por el II-UNAM y ARUP en la reunión de trabajo del 9 de marzo de 2017.

El Ing. Jorge Albarrán hizo la presentación de los asistentes y agradeció nuevamente la hospitalidad del Instituto para agendar la reunión y se hizo hincapié que después de varios Talleres Técnicos (2 años o más) se siguen manteniendo sin resolver, por parte del proyectista, las interrogantes de los investigadores del II-UNAM. Por ello insistió que



se deben hacer los esfuerzos necesarios para que en esta reunión y las subsecuentes, efectivamente se logren consensos y acuerdos en los análisis técnicos.

ARUP menciona que sus estudios geotécnicos toman en consideración históricamente los trabajos realizados por diferentes entidades en los últimos 70 años. Por lo tanto, considera que su diseño es representativo de las condiciones actuales del polígono del NAICM.

Los temas específicos que se abordaron fueron los siguientes:

I. CONTENIDO DEL INFORME ACTUALIZADO

- El II-UNAM pregunta por qué se le dio al documento el nombre de *Reporte de Referencia* y no de *Reporte Final*. ARUP aclara que existen todavía estudios no concluidos, en particular en cuanto a las estructuras contiguas al ET.
- El II-UNAM señala que el nuevo documento *Reporte de Referencia de Diseño Geotécnico* presenta deficiencias (ortografía, traducción, magnitudes, unidades, redacción, falta de numeración en figuras, figuras no legibles, entre otros). Observa también que algunos de los documentos a los que se hace referencia en el informe no fueron actualizados y aún conservan datos y criterios obsoletos. Por lo anterior, en su estado actual, el documento y sus anexos constituyen un laberinto de difícil revisión. El II-UNAM solicita que se produzca un documento único que reúna lo esencial de los análisis geotécnicos realizados y que siga el índice de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (NTCDCC-CDMX), para poder verificar con mayor facilidad su cumplimiento.

II. EDIFICIO TERMINAL DE PASAJEROS (ET)

En los puntos siguientes, la numeración corresponde a las cláusulas de las NTCDCC-CDMX (2017).



2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Investigación de las colindancias

- El II-UNAM pide que en el informe se describan con mayor detalle las estructuras existentes en el predio (Bordo de la laguna Casa Colorada, canales, rellenos etc.) y las construcciones vecinas que se construirán como parte del proyecto (plataformas, calles de rodaje, Centro de Transferencia Terrestre (CTT), puentes fijos de acceso, viaducto que se construirá entre el ET y el CTT, etc.).
- ARUP señala que se ha estudiado la interacción del ET con las plataformas en el punto 9.6 del informe de referencia.
- ARUP comenta que el diseño del CTT aún está en proceso. Menciona que se está considerando una losa continua compensada con pilotes de estabilización para el control de asentamientos.
- El II-UNAM comenta su preocupación por el hecho de que estando en proceso de diseño la cimentación del CTT, prácticamente esté en marcha su construcción, con el hincado de pilotes.
- ARUP comenta que para el área frontal y viaducto elevado se considera una losa continua con pilotes, tal como se ha diseñado para el ET y el CTT.
- El II-UNAM comenta su preocupación en relación al hundimiento futuro de las pistas y el posible encharcamiento de las mismas. Menciona que se debe de tomar en cuenta esta situación.

2.2 Reconocimiento del sitio

- El II-UNAM observa que la topografía más reciente (IUYET, Dic. 2016) presentada por ARUP fue realizada en BN's superficiales con separación de 500 m. El II-UNAM subraya que es importante que el diseño geotécnico se base en una topografía de detalle debido a que existen en el predio diferencias de elevación hasta de 4 m, con zonas de encharcamiento frecuente. Tomar en cuenta la topografía y sus modificaciones recientes (remoción de rellenos, colocación de tezontle) es importante para definir las profundidades de excavación y las condiciones locales de compensación del edificio que se podrán lograr. Para el



diseño de la cimentación, cualquier error en la compensación podría inducir asentamientos o emersiones significativas.

- ARUP señala que se han evaluado las condiciones singulares mediante un análisis de sensibilidad considerando condiciones desfavorables de compensación y áreas blandas.
- El II-UNAM contesta que, tratándose de compensación, no existen “condiciones más desfavorables” puesto que se busca evitar tanto la sobrecompensación como la compensación parcial.
- El II-UNAM pone énfasis en que se analicen con detalle las condiciones existentes en zonas especiales como la interferencia entre el ET con el bordo de la Laguna Casa Colorada y con los depósitos de escombros. Ambos serán removidos pero dejarán el terreno con una condición de preconsolidación diferente de las existentes en el terreno natural.
- ARUP menciona que su análisis en términos generales no está afectado por zonas puntuales de terreno (zonas de preconsolidación).
- El II-UNAM pide que se analicen las implicaciones de las grietas detectadas dentro del predio del proyecto. Estas grietas pronto serán más visibles al iniciarse la temporada de lluvias, aunque la capa de tezontle posiblemente ocultará algunas de ellas. Es importante que el constructor reciba instrucciones precisas sobre las acciones a tomar en caso de que encuentre grietas.
- El II-UNAM pide que se definan las acciones a tomar respecto a los ademes de los pozos de bombeo de Sosa Texcoco que fueron cortados a una profundidad de 10 m (debido al hundimiento general, estos pozos entrarán en contacto con la losa de cimentación en algún momento en el futuro. Sería mejor eliminarlos ahora mismo.

2.3 Exploraciones

- El II-UNAM recomienda que ARUP tome en cuenta en forma realista las variaciones espaciales del espesor de la costra superficial. Estas variaciones deben ser evaluadas ya que esta información es importante para definir las



condiciones locales de compensación. El espesor medio de la costra de 1.5 m indicado por ARUP en una de las tablas del informe es excesivo.

- Respecto al nivel freático, el II-UNAM pide que se aclare con TASANA si el sistema de drenaje abatirá el NAF, como se menciona en el informe, hasta 1.5 m de profundidad (¿elevación?) y si este abatimiento afectará también la zona del ET. En este caso, deberá tomarse en cuenta que cualquier abatimiento del NAF produce asentamientos importantes y afecta las condiciones de preconsolidación del terreno.
- En cuanto a la compresibilidad del suelo, el II-UNAM subraya que el OCR es un parámetro sensible a la profundidad del NAF, por lo que propone considerar en los cálculos directamente el esfuerzo de preconsolidación con sus variaciones espaciales. ARUP señala que realizará su propia estimación de las variaciones espaciales de los esfuerzos de preconsolidación.
- ARUP expone que empleó un modelo geotécnico para el diseño de la cimentación considerando una evolución de las propiedades a partir de las condiciones de 1930. El II-UNAM sugiere que con base en los resultados de exploración geotécnica, realizada en la zona del ET, se establezcan varios modelos geotécnicos actualizados a la época actual por zonas y que sean tomados en cuenta en el informe final de diseño geotécnico para reflejar las variaciones naturales de las propiedades del suelo, la profundización de la capa dura hacia el sur y las condiciones locales específicas (Interferencia con el dique de Casa Colorada, depósitos de escombros, etc.)

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

3.1-3.2 Acciones de diseño – factores de carga y de resistencia

Retomando lo comentado en la reunión de trabajo con ARUP del 9 de Marzo, se aprovecha esta minuta para subrayar lo siguiente:

- El II-UNAM señala que no encontró en el nuevo informe las aclaraciones solicitadas respecto a las combinaciones de cargas de trabajo para el diseño de cimentación presentadas en el documento PTBG, en comparación con las combinaciones de carga recomendadas por las NTCDCC-CDMX.



- También deben presentarse los factores de carga y fuerza (o equivalentes) considerados en el diseño.
- El II-UNAM solicita además una aclaración respecto a si la carga sísmica fue aplicada 100% en una dirección y 30% en la dirección ortogonal y posteriormente a la inversa como lo recomienda la norma NTCDCC-CDMX.

3.4.1 Cimentaciones compensadas. Estado límite de Falla

- El II-UNAM solicita que ARUP realice la revisión del estado límite de falla por cortante usando el formalismo establecido en las NTCDCC-CDMX.
- El II-UNAM solicita a ARUP establecer directrices claras sobre el control de flotación de la cimentación durante y después de la construcción. El II-UNAM subraya que el sistema de control simple (vertedor) propuesto el 9 de marzo debe ser evaluado ya que podría proporcionar una seguridad adecuada contra la flotación durante la construcción sin utilizar el enorme y costoso volumen de material de lastre considerado en las especificaciones constructivas. Las objeciones de ARUP a este sistema simple deben ser reevaluadas teniendo en cuenta la posibilidad de mantenimiento periódico de este sistema para controlar el taponamiento. Asimismo, el II-UNAM subraya que el control de la flotación será crítico cuando se terminen grandes secciones de la losa ya que el sistema de bombeo lateral de achique tenderá a ser ineficaz para controlar el empuje vertical.

3.4.2 Cimentaciones compensadas. Estado límite de Servicio

- El II-UNAM indica que no ha encontrado en el informe revisado la estimación de los asentamientos inmediatos y diferidos de la cimentación. Es necesario evaluar si las diversas partes de la cimentación tienden a emerger o hundirse con respecto al terreno circundante, e indicar cuáles serán los asentamientos diferenciales después de iniciada la operación del edificio y comparar estos movimientos con los valores límites especificados en las NTCDCC-CDMX.
- El II-UNAM solicita a ARUP presentar una aclaración sobre las condiciones reales de compensación y de flotación que deben esperarse al final de la construcción



- teniendo en cuenta los asentamientos esperados de la losa de fondo durante la construcción que darán lugar a cambios geométricos significativos en las dimensiones originales de proyecto de la subestructura (mayor espacio entre la losa de cimentación y la losa del piso principal).
- ARUP menciona que, en las losas de prueba, después de un periodo de tiempo de 25 días (aproximadamente) se tiene un comportamiento asintótico de asentamiento de las losas de prueba.
- ARUP indica que ha realizado nuevos cálculos de asentamientos y que aparecen en el informe de referencia actualizado.
- El II-UNAM observa que los hundimientos calculados por ARUP bajo el peso de la losa de fondo (Fig. 9.5.a) son de aprox. 92 mm, lo que no parece consistente con lo observado en la excavación de prueba (aprox. 25 cm) para una losa de solamente 20x40m. Estos cálculos contrastan además con los presentados en el TPAR (Fig. 14). ARUP repetirá el cálculo para una losa de 100x100 m.
- El II-UNAM enfatiza que si se construye buena parte de la superestructura antes de terminar la subestructura, determinando con ello que no se alcancen a restaurar las condiciones piezométricas iniciales, se provocarán hundimientos elásticos y diferidos adicionales de la losa de fondo durante todo el periodo de construcción. La magnitud de esos asentamientos pueden ser considerables si se avanza rápidamente en la construcción de la superestructura, y se retrasa la construcción de las paredes laterales de la losa de cimentación.
- ARUP explica que la elevación de la losa de piso de referencia se irá ajustando (cambiando) cada mes respecto a la elevación inicial (2228 msnm) para tomar en cuenta el hundimiento regional.
- El II-UNAM observa que, durante la excavación, el suelo descargado pasa a presentar una condición de preconsolidación que interfiere con el proceso de consolidación regional. Se espera por tanto que las zonas descargadas del fondo de la excavación no sigan el hundimiento regional durante la construcción (Véase el caso de los pasos a desnivel de Calzada de Tlalpan, etc.).



3.5 Cimentaciones con pilotes o pilas

- El II-UNAM recuerda que, el 9 de marzo, ARUP propuso presentar un análisis detallado de la interacción suelo-estructura en las áreas de los embudos en condiciones estáticas y sísmicas.
- ARUP menciona que realizó un análisis 3D donde se demuestra la aportación de los pilotes en la cimentación de los foniles. Recalca que los pilotes son de control de asentamientos y que sirven para mejorar las condiciones del terreno. Asimismo, señala que sus estudios concluyen que los pilotes reducen en aproximadamente 20 mm el asentamiento en condición estática.
- El II-UNAM entiende que los pilotes penetrantes (en estado de falla) puedan contribuir a reducir los asentamientos estáticos (en zonas parcialmente compensadas) pero recuerda que, en esta condición, no pueden tomar cargas sísmicas. En zonas del edificio sobrecompensadas la presencia de los pilotes no se justifica y agrava el problema de la emersión.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

El II-UNAM considera que en los cálculos de desplazamientos paso a paso de la cimentación durante y después de la construcción y en la evaluación de las acciones mecánicas correspondientes en la losa de fondo, debe prestarse especial atención a los siguientes puntos:

- Efectos geométricos no-lineales introducidos por los ajustes geométricos aleatorios que se harán cuando se conecten paneles de losas contiguas y por los desplazamientos laterales del suelo inducidos en cada etapa de construcción.
- Asentamientos totales y diferenciales de las secciones construidas de la losa durante la construcción (desplazamientos elásticos + consolidación del suelo sometido al peso de la losa).
- Condiciones en las que los elementos estructurales (columnas, estructuras de cimentación de los edificios) deberán ser adaptados a los desplazamientos reales



de la losa y a la nueva geometría resultante de la subestructura mediante sistemas de ajuste como los usados en el Edificio Terminal del aeropuerto Kansai, en la Bahía de Ósaka. Esto debe ser claramente analizado por ARUP teniendo en cuenta la incertidumbre en los desplazamientos reales de la losa y ser revisado por II-UNAM (Dr. Roberto Meli, Coordinación de Ingeniería Estructural).

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

- El II-UNAM solicita que se presente una evaluación actualizada de la estabilidad de los taludes presentada en el PGDR (Tabla 10), teniendo en cuenta las experiencias recientes en la excavación de prueba.
- El II-UNAM hace notar que no ha sido invitado a las reuniones recientes para definición del procedimiento de excavación.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- El II-UNAM señala que, siguiendo el espíritu de las NTCDCC-CDMX, el análisis del procedimiento constructivo, por lo menos en sus líneas principales, debe presentarse como parte integral del diseño geotécnico y no puede dejarse íntegramente al constructor. Solamente se puede imponer al constructor que construya una estructura dentro de ciertas tolerancias si el diseño geotécnico demuestra que ello es posible.
- Respecto a la losa de fondo, véase cláusula 4 de la presente minuta

12. MEMORIA DE DISEÑO

- El II-UNAM reitera su solicitud de que se produzca un documento único que reúna lo esencial de los análisis geotécnicos realizados y que siga el índice de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (NTCDCC-CDMX) para poder verificar con mayor facilidad su cumplimiento.



III. TORRE DE CONTROL (TCTA)

- El II-UNAM considera aplicables a la cimentación de la Torre de Control las observaciones presentadas en los incisos anteriores en cuanto al ET respecto a compensación, flotación, procedimientos constructivos, etc.
- El II-UNAM expone su preocupación respecto a la solución de cimentación adoptada para la TCTA (compensación con pilotes de fricción). Recuerda que cerca del 15% de las cimentaciones de este tipo (especialmente estructuras esbeltas) presentaron desplomes permanentes y otros daños a raíz del sismo de 1985. Estas fallas se pudieron asociar principalmente con diseños en los que se pretendía usar pilotes de fricción para reducir asentamientos y al mismo tiempo para absorber cargas sísmicas. Es necesario que sea expuesta con claridad la filosofía de diseño adoptada por ARUP en el caso de la TCTA.
- El II-UNAM presenta el caso de unos tanques de hidrocarburos de ASA (ubicados en la zona del actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, AICM) sobre pilotes de fricción que, a pesar de presentar una distribución de cargas estáticas totalmente simétrica, se inclinaron y tuvieron que ser recimentados con pilotes de control tradicionales empleados en numerosas edificaciones de la CDMX.
- El II-UNAM pide que se revisen las tolerancias de inclinación de la cimentación para el adecuado funcionamiento de los disipadores de energía.
- ARUP se compromete a enviar al II-UNAM unos documentos referentes a la geometría de la cimentación de la Torre de Control.

IV. ACUERDOS

1. Edificio Terminal (ET)

Los acuerdos derivados de la reunión consisten en que ARUP revisará y actualizará su Informe de Referencia del diseño geotécnico del Edificio Terminal, en particular en los aspectos siguientes:



- a) Estructuras adyacentes que serán construidas de acuerdo con el proyecto del NAICM.
- b) Interferencias con suelos de rellenos, y en el cruce con el bordo de la Laguna Casa Colorada.
- c) La topografía de detalle para revisar la compensación y las condiciones de flotación en diferentes zonas del edificio.
- d) La variación espacial de los esfuerzos de preconsolidación.
- e) Cálculo de asentamientos de la losa de fondo durante la construcción (revisión en particular para una losa de 100x100 m) con modelos realistas (ajustes a la Tabla 9).
- f) Estrategia para controlar la subpresión en las distintas etapas de la construcción.

2. Torre de Control (TCTA)

Cuando procedan, se realizarán estudios complementarios similares a los señalados en los incisos anteriores.

ARUP proporcionará al II-UNAM los documentos referentes al diseño de la cimentación de la TCTA.

El GACM definirá la fecha de la próxima reunión.



PARSONS

GRUPO AEROPORTUARIO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

		Hoja de Firmas					
		Aconex N°:	MIN-ANEXOS	Reunión N°:		XXX	
				Lugar:	Fecha:		Select date
				Hora:			
Elaborada por:							
Participantes							
N°	Nombre	Compañía	Cargo	Número Telefónico	E-Mail	Firma	
1	Bashar Alhabba	Parsons	PM	55 210 70985	bashar.alhabba@parsons.com		BA
2	Borge A. Avila	IIUNAM	D.V.	56233600 Ext. 8413	jav@pumas.iiunam.mx		
3	Villalobos Springuel	PEG	Asesor	56882919	gspringuel@peg.com.mx		
4	Proff. Ortega	RED.	Asesor	5554044101	proffortega@red.com.mx		
5	Wences Gallos	FPPE	director proyecto		mcfrances@fppe.com.mx		W.
6	JUAN VEIRA	FP.FREE	Director PMO		juveira@fpfree.com.mx		JV
7	Francisco Garcia	ARUP (AM)	GEOTECNIA	5539142356	francisco.garcia-arup.com		FG
8	NAC O. ROMERA	ARUP	GEOTECNIA		nac.romera@arup.com		NR
9	Gabriel Aguirre	IdE I	Iny.		gabriel@idei.com.mx		GA
10	Leo Pardo Hernandez	SI A	G. C		leopard@si.com.mx		LP
11	Ferrisac Tamara	ARUP	Asesor	25555	ferrisac@arup.com		FT
12	Jorge Albarana Boscama	GACM/DCI	Subdirector	56233649	jorge.albarana@acm.com.mx		JA
13	España Grande Shelley	IdE I, UNAM	Asesor	56233649	espana@idei.com.mx		ES
14	Nanna Patricia Lopez	IdE I, UNAM	Investigadora	56233600 Ext. 8555	nlopeza@idei.com.mx		NL



COMENTARIOS A LA REUNIÓN PARA DISCUTIR LAS BASES PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA TORRE DE CONTROL DE TRÁFICO AÉREO

Abril 27, 2017

Asistentes:

GACM: Jorge Albarrán, Abel Cazaos

II-UNAM: Efraín Ovando Shelley, Eduardo Botero Jaramillo, Alexandra Ossa López,
Jorge Ávila

ARUP: Nick O’Riordan, Francisco Ciruela

ASESORES: Próspero Ortega, Eugenio Laris,

PARSONS: Bashar Altabba

1. INTRODUCCIÓN

La reunión se llevó a cabo en las instalaciones del campamento del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, dentro del polígono del NAICM. El objetivo de la misma fue revisar las bases para el diseño geotécnico de la TCTA; durante el transcurso de la misma se plantearon a los asesores geotécnicos del Arquitecto Maestro las dudas, inquietudes e interrogantes del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) acerca de ese tema, surgidas a partir de la información disponible para el caso. A continuación se presenta los comentarios y opiniones del II-UNAM al respecto.

2. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

El II-UNAM menciona que en el reporte realizado por ARUP, específicamente para la losa de cimentación compensada de la TCTA, no queda demostrado que se hayan tomado en consideración las Norma Técnicas Complementarias, si bien ARUP considera lo contrario. Para evitar ambigüedades el II-UNAM solicita, al igual que en el caso del ET, que el documento presentado por ARUP sea integral y que facilite la revisión y lectura del mismo. Asimismo, que el documento haga uso del lenguaje técnico utilizado en México.

El II-UNAM solicitó que se le entregue de manera oficial el nivel de desplante definitivo de la losa de cimentación de la TCTA. ARUP aclara que el modelo geotécnico que adoptó



en la TCTA es similar, aunque no idéntico al utilizado para el ET. En ambos casos fueron deducidos a partir del ejercicio de estimar los cambios que ha sufrido el subsuelo del Ex-Lago de Texcoco a partir del año 1930.

A este respecto el II-UNAM manifestó que, al igual que en el caso del diseño de la cimentación del ET, siguen existiendo dudas respecto a la bondad y aplicabilidad de este modelo. Debe tenerse presente que dicho modelo no fue capaz de predecir la falla que se observó durante la excavación de prueba, la cual sí fue predicha por los análisis realizados con gran antelación por el II-UNAM, utilizando parámetros geotécnicos provenientes de la exploración de campo y los ensayos de laboratorio. Las mismas objeciones que se expresaron en la junta de trabajo del día 25 de abril con referencia al diseño de la cimentación del ET, son totalmente aplicables a este caso.

Además, el II-UNAM expresa su preocupación acerca de que no se esté tomando en cuenta la variación espacial de las propiedades del suelo en los diseños de la cimentación de la TCTA. A este respecto, ARUP comentó que en términos generales el modelo geotécnico para la TCTA es similar, que tienen las mismas características, pero no es exactamente el mismo modelo geotécnico generado para el estudio del ET. Según ellos, su modelo refleja en buenos términos las características de la resistencia al esfuerzo cortante y de deformación obtenidos en pruebas de laboratorio realizadas a muestras obtenidas de todos los sondeos de exploración geotécnica efectuados dentro del polígono del NAICM. Desde luego se requiere la información documental que sustente este último aserto.

3. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS PILOTES

De acuerdo con las consideraciones de ARUP, la capacidad de carga de la losa es suficiente para soportar las cargas que impone la estructura. ARUP indicó que los pilotes están diseñados para contribuir a la capacidad de carga. Sin embargo, al estar conectados a la losa reciben el 45% de la carga de la superestructura (comportamiento estático) y trabajarían de acuerdo con los resultados de sus análisis de forma integral, junto con la losa. También comentó ARUP que los pilotes reducirán la degradación de la arcilla durante eventos sísmicos y ante esta afirmación el II-UNAM solicita una aclaración. El II-UNAM pidió clarificar los criterios para estimar la capacidad friccionante de los pilotes. En particular solicita que los métodos expuestos en su Reporte de Referencia de Diseño Geotécnico se contrasten con los requerimientos de las NTCDCC-CDMX. También solicita se exhiba cómo se utilizaron los resultados de las pruebas de campo y laboratorio así como los de ensayos de campo en pilotes, tanto estáticos como los



dinámicos de impacto. Por otro lado, ARUP comentó que la longitud de los pilotes es 13.5 m, los cuales no trabajarán por punta, que serán de fricción, y no se prevé en sus análisis que lleguen a capa dura. También señala que en su proyecto el hincado de los pilotes será de manera diametral empezando por el centro de la cimentación de la TCTA hacia su perímetro. En virtud de ese procedimiento de hincado, el II-UNAM requiere que se justifique la necesidad de efectuar una perforación previa para instalar los pilotes; así mismo, que se analice detalladamente cómo afectaría dicha perforación previa a las propiedades estáticas y dinámicas de la arcilla circundante, y a la respuesta de los pilotes.

4. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA CIMENTACIÓN

ARUP aclara que los análisis sísmicos de la cimentación de la TCTA fueron llevados a cabo en términos de esfuerzos totales ya que durante un evento de este tipo el suelo experimenta pequeños cambios en los esfuerzos efectivos. II-UNAM requiere contar con una memoria detallada de la manera en la cual se utilizaron los resultados de pruebas dinámicas y estáticas en pilotes, en el diseño de los pilotes de la TCTA. ARUP reiteró que los pilotes considerados en la losa de cimentación son de reducción de asentamientos y repitió que aproximadamente el 45% de la carga estática se absorbe por los pilotes. También señala que la losa y pilotes trabajan de forma integral en su diseño. El II-UNAM comenta que es indispensable saber si los pilotes, estarían trabajando al límite bajo la acción de las cargas estáticas y para ello solicita que precisen cuál es la posición de su eje neutro. Dado lo anterior, deberán explicar detalladamente, con referencia a las NTCDCC-CDMX, cómo se tomó eso en cuenta para el diseño sísmico de la cimentación.

5. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS GEOTÉCNICOS

El II-UNAM expresa su preocupación acerca de la horizontalidad de la cimentación de la TCTA. Se requieren precisiones respecto al procedimiento constructivo de la losa, a fin de procurar que ésta resulte horizontal dado que la instalación de los aisladores sísmicos de base requiere de esta condición para que dichos dispositivos funcionen adecuadamente. El II-UNAM señaló que idealmente la cara superior de la losa de cimentación debe ser horizontal para estar en condiciones óptimas para la colocación de los aisladores sísmicos, situación que muy difícilmente se alcanzará. Ante eso solicitó a ARUP que definiera con precisión las tolerancias que permiten los dos sistemas de aislamiento sísmico considerados. También deberá señalar detalladamente cuáles son las previsiones que se tienen contempladas para disminuir las desviaciones de la cara superior de la losa con respecto a la horizontal y cómo se aplicarán, en su caso. Además de lo anterior se requiere verificar experimentalmente el funcionamiento de los aisladores,



antes de instalarlos en la obra así como sus características y tolerancias reales de operación.

6. COMENTARIOS ADICIONALES

El Ing. Próspero Ortega señaló que aún está pendiente aclarar cómo está definido el sistema de drenaje superficial del aeropuerto, ya que algunas consideraciones importantes de ARUP se basan en la propuesta inicial. Los diseños de ARUP deben ser consistentes con el proyecto de drenaje y se requiere información documental que lo demuestre.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-27

Sobre la instalación de los PVD's faltantes en las “islas”
de instrumentación geotécnica

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Junio 27 de 2017



Sobre la instalación de los PVD's faltantes en las “islas” de instrumentación geotécnica

En su correo electrónico del 22 de junio de 2017, el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México solicitó la opinión del II-UNAM acerca de la justificación de la instalación de los Drenes Verticales Prefabricados, reconocidos por sus siglas en inglés como PVD's, que hacen falta en las franjas e “islas” de instrumentación geotécnica, de las Pistas 2 y 3. En atención a dicha solicitud, en esta Nota Técnica se presentan las siguientes consideraciones:

- La ausencia de drenes verticales en las “islas” y franjas dejadas por la instalación de la instrumentación geotécnica en las Pistas 2 y 3, generaría zonas con asentamiento diferencial, principalmente a corto y mediano plazos. En efecto, no debe pasarse por alto que si bien la magnitud de los asentamientos depende de la magnitud de los incrementos de esfuerzo vertical, lo que asumiríamos en este caso serían los mismos entre las zonas con y sin drenes, la presencia de éstos determina un proceso mucho más rápido para que ocurran esos asentamientos; así, en las zonas sin drenes se generarían a corto y mediano plazos, “lomeríos” bien localizados en esas franjas, lo que podría inhabilitar el funcionamiento de las pistas, por los cambios de pendiente longitudinal en distancias reducidas.
- Por otra parte, es evidente y elemental que la ausencia de PVD's en la zona en la que se dispusieron los instrumentos geotécnicos, causa que las lecturas de éstos no sean representativas de las condiciones generales de campo en las que sí se hincaron los PVD's, lo cual impide la interpretación de la evolución real del proceso de precarga.
- La no representatividad antes mencionada del monitoreo de los instrumentos geotécnicos, equivale para todo fin práctico, como si éstos no existieran; o bien, si este hecho se soslaya, su adopción llevaría a conclusiones erróneas y, peor todavía, como se reitera, dejaría sin un monitoreo representativo el comportamiento real de la generalidad de las pistas.



El proceso de construcción que implica la colocación y en su momento el retiro de la precarga está regido por el método observacional, el cual gira alrededor del monitoreo de diversas variables geotécnicas, las cuales se miden y registran mediante la instrumentación. Luego entonces, el fidedigno monitoreo de la instrumentación y su conveniente interpretación, son vitales para la toma de decisiones acerca del citado proceso.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Por los argumentos antes expuestos, es indispensable e inaplazable la instalación inmediata de los PVD's faltantes en las zonas donde se encuentran las “islas” de instrumentación geotécnica. Tales drenes se deberán colocar de acuerdo a las especificaciones del Ingeniero Civil Maestro (ICM), las cuales se presentan en el oficio TSN_GACM_OF_0584.

Para el hincado de los PVD's faltantes el constructor deberá implementar el procedimiento adecuado de instalación y protección de la instrumentación, así como el uso del equipo y el personal adecuados. Se tiene conocimiento de que la posición de las bocas de los sondeos en donde se dispusieron sensores geotécnicos, no atendió a la ubicación prevista de los PVD's. Ello requiere entonces que simplemente se ajuste ahora con ligeros desplazamientos el lugar en donde se coloquen los PVD's, a fin de reducir al máximo la posibilidad de que el hincado de los drenes afecté a algún instrumento. Para ello, se buscará que los drenes más próximos a la boca de una perforación en la que esté alojado algún sensor geotécnico, se ubiquen equidistantemente a ésta. Esto es, ajustar que los drenes se ubiquen en los vértices de un hipotético triángulo equilátero, y la boca de la perforación corresponda al centroide de dicho triángulo. En el caso de la afectación de alguno de los instrumentos, éste deberá ser reparado o remplazado a la brevedad.

Como corolario, no se considerarán válidas las lecturas de la instrumentación geotécnica de las pistas, en tanto no se hayan hincado los drenes.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-28

**Comentarios a los entregables No. TSN_GACM_REP0532,
TSN_GACM_REP0533 y TSN_GACM_REP0534 sobre el
diseño geotécnico de los túneles en las zonas de
plataformas**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, D.F.

Junio 27 de 2017



Comentarios a los entregables No. TSN_GACM_REP0532, TSN_GACM_REP0533 y TSN_GACM_REP0534 sobre el diseño geotécnico de los túneles en las zonas de plataformas

En su correo electrónico del 8 de junio de 2017 la empresa PARSONS solicitó la opinión técnica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) acerca de los documentos TSN_GACM_REP0532, TSN_GACM_REP0533 y TSN_GACM_REP0534 emitidos por TASANA acerca del ***diseño geotécnico de los túneles en las zonas de plataformas***. En atención a dicha solicitud, en esta Nota Técnica se presentan los siguientes comentarios, observaciones y preguntas sobre los temas particulares de los tres entregables mencionados.

Informe sobre el análisis de asentamientos No. TSN_GACM_REP0532

Respecto al informe No. TSN_GACM_REP0532 sobre los análisis de asentamientos para el diseño geotécnico de los túneles de servicio, el II-UNAM presenta los siguientes comentarios:

- En el informe TASANA considera la información geotécnica reciente de la CFE, y realiza con ésta un análisis estadístico de los valores de los coeficientes de compresibilidad volumétrica en la zona donde se localizan los Túneles GSE Este y Oeste (Ver Figura 1). Sin embargo, en el documento no se presenta la metodología empleada para realizar dicho análisis estadístico ni la información considerada para estos cálculos; en el informe en comento, se dice:

“De acuerdo con los resultados de laboratorio actualizados obtenidos de las campañas de CFE, se realizó un análisis estadístico para obtener la desviación estándar de los módulos de variación volumétrica para definir valores máximos y mínimos de deformación, Tabla 3-2.”

- En la Tabla 3-2 (Ver Figura 1) se presentan los valores máximos y mínimos de los coeficientes de compresibilidad volumétrica para cada uno de los estratos arcillosos que componen los perfiles estratigráficos del Modelo Geotécnico con Relleno (1) y del Modelo Geotécnico Sin Relleno (2). Sin embargo, es importante resaltar que entre los cadenamientos K0+200 y K0+767, del Túnel GSE Oeste,



existe una zona de relleno de aproximadamente 4 m de espesor y en el informe no se presenta de forma clara la manera cómo se consideró la influencia de este material en los parámetros de compresibilidad de los estratos subyacentes.

Estrato	$m_{v \text{ rama virgen}}$		$m_{v \text{ rama descarga}}$	
	Mínimo (cm ² /kg)	Máximo (cm ² /kg)	Mínimo (cm ² /kg)	Máximo (cm ² /kg)
FAS 1	0.165	0.437	0.017	0.067
FAS 2	0.142	0.302	0.020	0.065
FAS 3	0.077	0.131	0.009	0.025
FAI	0.037	0.053	0.000	0.026
FAP	0.007	0.035	0.003	0.010

Tabla 3-2. Coeficientes de compresibilidad volumétrica, modelo geotécnico 1 y 2 (2017).

Figura 1. Coeficientes de compresibilidad volumétrica, modelos geotécnicos 1 y 2 (2017) (Informe TSN_GACM_REP0532)

Informe sobre el modelado numérico No. TSN_GACM_REP0533

Respecto al informe No. TSN_GACM_REP0533 sobre al modelado numérico de los túneles de servicio, el II-UNAM presenta los siguientes comentarios:

- En la Tabla 3-1 (Ver Figura 2) se presenta un único modelo geotécnico de diseño para realizar los análisis en el programa de elemento finito PLAXIS 2D. Sin embargo no se especifica a qué sitio de la zona de túneles corresponde ni el criterio adoptado para definir las propiedades de cada uno de los estratos que forman parte del perfil stratigráfico. Adicionalmente, las propiedades que se presentan en la Figura 2 para la Costra Superficial y la Primera Capa Dura TSN_GACM_REP0533, difieren de las presentadas en el Modelo Geotécnico (2) Sin Relleno TSN_GACM_REP0532 (Ver Figura 3)

Además, es necesario que se justifique por qué se adoptaron los valores de permeabilidad de cada uno de los estratos, ya que dichos valores se encuentran por encima de los valores promedio que han sido determinados anteriormente para la zona del NAICM. Por lo anterior, se recomienda revisar los informes acerca del monitoreo e interpretación de los tramos de prueba diseñados por el II-UNAM.



Estrato	Z (m)	H (m)	γ (kN/m ³)	k (m/día)	Mohr-Coulomb					Soft-Soil							
					E (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	v	K_0	Cc	Cs	e	OCR	c (kPa)	ϕ (°)	v	K_0
2da Capa de Precarga	4.0	1.0	17	7.5	-	0	40	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3.0				-	0	40	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1ra Capa de Precarga	3.0	1.0	17	7.5	-	0	40	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2.0				-	0	40	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3ra Capa de Tezontle	2.0	1.0	15	7.5	-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.0				-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2da Capa de Tezontle	1.0	0.5	15	7.5	-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0.5				-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1ra Capa de Tezontle	0.5	0.5	15	7.5	-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0				-	0	30	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Costra superficial	0	0.5	14.5	0.86	14710	15	20	0.33	0.45	-	-	-	-	-	-	-	-
	-0.5				-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Formación Arcillosa Superior 1	-0.5	11	12	8.64e-4	-	-	-	-	-	2.22	0.18	6	1	0	42	0.3	0.3
	-11.5				-	-	-	-	-	-	-	4.5	0.25	7	1	0	42
Formación Arcillosa Superior 2	-11.5	5.9	12.2	8.64e-4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-17.4				-	-	-	-	-	-	-	3.3	0.15	7	1	0	43
Formación Arcillosa Superior 3	-17.4	5.6	12.2	8.64e-4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-23				-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Capa Dura	-23	3.8	17.7	8.64	31883	29.4	25	0.33	0.45	-	-	-	-	-	-	-	-
	-26.8				-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Formación Arcillosa Inferior	-26.8	10	12.6	8.64e-6	-	-	-	-	-	3.39	0.23	4	1	0	45	0.3	0.3
	-36.8				-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3-1. Modelo geotécnico de diseño

Figura 2. Modelo geotécnico de diseño (Informe TSN_GACM_REP0533)

Estrato	Espesor (m)	De (m)	A (m)	γ (t/m ³)	Corto Plazo				Largo Plazo	
					C_u (t/m ²)	ϕ_u (°)	E_u (t/m ²)	v	C_α (t/m ²)	ϕ_α (°)
2a. CT	0.50	1.00	1.50	1.50	0.00	30.00	4000.00	0.25	0.00	30.00
1a. CT	0.50	1.50	2.00	1.50	0.00	30.00	4000.00	0.25	0.00	30.00
Costra	0.50	2.00	2.50	1.45	0.00	35.00	3250.00	0.25	0.00	35.00
FAS1	11.00	2.50	13.50	1.15	1.90	0.00	200.00	0.40	0.00	35.00
FAS2	5.90	13.50	19.40	1.22	2.50	0.00	300.00	0.40	0.00	35.00
FAS3	5.60	19.40	25.00	1.20	3.50	0.00	500.00	0.40	0.00	45.00
CD	3.80	25.00	28.80	1.80	2.00	45.00	2000.00	0.33	2.00	45.00
FAI	10.00	28.80	38.80	1.28	5.00	0.00	350.00	0.40	0.00	37.00
DP	10.70	38.80	49.50	1.80	2.00	45.00	3000.00	0.33	2.00	45.00
FAP	11.20	49.50	60.70	1.30	5.00	0.00	1000.00	0.40	0.00	40.00
SEP	21.30	60.70	82.00	1.50	2.00	45.00	5000.00	0.33	2.00	45.00

Tabla 2-3. Modelo geotécnico de diseño 2 (zona fuera de relleno).

Figura 3. Modelo geotécnico de diseño 2 (sin relleno) (Tomado del informe TSN_GACM_REP0532)

- En la Figura 4 se presenta el estado de esfuerzos iniciales para los análisis de modelado numérico. Sin embargo, no se dice a qué estación piezométrica corresponde la distribución de presiones de poro ahí indicada, ni la fecha de los registros.

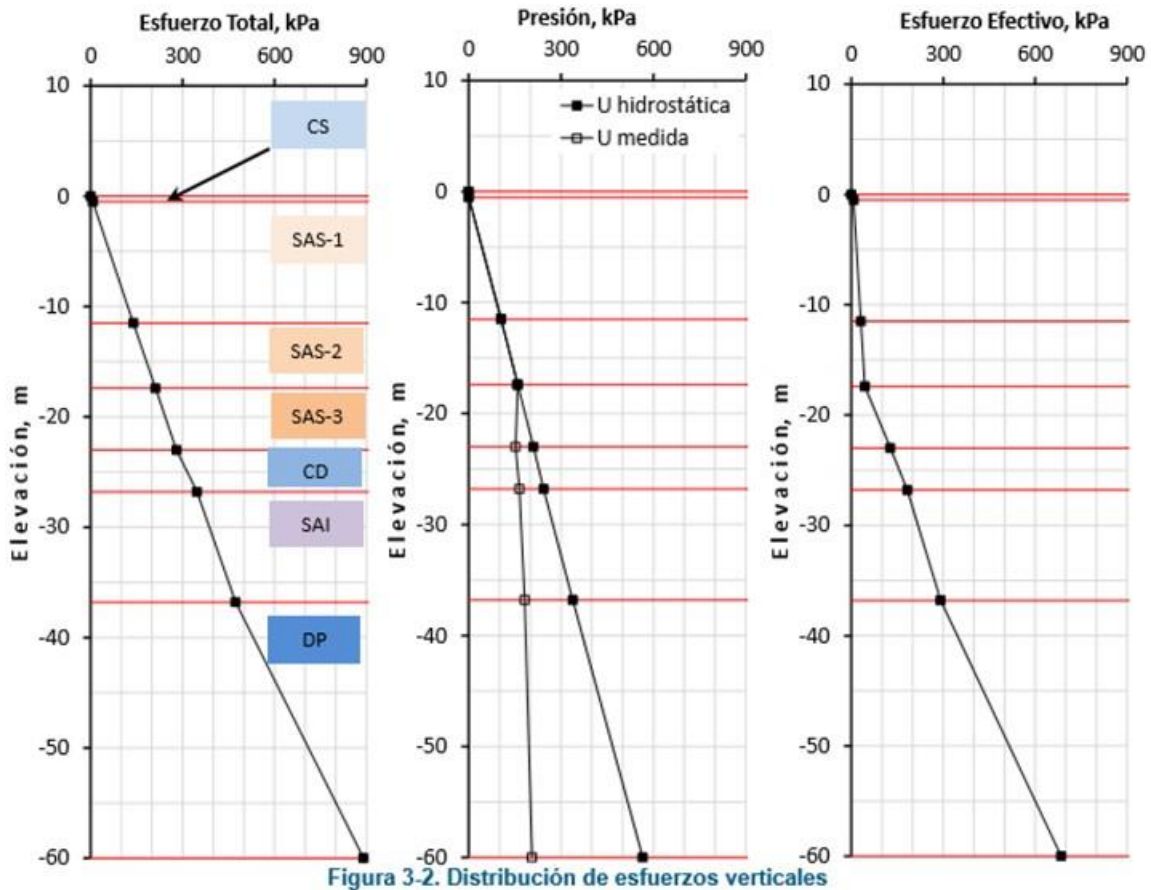


Figura 4. Estado de esfuerzos (Informe TSN_GACM_REP0533)

- En la descripción de las etapas del proceso constructivo de la sección cerrada del túnel, únicamente se detalla el tipo de elemento utilizado para modelar los contrafuertes en el PLAXIS 2D (Ver Figura 6). Sin embargo, no se hace referencia a los tipos y características de los elementos usados para modelar los pilotes, los troqueles, la losa de fondo, la losa tapa y los muros Milán; en el informe en comento, se dice:

“Se realiza el hincado de los pilotes con seguidor. Posteriormente se construyen los muros Milán y Contrafuertes (Figura 5-1). En la modelación numérica los contrafuertes se simularon como elementos tipo placa.”

- Los análisis de modelado numérico presentados corresponden a una sección cerrada de los túneles (Ver Figura 5). Sin embargo, es necesario se presenten los análisis para las secciones abiertas y las rampas de acceso. Es importante recalcar nuevamente sobre la necesidad de realizar análisis 3D en las zonas que lo requieren por su complejidad, importancia o características particulares. Lo anterior, con el objetivo de validar el proceso constructivo propuesto para cada una de las secciones, identificando la magnitud de las emersiones de las secciones abiertas, y estimando el comportamiento a mediano y largo plazos de las mismas, al igual que lo que se presentó para la sección cerrada. Esto es necesario para validar la magnitud de las deformaciones presentadas en el informe TSN_GACM_REP0532.

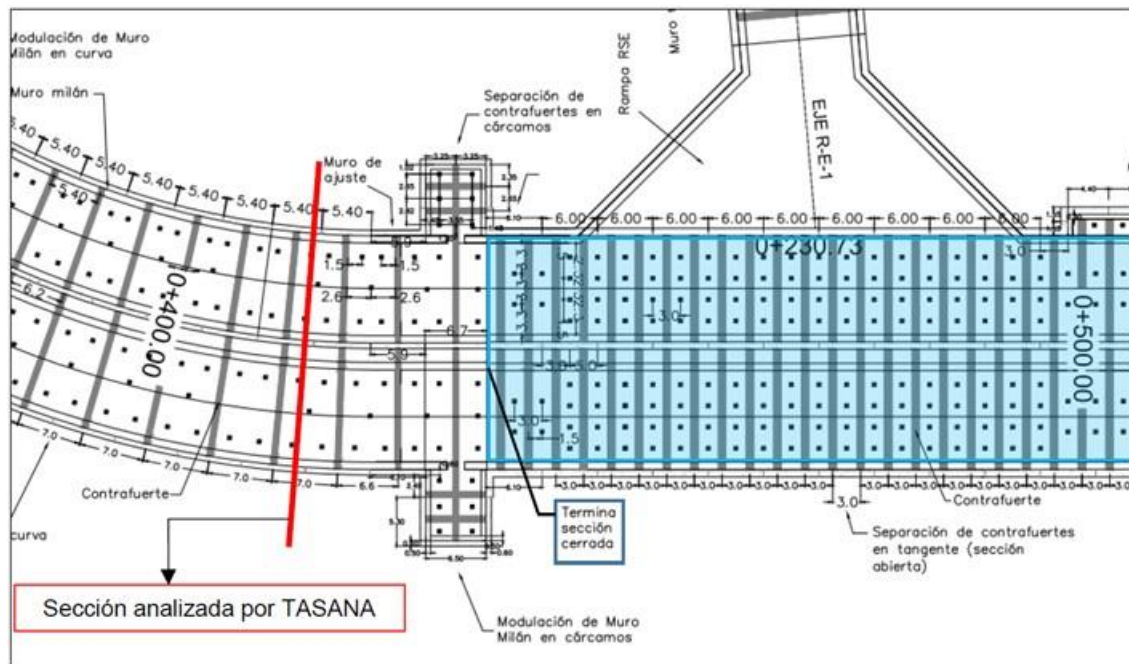


Figura 5. Localización de la sección analizada en el informe, cadenamiento K0+400 a K0+500 del Túnel GSE Este (Plano BT-84-010-XXXXTE-202-4.A)

- El procedimiento constructivo presentado en el informe TSN_GACM_REP0533 se considera que la precarga se retirará después de 450 días. Sin embargo, se recomienda verificar dicha información ya que ha sido informado que el proceso de precarga será máximo 240 días (8 meses) aproximadamente.



- Existe la duda si el proceso de construcción y los tiempos determinados por el Ingeniero Civil Maestro para la construcción de las zonas de plataformas y de los túneles corresponden exactamente a los presentados en el estudio realizado por medio del modelado numérico. Por lo cual se pide claridad mediante la presentación de los programas de construcción de las plataformas y de los túneles.
- En la tabla de la Figura 6 donde se presentan las fases de análisis del programa de elemento finito, se deben de indicar los hitos significativos como el hincado de pilotes, la construcción de contrafuertes y las etapas de colocación y retiro de troqueles. Lo anterior, con el objetivo de que se describa el proceso constructivo propuesto de forma clara y reproducible.

Fase	Tipo de cálculo	Presión de poro	Tiempo final (días)
1. Fase inicial	Procedimiento K_0	Freática	0
2. Tezontle (1m)	Consolidación	De la fase previa	30
3. Tezontle (1m)	Consolidación	De la fase previa	60
4. Precarga (1m)	Consolidación	De la fase previa	75
5. Precarga 1(m)	Consolidación	De la fase previa	90
6. Consolidación 180 días	Consolidación	De la fase previa	180
7. Consolidación 450 días	Consolidación	De la fase previa	450
8. Retiro de sobrecarga	Consolidación	De la fase previa	450
9. Consolidación 510 días	Consolidación	De la fase previa	510
10. Construcción de los muros Milán	Plástico	De la fase previa	570
11. Consolidación 660 días	Consolidación	De la fase previa	660
12. Primera excavación	Consolidación	Freática	674
13. Segunda excavación	Consolidación	Freática	688
14. Tercera excavación	Consolidación	Freática	702
15. Cuarta excavación	Consolidación	Freática	716
16. Construcción losa fondo	Consolidación	De la fase previa	772
17. Construcción de muros interiores	Consolidación	De la fase previa	787
18. Primera excavación (Sección 2)	Consolidación	Freática	822
19. Segunda excavación (Sección 2)	Consolidación	Freática	836
20. Tercera excavación (Sección 2)	Consolidación	Freática	850
21. Cuarta excavación (Sección 2)	Consolidación	Freática	864
22. Construcción losa fondo	Consolidación	Freática	920
23. Construcción de muros interiores	Consolidación	Freática	934
24. Construcción losa tapa	Consolidación	Freática	983
25. Consolidación 20 años	Consolidación	De la fase previa	8434

Tabla 6-1. Fases de análisis

Figura 6. Fases de análisis del modelado numérico (Informe TSN_GACM_REP0533)

- Se deben de considerar etapas de consolidación adicionales después de terminado el proceso constructivo, es decir, en el corto plazo (1, 3, 5 años), en el mediano plazo (10 y 20 años) y en el largo plazo (30, 40 y 50 años). Lo anterior, con el fin de establecer un tiempo aproximado en donde se deben implementar las medidas correctivas propuestas para los asentamientos y emersiones relativas



diferenciales, además de determinar los asentamientos o deformaciones máximas esperadas a lo largo de la vida útil de las estructuras.

- En la Figura 7 se presenta la tabla resumen de los asentamientos calculados con el programa de elemento finito PLAXIS 2D para cada una de las fases de análisis consideradas. Allí se puede observar que el asentamiento estimado, una vez terminado el proceso de precarga, es del orden de 3.15 m. Consideramos que es importante observar la experiencia del II UNAM en los terraplenes de prueba, que aunque difieren con la precarga diseñada por TASANA se puede tener una *idea a priori* de las magnitudes de asentamientos, de acuerdo a los que se están presentando en la zona.

Fase	Tiempo final (días)	Asentamiento (m)
1. Fase inicial	0	0
2. Tezontle (1m)	30	0.25
3. Tezontle (1m)	60	0.77
4. Precarga (1m)	75	1.36
5. Precarga 1(m)	90	2.01
6. Consolidación 180 días	180	3.07
7. Consolidación 450 días	450	3.15
8. Retiro de sobrecarga	450	3.15
9. Consolidación 510 días	510	3.15
10. Construcción de los muros Milán	570	3.15
11. Consolidación 660 días	660	3.15
12. Primera excavación	674	3.15
13. Segunda excavación	688	3.15
14. Tercera excavación	702	3.16
15. Cuarta excavación	716	3.16
16. Construcción losa fondo	772	3.18
17. Construcción de muros interiores	787	3.19
18. Primera excavación (Sección 2)	822	3.19
19. Segunda excavación (Sección 2)	836	3.20
20. Tercera excavación (Sección 2)	850	3.20
21. Cuarta excavación (Sección 2)	864	3.21
22. Construcción losa fondo	920	3.21
23. Construcción de muros interiores	934	3.23
24. Construcción losa tapa	983	3.28
25. Consolidación 20 años	8434	3.29

Continuación Tabla 7-1. Resumen de resultados

Figura 7. Resultados de asentamientos (Informe TSN_GACM_REP0533)

- Cuando se realizan los análisis de sensibilidad respecto a la evolución de la presión de poro debido al hundimiento regional (Ver Figura 8) llama la atención que las deformaciones verticales para cada caso (Ver Figura 9) entre las coordenadas 85 y 110 m en el eje X, donde se encuentra la sección cerrada del túnel, se genera un tipo de emersión de la estructura, lo que difiere del comportamiento esperado al ser una sección subcompensada. Por lo anterior, se



recomienda revisar si el tipo de elemento utilizado para modelar los pilotes, son representativos y adecuados.

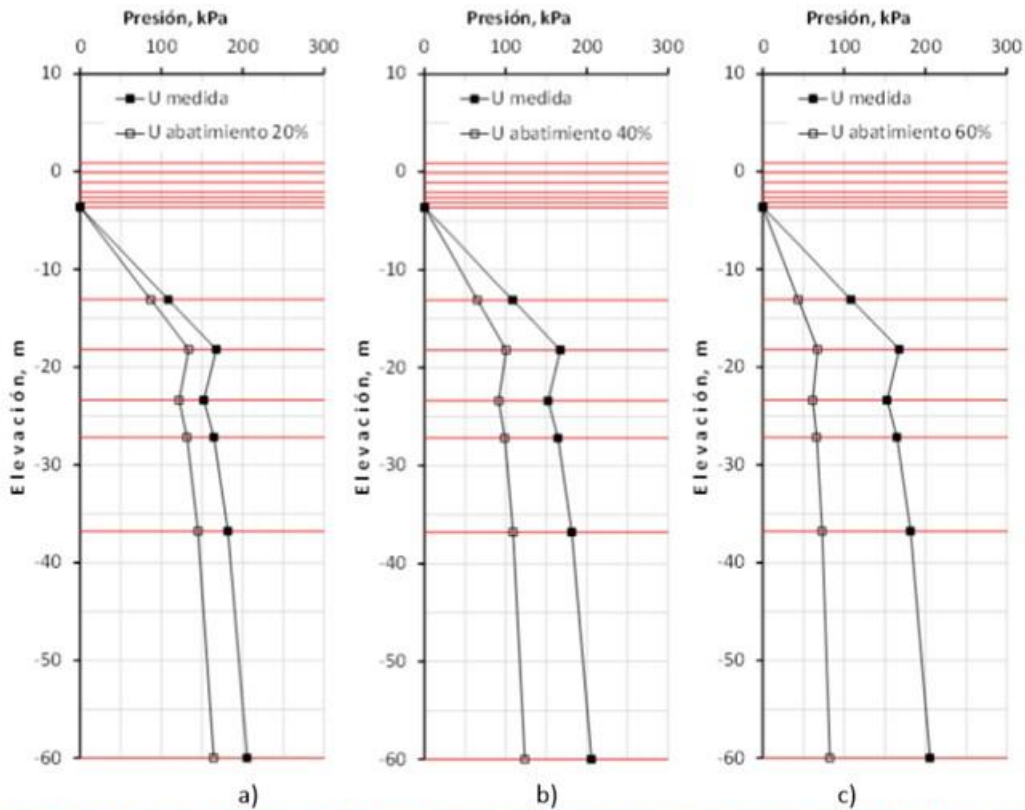


Figura 7-27. Presión de poro a) 20% de abatimiento b) 40% de abatimiento c) 60% de abatimiento

Figura 8. Análisis de sensibilidad del hundimiento regional (Tomado de No. TSN_GACM_REP0532)

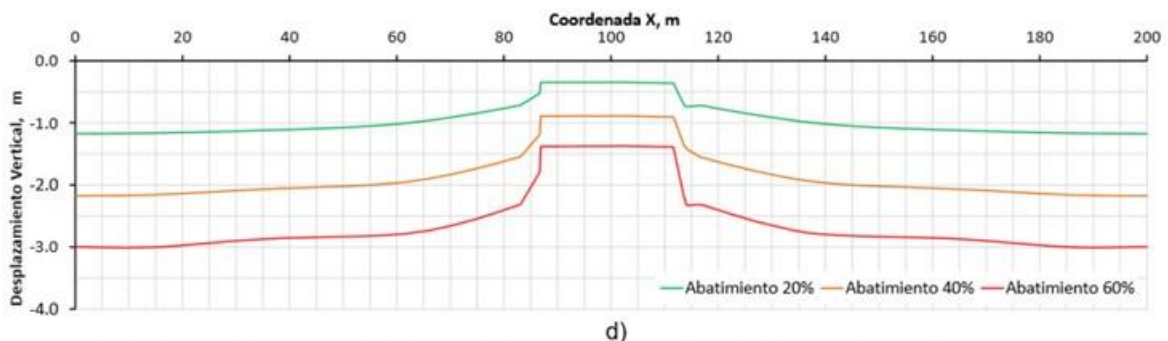


Figura 7-28. Asentamientos a) 20% de abatimiento b) 40% de abatimiento c) 60% de abatimiento y d) Comparación de todos los casos

Figura 9. Resultados de los análisis de sensibilidad del hundimiento regional (Tomado de No. TSN_GACM_REP0532)



- Se recomienda determinar y presentar los factores de seguridad para cada una de las etapas de excavación de las dos secciones de los túneles, y no sólo para el nivel máximo de excavación de cada uno.

El II-UNAM considera que es necesaria la realización de modelos en tres dimensiones en las zonas donde se presentan cambios importantes en la geometría, rampas de acceso, en los sitios de las uniones de las rampas con los túneles, zonas específicas de las contratrabes de la cimentación, además de las que pudieran presentar interés a raíz de los análisis mencionados.

Nota Técnica 1 TSN_GACM_REP0534

Respecto al informe No. TSN_GACM_REP0534, donde se aclara que las diferencias que se presentaron en el informe TSN_GACM_REP_0354_V2 entre las magnitudes de algunos parámetros del perfil estratigráfico establecido para los Túneles GSE de Mantenimiento y Viabilidad Vehicular y el considerado para determinar los módulos de reacción horizontal estática, se debieron a errores de edición y que fueron posteriormente corregidos, el II-UNAM no tiene comentarios adicionales al respecto.

Conclusiones

- Es necesario contar con la metodología de análisis estadístico de los datos utilizados por TASANA.
- Se debe presentar la localización del modelo geotécnico utilizado para el modelado de elemento finito y los criterios para definir las propiedades de los materiales; además, justificar los valores de permeabilidad adoptados.
- Es necesario aclarar a qué estaciones piezométricas corresponden los registros presentados.
- Es fundamental que se presenten los análisis tridimensionales de las secciones que se han mencionado y también análisis bidimensionales de secciones abiertas y las rampas de acceso. Además, deberán presentarse los análisis de excavación etapa por etapa con el fin de determinar los correspondientes factores de seguridad.



- Se debe aclarar si el proceso constructivo propuesto por el Ingeniero Civil Maestro es el que se toma como base para el modelado numérico.
- Es necesario que se presenten a detalle los análisis de emersión o hundimiento de las diferentes secciones de los túneles.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-29

Comentarios sobre el comportamiento de 2014 a 2017 de
las plataformas postensadas A y B en el predio del NAICM, y de
la plataforma de pernocta de Aeroméxico en el AICM,
construidas por la empresa Postensa

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Agosto 16, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-29

Comentarios sobre el comportamiento de 2014 a 2017 de las plataformas postensadas A y B en el predio del NAICM, y de la plataforma de pernocta de Aeroméxico en el AICM, construidas por la empresa Postensa

1. INTRODUCCIÓN

El Ing. Enrique Lavín Higuera, Director Corporativo de Planeación, Evaluación y Vinculación del GACM, en carta enviada el 12 de junio de 2017 solicitó la “revisión y evaluación, así como los comentarios y recomendaciones acerca del Sistema Rígido Postensado para la Construcción de Plataformas”. Atendiendo a ello, el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) presenta los siguientes comentarios y observaciones acerca del comportamiento de las Plataformas A y B construidas por la empresa Postensa en el área de los tramos de prueba del predio del NAICM, y los resultados de las dos visitas de inspección realizadas a la Plataforma de Pernocta de la empresa Aeroméxico del actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (AICM).

2. ANTECEDENTES

A finales de 2014 el GACM le solicitó al II-UNAM que llevara a cabo los análisis y seguimiento del comportamiento de dos potenciales soluciones de cimentación de pistas y plataformas para el NAICM, a base de una losa aligerada tipo *waffle* postensada. Para el primer caso la losa fue desplantada directamente sobre el terreno natural (Plataforma A) y en el otro (Plataforma B) sobre un terraplén de tezontle de 1 m de altura sobre el terreno natural, y al que previamente se agregaron inclusiones rígidas de 15 cm de diámetro; éstas fueron dispuestas a cada 3 m, en dos direcciones ortogonales. En 2014 se construyeron una de cada una de las plataformas antes descritas, en el área de los tramos de prueba, precisamente en donde se construyeron otras eventuales soluciones para pistas y plataformas, en el predio del NAICM, en el ex lago de Texcoco. El comportamiento de estos tramos de prueba ha estado bajo observación y análisis del II-UNAM desde su construcción y hasta la fecha.

Como parte de las actividades de seguimiento al comportamiento del sistema de losas postensadas construidas sobre suelos blandos, el II-UNAM visitó en dos ocasiones (20 de marzo de 2014 y 11 de julio de 2017) la plataforma de pernocta de aviones de



Aeroméxico ubicada en la zona de hangares del AICM. Este sistema también fue construido por la empresa Postensa en los años 2007 y 2013, aunque diferente al utilizado en los tramos de prueba del NAICM (Anexo 2). Esta plataforma consiste de una losa maciza postensada, la que fue construida en dos etapas; la primera etapa corresponde a la plataforma ubicada al exterior del hangar y fue construida en 2007, cubriendo 68,000 m², en tanto que una segunda plataforma se construyó en 2013 y constituye el interior del hangar con área de 6,000 m².

3. OBSERVACIONES Y COMENTARIOS

3.1 Plataformas A y B

Las plataformas han presentado diferencias significativas en su comportamiento a lo largo del periodo observado entre 2014 y 2017. Estas diferencias de comportamiento han sido observadas y medidas mediante la instrumentación instalada, la cual se detalla en el Anexo 1. A continuación se comentan los aspectos más importantes de las observaciones y análisis realizados.

Los registros piezométricos indican que durante la construcción de ambas plataformas se generó un exceso en la presión de poro como consecuencia de la colocación de la estructura de concreto y del terraplén de tezontle para el caso de la Plataforma B. Posteriormente, inició un proceso de disipación de este exceso de presión en el agua, el cual de acuerdo al último registro (mayo 30 de 2017) aún no culmina; por lo tanto, el suelo sobre el cual se desplantan ambas plataformas continuará asentándose.

Las mediciones de deformación vertical realizadas por medio de la manguera horizontal a partir de noviembre de 2014 (inicio de la construcción) al 30 de mayo de 2017 indican que la Plataforma A presenta un asentamiento al centro de 54 cm (Figura 12, Anexo 1), mientras que la Plataforma B de 105 cm (Figura 13, Anexo 1). La diferencia en la magnitud de los asentamientos se debe al peso que aporta el terraplén y las inclusiones de la Plataforma B. Cabe mencionar que si bien los asentamientos de la plataforma A al igual que en la plataforma B son mayores en el centro, en esta última ocurre una configuración suavizada probablemente por la presencia de las inclusiones rígidas en el subsuelo.

Los perfiles de deformación transversal a lo largo del Eje D (ver Anexo 1) generados a partir de los registros de referencias superficiales, tal como se muestra en la Tabla 1, indican que la Plataforma A (Figura 14, Anexo 1) después de 889 días a partir del inicio



de la construcción, presenta una disminución casi uniforme de la pendiente transversal. En la Plataforma B (Figura 15, Anexo 1) la disminución de la pendiente transversal es mayor en el lado poniente. Es importante considerar que en este momento la variación de las pendientes transversales de las plataformas es aún tolerable.

Tabla 1. Evolución de las pendientes transversales en el eje D

Tiempo	Plataforma A		Plataforma B	
	Lado oriente	Lado poniente	Lado oriente	Lado poniente
Al término de la construcción	1.54%	1.55%	1.51%	1.51%
A 889 días desde el inicio de la construcción	1.38%	1.31%	1.49%	1.06%

En lo referente al agrietamiento de las losas y muros laterales observado por el II-UNAM en la visita de inspección del 15 de septiembre de 2015 (Anexo 1) y en la reciente visita del 22 de junio de 2017, se pudo constatar visualmente que dicho patrón de agrietamiento no ha presentado variación en la extensión y magnitud de las grietas. Es necesario considerar que este hecho es significativo debido a que en los 21 meses de diferencia, entre las dos visitas reportadas, las losas si bien no han estado expuestas a condición de carga alguna, ni de servicio, sí han estado sometidas a los constantes cambios de temperatura y a los asentamientos diferenciales.

Los resultados de los análisis con modelos numéricos presentados en el informe del II-UNAM de diciembre de 2016 predicen asentamientos a 50 años para la Plataforma A de 1 m aproximadamente (Figura 40, Anexo 1) y para la Plataforma B de 3.72 m aproximadamente (Figura 41, Anexo 1). A estos valores deberán sumarse los generados por el hundimiento regional. Es importante considerar que estos cálculos son aplicables únicamente al sitio de las Plataformas A y B; para otros sitios en los que se pretendiera utilizar esta solución será necesario involucrar las propiedades mecánicas del sitio en particular, y evaluar la evolución de los asentamientos para la vida útil estimada de las estructuras de que se trate.



3.2 Plataformas de pernocta de Aeroméxico

Esta plataforma consiste en una losa maciza de concreto postensada de 24 cm de espesor, la cual se apoya sobre una capa de 60 cm de tepetate a la cual subyace una capa de tezontle de 55 cm espesor promedio; estas capas descansan directamente sobre el terreno natural (Anexo 2). De acuerdo con la información proporcionada por el proyectista, el suelo de la zona donde se construyó dicha plataforma fungió como depósito final de los materiales provenientes de la construcción de las pistas del aeropuerto actual, por lo tanto durante años estuvo sometido a un proceso de consolidación que indujo la mejora de algunas de sus propiedades; esto es, el terreno fue sometido a cargas previas, las que le generaron al subsuelo una condición preconsolidada. Durante la construcción de la plataforma parte de los rellenos fueron removidos por lo cual el suelo experimentó un proceso de descarga.

A través de las dos inspecciones visuales realizadas por el II-UNAM a la plataforma de Aeroméxico se ha podido constatar que las plataformas presentan una condición estructural adecuada (Anexo 2) y no existe evidencia de asentamientos diferenciales significativos que afecten su funcionalidad o que provoquen encharcamientos importantes. Este buen comportamiento de las plataformas en cemento se debe seguramente a la favorable condición del terreno de apoyo, determinada por la precarga impuesta por varias décadas, mencionada en el párrafo previo. Cabe así distinguir la diferencia significativa entre ésta y las condiciones vírgenes, mayormente en condición normalmente consolidada, que se enfrentan en la construcción del NAICM.

4. CONCLUSIONES

El seguimiento y estudio que el II-UNAM ha dado a las plataformas A y B, ha mostrado que el uso de las losas postensadas y aligeradas tipo waffle en el exlago de Texcoco, podría ser factible para la construcción de plataformas del lado aire del NAICM, siempre y cuando su diseño y la secuencia constructiva garantice la ocurrencia a largo plazo de asentamientos totales y diferenciales (pendiente longitudinal y transversal) tolerables. Desde luego también deberán seguirse las indicaciones y observaciones de naturaleza estructural que se han hecho en las notas técnicas correspondientes.

Las mediciones en la plataforma A muestran que ha sufrido un asentamiento de 54 cm al centro, en un lapso de poco menos de tres años, y que el proceso deformatorio todavía está en curso. El asentamiento en la plataforma B es casi del doble en el mismo periodo,



reflejando la presión que ejerce el peso del terraplén de tezontle de un metro de altura, y sin que al parecer tenga alguna influencia benéfica la presencia de las inclusiones rígidas, muy separadas por cierto. Estas evidencias deberán considerarse en el diseño de las estructuras para las que eventualmente pudieran adoptarse soluciones con base en losas postensadas.

El buen comportamiento observado de la losa maciza de la plataforma de pernocta de Aeroméxico es resultado de las favorables condiciones específicas preconsolidadas del sitio donde se encuentran desplantadas.

Los análisis y comentarios emitidos acerca de las plataformas A y B, así como la de pernocta de Aeroméxico, no son extrapolables a ningún otro sitio ni a otro tipo de plataforma. Por lo anterior, en caso de que se plantee alguna solución de plataforma postensada en los predios del NAICM, ésta deberá ser estudiada a detalle tomando en cuenta las condiciones del suelo en la que fuera a desplantarse.

REFERENCIAS

II-UNAM (2016). “Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del ex-lago de Texcoco, Zona Federal” Convenio de Colaboración No. GACM/DCI/SJ/CI/013-201. Informe Final.

ANEXO 1

Plataformas A y B en tramos de prueba del NAICM

Localización y características de las Plataformas

Las plataformas postensadas A y B se encuentran construidas al sur de pista 3 (Figura 1) y están conformadas por una losa aligerada de 60 m x 30 m con peralte variable de 0.70 m en sus extremos (oriente y poniente) a 1.20 m al centro. Las contratraves longitudinales, paralelas a la línea central del tramo de prueba están dispuestas a una separación de 1.50 m centro a centro, mientras que en el sentido transversal las contratraves presentan una separación de 3.0 m centro a centro (Figura 2).

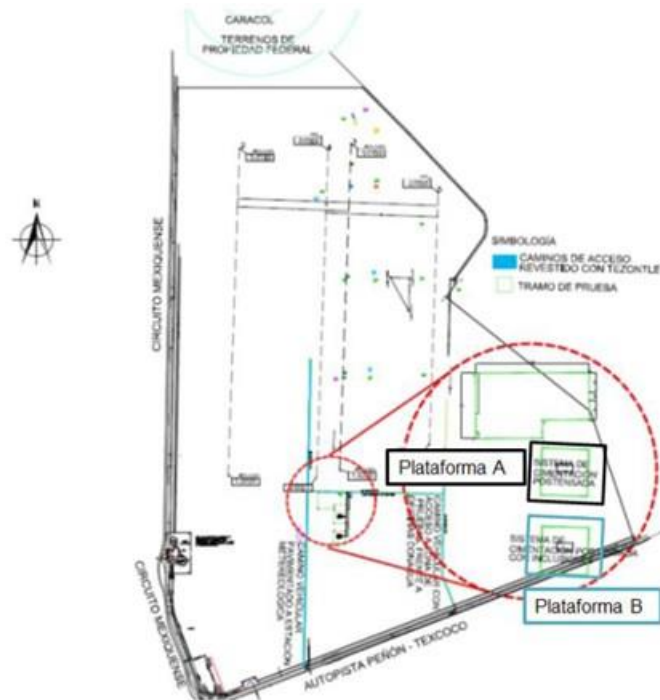


Figura 1. Localización de las Plataformas A y B

La plataforma A se encuentra construida a nivel del terreno natural sin ningún tipo de refuerzo del suelo y sin terraplén, mientras que la Plataforma B se compone de un terraplén de 1 m de altura y a 1 m por debajo de éste se colocaron inclusiones de 27 m de longitud en un patrón reticular de 3 m por 3 m.

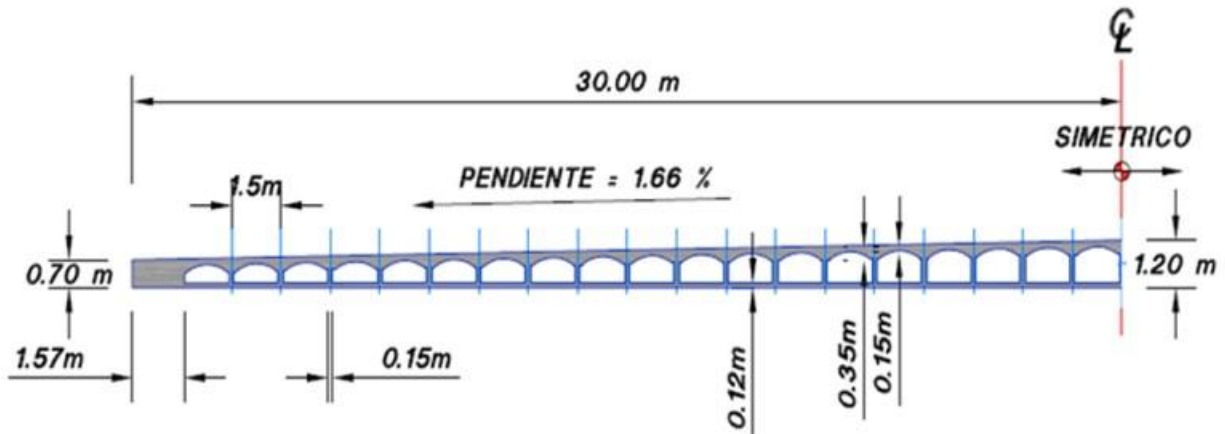


Figura 2. Corte transversal de las Plataformas A y B

Acompañamiento a la construcción de las Plataformas A y B

Durante el proceso de construcción de las Plataformas el II-UNAM estuvo al tanto del avance de los trabajos; en las Figuras 3 a 9 se presentan fotografías que fueron tomadas desde el inicio de la exploración geotécnica hasta la construcción de las plataformas.



Figura 3. Exploración geotécnica, 15 octubre 2014.



Figura 4. Preparación de insumos y maquinaria, 29 de octubre 2014



Figura 5. Colado de la losa inferior, 12 de noviembre 2014



Figura 6. Colocación de los aligerantes y del acero de refuerzo, 26 de noviembre 2014

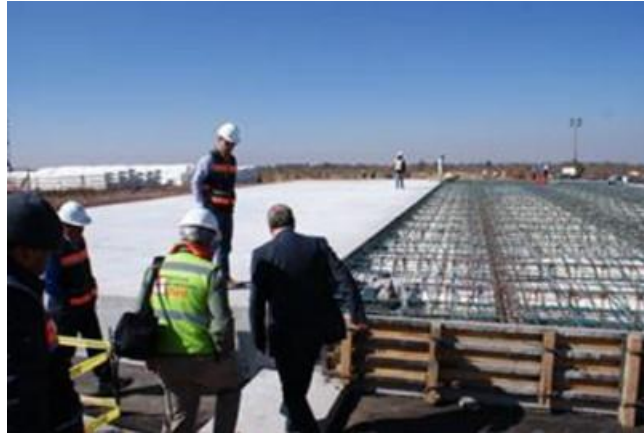


Figura 7. Colado de la mitad de la losa superior y preparación de la otra mitad de la losa superior, 3 de diciembre 2014



Figura 8. Plataforma A terminada, 9 de diciembre 2014



Figura 9. Plataforma B terminada, 3 de febrero 2015

Instrumentación de las plataformas

Con el objetivo de monitorear el comportamiento de las Plataformas A y B durante y después de la construcción, se instalaron los siguientes instrumentos (Figura 10) que se describen a continuación:

- 91 referencias superficiales espaciadas cada 5 m instaladas sobre la losa.
- 4 piezómetros abiertos tipo Casagrande ubicados a 4, 9 ,18 y 37.5 m de profundidad
- 3 inclinómetros con longitud de 30 m
- 1 extensómetro magnético ubicado a 44.0 m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.
- 1 manguera horizontal para medición de asentamientos, cerca de la superficie del terreno.
- 3 celdas de presión.

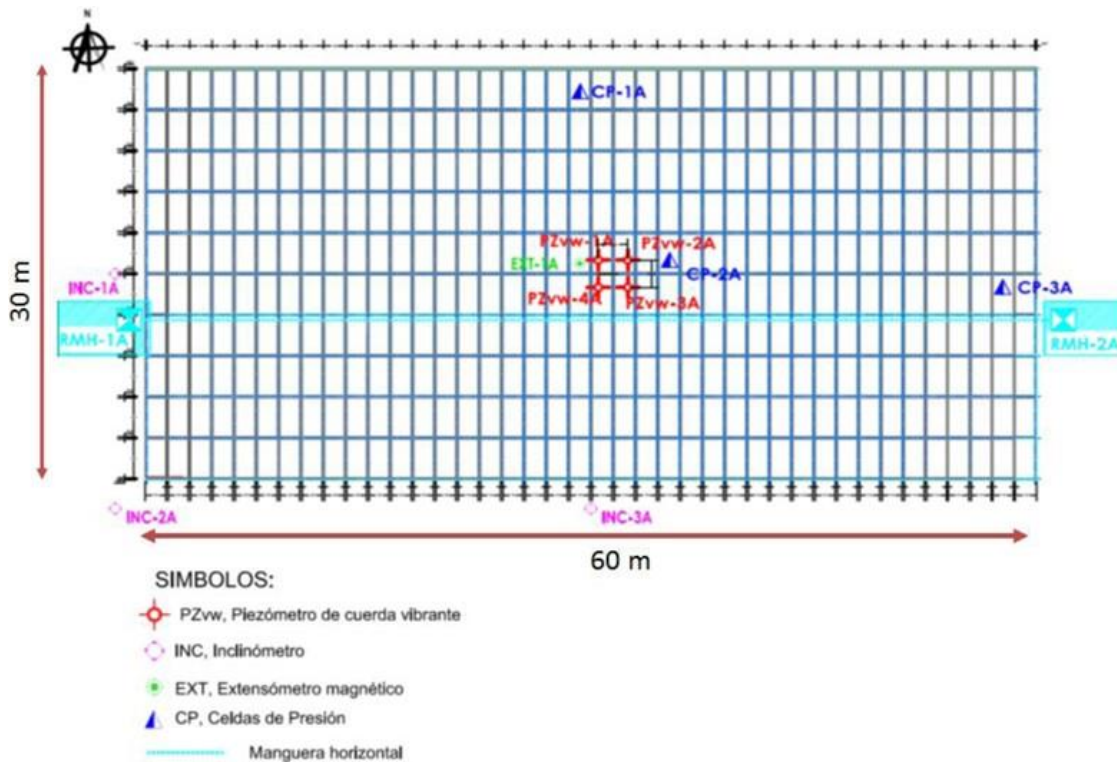


Figura 10. Localización de la instrumentación



Resultados de la instrumentación en campo

A continuación se presentan los resultados de las mediciones realizadas entre noviembre de 2014 y mayo de 2017.

Manguera horizontal

En la Figura 11 se presentan los desplazamientos verticales de la Plataforma A medidos a partir del inicio de la construcción (noviembre 21 de 2014) siendo la base de referencia para las demás lecturas. En esta figura se observa que al término de la construcción (diciembre 4 de 2014) la plataforma presentó un desplazamiento en la parte central del orden de 2 cm, el cual ha ido aumentando progresivamente hasta 54 cm de acuerdo a los registros de mayo de 2017. Para la Plataforma B los desplazamientos medidos entre el 22 de diciembre de 2014 y el 31 de mayo de 2017 son de 105 cm (Figura 12).

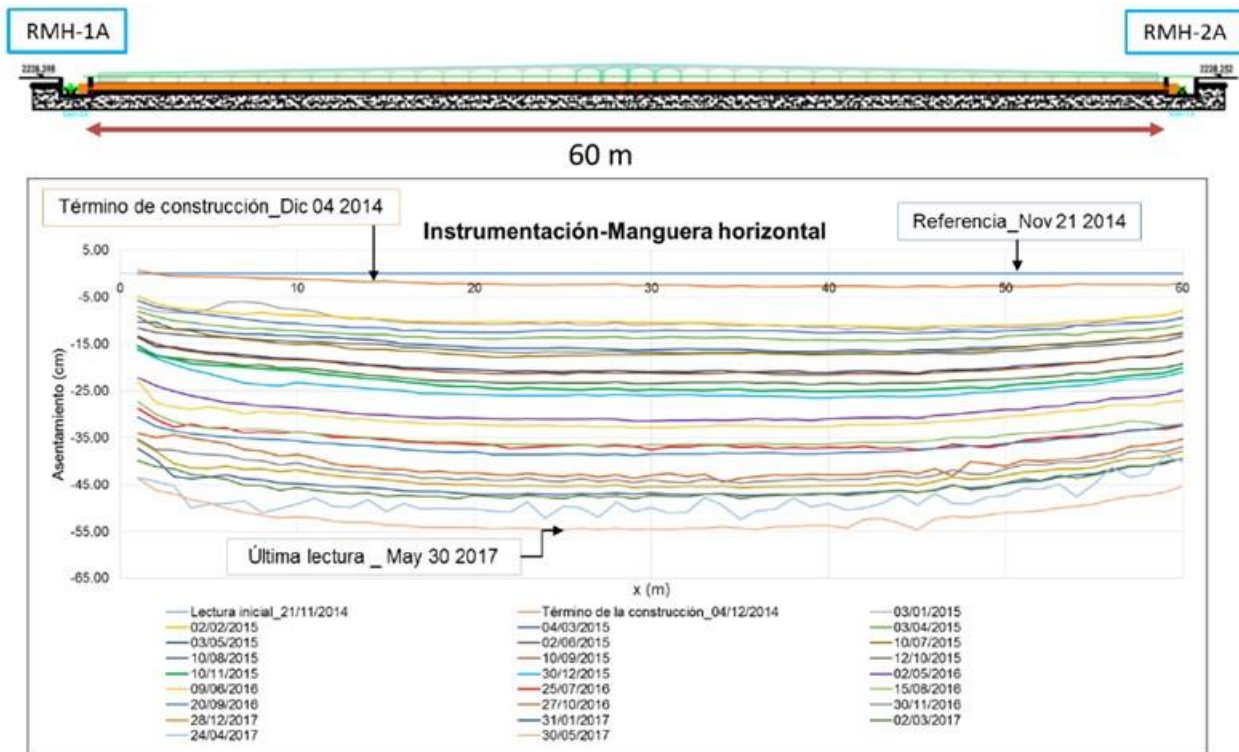


Figura 11. Mediciones con la manguera horizontal de desplazamiento Plataforma A

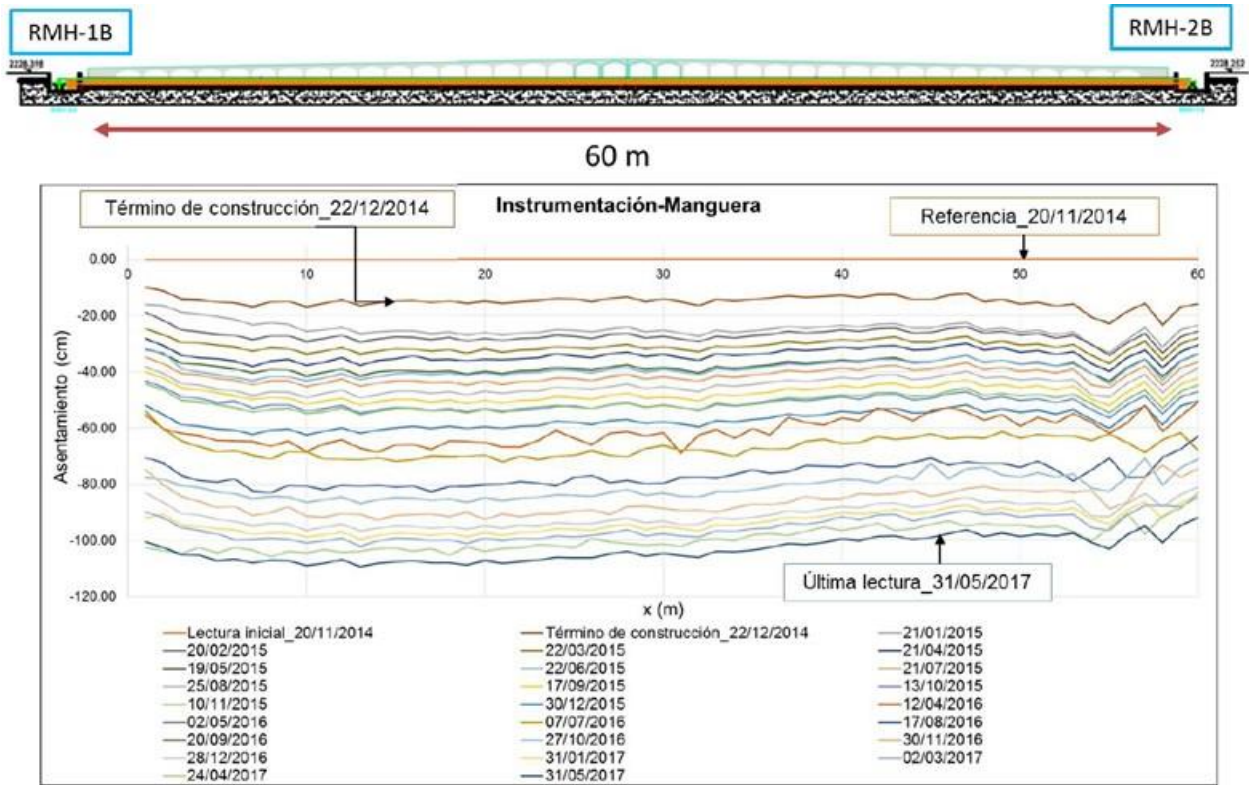


Figura 12. Mediciones con la manguera horizontal de desplazamiento Plataforma B

Referencias superficiales

En las Figuras 13 y 14 se muestra el perfil transversal de las Plataformas A y B, a lo largo del Eje D, el cual representa la primera lectura de elevaciones luego del término de la construcción y a 231 días (23/07/2015), a 391 días (30/12/2015), a 601 días (27/07/2016), a 697 días (31/10/2016) y 889 días (11/05/2017) del término de la construcción.

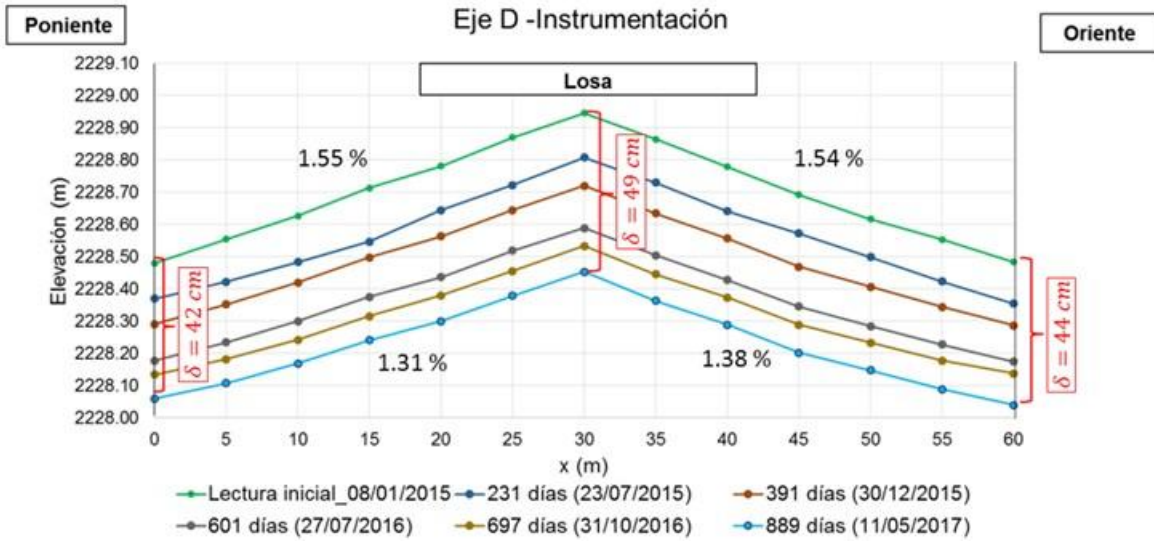


Figura 13. Referencias superficiales en el eje D, Plataforma A

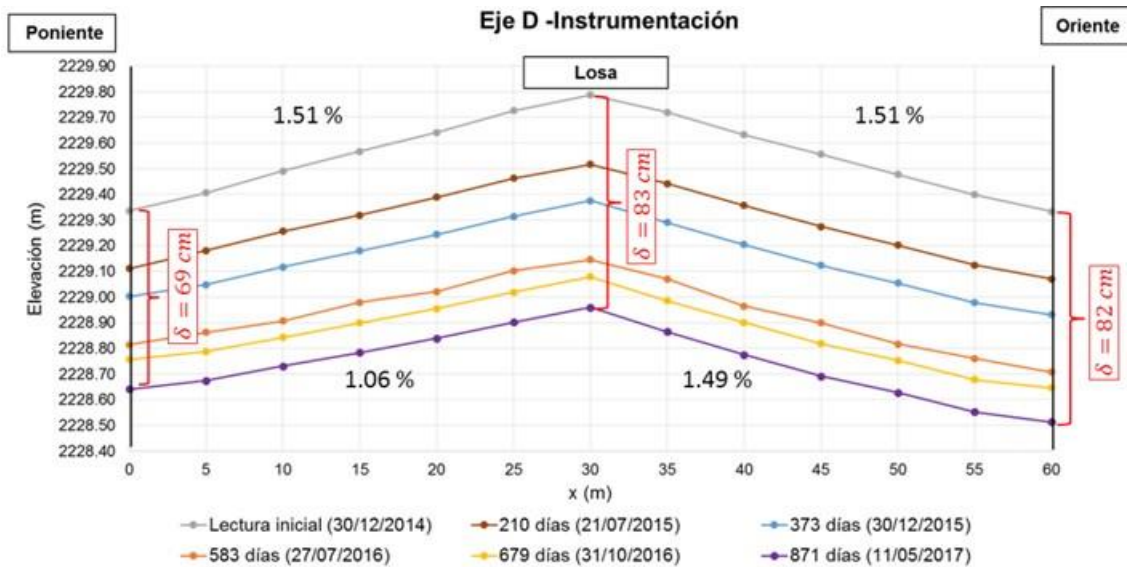


Figura 14. Referencias superficiales en el eje D, Plataforma B

En las Figuras 15 a 20 se presentan los contornos de isodesplazamientos superficiales de las Plataformas A y B.

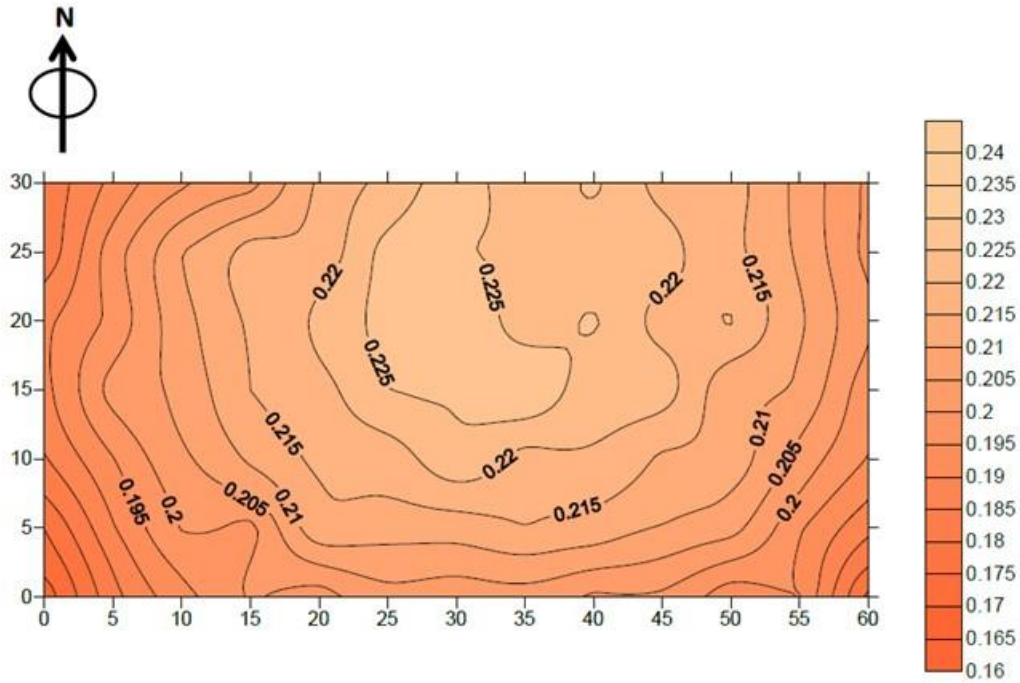


Figura 15. Contornos de isodesplazamientos al 30/12/2015 Plataforma A

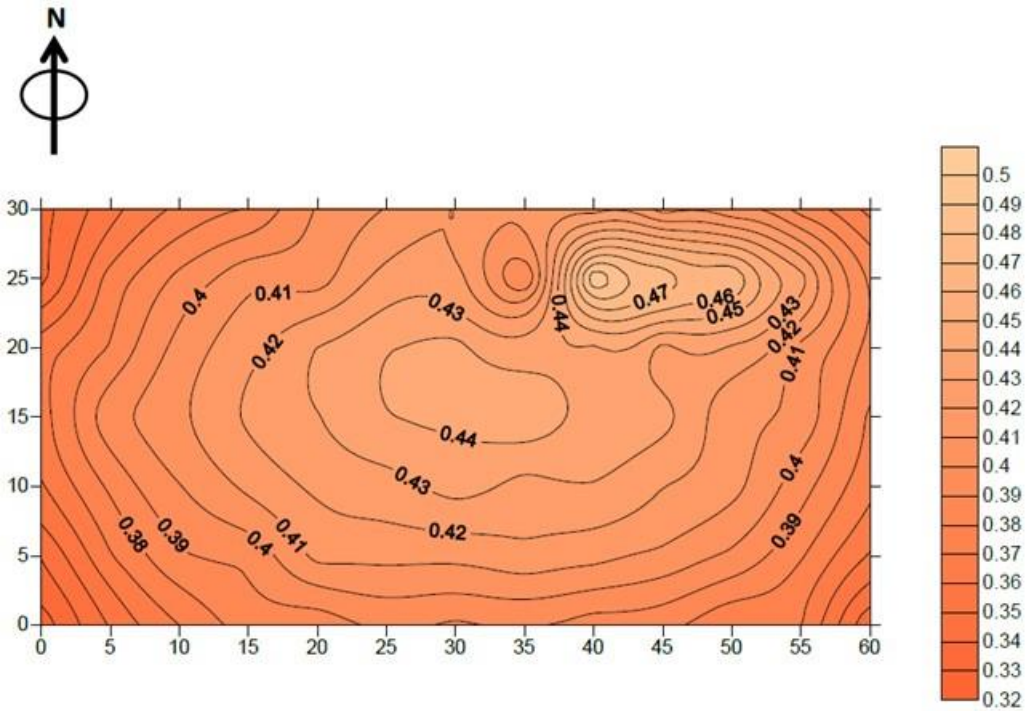


Figura 16. Contornos de isodesplazamientos al 29/12/2016 Plataforma A

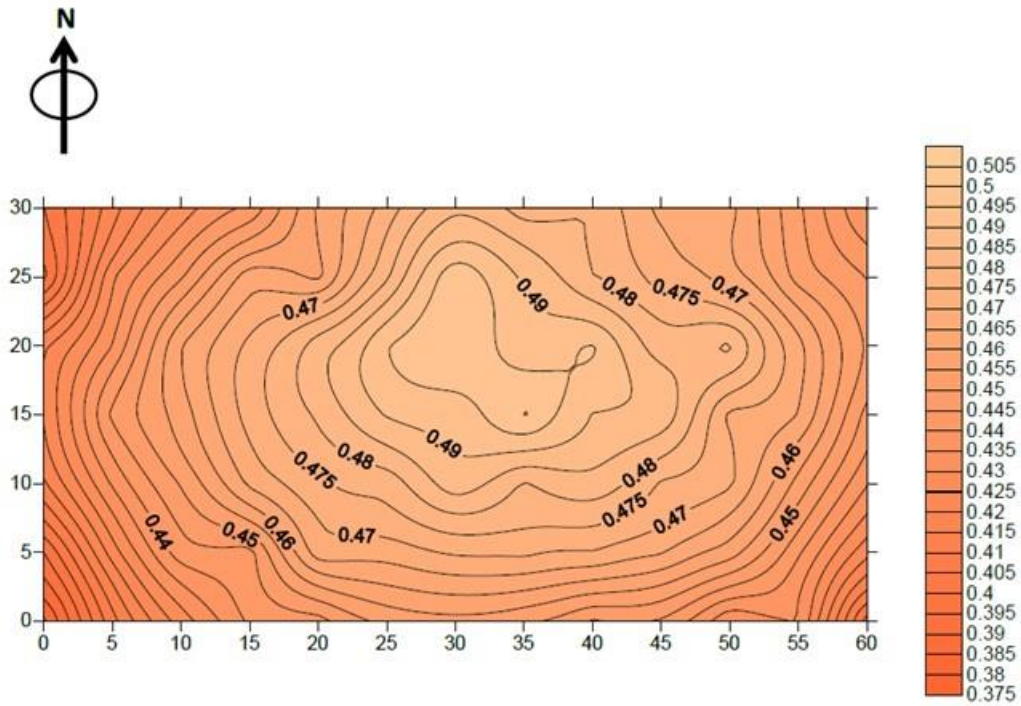


Figura 17. Contornos de isodesplazamientos al 11/05/2017 Plataforma A

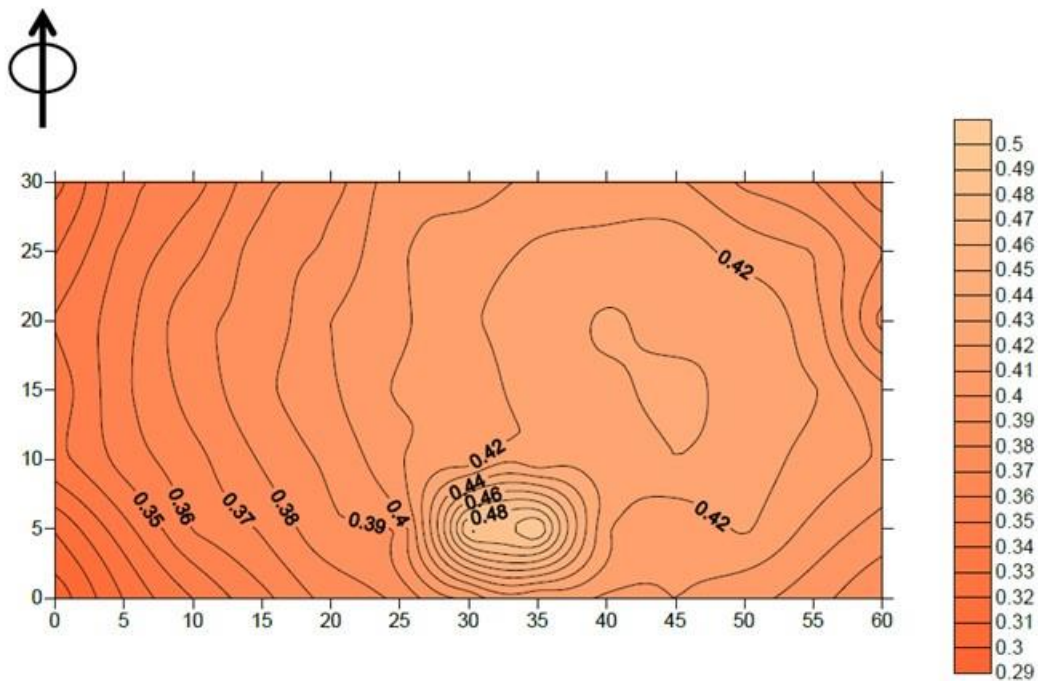


Figura 18. Contornos de isodesplazamientos al 30/12/2015 Plataforma B

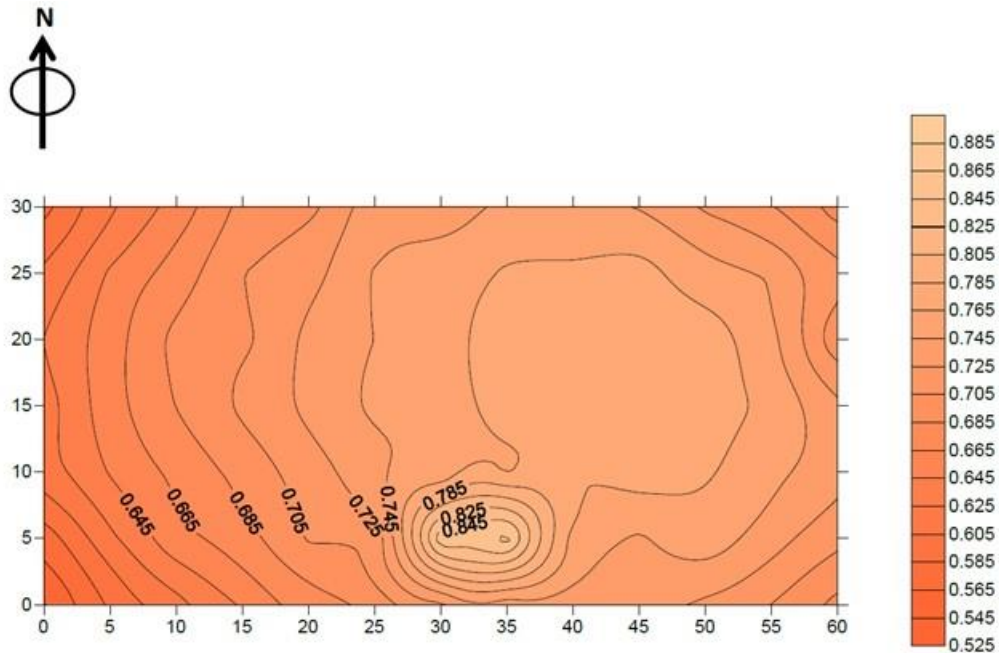


Figura 19. Contornos de isodesplazamientos al 29/12/2016 Plataforma B

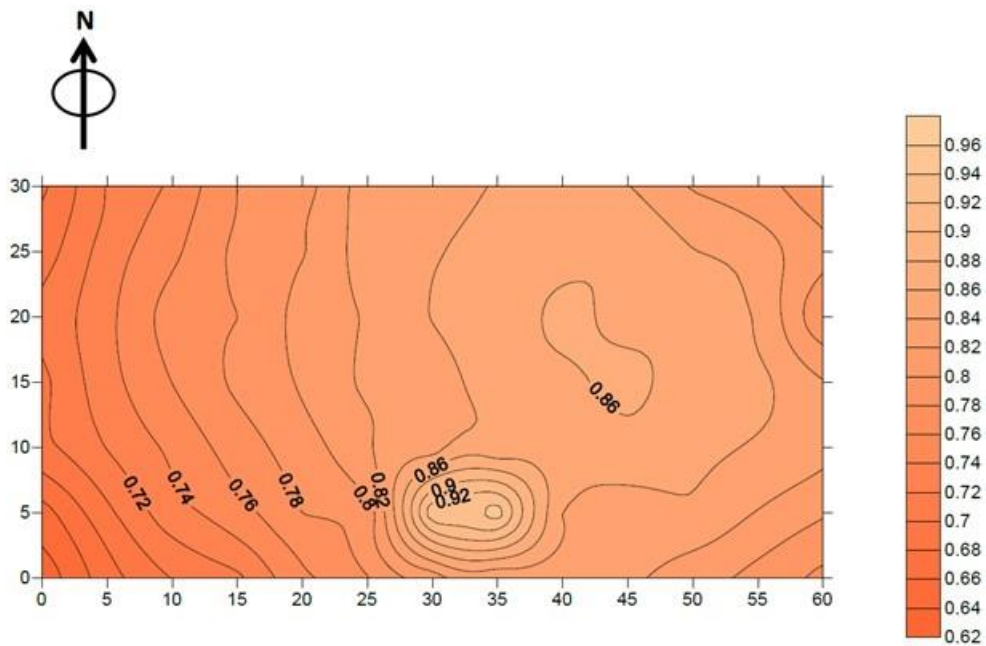


Figura 20. Contornos de isodesplazamientos al 11/05/2017 Plataforma B

Es importante notar que en la Plataforma A se hace evidente la formación de una concavidad hacia el centro mientras que para la Plataforma B se forma una concavidad menor en el extremo sur de la zona central.



Piezómetros

En las Figuras 21 a 24 se presentan los registros de los 4 piezómetros instalados en cada plataforma. En estas se observa, que durante la construcción se genera un exceso en la presión de poro como consecuencia de la colocación de la estructura de concreto y del terraplén de Tezontle para el caso de la Plataforma B . Posteriormente, este exceso de presión inicia un proceso de disipación el cual de acuerdo al último registro (mayo 30 de 2017), aún no culmina.

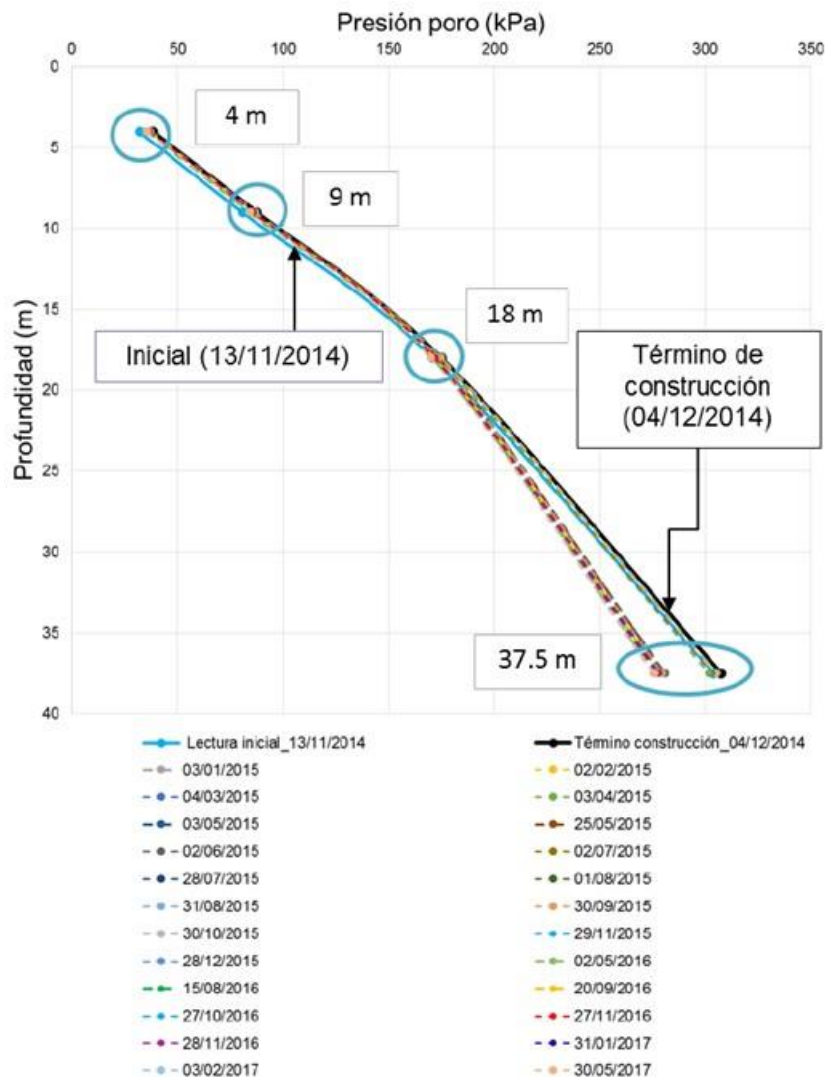


Figura 21. Piezometría en la Plataforma A

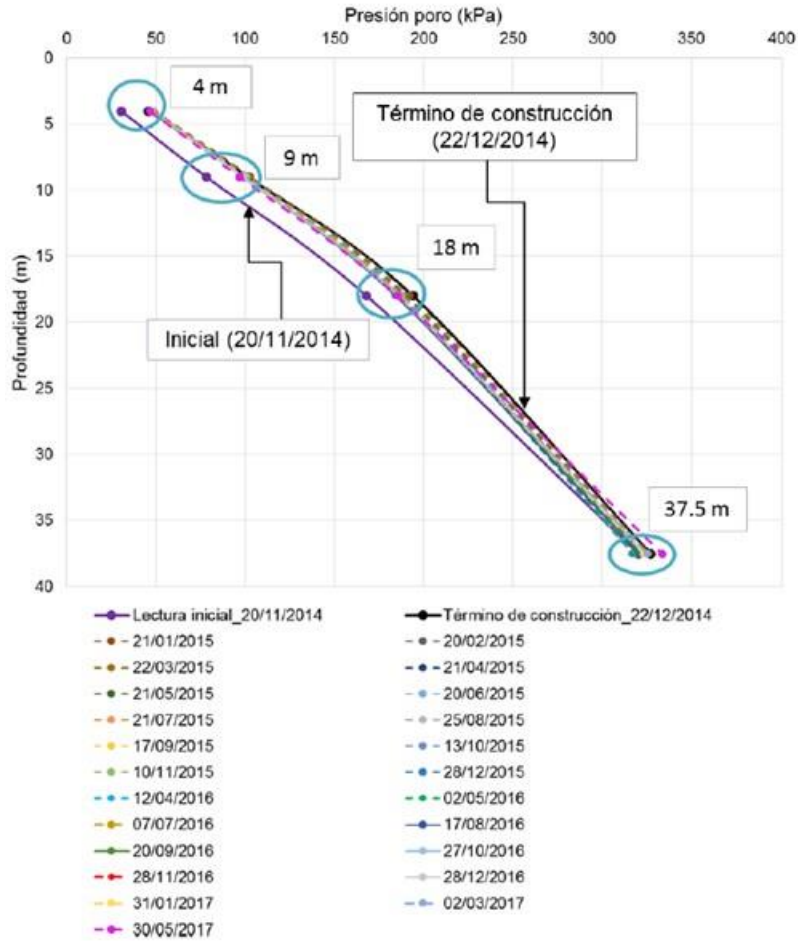


Figura 22. Piezometría en la Plataforma B

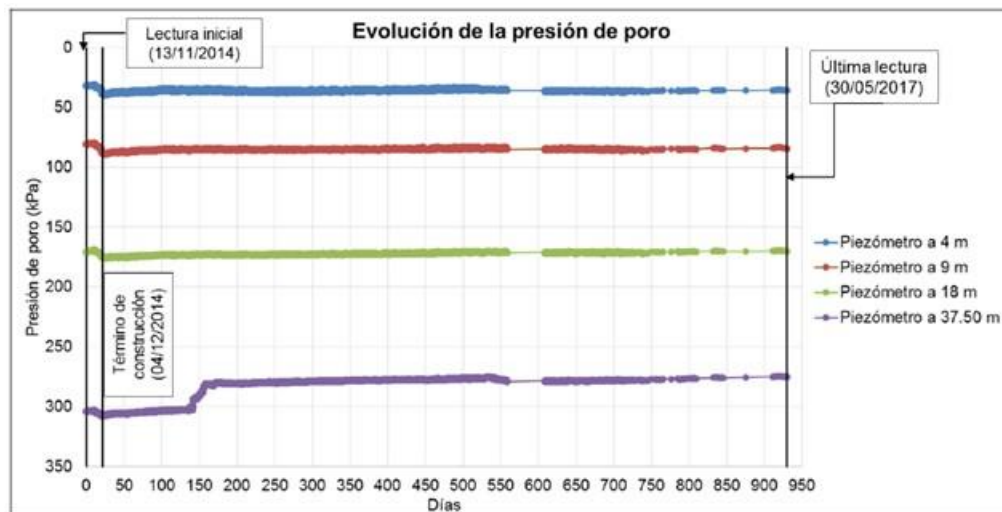


Figura 23. Evolución de la presión de poro en la Plataforma A

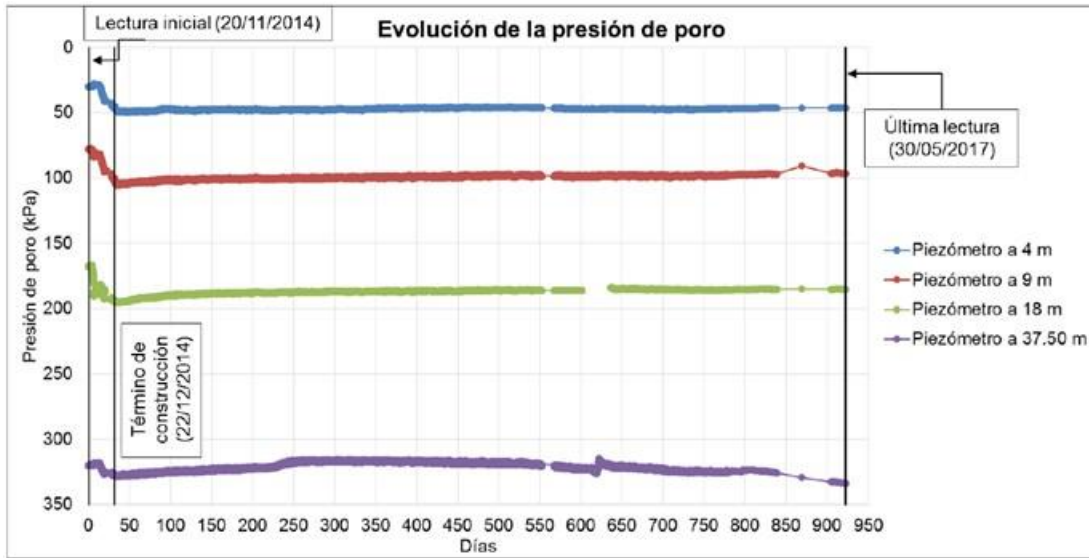


Figura 24. Evolución de la presión de poro en la Plataforma B

Celdas de presión

En la Figuras 25 y 26 se presentan los registros de las 3 celdas de presión. En éstas los registros permiten identificar claramente tendencias de comportamiento las cuales son congruentes con el proceso constructivo y con las cargas impuestas por la estructura y la variación estacional de la carga de agua.

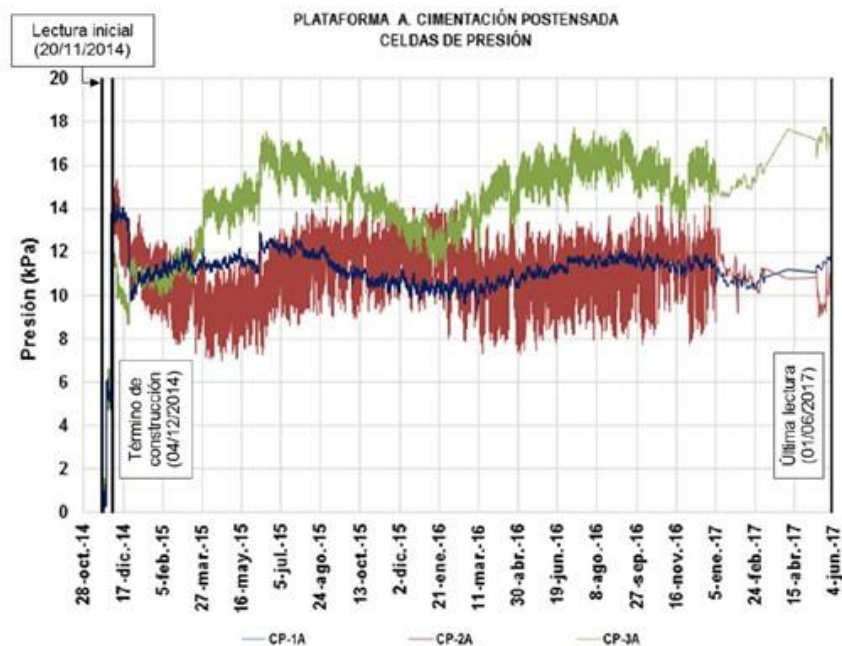


Figura 25. Celdas de presión Plataforma A

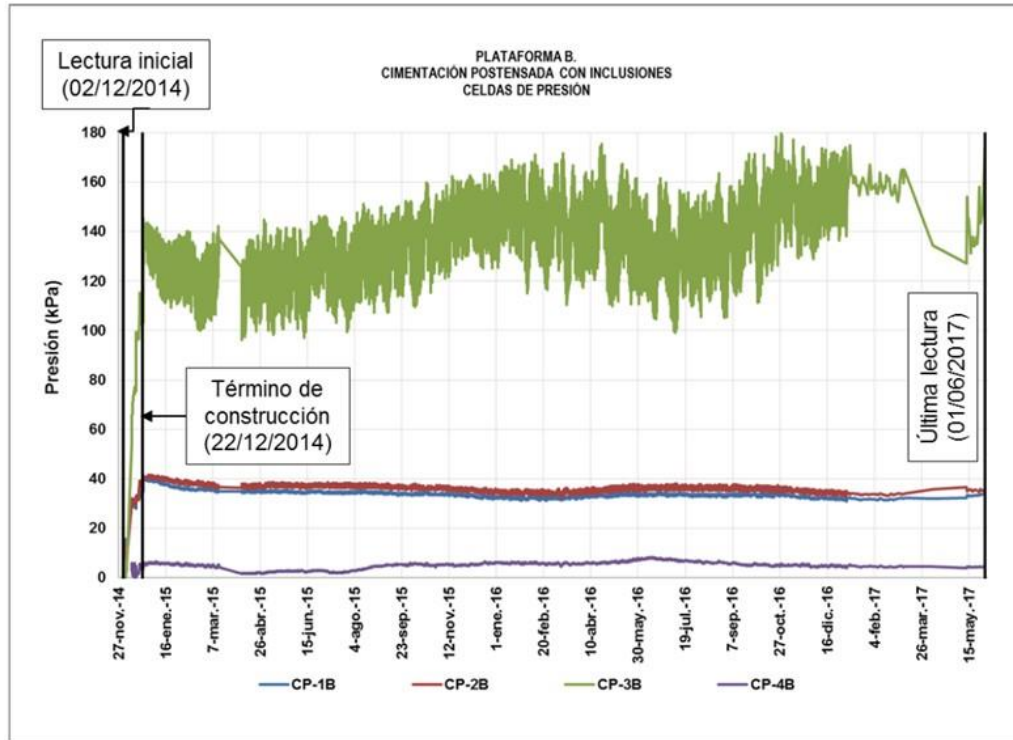


Figura 26. Celdas de presión Plataforma B

Inclinómetros

En la Figuras 27 a 38 se presentan los registros de los inclinómetros correspondientes al periodo del 10 de noviembre de 2014 al 30 de mayo de 2017. Estos registros sugieren que los movimientos horizontales que ha tenido el suelo sobre el cual se apoyan las plataformas, en el sentido Norte-Sur se concentran en la superficie pero son mínimos, así mismo los ocurridos en el sentido Este-Oeste no se consideran significativos.

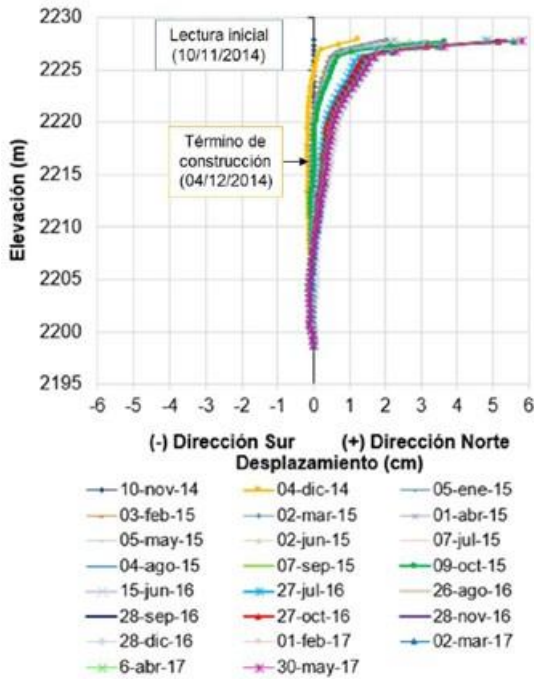


Figura 27. Inclinómetro 1A Norte-Sur
 Plataforma A

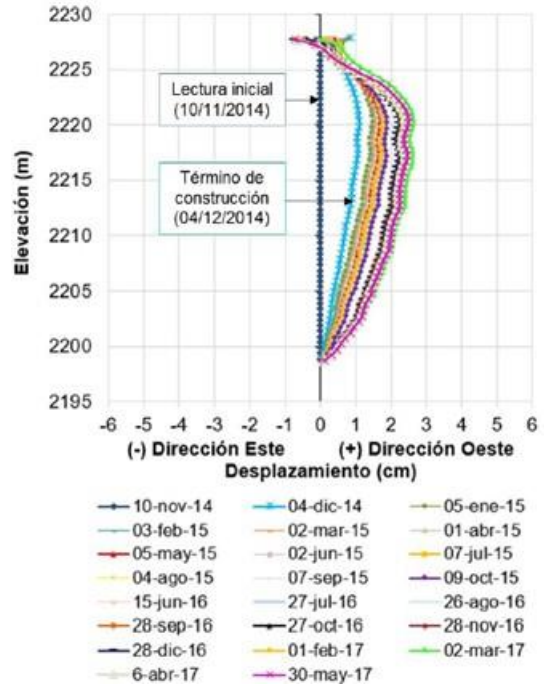


Figura 28. Inclinómetro 1A Este-Oeste
 Plataforma A

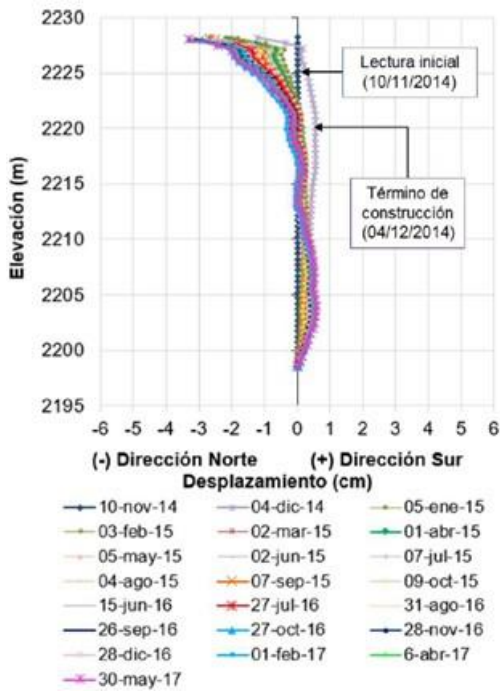


Figura 29. Inclinómetro 2A Norte-Sur
 Plataforma A

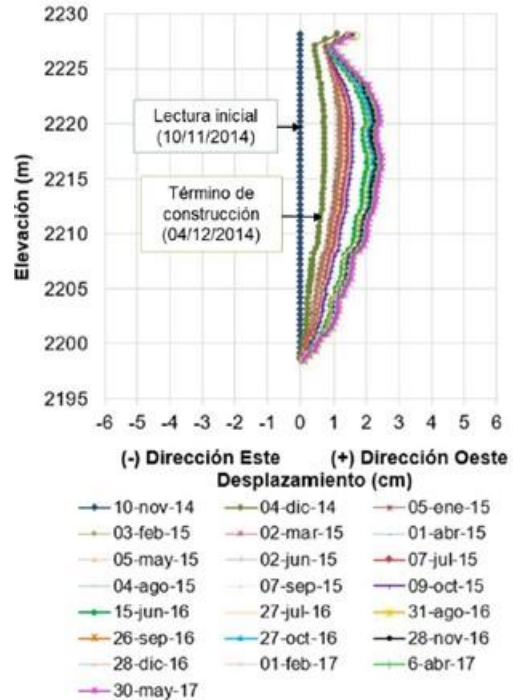


Figura 30. Inclinómetro 2A Este-Oeste
 Plataforma A

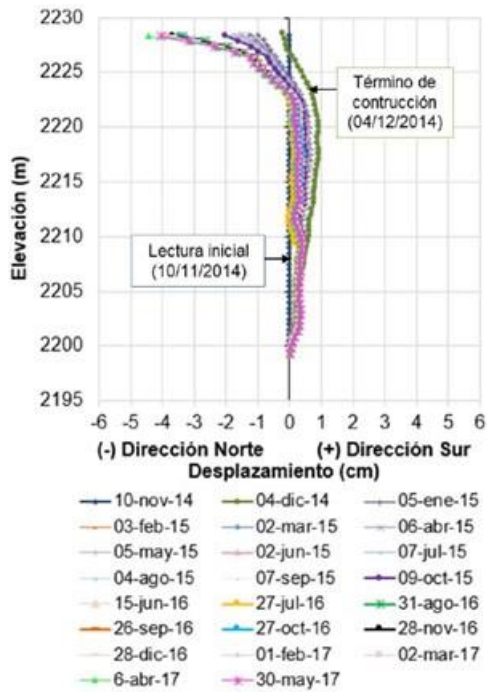


Figura 31. Inclinómetro 3A Norte-Sur

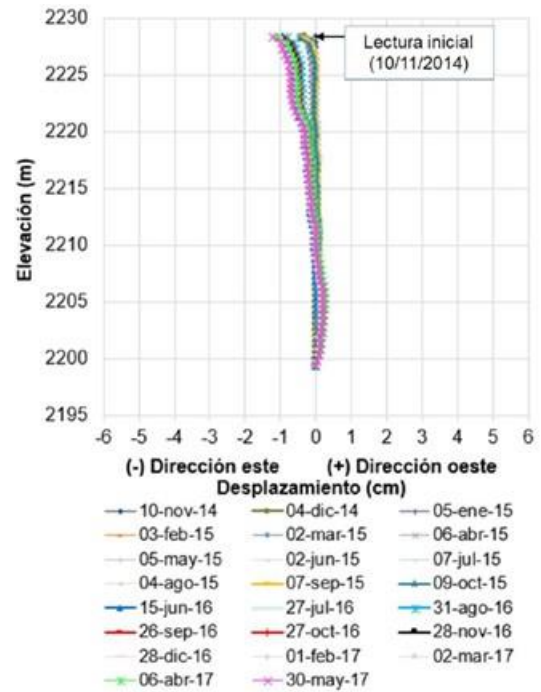


Figura 32. Inclinómetro 3A Este-Oeste

Plataforma A

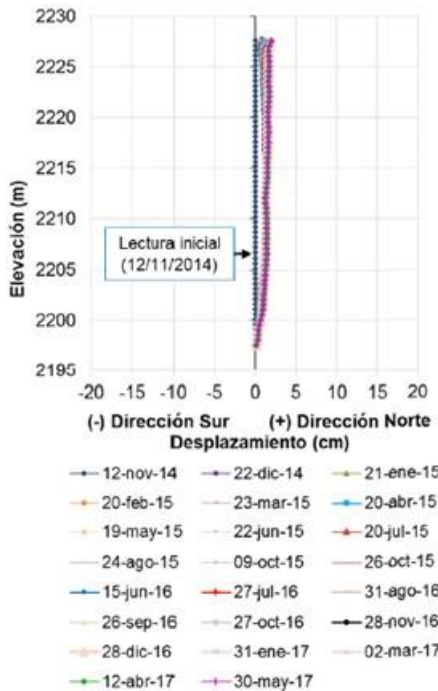


Figura 33. Inclinómetro 1A Norte-Sur

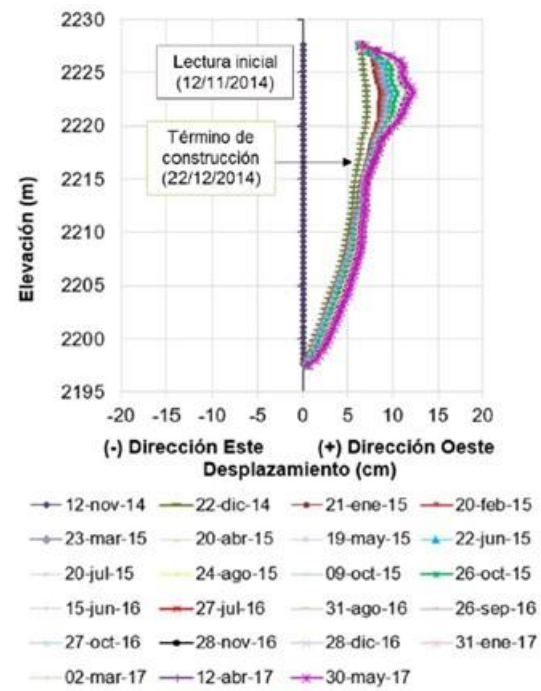


Figura 34. Inclinómetro 1A Este-Oeste

Plataforma B

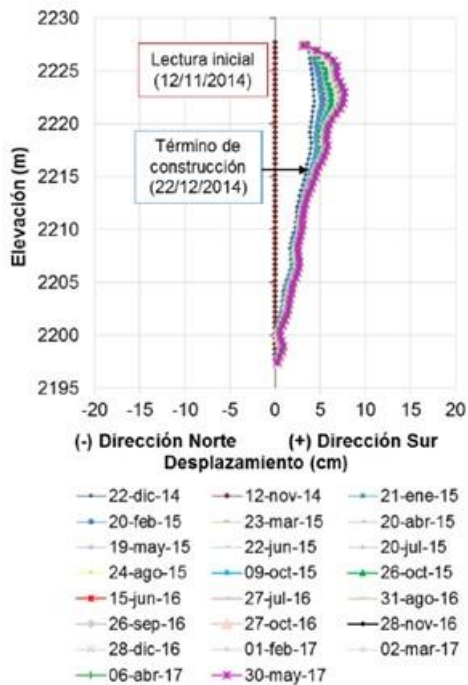


Figura 35. Inclinómetro 2A Norte-Sur

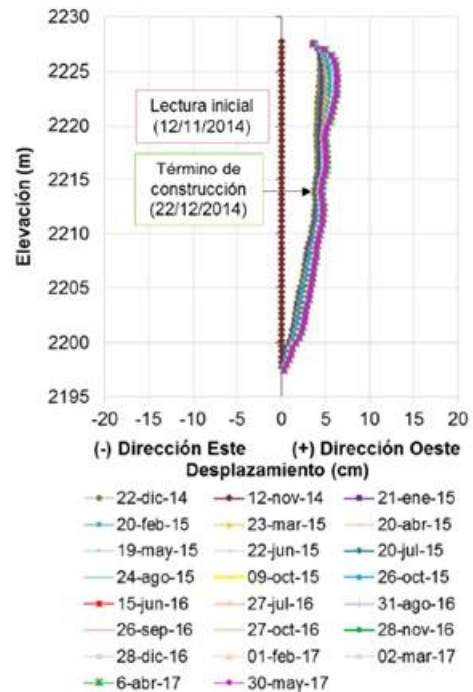


Figura 36. Inclinómetro 2A Este-Oeste
Plataforma B

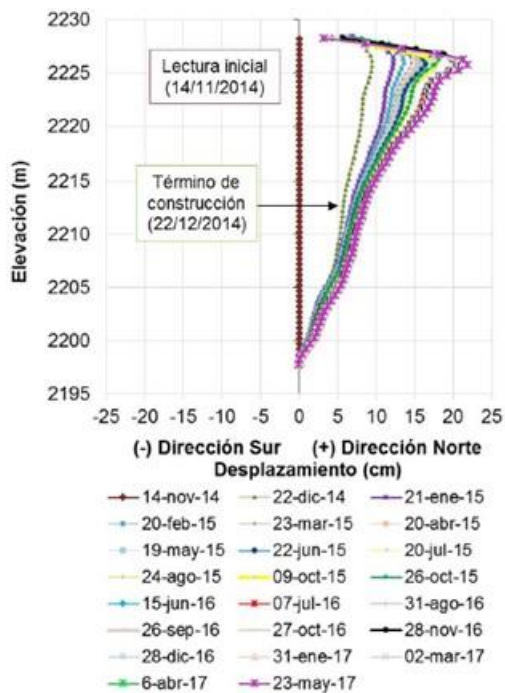


Figura 37. Inclinómetro 3A Norte-Sur

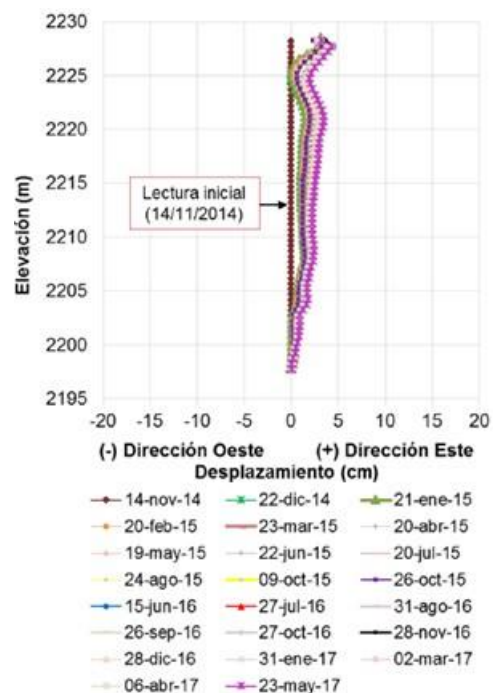


Figura 38. Inclinómetro 3A Este-Oeste
Plataforma B



Predicción de la evolución de los asentamientos de las plataformas

Por medio del programa de elemento finito Plaxis 3D y con base en la calibración y comprobación del modelo geotécnico, se ha realizado la predicción del comportamiento a 50 años de estas plataformas (Figuras 39 y 40). Los resultados para la Plataforma A muestran un asentamiento aproximado de 102 cm al centro de la sección, y un asentamiento relativo entre los extremos y el centro de 7 cm aproximadamente. Para la Plataforma B los resultados exhiben un asentamiento aproximado de 372 cm para el terraplén con inclusiones y 387 cm sin inclusiones, al centro de la sección, a los 50 años del término de la construcción de la Plataforma B. No obstante, a dichos asentamientos deberán sumarse los generados por hundimiento regional.

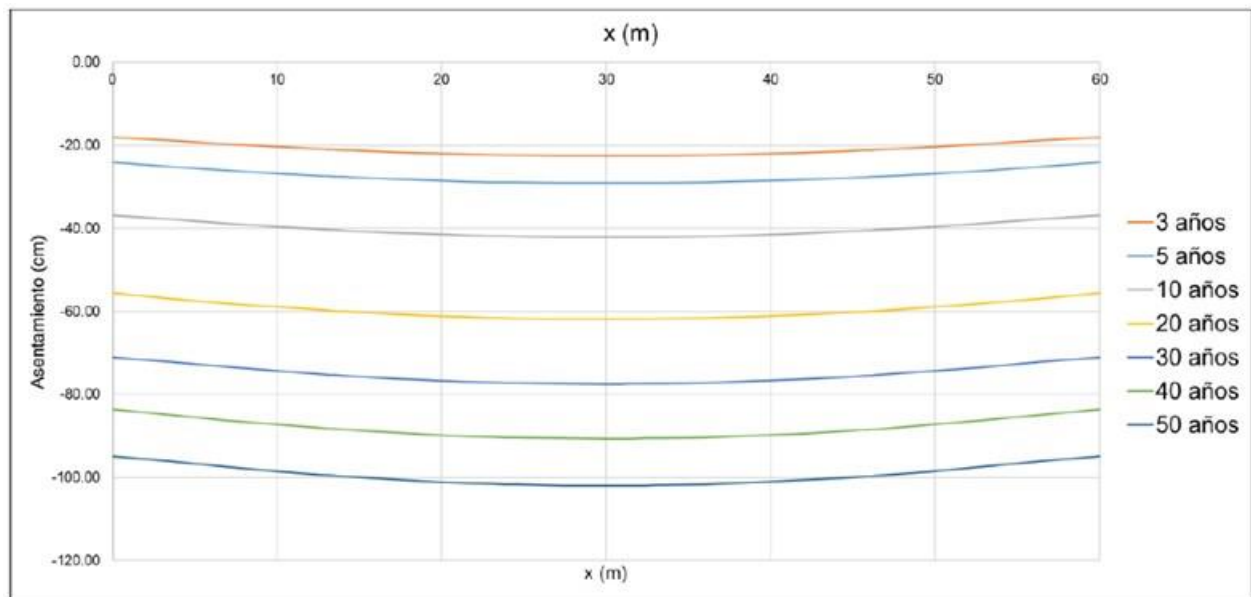


Figura 39. Estimación de la evolución de los asentamientos a 50 años de la Plataforma A

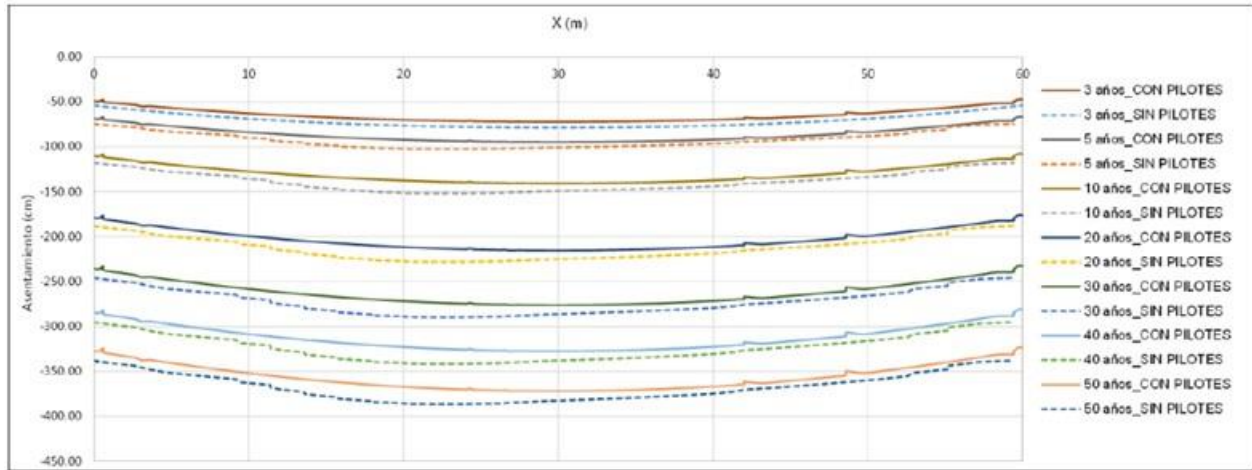


Figura 40. Estimación de la evolución de los asentamientos a 50 años

Visita de inspección realizada el 15 de septiembre de 2015

El 15 de septiembre de 2015, personal de la Coordinación de Geotecnia del Instituto de Ingeniería UNAM, además de dos ingenieros de TASANA realizaron una visita de inspección a las Plataformas A y B construidas por la empresa Postensa. En esta inspección se observaron múltiples grietas en diferentes direcciones en la losa de cubierta y en los muros laterales. De manera general se observó que las grietas se concentraban en la zona del tercio central de la plataforma (Figuras 41 a 49). De inmediato esta situación fue informada al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México. Con el fin de establecer el origen de estas grietas, personal de la Coordinación de Estructuras del Instituto realizó un estudio de la patología de la plataforma.



Figura 41. Grietas Plataforma A



Figura 42. Grietas Plataforma A



Figura 43. Grietas Plataforma A



Figura 44. Grietas Plataforma B



Figura 45. Grietas Plataforma B



Figura 46. Grietas Plataforma B



Figura 47. Grietas Plataforma B



Figura 48. Grietas Plataforma B



Figura 49. Grietas Plataforma B

Visita de inspección realizada el 22 de junio de 2017

El personal del II-UNAM realizó una nueva visita el 22 de junio de 2017 con el fin de visualizar la evolución del comportamiento de las plataformas y observar el estado de las grietas reportadas en la visita mencionada anteriormente (Figuras 50 a 58).

Se pudo comprobar a nivel visual que las grietas desde el 15 de septiembre de 2015 al 22 de junio de 2017 no han presentado movimientos relativos ni se ha incrementado su abertura.



Figura 50. Grietas Plataforma A



Figura 51. Grietas Plataforma A



Figura 52. Grietas Plataforma A



Figura 53. Grietas Plataforma A



Figura 54. Grietas Plataforma B



Figura 55. Grietas Plataforma B



Figura 56. Grietas Plataforma B



Figura 57. Grietas Plataforma B

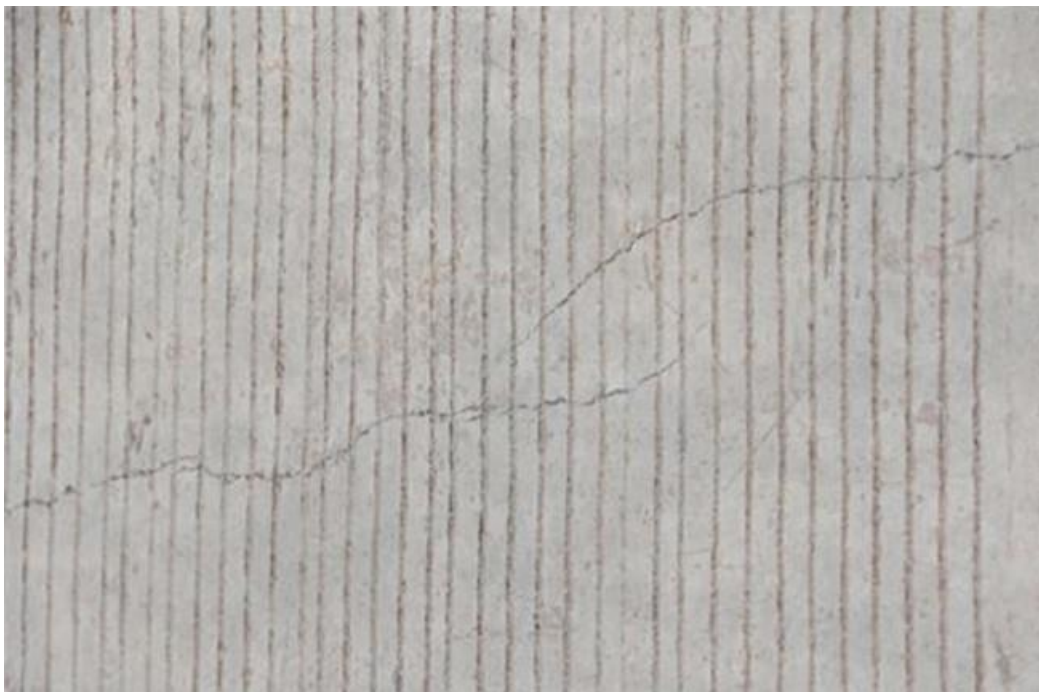


Figura 58. Grietas Plataforma B



ANEXO 2

Visitas de inspección a las plataformas de Aeroméxico, zona de hangares del AICM

Visita de inspección realizada el 20 de marzo de 2014

El 20 de marzo de 2014 personal del Instituto de Ingeniería de la UNAM realizó una primera visita de inspección a la plataforma y zona de hangares de Aeroméxico. En la visita se observó que para la plataforma frente al hangar construida en 2007 y la plataforma interior construida en 2013 no presentaban problemas importantes salvo algunas grietas localizadas, posiblemente debidas a procesos de contracción del fraguado del concreto, por la presencia de alguna estructura enterrada y encharcamientos. Lo anterior se presenta en las Figuras 59 a 64.

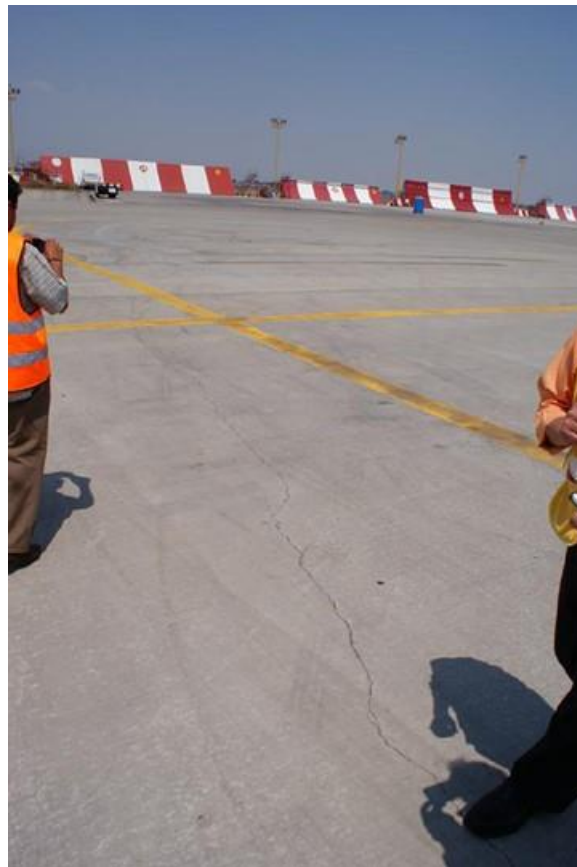


Figura 59. Agrietamiento de losas



Figura 60. Agrietamiento de losas



Figura 61. Agrietamientos asociados a la presencia de estructuras



Figura 62. Encharcamientos



Figura 63. Encharcamientos



Figura 64. Encharcamientos

Visita de inspección realizada el 11 de julio de 2017

El 11 de julio de 2017, personal de la Coordinación de Geotecnia y Estructuras del Instituto de Ingeniería UNAM, realizaron una visita de inspección a las plataformas de pernocta de aviones de Aeroméxico ubicada en la zona de hangares del AICM. En esta inspección se observó que la losa postensada construida sobre una serie de capas de tezontle y tepetate (ver Figura 65) presenta un comportamiento estructural adecuado.

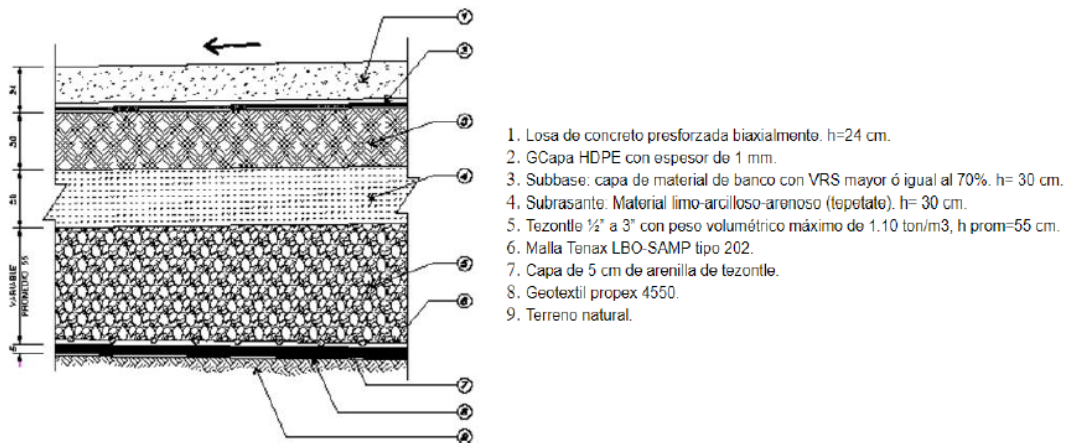


Figura 65. Estructura de pavimento de la plataforma de pernocta de aviones de Aeroméxico (Postensa, 2017 comunicación personal)



Después de 10 años de su construcción dicha losa presenta agrietamientos asociados a procesos de contracción durante el colado y a la presencia de estructuras tales como registros, tal como se muestra en las Figuras 66 a 71. No se observaron asentamientos diferenciales significativos entre las losas ni encharcamientos importantes.



Figura 66. Plataforma de pernocta de aviones de Aeroméxico, julio 11 de 2017



Figura 67. Agrietamientos asociados a procesos de colado de las losas



Figura 68. Agrietamientos asociados a la presencia de estructuras



Figura 69. Encharcamientos



Figura 70. Encharcamientos



Figura 71. Encharcamientos



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-30

Pozos de observación del nivel freático en los terraplenes de las Pistas 2 y 3 del NAICM.

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Agosto 8 de 2017



NOTA TÉCNICA No. G-30

Pozos de observación del nivel freático en los terraplenes de las Pistas 2 y 3 del NAICM.

1. ANTECEDENTES

La posición del nivel freático afecta en forma muy significativa el proceso de consolidación que se desarrolla bajo los terraplenes de tezontle de las pistas 2 y 3 del NACM actualmente en construcción y, en la misma forma, la consolidación bajo la sobrecarga cuando ésta se aplica. En efecto, al pasar alguna parte del terreno natural y/o del terraplén de tezontle debajo del nivel freático, el material correspondiente se encuentra sujeto al empuje de Arquímedes lo que disminuye la presión efectiva transmitida a los estratos inferiores y frena el proceso de consolidación.

Para estar en condiciones de interpretar las velocidades de hundimiento de los terraplenes registradas y poder aplicar el método observacional, es por tanto indispensable medir en forma confiable la posición del nivel freático y la posición del contacto suelo natural-tezontle en múltiples puntos del área de construcción.

Por otra parte, un conocimiento preciso de la posición del nivel freático es indispensable para evaluar la posibilidad y conveniencia de aplicar el método alternativo de preconsolidación por bombeo propuesto en nuestra Nota GEO-35 para complementar y/o sustituir la aplicación de la sobrecarga.

En esta nota se dan lineamientos para la instalación de pozos de observación (PO) del nivel freático (NAF) y se sugiere una distribución de estos pozos en el área de construcción. Adicionalmente, para evaluar la variación de la elevación del contacto entre tezontle y terreno natural, el II-UNAM propone realizar exploraciones geotécnicas someras con Penetrómetro Dinámico Portátil (PANDA).



2. POZOS DE OBSERVACION PROPUESTOS

Un pozo de observación permite conocer el NAF en un sitio particular, en este caso en el área de precarga.

2.1 Características de los pozos de observación

Un pozo de observación está formado básicamente por un tubo de P.V.C. de tipo hidráulico, recubierto en toda su longitud por un geotextil. El tubo se coloca dentro de una perforación realizada previamente. La perforación se rellena con arena para concreto (ASTM C33) que servirá de filtro (Figura 1).

2.2 Procedimiento de instalación

El procedimiento de instalación se describe a continuación:

1. Perforación del pozo. Se realizará una perforación de 8” de diámetro con equipo rotatorio, la profundidad del barreno será hasta alcanzar 3.2 m respecto al nivel del terreno natural (Figura 1). El equipo de perforación deberá garantizar la verticalidad del barreno y no deberá utilizarse lodo de perforación. Para evitar desprendimientos, se colocará un ademe metálico recuperable. Durante la perforación se anotará la elevación del contacto entre tezontle y suelo.
2. Preparación del tubo. Se preparará un tubo de PVC de 6” de diámetro y de longitud suficiente para que sobresalga por lo menos 0.50 m respecto a la superficie de los terraplenes. El tubo tendrá ranuras longitudinales de 6 cm de longitud y 3 mm de anchura. Las ranuras estarán distribuidas diametralmente en cuatro líneas y de manera alternada (tresbolillo). El tubo deberá ser recubierto con una funda de geotextil no tejido (en toda su longitud) que servirá de filtro evitando la obstrucción de las ranuras por las partículas finas del suelo (Figura 2).
3. Preparación del fondo. En el fondo de la excavación se colocará una capa de arena para concreto (Figura 1).



4. Colocación del tubo. El tubo se colocará dentro de la perforación procurando posicionarlo al centro del pozo. Asimismo, se procurará que el extremo superior del tubo sobresalga por lo menos 50cm arriba del terraplén de tezontle ya existente. Una vez colocado el tubo ranurado, se rellenará el espacio entre la pared de la excavación y éste con arena para concreto a volteo (Figura 1). El ademe se extraerá desde el fondo del barreno en segmentos de unos cuantos centímetros a medida que se vaya colocando el material de relleno.
5. Prueba de funcionamiento. Al finalizar la instalación del tubo, se realizará una prueba de funcionamiento para verificar que el agua fluye entre el interior del tubo y el filtro de arena que lo circunda.
6. Ficha de instalación. Cada uno de los PO tendrá una ficha de instalación, donde se registrarán todos los datos necesarios para la correcta interpretación de las mediciones (Figura 3).
7. Extensión del PO. En caso de colocar material de precarga adicional, será necesario agregar previamente una extensión del tubo de PVC con las mismas características que el ya instalado, uniéndolos con un cople del mismo material. Se procurará que la extensión del tubo de PVC sobresalga por lo menos 50 cm por arriba del nuevo nivel del material de precarga.
8. Colocación de capa adicional. Una vez colocada la extensión del tubo, se colocará por capas el material de precarga, de acuerdo con lo especificado en el diseño procurando evitar cualquier daño a la tubería.

2.3 Mediciones

Las mediciones del nivel freático se realizarán semanalmente y después de cada evento importante (colocación de material adicional en el área, tormenta, sismo, tránsito intenso de vehículos) con una sonda eléctrica (Figura 4).

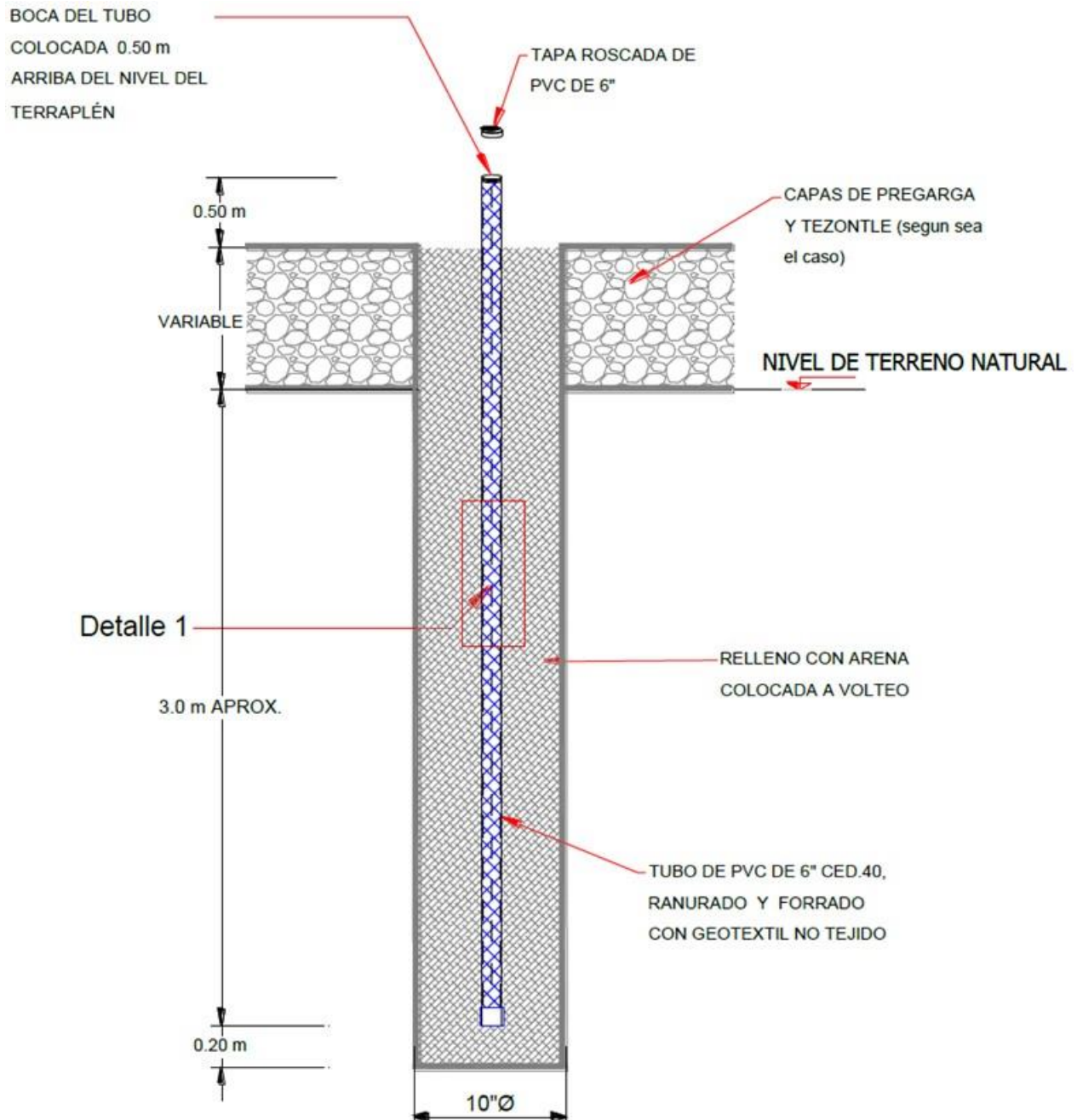


Figura 1. Esquema de instalación de un tubo de observación.



Detalle 1

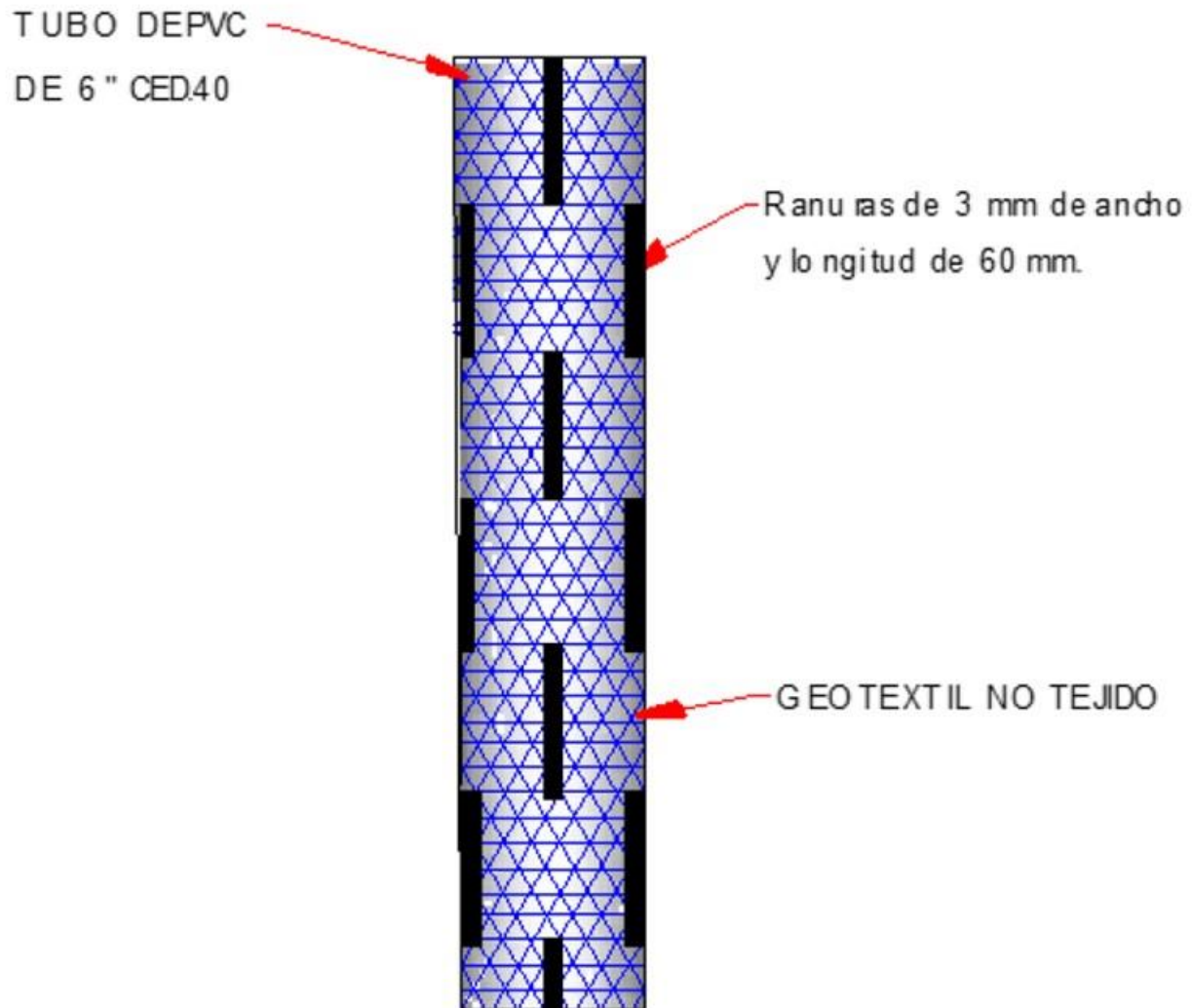


Figura 2. Detalle del tubo ranurado.



FICHA DE INSTALACIÓN Y PRUEBA DE FUNCIONAMIENTO DE POZO DE OBSERVACIÓN					
I. Datos generales					
Pozo de observación	Fecha de instalación	Datos del barreno		Nivel de agua inicial (c)	Instalado por:
		Diámetro (a)	Profundidad (b)		
II. Características de Tubería empleada en el instrumento					
Material	Diámetro (d)	Espesor (e)	Longitud ranurada (f)		
III. Características del Ademe					
Material	Diámetro (g)	Longitud ciega (h)	Longitud ranurada (i)		
VI. Características de Relleno del pozo de observación					
Arcilla	Volumen de materiales colocados				
	Arena Gruesa				
Longitud (j)	Gruesa	Media	Fina		
Descripción de la granulometría de los agregados: Volumen medido en litros Gravilla: pasa por la malla No. 3/8 y retiene en malla No. 4 Arena gruesa: pasa por la malla No. 2 y retiene en malla No. 12 Arena media: pasa por la malla No. 10 y retiene en malla No. 20					
Notas:					
VIII. Prueba de funcionamiento					
fecha de prueba _____ medicion inicial _____ Hora de inicio _____ Tipo de prueba: Ascendente _____ Vol. De agua retirada _____ medicion final _____ Hora de término _____ Descendente _____ Vol. De agua utilizada _____					
Lectura No.	Volumen de agua retirada	Hora de registro (min)	Profundidad del agua (m)		
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
 Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, S.A. de C.V.		Información topográfica del barreno x _____ y _____ z _____ Cadenamiento _____ Elevación del brocal _____ Profundidad _____		"INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)"	

Figura 3. Ficha de Instalación de un pozo de observación.



Figura 4. Sonda eléctrica para medir la profundidad del NAF.

2.4 Ubicación

En la Figura 5, se indica la ubicación de los pozos de observación propuestos por el II-UNAM. Se consideran siete secciones instrumentadas para la pista 2 y cinco secciones instrumentadas para la pista 3. Por cada sección instrumentada se propone colocar tres pozos de observación transversalmente, cubriendo la mayor parte del área de precarga.

En la Tabla 1 se proporcionan las coordenadas (UTM) de la ubicación de todos y cada uno de los pozos de observación, obtenidas a partir de un plano proporcionado por la empresa encargada de la supervisión de la instrumentación geotécnica para las pistas 2 y 3. Debe señalarse que dado que no se cuenta con las coordenadas de los drenes ya instalados, las coordenadas indicadas se considerarán como orientativas y en caso necesario, los PO deberán reubicarse a la parte central del triángulo formado por la ubicación de los drenes previamente instalados.

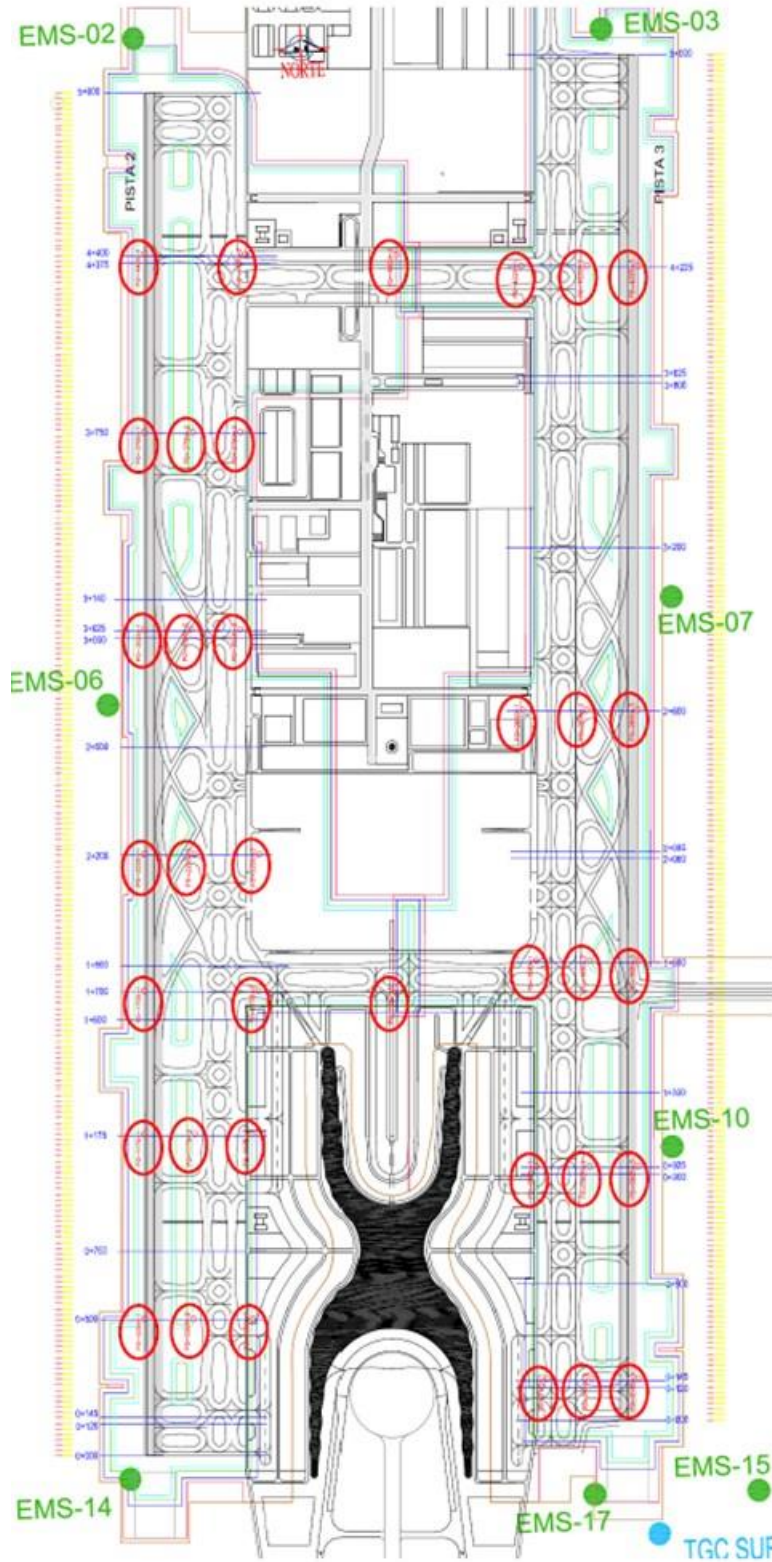


Figura 5. Plano de ubicación de los pozos de observación.



Tabla 1. Coordenadas de los pozos de observación en pistas 2 y 3

PISTA 2		
NOMBRE	X	Y
PO-0500-1	499395.448	2156558.37
PO-0500-2	499573.676	2156552.12
PO-0500-3	499789.544	2156544.56
PO-1175-1	499419.074	2157232.95
PO-1175-2	499603.891	2157226.47
PO-1175-3	499809.351	2157219.28
PO-1700-1	499437.467	2157758.01
PO-1700-2	499852.507	2157743.16
PO-1700-3	500352.974	2157720.12
PO-2200-1	499454.951	2158257.32
PO-2200-2	499636.965	2158250.95
PO-2200-3	499871.821	2158242.72
PO-3025-1	499483.841	2159081.82
PO-3025-2	499654.236	2159075.85
PO-3025-3	499833.951	2159069.55
PO-3750-1	499509.220	2159806.38
PO-3750-2	499685.678	2159800.19
PO-3750-3	499859.571	2159794.10
PO-4400-1	499531.966	2160455.97
PO-4400-2	499899.048	2160443.12
PO-4400-3	500447.395	2160421.46

PISTA 3		
NOMBRE	X	Y
PO-0145-1	500855.600	2156284.58
PO-0145-2	501017.505	2156278.91
PO-0145-3	501188.895	2156272.91
PO-0925-1	500845.404	2157065.43
PO-0925-2	501038.799	2157058.65
PO-0925-3	501216.196	2157052.44
PO-1680-1	500872.009	2157820.52
PO-1680-2	501065.262	2157813.18
PO-1680-3	501242.797	2157806.96
PO-2600-1	500852.924	2158741.19
PO-2600-2	501087.473	2158732.97
PO-2600-3	501275.003	2158726.41
PO-4225-1	500904.637	2160365.36
PO-4225-2	501144.525	2160357.98
PO-4225-3	501331.876	2160350.40

3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Con la finalidad de determinar la elevación del contacto entre el terraplén de tezontle y el suelo natural así como la deformación de la superficie del terreno (Figura 6), se sugiere realizar sondeos con Penetrómetro Dinámico Portátil (PANDA) hasta alcanzar el geotextil separador instalado en dicho contacto.

Se recomienda realizar primero ensayos de prueba para verificar que es posible hacer penetrar el Panda a través del tezontle y detectar sin ambigüedad la profundidad del terreno natural.

En caso afirmativo, se recomienda realizar sondeos de Panda semanalmente según una malla de módulo no superior a 50m en toda el área cargada con una profundidad máxima de 6.0 m de exploración.

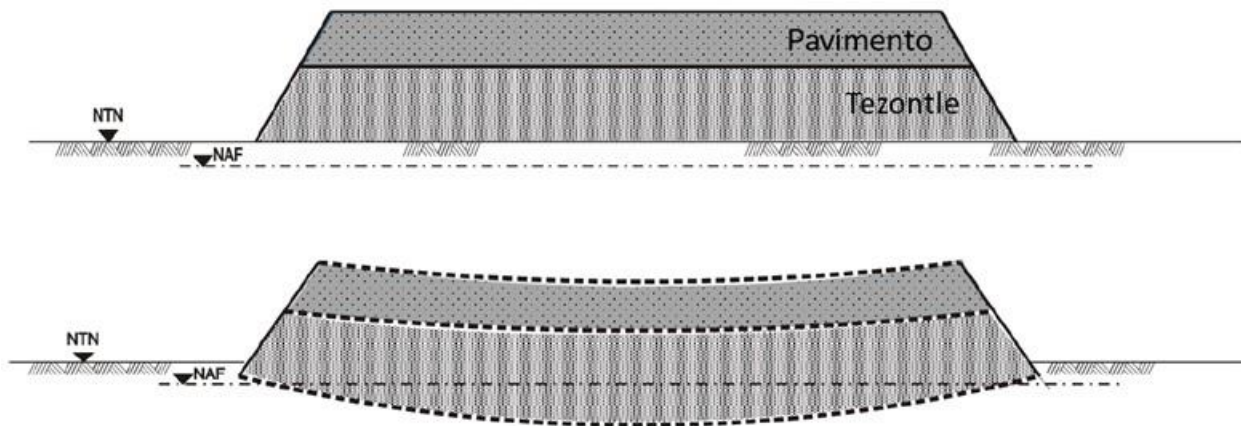


Figura 6. Asentamiento del terraplén

En la Figura 7, se muestra su distribución; en la Tabla 2, se indica su posición aproximada en coordenadas UTM.

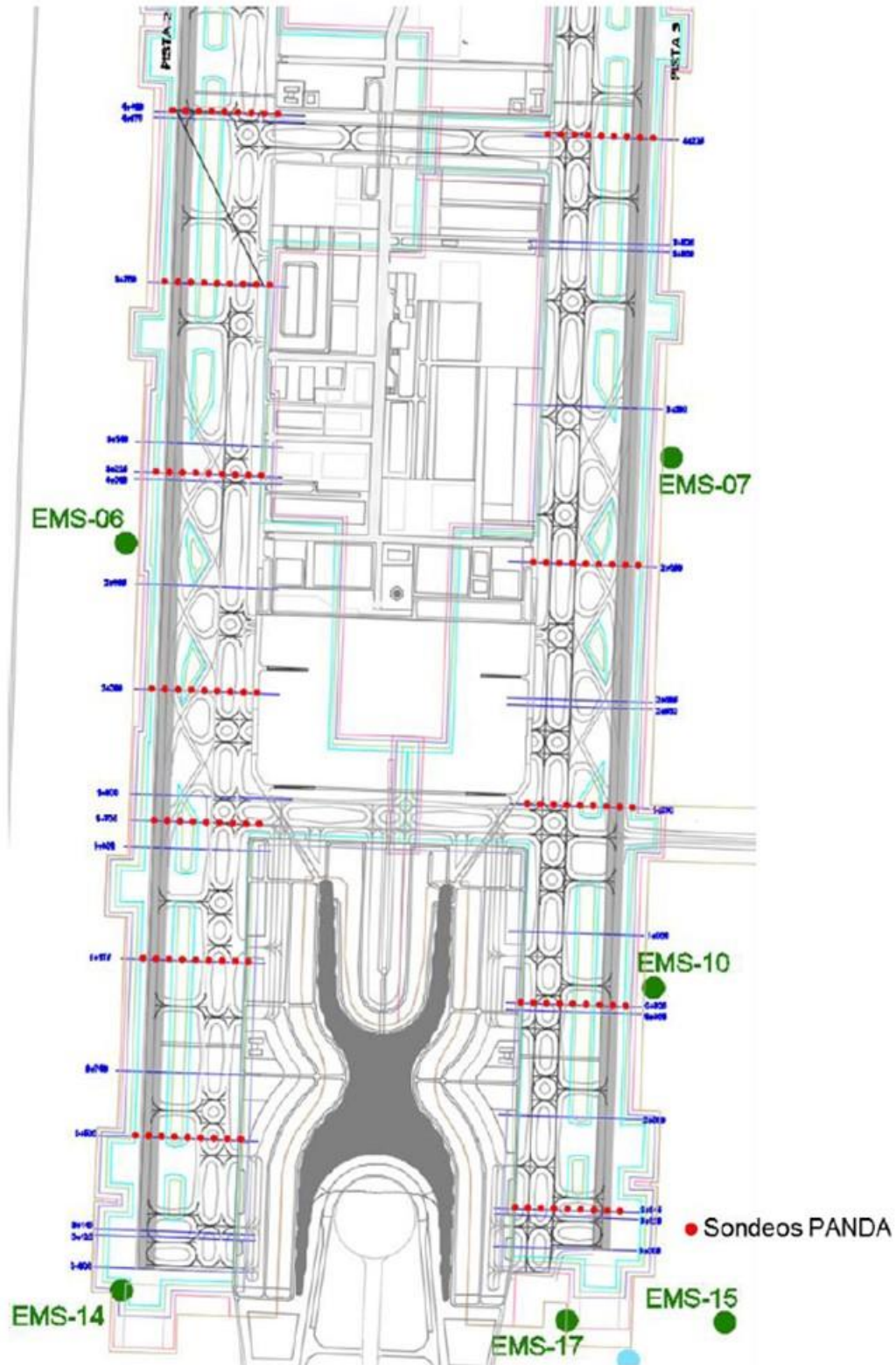


Figura 7. Ubicación de sondeos tipo PANDA.



Tabla 2. Coordenadas de los sondeos tipo PANDA en pistas 2 y 3.

Sondeo	X	Y	Sondeo	X	Y	Sondeo	X	Y
PND-01	499515.63	2160456.55	PND-37	500887.596	2158739.97	PND-73	499404.013	2157233.48
PND-02	499565.599	2160454.8	PND-38	500937.565	2158738.22	PND-74	499453.983	2157231.73
PND-03	499615.568	2160453.05	PND-39	500987.534	2158736.47	PND-75	499503.952	2157229.98
PND-04	499665.538	2160451.3	PND-40	501037.504	2158734.72	PND-76	499553.921	2157228.22
PND-05	499715.507	2160449.55	PND-41	501087.473	2158732.97	PND-77	499603.891	2157226.47
PND-06	499765.476	2160447.79	PND-42	501137.442	2158731.22	PND-78	499653.86	2157224.72
PND-07	499815.446	2160446.04	PND-43	501187.412	2158729.47	PND-79	499703.829	2157222.97
PND-08	499865.415	2160444.29	PND-44	501237.522	2158727.72	PND-80	499753.799	2157221.22
PND-09	499915.384	2160442.54	PND-45	501287.35	2158725.97	PND-81	499803.768	2157219.47
PND-10	500944.647	2160364.98	PND-46	499437.088	2158257.95	PND-82	500838.922	2157065.65
PND-11	500994.617	2160363.23	PND-47	499487.057	2158256.2	PND-83	500888.891	2157063.9
PND-12	501044.586	2160361.48	PND-48	499537.026	2158254.45	PND-84	500938.86	2157062.15
PND-13	501094.555	2160359.73	PND-49	499586.996	2158252.7	PND-85	500989.01	2157060.4
PND-14	501144.525	2160357.98	PND-50	499636.965	2158250.95	PND-86	501038.799	2157058.65
PND-15	501194.494	2160356.22	PND-51	499686.934	2158249.2	PND-87	501088.768	2157056.9
PND-16	501244.463	2160354.47	PND-52	499736.904	2158247.45	PND-88	501138.738	2157055.15
PND-17	501294.434	2160352.72	PND-53	499786.873	2158245.7	PND-89	501188.707	2157053.4
PND-18	501344.402	2160350.97	PND-54	499836.842	2158243.95	PND-90	501238.676	2157051.65
PND-19	499485.8	2159807.19	PND-55	500865.559	2157820.18	PND-91	499373.799	2156559.13
PND-20	499535.77	2159805.44	PND-56	500915.528	2157818.43	PND-92	499423.768	2156557.37
PND-21	499585.739	2159803.69	PND-57	500965.498	2157816.68	PND-93	499473.738	2156555.62
PND-22	499635.708	2159801.94	PND-58	501015.441	2157815.07	PND-94	499523.707	2156553.87
PND-23	499685.678	2159800.19	PND-59	501065.442	2157813.33	PND-95	499573.676	2156552.12
PND-24	499735.647	2159798.44	PND-60	501115.406	2157811.42	PND-96	499623.646	2156550.37
PND-25	499785.616	2159796.69	PND-61	501165.375	2157809.67	PND-97	499673.615	2156548.62
PND-26	499835.586	2159794.94	PND-62	501215.344	2157807.92	PND-98	499723.584	2156546.87
PND-27	499885.555	2159793.19	PND-63	501265.314	2157806.17	PND-99	499774.716	2156545.08
PND-28	499454.358	2159082.85	PND-64	499444.959	2157757.74	PND-100	500817.628	2156285.91
PND-29	499504.328	2159081.1	PND-65	499495.079	2157755.84	PND-101	500867.597	2156284.16
PND-30	499554.297	2159079.35	PND-66	499545.048	2157754.09	PND-102	500917.566	2156282.41
PND-31	499604.266	2159077.6	PND-67	499594.829	2157752.36	PND-103	500967.536	2156280.66
PND-32	499654.236	2159075.85	PND-68	499644.987	2157750.59	PND-104	501017.505	2156278.91
PND-33	499704.205	2159074.1	PND-69	499694.956	2157748.83	PND-105	501067.474	2156277.16
PND-34	499754.174	2159072.35	PND-70	499744.926	2157747.08	PND-106	501117.444	2156275.41
PND-35	499804.144	2159070.6	PND-71	499794.895	2157745.33	PND-107	501167.413	2156273.66
PND-36	499853.101	2159068.88	PND-72	499844.864	2157743.58	PND-108	501217.382	2156271.91



4. CONCLUSIONES

Los pozos de observación permitirán conocer el nivel de agua freática (NAF) bajo el área de precarga. Los sondeos con Penetrómetro Dinámico Portátil (PANDA) permitirán conocer la magnitud de deformación de la superficie del terreno natural inducida por el terraplén de tezontle y el material de precarga y la evolución de la posición del contacto entre tezontle y terreno natural.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-31

**Comentarios del II-UNAM a las observaciones de TASANA
(TSN_GACM_REP_0524) sobre la
“Validación de la prueba de consolidación por vacío con
membrana-Reporte mensual de mayo”**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Julio, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-31

Comentarios del II-UNAM a las observaciones de TASANA (TSN_GACM_REP_0524) sobre la “Validación de la prueba de consolidación por vacío con membrana-Reporte mensual de mayo”

1. INTRODUCCIÓN

En atención a la solicitud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) mediante el Oficio No. GACM/DG/DCI/SCO/0981/2017, en esta nota técnica se emiten los comentarios del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) referentes a las observaciones de TASANA (documento TSN_GACM_REP_0524) sobre la “Validación de la prueba de consolidación por vacío con membrana-Reporte mensual de mayo”.

El reporte emitido por TASANA es de carácter preliminar, debido a que al momento de su elaboración estaban iniciando los trabajos de construcción del tramo de prueba, relacionados específicamente con la aplicación de la técnica de vacío con membrana.

2. CONTENIDO DEL REPORTE DE TASANA

2.1 Progreso actual de la prueba de consolidación por vacío

En la parte inicial del documento TSN_GACM_REP_0524, TASANA presenta una descripción de la ubicación del tramo de prueba y sus características generales, tales como área y configuración. Así mismo, menciona las fechas de inicio y término del programa de construcción de la plataforma de prueba, así como sus actividades para la validación de la prueba. Por otra parte, describen detalles de los avances de la ejecución de la exploración geotécnica y de la instalación de los instrumentos de monitoreo. A la fecha de elaboración del reporte no se tenían resultados de la instrumentación geotécnica, ni de la exploración del suelo.

2.2 Validación preliminar de la prueba de consolidación por vacío con membrana

En su reporte mensual TASANA menciona que el proyecto de monitoreo de instrumentos elaborado por MENARD, presentado a través del documento MENARD/COC/NAICM-VAC/CAR_009), cumple con sus especificaciones y recomendaciones.



3. COMENTARIOS DEL II-UNAM

A partir de las visitas de campo realizadas por personal del II-UNAM y la información presentada por la contratista MENARD en las reuniones de avance celebradas quincenalmente en el sitio de prueba, se ha podido constatar paso a paso el avance de la construcción y monitoreo inicial del tramo de prueba de precarga combinada con consolidación por vacío con membrana.

Este tramo de prueba recientemente inició su construcción a (mediados de mayo 2017) a cargo de la empresa MENARD. La exploración geotécnica se efectuó cuando se tenía una primera capa de tezontle de 0.50 m de espesor (plataforma de trabajo). Al día de hoy, con un espesor de 1 m de tezontle continúa la instalación de drenes verticales prefabricados y de los drenes horizontales del sistema, para posteriormente construir las trincheras, colocar la membrana hermética y una última capa de tezontle sobre ésta.

Se prevé un período de aplicación de vacío de seis meses y un período de observación de dos meses posteriores al apagado del mismo. El II-UNAM, por encargo del GACM, dará seguimiento al desarrollo de esta prueba. Al respecto es importante comentar que durante las reuniones de avance en el sitio conjuntamente con personal del GACM, TASANA, MENARD y el II-UNAM se ha trabajado en la conceptualización del tramo de prueba, procurando cumplir dos objetivos importantes: el primero, la evaluación de la técnica de vacío con membrana para la consolidación del suelo del NAICM y el segundo, establecer diferencias entre el comportamiento de dicha técnica y la de vacío dren a dren.

En este momento todavía no es posible dar comentarios concluyentes acerca de la prueba. Sin embargo, algunos comentarios adicionales que se considera importante mencionar son:

- Se recomienda no depender únicamente del sistema de monitoreo automatizado propuesto por la contratista para dar seguimiento a la medición de los hundimientos del terraplén de prueba. En caso de falla de dicha estación automatizada, la redundancia en la medición manual de los instrumentos permitirá obtener resultados más confiables de la prueba.
- Respecto al punto anterior, a la fecha de elaboración de esta nota técnica se ha observado que una desventaja de la prueba de vacío con membrana es la dificultad de dar seguimiento al comportamiento del terraplén desde el inicio de su construcción. En efecto, con la colocación de cada capa de material (tezontle), las placas de asentamiento (que en otros tramos de prueba construidos en el sitio del



NAICM han permitido el monitoreo de los hundimientos de esos terraplenes desde su construcción) en esta prueba se tienen que ir re-colocando sobre cada nueva capa de material, porque la tecnología empleada no permite que los instrumentos queden debajo de la membrana hermética (para no perforarla).

- Se recuerda, que en caso de utilizar esta técnica en las obras del lado aire o en las áreas de plataformas del NAICM, las experiencias que se tienen del sistema de vacío con membrana hermética es que no funciona bien en áreas extensas. Por lo que, de ser utilizada, la zona tiene que ser subdividida y mejorada de forma individual para facilitar la instalación de la membrana, lo que puede incidir en la eficiencia del sistema. En esta situación, siempre se requiere de pantallas impermeables.
- Se cuenta, como punto de partida para evaluar la efectividad del efecto de vacío con membrana, de la medición de las ondas de cortante Vs mediante la técnica de sonda suspendida, antes de la aplicación de dicho tratamiento. Así mismo, se llevaron a cabo similares mediciones en la plataforma de vacío dren a dren, pero efectuadas después de concluido el proceso de aplicación de vacío; para consultar estos resultados, véase la Nota Técnica No. G-32 (II-UNAM, julio 2017). Se ha podido constatar con claridad el aumento en la velocidad de transmisión de ondas de cortante, y con ello en su rigidización, en la plataforma ya tratada con vacío dren a dren. Habrá de medirse y compararse en su momento, la ganancia que experimente el subsuelo en esas mismas velocidades, como resultado de la aplicación del vacío con membrana.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-32

**Resultados de los ensayos de sonda suspendida en los
tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y
vacío con membrana hermética**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Julio 14 de 2017



NOTA TÉCNICA No. G-32

Resultados de los ensayos de sonda suspendida en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana hermética

1. ANTECEDENTES

Como parte de los tramos de prueba construidos en el sitio del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) para verificar el efecto de la aplicación de vacío en la velocidad de consolidación de las arcillas compresibles que conforman la formación arcillosa superior (FAS), se están estudiando dos técnicas: (a) tecnología de precarga con drenes verticales y vacío dren a dren, y (b) tecnología de precarga con drenes verticales y vacío con membrana hermética. El tramo de prueba correspondiente a la tecnología de vacío dren a dren, a cargo de la empresa PIMOSA, consta de una precarga de 2 m de tezontle con drenes verticales prefabricados instalados en tres bolillo a cada 1.20 m, a 28 m de profundidad a partir del nivel del terreno natural. Este tramo inició su construcción a finales de junio 2016, tuvo un período de aplicación de vacío de seis meses (12/oct/2016 a 12/abril/2017) y dos meses de observación posterior al apagado de las bombas de vacío. La prueba concluyó el pasado 12 de junio del presente año, con un asentamiento total de 1.988 m (incluyendo el efecto del vacío, del tezontle y de los drenes). El tezontle de 2 m de altura quedó prácticamente incrustado en la arcilla al término de la aplicación del vacío.

A mediados de mayo 2017 inició la construcción del tramo de prueba correspondiente a la tecnología de vacío con membrana, a cargo de la empresa MENARD. La exploración geotécnica se efectuó cuando se tenía una primera capa de tezontle de 0.50 m de espesor (plataforma de trabajo). Al día de hoy, con un espesor de 1 m de tezontle continúa la instalación de drenes verticales prefabricados y de los drenes horizontales del sistema, para posteriormente construir las trincheras, colocar la membrana hermética y una última capa de tezontle sobre ésta. Se prevé un período de aplicación de vacío de seis meses y un período de observación de dos meses posteriores al apagado del vacío.

El Instituto de Ingeniería (II-UNAM) realizó ensayos de sonda suspendida en cada uno de estos tramos de prueba, como se describe a continuación.



2. ENSAYES DE SONDA SUSPENDIDA

El ensaye de sonda suspendida en el tramo de vacío dren a dren (Sds-01 PIMOSA) se ejecutó al centro del terraplén (donde se registraron los mayores asentamientos), sin ademe a lo largo de toda la perforación y con un enjarre de bentonita-cemento los primeros 2 m (donde quedó el tezontle prácticamente incrustado), la profundidad máxima medida fue de 54 m, con mediciones a cada 0.25 m de 1 a 10 m de profundidad y a cada 0.50 m el resto del ensaye. Para este tramo de prueba se consideró el nivel superior de la plataforma como cero. En la Figura 1 se puede ver el equipo durante la etapa de ensaye (4 julio 2017).

Para la prueba en el tramo de vacío con membrana hermética (Sds-01 MENARD) se consideró el nivel del terreno natural como cero (se descontó la capa de 0.50 m de tezontle que ya se había construido en el sitio como plataforma de trabajo). El ensaye se realizó sin ademe a lo largo de toda la perforación, a una profundidad máxima de 51 m, con mediciones a cada 0.50 m a partir de 1 m abajo del terreno natural. En la Figura 2 se muestra la ejecución del ensaye en el sitio (27 junio 2017).

La distancia entre ambos ensayos de acuerdo con las coordenadas de la Tabla 1 es de aproximadamente 164 m, relativamente pequeña para el tamaño del predio en estudio, lo que hace esperar que las características geotécnicas del subsuelo sean muy parecidas en ambos sitios, sobre todo en la arcilla que conforma la formación arcillosa superior (FAS), hasta los 28 m de profundidad.

Tabla 1 Ubicación de los sondeos de sonda suspendida

Tramo de prueba	X	Y	Z
Vacío dren a dren	500,984.87	2,155,392.60	2,228.30
Vacío con membrana hermética	500,820.84	2,155,385.31	2,228.02



Figura 1. Ensayo de sonda suspendida en el tramo de vacío dren a dren.



Figura 2. Ensaye de sonda suspendida en el tramo de vacío con membrana hermética.



En la Figura 3a se muestran los perfiles de velocidad de onda de cortante de ambos ensayos. Se puede apreciar que hasta los 25 m de profundidad en el tramo de vacío dren a dren (PIMOSA), sometido a la consolidación por vacío hasta la longitud de los drenes, muestra valores de aceleración mayores que los obtenidos en el tramo de MENARD donde todavía no se aplica presión de vacío. A partir de esta profundidad y hasta el final

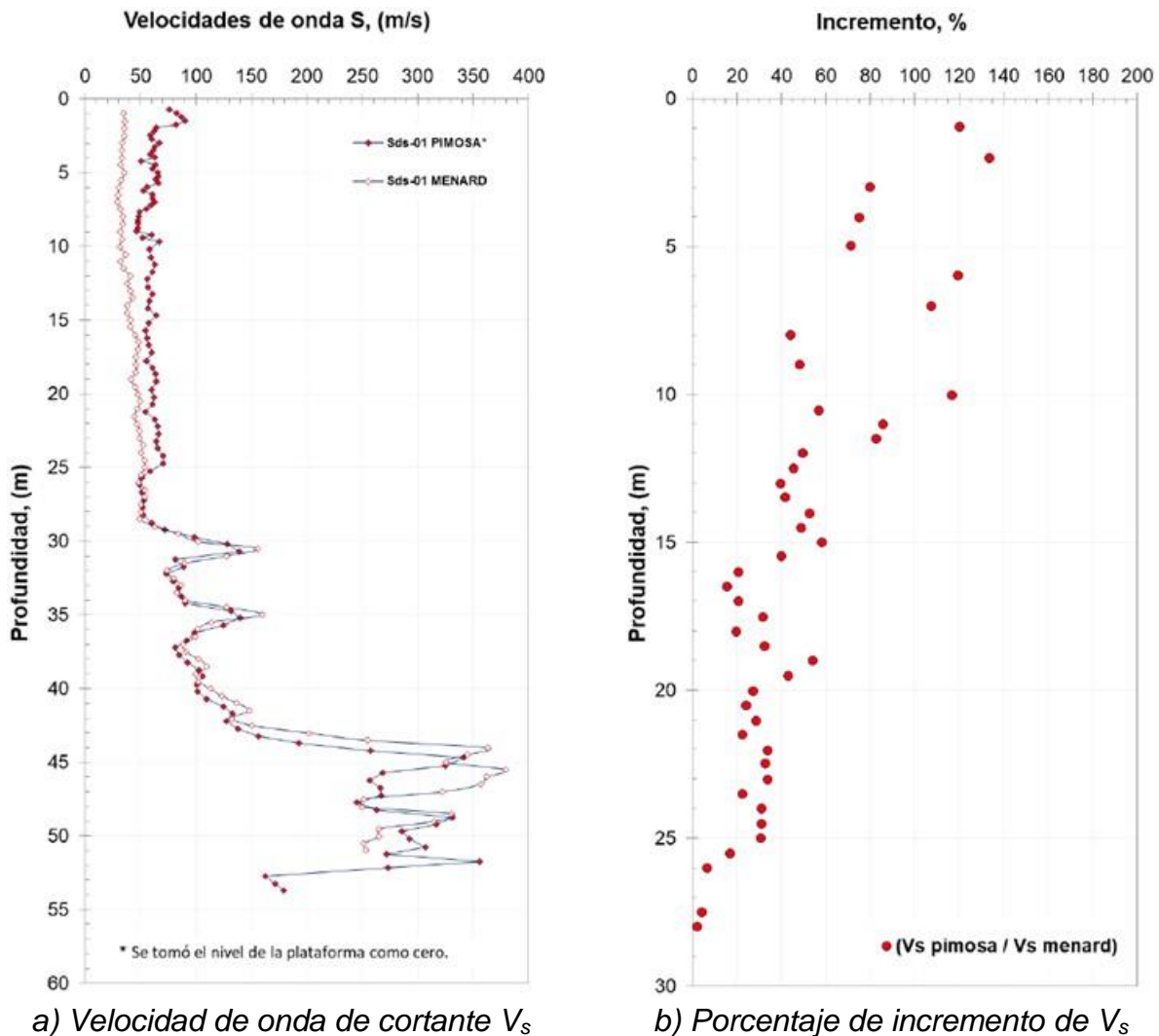


Figura 3. Perfiles V_s y porcentaje de incremento en la FAS



del ensayo, los valores de aceleración coinciden mucho en ambos sitios. En los resultados del tramo de PIMOSA se restaron los 28 cm que tiene de diferencia como cota con respecto al tramo de MENARD, el quiebre al llegar a la capa dura es prácticamente igual, lo cual permite compararlas punto a punto con la profundidad. En la Figura 3b se muestra para cada profundidad el incremento de la velocidad de onda de cortante por efecto de la aplicación de vacío y la precarga con drenes en el tramo de PIMOSA, considerando como referencia el ensaye realizado en el tramo de MENARD (en el que todavía no se aplica el vacío). Se puede ver que el incremento de las velocidades es mayor a profundidades someras, en promedio el 100% de incremento en V_s , y disminuye con una tendencia casi lineal hasta llegar a 0% a 26 m de profundidad.

La determinación de la velocidad de onda de cortante V_s es de gran utilidad en la geotecnia, ya que con este valor se puede calcular la rigidez del suelo: módulos de cortante G y elástico E , que pueden ser usados tanto en análisis dinámicos como estáticos.

3. CONCLUSIONES

Las velocidades de onda de cortante V_s medidas en los tramos de prueba de vacío dren a dren (PIMOSA) y vacío con membrana (MENARD) usando la técnica experimental de sonda suspendida muestran que el tramo donde ya se completó la prueba (PIMOSA) y el suelo estuvo sometido al efecto del vacío y la precarga con drenes tiene un incremento máximo (100%) cerca de la superficie del terreno y va disminuyendo su efecto con la profundidad. El aumento en la rigidez será más pronunciado puesto que depende de V_s^2 .



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-33

**Sobre los requerimientos técnicos del adquirente de
datos para la instrumentación sismo-geotécnica de la
cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo
del NAICM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Julio, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-33

Sobre los requerimientos técnicos del adquirente de datos para la instrumentación sismo-geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM

1. INTRODUCCIÓN

En abril del presente año, el Instituto de Ingeniería (II-UNAM) entregó la Nota Técnica No. G-9 referente a la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA). Posteriormente, en mayo se entregó una Adenda a tal nota dando respuesta a algunos cuestionamientos de ALDESA, sobre aspectos técnicos de esta instrumentación. Más recientemente ha surgido el cuestionamiento sobre la compra del adquirente de datos propuesto en tales documentos entregados.

En este documento se exponen los argumentos que sustentan la necesidad de contar con ese adquirente, para lo que se exponen los requerimientos técnicos que éste debe cumplir.

2. ARGUMENTOS

Una lección bien clara de los sismos de 1985 (Mendoza, 1987; y Mendoza y Auvinet, 1988) es que en el Valle de México, la condición más crítica que enfrenta una cimentación con pilotes de fricción es ante un evento sísmico severo. También sabemos (Auvinet y Mendoza, 1986) que este tipo de cimentación sufrió el mayor porcentaje, 13.5% de la población total de edificios en la parte central de la CDMX con 6 a 15 pisos, de daños debidos a un comportamiento deficiente de su cimentación, manifestados por significativos asentamientos diferenciales, totales y daños estructurales.

Así pues, la instrumentación sismo-geotécnica que se ha planteado para la cimentación de la TCTA va más allá de su propia construcción. En efecto, no sólo cubre la etapa de la edificación, sino que pone atención a la etapa de operación, dados los antecedentes antes señalados. Siendo la TCTA vital para la operación del NAICM, el edificio emblema del mismo, el edificio más alto y con los pilotes de fricción más cortos que se construya



en el Valle de México, se considera indispensable monitorear su comportamiento, precisamente en esos momentos más críticos. A lo anterior, debe agregarse que por primera vez también, se incluirán en su construcción aisladores sísmicos de base, que buscan reducir la respuesta dinámica de la Torre, ante eventos sísmicos severos.

3. REQUERIMIENTOS

ALDESA ha solicitado cotizaciones a algunos proveedores de adquisidores de datos, pero nos ha manifestado que la solución propuesta por el II-UNAM no es la más económica.

Los requerimientos técnicos que debe cumplir el adquisidor de datos para la instrumentación sismo-geotécnica son los siguientes:

- El adquisidor debe ser capaz de programarse para registrar y grabar lecturas antes (pre-evento) durante y después (post-evento) de un sismo, registrando como mínimo 250 muestras por segundo, de 36 canales, resultantes de sensores acelerométricos y geotécnicos. Se conectarán dos acelerómetros triaxiales, los que establecerán que cuando un umbral de aceleración previamente definido se rebase, se activará el registrador y guardará la información proveniente de los sensores acelerométricos y geotécnicos. Los acelerómetros tienen un papel primordial en el sistema de instrumentación, por lo que es indispensable que cumplan con las especificaciones que se presentan en el Anexo A de esta Nota.
- El adquisidor debe tener la capacidad de guardar la información tanto de los sensores acelerométricos como de los geotécnicos; para la lectura de estos últimos se requiere hacer una adecuación en la interfaz entre los canales del adquisidor, y los cables conductores de tales sensores.
- El registrador debe permitir disponer de la información acelerométrica y geotécnica con la misma tasa de muestreo. Con esto se podrán comparar e interpretar las diferentes variables durante un sismo, asociando causas y efectos.
- La consola lectora deberá contar con comunicación remota, vía internet mediante un modem. Así, la información guardada podrá ser recabada desde cualquier computadora autorizada que cuente con acceso a internet. Además, por esta misma vía, se podrán modificar las configuraciones del registrador y consultar el estado de la batería.



Por otra parte, se puntualiza que el adquisidor requiere algunas adaptaciones en once de sus canales para recibir y enviar la señal de seis (6) celdas de carga que serán instaladas en la cabeza de seis pilotes y de cinco (5) de los veinticuatro (24) deformímetros que ya fueron ahogados en los pilotes. Estas adecuaciones elevan el costo del adquisidor. Los instrumentos que serán conectados en el adquisidor de datos dinámico así como su modelo, características eléctricas como voltaje y resistencia de entrada se presentan en la Tabla 1.

Las características antes mencionadas las cumple una consola modelo Dolomite para 36 canales, de la marca Kinometrics, cuya ficha técnica se incluye en el Anexo B; se trata de un equipo que ha empleado el II-UNAM en otros proyectos, en los que ha probado sus bondades. No se omite mencionar que en una instrumentación como la que aquí se expone, cabe recurrir a sistemas robustos y probados, toda vez que un evento sísmico no se repite. No obstante, si algún otro sistema de adquisición de datos dinámicos disponibles en el mercado cumple cabalmente con los requerimientos técnicos, valdría la pena analizar lo que ofrece y tomarlo en consideración para emplearlo en la instrumentación en cuestión. Por tanto, el registrador Dolomite puede tomarse como patrón de comparación para juzgar si otro equipo cumple con las características requeridas.

Tabla 1 Características de los sensores geotécnicos a conectarse en el adquisidor de datos.

Instrumento	Marca	Modelo	Cantidad de canales	Resistencia de entrada (Ω)	Resistencia de salida (Ω)	Voltaje de excitación
Deformímetro resistivo	Vishay	EGP-5-350	5	350	350	2 VCD
Celda de carga resistiva	Geokon	3000	6	350 a 700	350 a 700	2 a 12 VCA o CD
Celda de presión resistiva	Geokon	3500	10	-	-	10 V máximo
Piezómetros	Geokon	3400	3	-	-	10 V máximo
Piezo-celdas	Geokon	3500	6	-	-	10 V máximo
Acelerómetros	Kinematics	Episen sor (ES-T)	6	-	-	± 12 V



Será la compañía constructora quien se responsabilice de satisfacer convenientemente las especificaciones del equipo, lo que quedará a juicio de personal técnico del II-UNAM.

REFERENCIAS

Auvinet, G. y Mendoza, M.J. (1986). “Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985”, Memorias SS1985, SMMS, México D.F.

Mendoza, M.J. (1987). “Foundation engineering in Mexico City: Behavior of foundations”, Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Vol. 2, SMMS, México D.F., 351-367.

Mendoza, M.J. y Auvinet, G. (1988). “The Mexico earthquake of September 19, 1985: Behavior of building foundations in Mexico City”, Earthquake Spectra, EERI, Vol. 4 (4), 835-853.



ANEXO A

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LOS ACELERÓMETROS TRIAXIALES REQUERIDOS




KINEMATICS



EpiSensor ES-T Force Balance Accelerometer

The EpiSensor ES-T: A Flexible, Versatile Value

Kinematics announces its latest line of earthquake sensors – EpiSensor force balance accelerometers. Model FBA ES-T is a triaxial surface package useful for many types of earthquake recording applications. The unit consists of three EpiSensor force balance accelerometer modules mounted orthogonally in one small convenient package. With fullscale recording ranges of ± 0.25 to $\pm 4g$ (user selectable) the EpiSensor provides on-scale recording of earthquake motions even at nearfault locations and in a wide variety of structure types.

The significantly improved bandwidth of DC to 200 Hz allows engineers and scientists to study motions at higher frequencies while maintaining the very important DC response that allows simple field calibration and reduces post-processing confusion.

Output circuitry is also significantly enhanced. Several types of outputs can be field-selected by the user: $\pm 2.5V$ single-ended output for use with traditional Kinematics earthquake recording instruments; $\pm 10V$ single-ended or $\pm 20V$ differential output for use with Kinematics digital recorders and other 24-bit digital recorders currently on the market.

EpiSensor force balance accelerometers are also available in uniaxial (the FBA ES-U) and borehole (the FBA ES-SB shallow and FBA ES-DH deep) packages.

FEATURES

- Low noise
- Extended bandwidth - DC to 200Hz
- User-selectable full-scale range
- Calibration coil (standard)
- Single-end or differential output (user selectable)
- Double-stage transient protection

SPECIFICATIONS

Dynamic range:	155 dB+	Linearity:	< 1000 $\mu g/g2$
Bandwidth:	DC to 200Hz	Hysteresis:	< 0.1% of full scale
Calibration coil:	Standard	Cross-axis sensitivity:	< 1% (including misalignment)
Full-scale range:	User selectable at $\pm 0.25g$, $\pm 0.5g$, $\pm 1g$, $\pm 2g$ or $\pm 4g$	Zero point thermal drift:	< 500 $\mu g/^{\circ}C$ (1g sensor)
Outputs:	User selectable at: $\pm 2.5V$ single-ended $\pm 10V$ single-ended $\pm 5V$ differential $\pm 20V$ differential	ESD, RF, EMI protection:	Double stage transient protection with gas arrester elements
Zero adjust:	Three user-friendly access holes for simple, safe, efficient adjustment	Power consumption:	12mA from +/- 12V (Standard Amp) 35mA from +/- 12V (Low Noise Amp) Single supply option available
		Physical size:	13.3 cm diameter (cylinder), 6.2 cm high
		Mounting:	Single bolt mounting, three adjustable leveling feet and bubble level
		Connection:	Single military-style metal connector
		Operating Temperature:	-20° to 70°C (0° to 160°F)
		Housing:	Watertight enclosure

 The Kinematics facility in Pasadena, CA has a certified ISO9001 Quality Management System.

USA • 222 Vista Ave., Pasadena, CA 91107
Tel (626)795-2220 | Fax (626)795-0668

Switzerland • Z.I. Le Tressin 68, 1028 Preverenges
Tel +41 (21) 803-2829 | www.kinematics.com

10-23-13



ANEXO B

FICHA TÉCNICA DEL ADQUISIDOR DE DATOS REQUERIDO



The **Dolomite+** is a full-featured Central Recording System based on the Obsidian recorder. Offering high dynamic range on up to 36 channels and with exemplary timing accuracy and spectral purity, the **Dolomite+** advances the standards of seismic data recording. Built on Kinometrics' **Rock** platform, **Dolomite+** is easy to integrate with other **Rock** line of products & **Quanterra** instruments allowing users to develop highly flexible monitoring solutions. As with all Kinometrics instrumentation, the Dolomite is designed and tested to ensure ultra-reliable operation in rugged field conditions.

Inside the enclosure the sensor cables are routed behind the **Dolomite+** and exit on either side of the mounting plate for channel distribution, tie points are provided for cable management at these locations. An AC power cord, a dual outlet with transient protection and an EMI/RFI filter is provided to protect the AC/DC charger and power supply. Up to four 12VDC 35Ah gel cell batteries can be housed inside the enclosure.

The **Dolomite+** manages power by constantly monitoring AC power loss, the batteries' state of charge, temperature and voltage levels. During an AC power loss the system continues to operate without disruption of battery power. As the AC power is restored the Dolomite will determine if battery charging is required and start the charge cycle.

Dolomite+

Up to 36 Channels Central Recording System

FEATURES

- Up to 36 channels at -130dB dynamic range
- Record and communicate multiple sample rates
- Each channel can be set up independently
- Multiple data formats and telemetry protocols
- Power Management for ultra-low power operation
- Designed for quick and easy installation & low total cost of ownership

SPECIFICATIONS



12 Channel Dolomite+
based on Obsidian Recorder

Housing

Type: NEMA 4
Mounts: Wall or floor with direct bolts into concrete or mounting supports
Size: Width, 22.5" (57 cm); Depth, 16" (41 cm); Height, 24" (61cm)
Weight: Without batteries, 100 lbs. (45 kg); With 2 batteries, 150 lbs. (68 kg)

Environment


Operating temperature: -20° to 70°C Operation
Humidity: 0-100% RH (Non-condensing)




KINEMATRICS

SPECIFICATIONS

Channels	
Obsidian:	3 x (3+1) Channels (Obsidian 12X) 6 x (3+1) Channels (Obsidian 24X) 9 x (3+1) Channels (Obsidian 36X)
Input level:	5Vpp, 10Vpp, 40Vpp Differential Input
Data Acquisition	
Type:	Individual 24-bit Delta Sigma converter per channel
Anti-alias filter:	Double Precision FIR Filter Causal/Acausal; >140 dB attenuation at output Nyquist
Dynamic range:	200 sps ~127 dB (RMS noise to RMS clip - Typical) 100 sps ~130 dB (RMS noise to RMS clip - Typical)
Frequency response:	DC to 80 Hz @ 200 sps
Sampling rates:	1, 10, 20, 50, 100, 200, 250, 500, 1000, 2000, 5000 sps
Channel skew:	None - simultaneous sampling of all channels
Acquisition modes:	Continuous, triggered, time windows
Output data format:	24 bit signed (3 bytes) in user selectable format
Parameter calculations:	Calculations of key parameters in real-time, including JMA intensity
Real time digital output:	Ethernet or RS-232 output of digital stream
Trigger	
Type:	IIR bandpass filter (three types available)
Trigger selection:	Independently selected for each channel
Threshold trigger:	Selectable from 0.01% to 100% of full scale
Trigger voting:	Internal, external and network trigger votes with arithmetic combination
Additional trigger:	STA/LTA, Time Window
Timing	
Type:	Oscillator digitally locked to GPS or PTP; Integrates completely with system, providing timing, internal oscillator correction and position information.
Shared timing:	3 Ports for shared timing for multiple local units
Timing: accuracy:	<1 microseconds of UTC with GPS or PTP
Storage	
Data slot:	Internal SDHC Card Slot, standard 32 GB
System slot:	Internal SDHC Card Slot, 4 GB
Recording capacity:	Approximately 42 kB per channel per minute on Memory Card of 24-bit data @ 200 sps. (33 days of 4x200sps recording on 8GB Data card)
SDHC Format:	Linux EXT4
Data:	Offloaded automatically to removable thumb drives connected to a USB host port. Parallel recording (mirroring) data on an external USB thumb drive. USB drives format: FAT32
Communications	
Ethernet interface:	Real Time Telemetry (Multiple destinations TCP/IP Protocol), Parameter set up, and event retrieval (FTP/SFTP) RS-232 interface; Real Time Telemetry (over modem, radio, etc.), Parameter set up, and event retrieval
Modem:	Built in modem, Remote access, initiated by user or by the Obsidian
Telemetry:	Real-time data via DFS, SEEDLink, Earthworm, Antelope compatible ORB server, or Altus SDS protocols.
Instrument Software	
Type:	Multi-tasking operating system supports simultaneous acquisition and interrogation; allows remote and automatic firmware upgrades
Security:	Supports SSH and SSL
System control:	Configure sample rate, filter type, trigger type and voting, maintains communications and event storage
File formats:	Kinematics EVT, MiniSEED, SAC, COSMOS, MATLAB, SUDS, SEISAN, ASCII, others
Intelligent alerting:	Initiate communications when an event is detected or if an auto-diagnostic failure occurs
Auto-diagnostics:	Continuously check system voltages, temperature, humidity, and timing system integrity
Rapid setup:	Can be configured from a parameter file
System timing:	Supports PTP Slave and PTP Master timing (Using Internal GPS as Master clock), NTP and External 1PPS
I/O and Display	
Power input:	Mil-style connector for DC power input, external battery connection, Power over Ethernet (Option)
Interfaces:	10/100 BaseT Ethernet Port
(M12 connectors)	3 x USB 2.0 Host Ports USB 2.0 Device 3 x RS-232 DFS Port (RS232) Linux Console (RS232) POTS Modem 3 x Time/Power Ports (1PPS In/Out, Switched Power) GPS Antenna (TNC)
EMI/RFI protection:	All I/O lines EMI/RFI and transient protected
LED:	System, power and event status, Ethernet Link & Data



KINEMATICS

SPECIFICATIONS

Support Software

Altus File Viewer:	Multiplatform program for rapid review of waveforms and event information.
Antelope:	Comprehensive commercial network operational and mgmt system for medium and large networks
Earthworm:	Comprehensive public domain network operational and management system for medium and large networks
NMS:	Commercial PC-based network management system for small to medium sized networks via modem or real-time data
RockTalk:	Multiplatform program for command and control
Rockhound:	Commercial open architecture user-extensible real-time data collection and processing software that runs on a variety of computers
PSD:	Commercial Pseudo Spectral Density software for earthquake data analysis
SMA:	Commercial Strong Motion Analyst software for earthquake data analysis and processing
K2COSMOS:	Conversion software from Altus EVT file format to COSMOS v1.20 format (COSMOS format can also be produced natively from the Obsidian)
Miscellaneous:	Format converters to ASCII other formats. Web Server for command and control, Optional Software Development Kit and Compilers. Contact Kinematics for other options.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-34

Verificación de siete piezómetros a instalarse en el tramo de prueba de vacío con membrana

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Agosto, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-34

Verificación de siete piezómetros a instalarse en el tramo de prueba de vacío con membrana

1. ANTECEDENTES

En la reunión del 01 de junio de 2017 celebrada en el campamento de obra del GACM ubicado dentro del predio del NAICM, se indicó en la minuta No. 04 MTM01- 06-17 la solicitud al Instituto de Ingeniería de la verificación de cinco piezómetros de cuerda vibrante marca Geokon a instalarse en el tramo de vacío con membrana (Menard). Asimismo, en la reunión celebrada el 28 de junio del 2017, se indicó en la minuta No. 06 MTM28-06-17 la solicitud al Instituto de Ingeniería de la verificación de otros dos piezómetros de cuerda vibrante marca Geokon a instalarse también en el tramo de vacío con membrana (Menard). Las capacidades de los piezómetros verificados se muestran en la Tabla 1.

Se verificaron el 5 y 28 de junio, cinco en el primer lote y dos en el segundo, respectivamente.

Tabla 1. Calibración y verificación experimental realizada por el II-UNAM

Piezómetro	Modelo	Serie	Capacidad kPa
1	4500DP-1-350kPa	1718426	350
2	4500DP-1-350kPa	1718432	350
3	4500DP-1-350kPa	1718434	350
4	4500DP-1-350kPa	1718436	350
5	4500DP-1-350kPa	1721480	350
6	4500DP-1-700kPa	1717316	700
7	4500DP-1-700kPa	1719990	700

2. VERIFICACIÓN

El procedimiento consistió en introducir el piezómetro en un depósito metálico que contenía agua, de tal forma que la parte sensible del piezómetro quedara sumergida



(Figura 1). Se tapó el depósito y se le aplicó presión con un regulador manual de precisión, la que se direccionó también a la columna de mercurio (utilizada como elemento patrón) para registrar su altura y calcular la presión aplicada al sensor. Para cada valor de presión aplicada se registró el valor que arroja el módulo de adquisición de datos (cuentas).

Para la verificación de los piezómetros se realizó un ciclo de carga–descarga. En el caso de los piezómetros de 350 kPa se verificaron hasta esta presión, mientras que los de 700 kPa se llevaron sólo al 65%, debido a la capacidad del sistema patrón utilizado.

El fabricante presenta ecuaciones, lineal y polinómica para la obtención de la presión. Para la revisión sólo se utilizó la segunda:

$$P = AR_1^2 + BR_1 + C + K(T_1 - T_0) - (S_1 - S_0) \quad \text{Ecuación polinómica.}$$

Donde:

- P Presión en kPa.
- A, B Constantes del sensor proporcionadas por el fabricante para el ajuste polinómico, en kPa.
- C Constante del sensor obtenida con el criterio de campo para el ajuste polinómico, en kPa.
- K Factor térmico en kPa/°C.
- R₀ y R₁ Lecturas del módulo durante la calibración en la fábrica y durante la operación, respectivamente.
- T₀ y T₁ Temperaturas de calibración en la fábrica y durante la operación, respectivamente.
- S₀ y S₁ Presión atmosférica donde se obtuvo el valor de C y donde se instaló en campo, respectivamente.



Figura 1. Tanque presurizado con piezómetro a calibrar

Tomando los valores de A y B se calculó el valor de C considerando el criterio de campo. En efecto, para calcular la constante C es necesario hacer una lectura del sensor sometido solamente a la presión atmosférica. Luego, las variables $S_i = S_0$ y $T_i = T_0$, dado que se mide en un mismo lugar, la presión atmosférica y la temperatura se eliminan, por lo tanto, se tiene lo siguiente:

En la que si $P = 0$

$$C = -[AR_1^2 + BR_1] \quad \text{Valor de C, criterio de campo.}$$

Con este valor de C se verificó la linealidad y precisión de los sensores.

Se graficaron las presiones calculadas a partir de las constantes (criterio de campo) contra las experimentales tomadas con el elemento patrón y aplicando un ajuste con mínimos cuadrados se obtuvo su pendiente (que debe ser muy cercana a 1) y ordenada.

En las Figuras 2a a 8a se muestran los resultados de la presión experimental contra el número de cuentas en el módulo de adquisición de datos; a su vez, en las Figuras 2b a 8b se presenta la comparación de la presión experimental aplicada, con la calculada a partir de los datos de A y B del fabricante y de C con el criterio de campo. Como se puede apreciar en estas últimas gráficas, en todos los casos la diferencia entre los valores

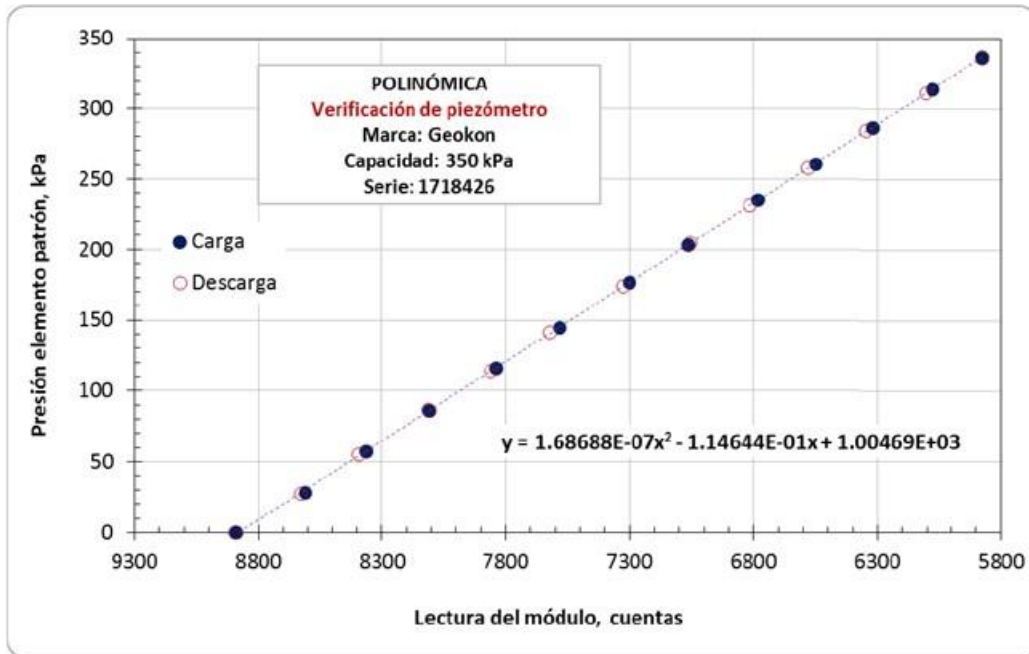


experimentales y los obtenidos con el criterio de campo son muy parecidos, la diferencia de las pendientes respecto a la unidad está entre 0.001 y 0.007.

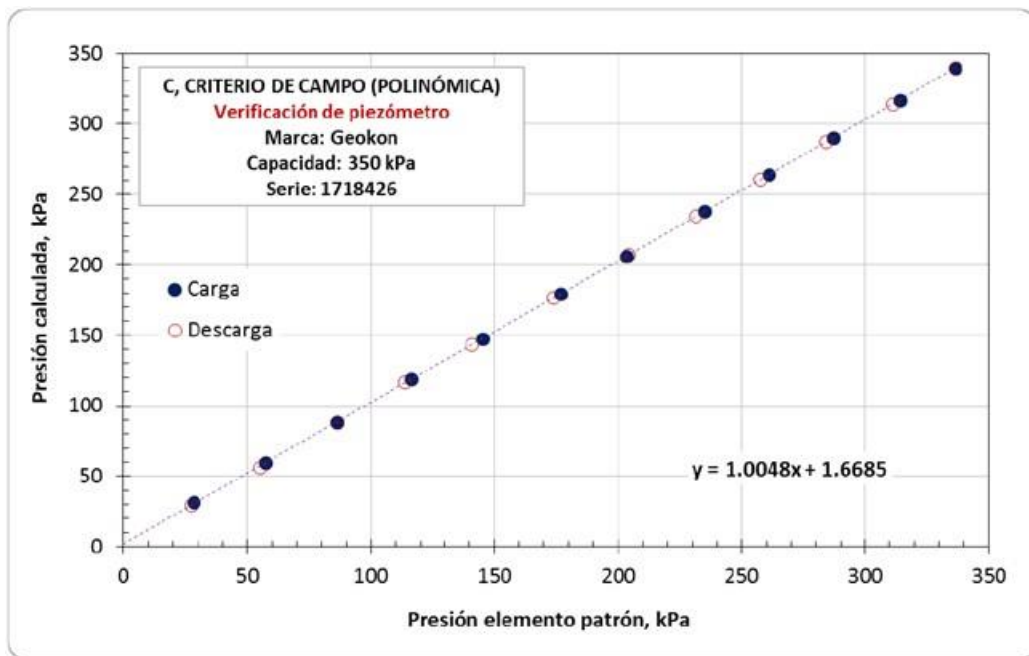
Como se muestra en los resultados de la Tabla 2, utilizando las constantes A y B proporcionadas por el fabricante y el con el valor de C (criterio de campo) las presiones calculadas presentan una precisión adecuada. Siempre es necesario calcular el valor de C en el sitio de instalación con el método antes descrito.

Tabla 2 Resultados experimentales de la verificación de los piezómetros

Piezómetro			CONSTANTES			Polinómica	
			Fábrica		II UNAM (Laboratorio)		
Número	Serie	Capacidad <i>kPa</i>	A	B	C_{campo}	Pendiente	ordenada
1	1718426	350	-2.173E-07	-0.1095	9.906E+02	1.0048	1.6685
2	1718432	350	-2.422E-07	-0.1152	1.045E+03	1.0024	0.3952
3	1718434	350	-1.586E-07	-0.1132	1.025E+03	1.0073	0.1861
4	1718436	350	-2.473E-07	-0.1096	9.926E+02	0.9930	2.2212
5	1721480	350	8.919E-09	-0.1109	1.002E+03	1.0017	0.0337
6	1717316	700	-4.491E-07	-0.1645	1.532E+03	1.0011	0.6775
7	1719990	700	-1.309E-07	-0.1634	1.452E+03	1.0018	-0.3380

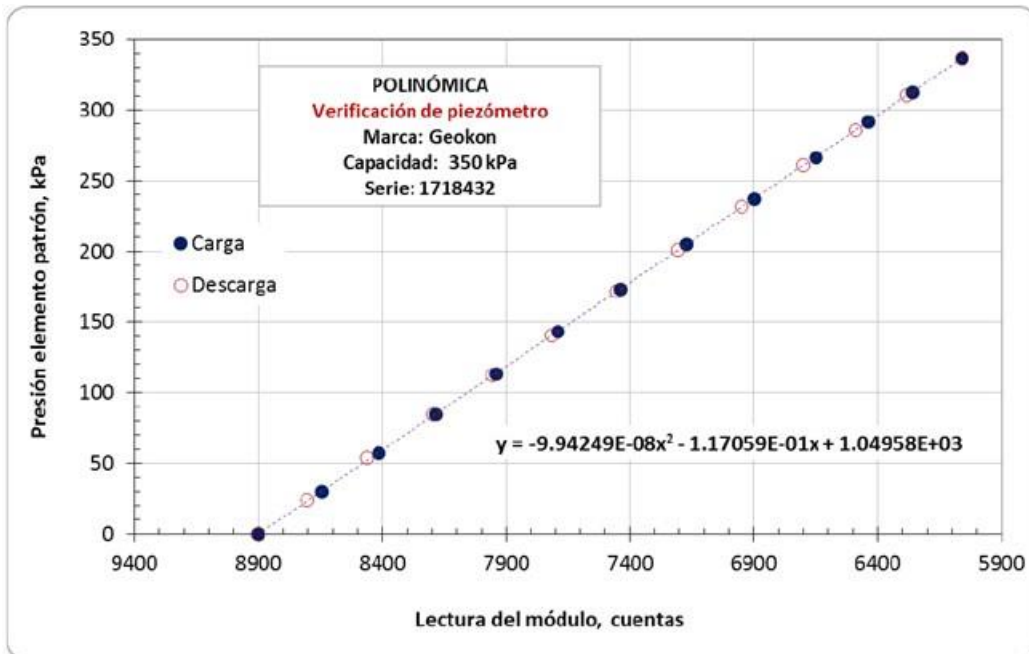


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

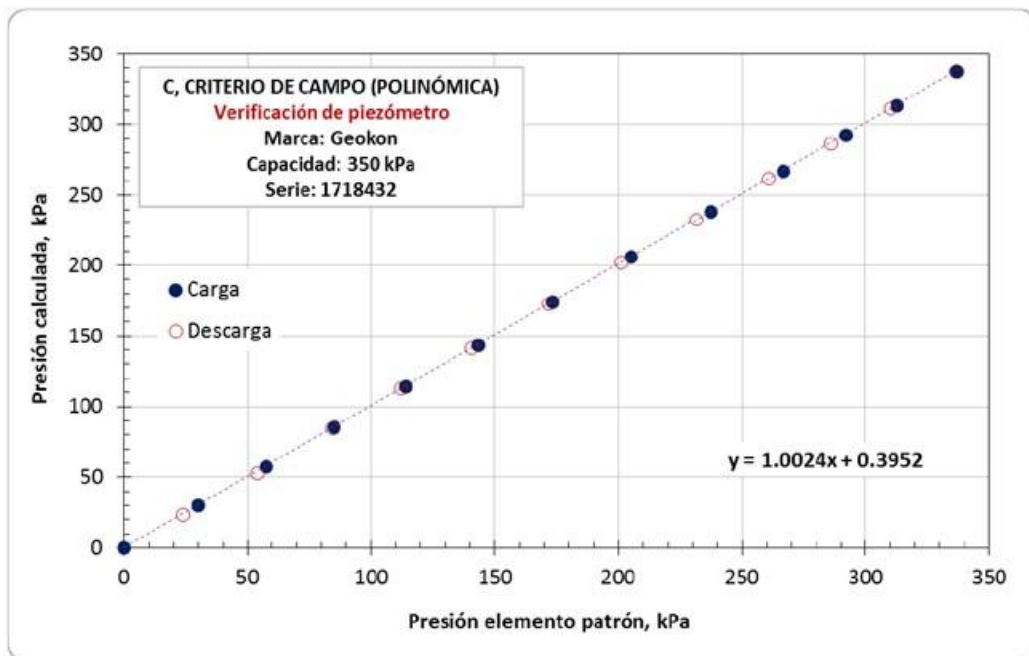


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 2. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1718426 y capacidad de 350 kPa

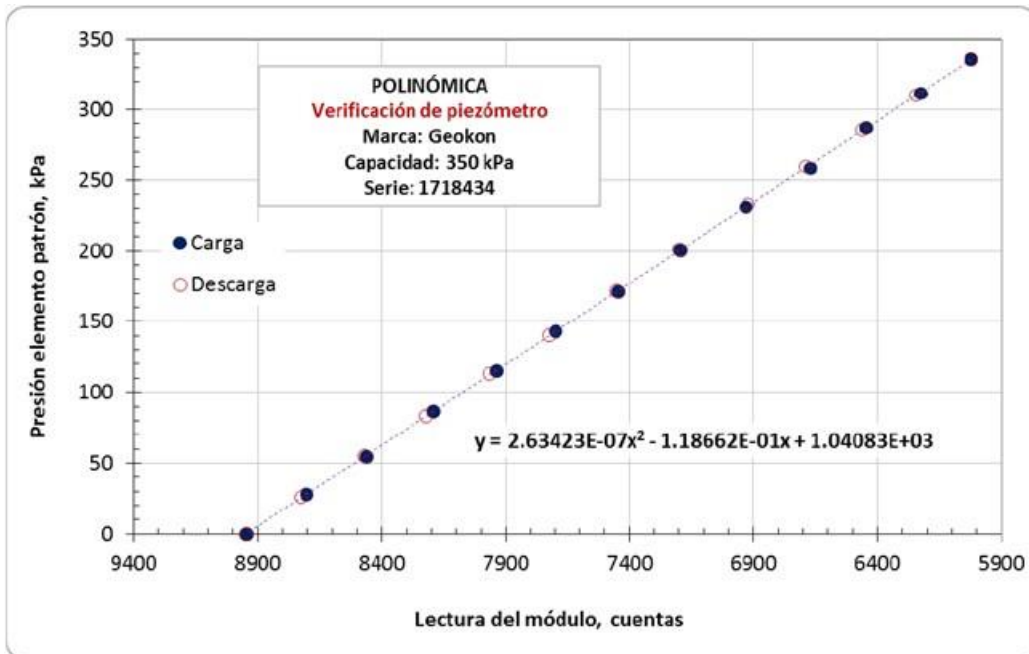


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

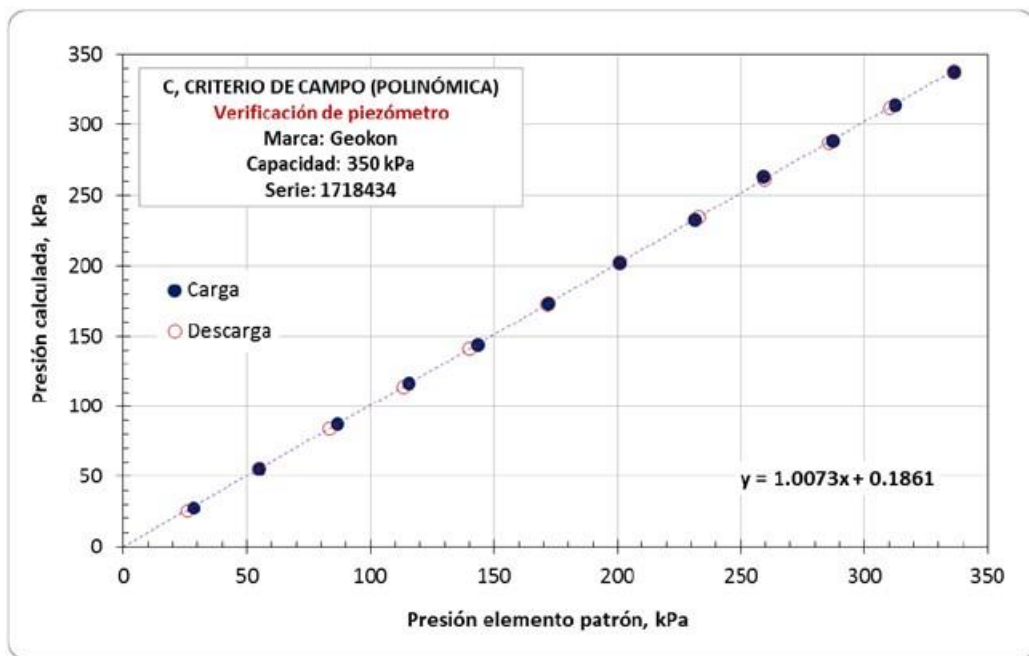


b) Gráfica de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 3. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1718432 y capacidad de 350 kPa

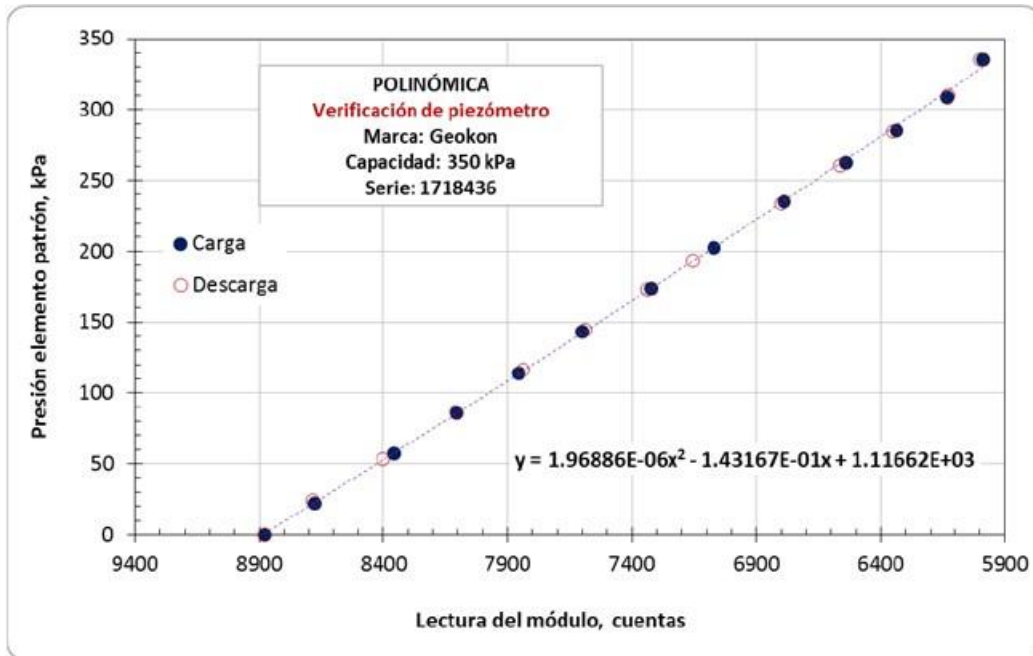


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

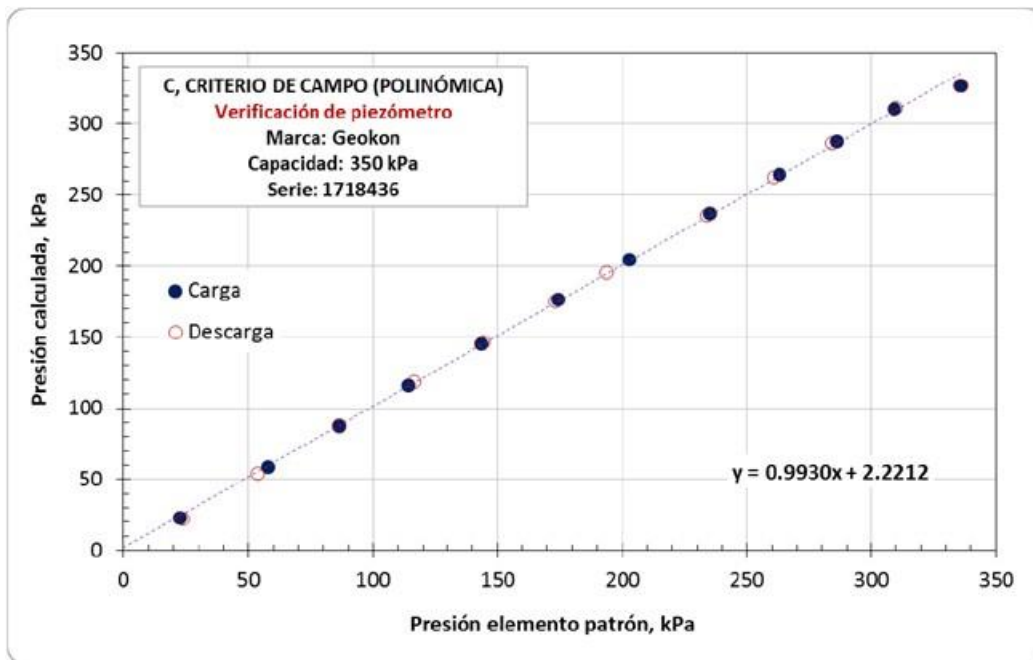


b) Gráfica de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 4. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1718434 y capacidad de 350 kPa

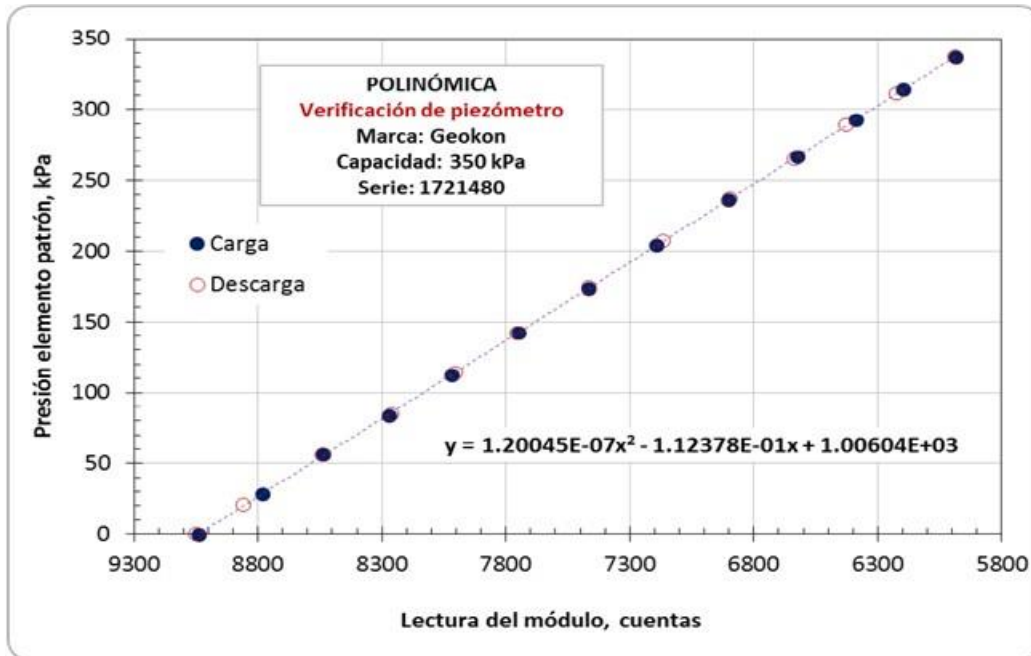


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

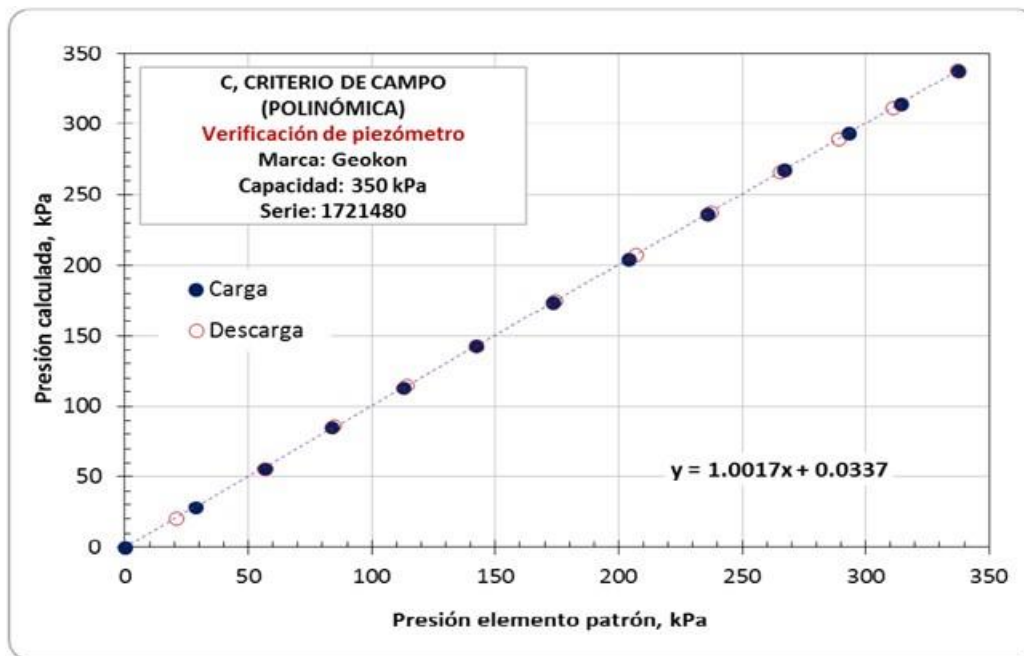


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 5. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1718436 y capacidad de 350 kPa

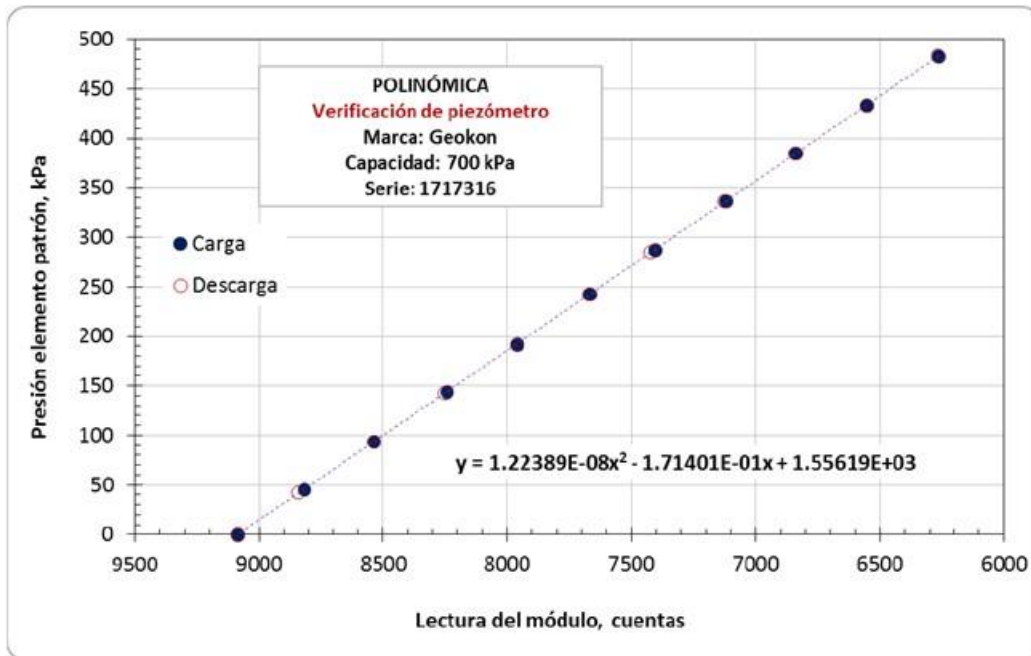


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

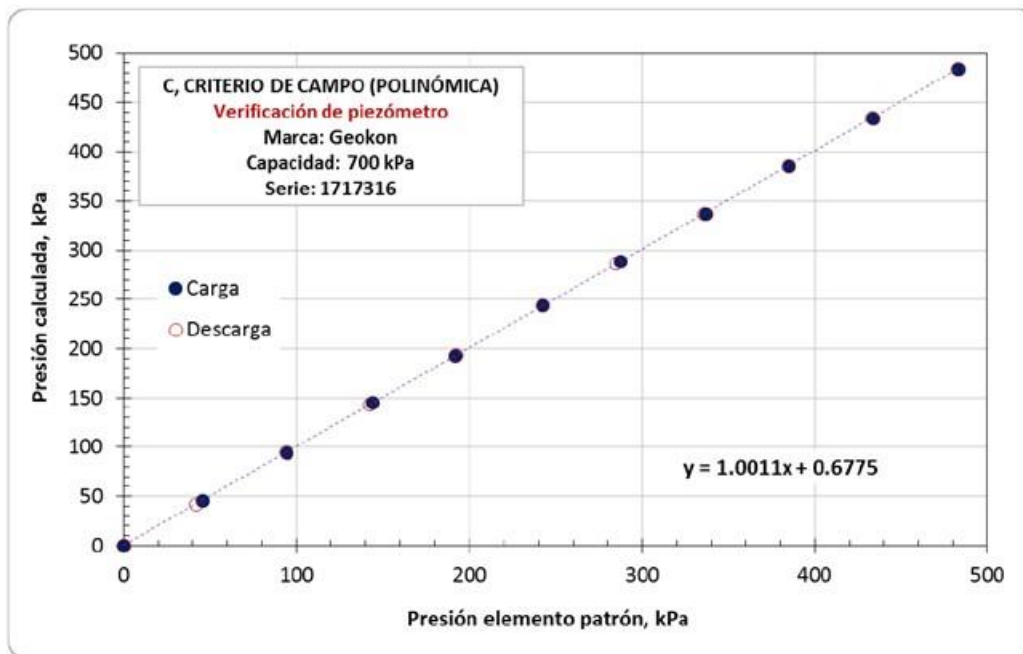


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 6. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1721480 y capacidad de 350 kPa

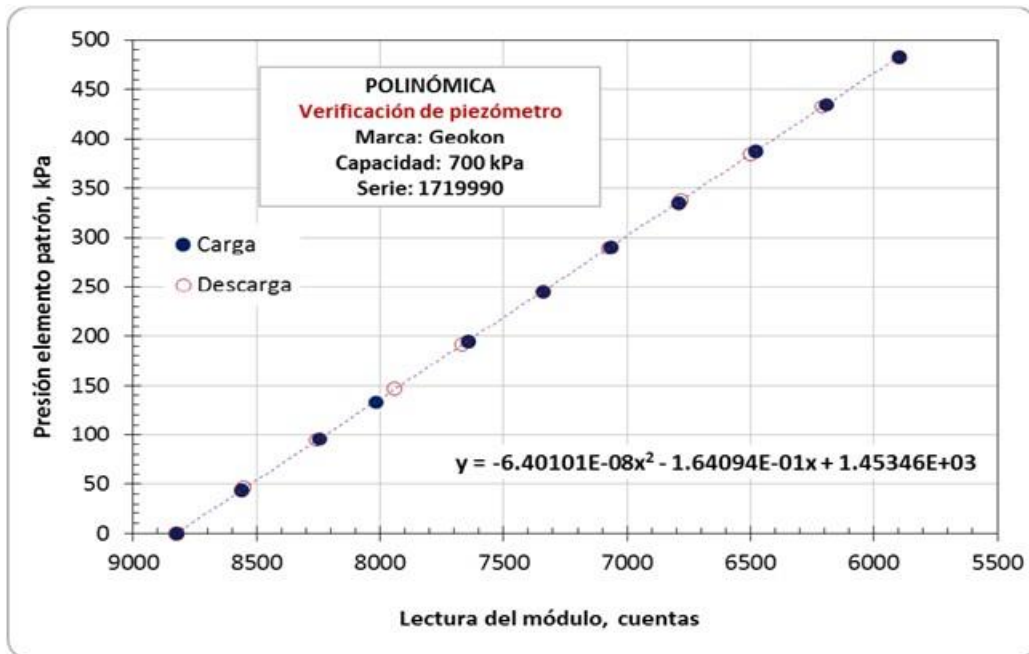


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

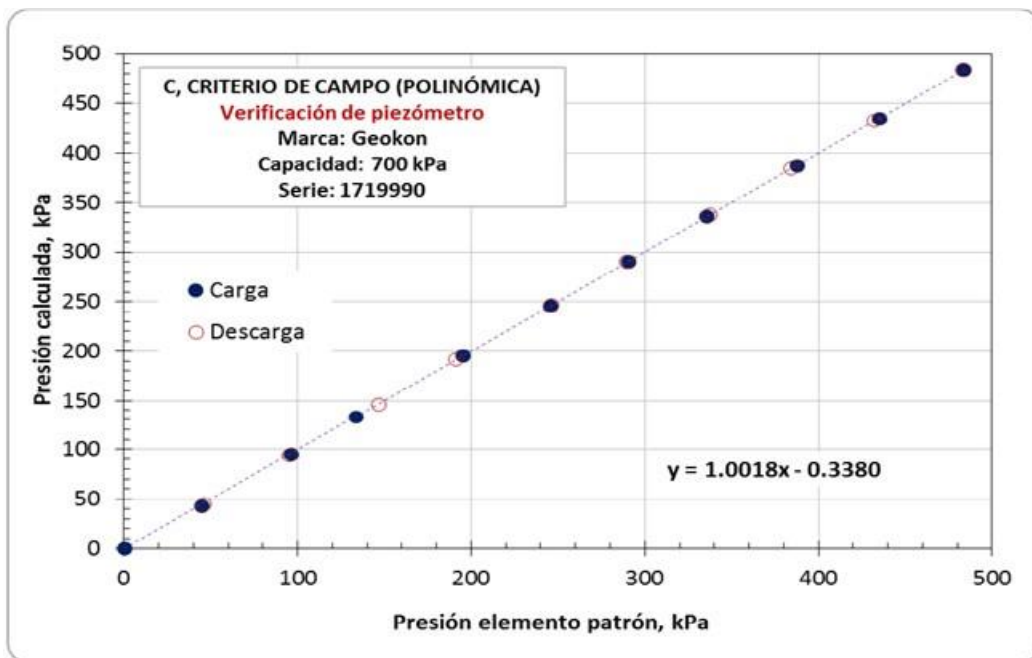


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 7. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1717316 y capacidad de 700 kPa



a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.



b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 8. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1719990 y capacidad de 700 kPa



3. CONCLUSIONES

Al calcular las presiones con las constantes “A” y “B” proporcionadas por el fabricante y con la “C” calculada con el criterio de campo, la diferencia con respecto a la presión aplicada es menor a 3 kPa, por lo cual su uso es confiable para las aplicaciones que tendrán en el predio del NAICM. Para obtener mejores resultados en las presiones calculadas es necesario calcular la constante “C” en el sitio de instalación.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-35

**Verificación de cinco piezómetros que se instalarán
bajo la cimentación de la Torre de Control de
Tráfico Aéreo del NAICM**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Agosto 23, 201



NOTA TÉCNICA No. G-35

Verificación de cinco piezómetros que se instalarán bajo la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM

1. ANTECEDENTES

En la reunión del 07 de julio de 2017, celebrada en las oficinas de construcción de Aldesa-Jaguar ubicada dentro del predio del NAICM, el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) solicitó al Instituto de Ingeniería (II-UNAM) verificar dos piezómetros de cuerda vibrante. Adicionalmente, el día 03 de agosto se llevó a cabo una reunión en el campamento del GACM, ubicado en el mismo predio, en la que el GACM solicitó verificar tres piezómetros con sensor de tipo resistivo. Todos los piezómetros se instalarán a diferentes profundidades bajo la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo. Las capacidades de los piezómetros se muestran en la Tabla 1. Se verificaron el 12 de julio dos sensores de cuerda vibrante, marca RST y el 7 de agosto tres sensores de tipo resistivo, marca Geokon.

Tabla 1. Calibración y verificación experimental realizada por el II-UNAM.

Piezómetro	Modelo	Serie	Capacidad kPa
cuerda vibrante			
1	VW2100A-0.7-DPC	VW44137	700
2	VW2100A-0.7-DPC	VW44138	700
resistivo			
3	3400-2-250kPa	1727630	250
4	3400-2-250kPa	1727631	250
5	3400-2-250kPa	1727632	250

2. VERIFICACIÓN

A continuación se describe el procedimiento experimental de verificación y se presentan los resultados obtenidos. Estos trabajos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del II-UNAM.



2.1 Piezómetros de cuerda vibrante marca RST

El sensor se introdujo en un depósito metálico que contenía agua, de tal forma que la parte sensible del piezómetro quedara sumergida (Figura 1). Se tapó el depósito y se le aplicó presión con un regulador manual de precisión, la que se direccionó también a la columna de mercurio (utilizada como elemento patrón) para registrar su altura y calcular la presión aplicada al sensor. Para cada valor de presión aplicada se registró el valor que arroja el módulo de adquisición de datos (cuentas).

Para la verificación de los piezómetros se realizó un ciclo de carga–descarga. Los piezómetros se calibraron al 75% de su capacidad, debido a restricciones en el sistema patrón utilizado.

El fabricante presenta una ecuación lineal y una polinómica para la obtención de la presión. Para la revisión sólo se utilizó la segunda:

$$P = AL_c^2 + BL_c + C + [T_k(T_c - T_i)] - [0.10(B_c - B_i)] \quad \text{Ecuación polinómica}$$

Donde:

P	Presión.
T_k	Constante del sensor proporcionada por el fabricante para el ajuste lineal.
A, B	Constantes del sensor proporcionadas por el fabricante.
C	Constante del sensor proporcionada por el fabricante y obtenida en el laboratorio del II-UNAM o en campo, para el ajuste polinómico.
T_i y T_c	Temperaturas de calibración en la fábrica y durante la operación, respectivamente.
L_c	Lecturas del módulo durante la operación.
B_i y B_c	Presión atmosférica del sitio donde el fabricante calibró el sensor y donde se instaló en campo, respectivamente.



Figura 1. Sistema para verificar piezómetro de cuerda vibrante.

Tomando los valores de A y B se calculó el valor de C considerando el criterio de campo. En efecto, para calcular la constante C es necesario hacer una lectura del sensor sometido solamente a la presión atmosférica. Luego, las variables $B_i = B_c$ y $T_i = T_c$, dado que se mide en un mismo lugar; por lo tanto, la presión atmosférica y la temperatura se eliminan y se tiene lo siguiente:

En la que si $P = 0$

$$C = -(AL_c^2 + BL_c) \quad \text{Valor de C, criterio de campo.}$$

Con este valor de C se verificó la linealidad y precisión de los sensores.

Se graficaron las presiones calculadas a partir de las constantes (criterio de campo) contra las experimentales tomadas con el elemento patrón; aplicando un ajuste con mínimos cuadrados se obtuvo su pendiente (que debe ser muy cercana a la unidad) y su ordenada.

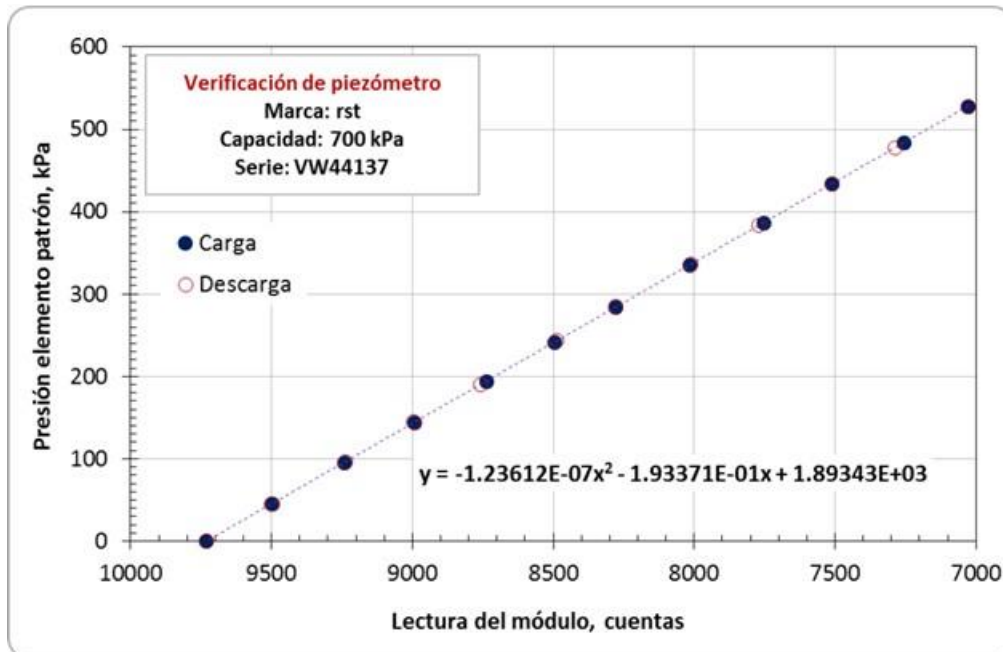


En las Figuras 2a y 3a se muestran los resultados de presión aplicada contra el número de cuentas en el módulo de adquisición de datos y en las Figuras 2b y 3b se presenta la comparación de la presión experimental con la calculada a partir de los datos de A y B del fabricante y de C con el criterio de campo. Como se puede apreciar en estas últimas gráficas, en todos los casos la diferencia entre los valores experimentales y los obtenidos con el criterio de campo son muy parecidos; la diferencia de las pendientes respecto a la unidad es de 0.0126 y 0.0076.

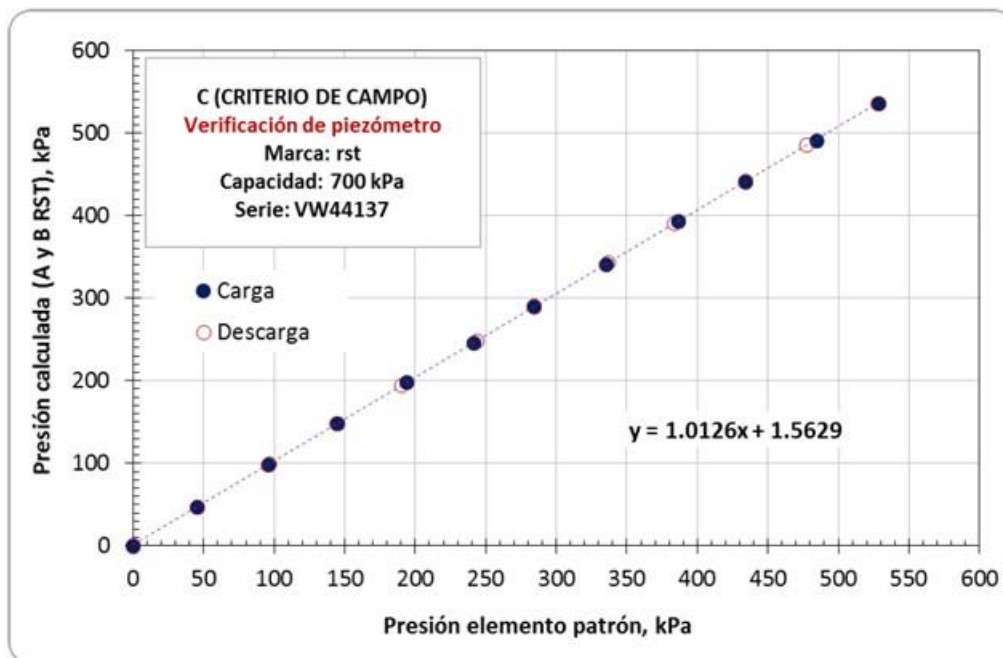
Como se puede apreciar en la Tabla 2, utilizando las constantes A y B proporcionadas por el fabricante y con el valor de C (criterio de campo) las presiones calculadas presentan una precisión adecuada. Siempre es necesario calcular el valor de C en el sitio de instalación con el método antes descrito.

Tabla 2 Resultados experimentales de la verificación de los piezómetros de cuerda vibrante.

Piezómetro de cuerda vibrante RST			CONSTANTES				A,B, Fábrica con C_{campo}	
			RST (Fábrica)			II UNAM (Laboratorio)		
Número	Serie	Capacidad kPa	A	B	C	C_{campo}	Polinómica	
							Pendiente	ordenada
1	VW44137	700	-7.453E-07	-0.1854	1841.70	1874.6693	1.0126	1.5629
2	VW44138	700	-5.347E-07	-0.1856	1771.60	1792.0776	1.0076	1.8687

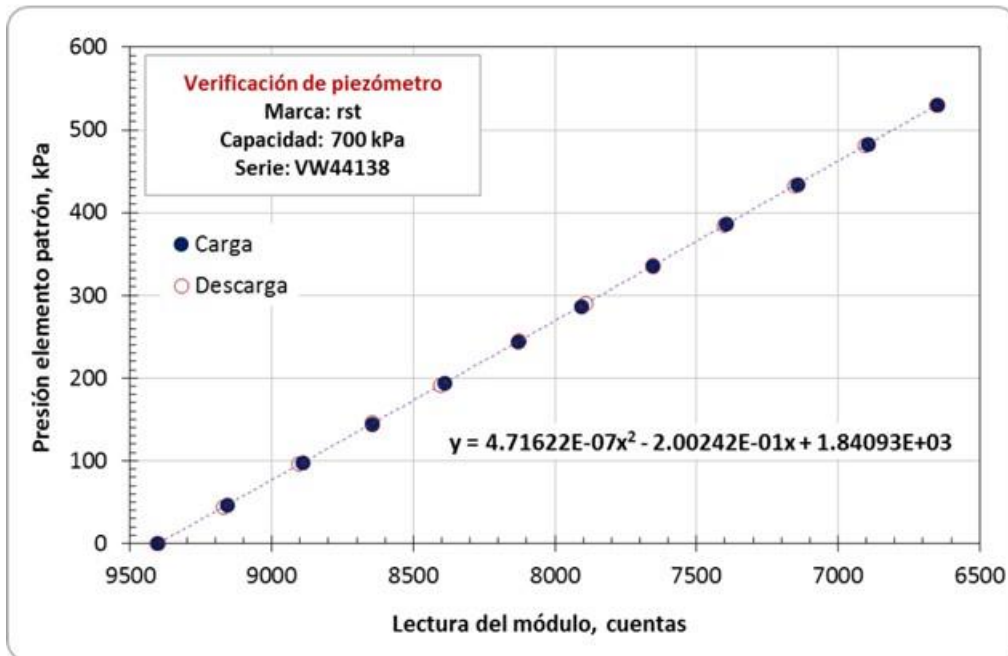


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

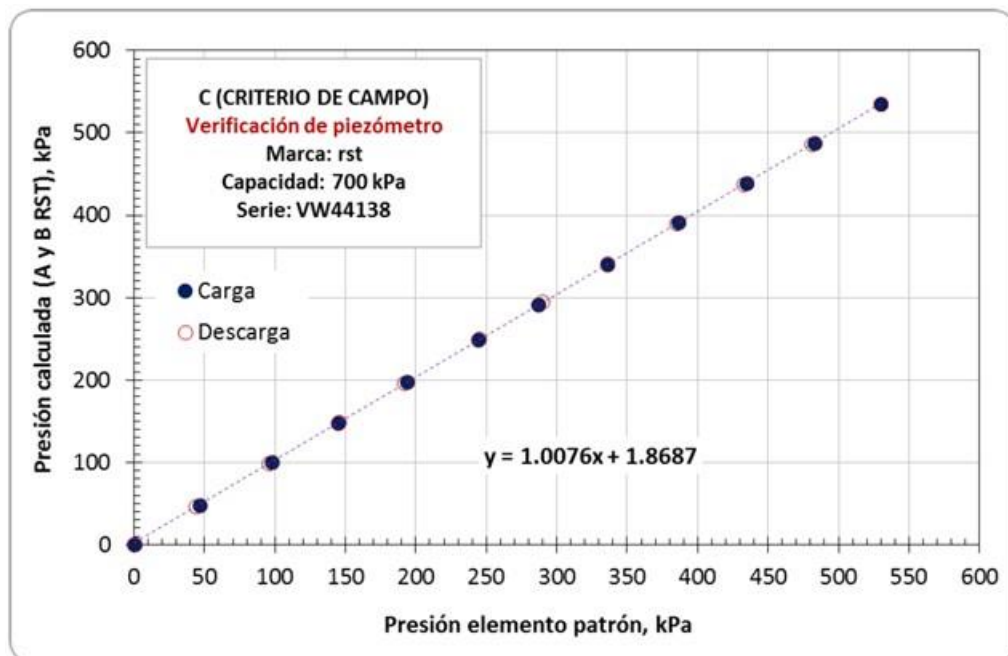


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 2. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie VW44137 y capacidad de 700 kPa.



a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.



b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 3. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie VW44138 y capacidad de 700 kPa.



2.2 Piezómetros tipo resistivo marca Geokon

En la Tabla 1 se muestra el número de serie y la capacidad de cada uno de los sensores revisados.

El sensor se introdujo en un depósito metálico que contenía agua, de tal forma que la parte sensible del piezómetro quedara sumergida (Figura 4). Se tapó el depósito y se le aplicó presión con un regulador manual de precisión, la que se direccionó también a la columna de mercurio (utilizada como elemento patrón) para registrar su altura y calcular la presión aplicada al sensor; además, se energizó el piezómetro con 10 volts de corriente directa. Para cada valor de presión aplicada se registró el valor que arroja el multímetro (volts).

Para la verificación de los piezómetros se realizó un ciclo de carga–descarga. Los piezómetros se calibraron hasta su máxima presión admisible.

El fabricante presenta una ecuación lineal y una polinómica para la obtención de la presión. Para la revisión sólo se utilizó la ecuación lineal:

$$P = G(R_1 - R_0) \quad \text{Ecuación lineal}$$

Donde:

- P Presión.
- G Constante del sensor proporcionada por el fabricante.
- R₀ y R₁ Lecturas de voltaje de salida sin presión y presurizado, respectivamente.

Se graficaron las presiones calculadas con la ecuación lineal y la constante del fabricante contra las experimentales tomadas con el elemento patrón; se aplicó un ajuste con mínimos cuadrados y se obtuvo su pendiente (que debe ser muy cercana a 1) y su ordenada. Cabe mencionar que es necesario efectuar una lectura en campo previo a la instalación de los piezómetros para contar con el cero inicial del instrumento, es decir, la R₀ en campo.

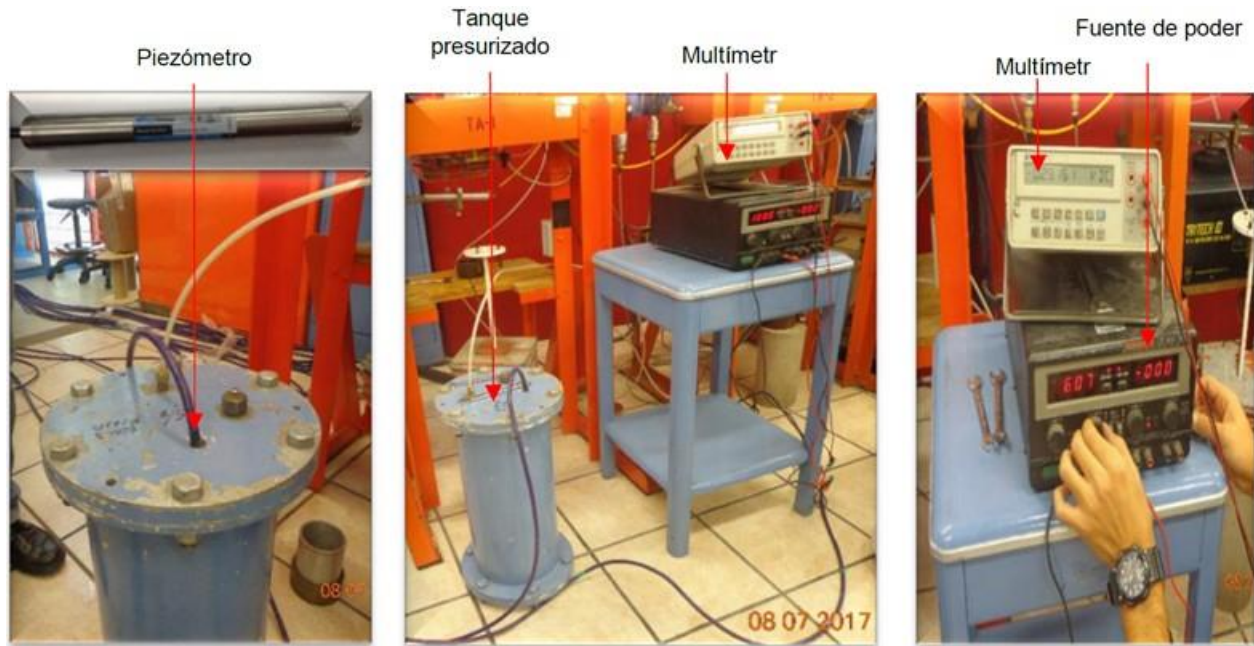


Figura 4. Sistema para verificar piezómetro tipo resistivo.

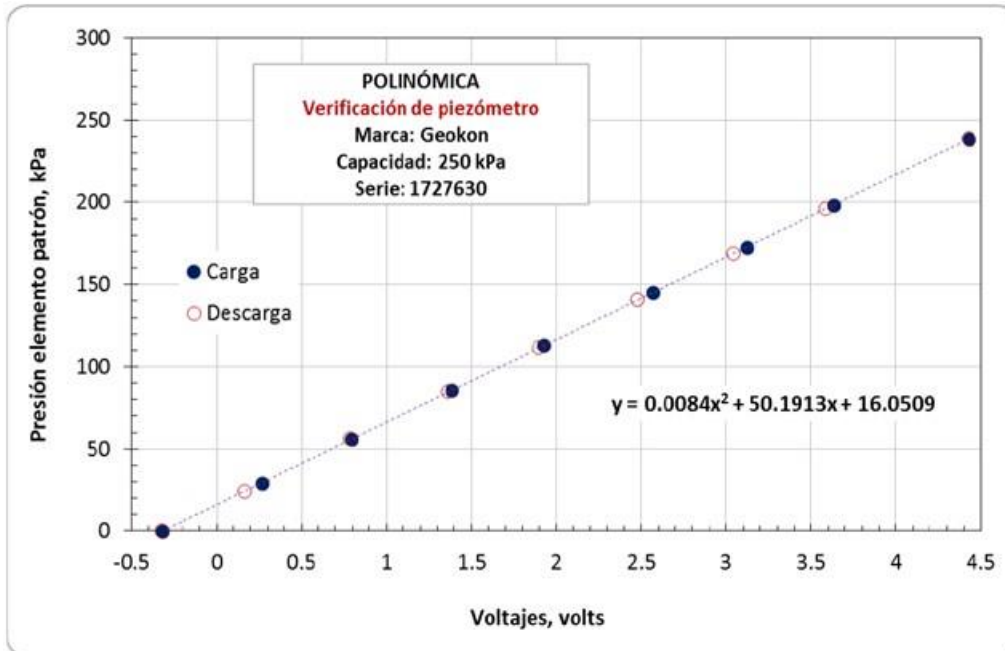
En las Figuras 5a a 7a se muestran los resultados de presión experimental contra el voltaje de salida del sensor y en las Figuras 5b a 7b la comparación de la presión experimental con la calculada a partir de la constante G y la ecuación lineal del fabricante. Como se puede apreciar en estas últimas gráficas, en todos los casos la diferencia entre los valores experimentales y los obtenidos con los datos del fabricante son muy parecidos; la diferencia de las pendientes respecto a la unidad es de 0.0051, 0.0009 y 0.0053 para cada uno de los tres sensores.

Como se puede apreciar en los resultados de la Tabla 3, utilizando la constante G proporcionada por el fabricante, las presiones calculadas presentan una precisión adecuada.

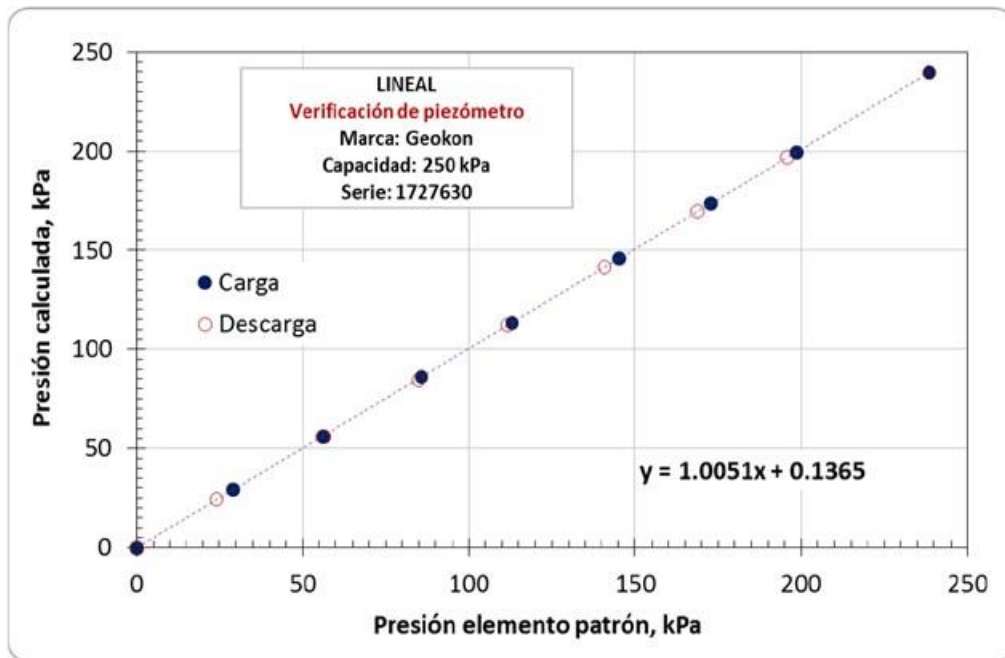


Tabla 3 Resultados experimentales de la verificación de los piezómetros de tipo resistivo.

Piezómetro resistivo Geokon			CONSTANTE	G, Lineal	
Número	Serie	Capacidad <i>kPa</i>	Geokon (Fábrica) G	Pendiente	ordenada
1	1727630	250	50.48	1.0051	0.1365
2	1727631	250	50.09	1.0009	0.2285
3	1727632	250	50.36	1.0053	0.1263

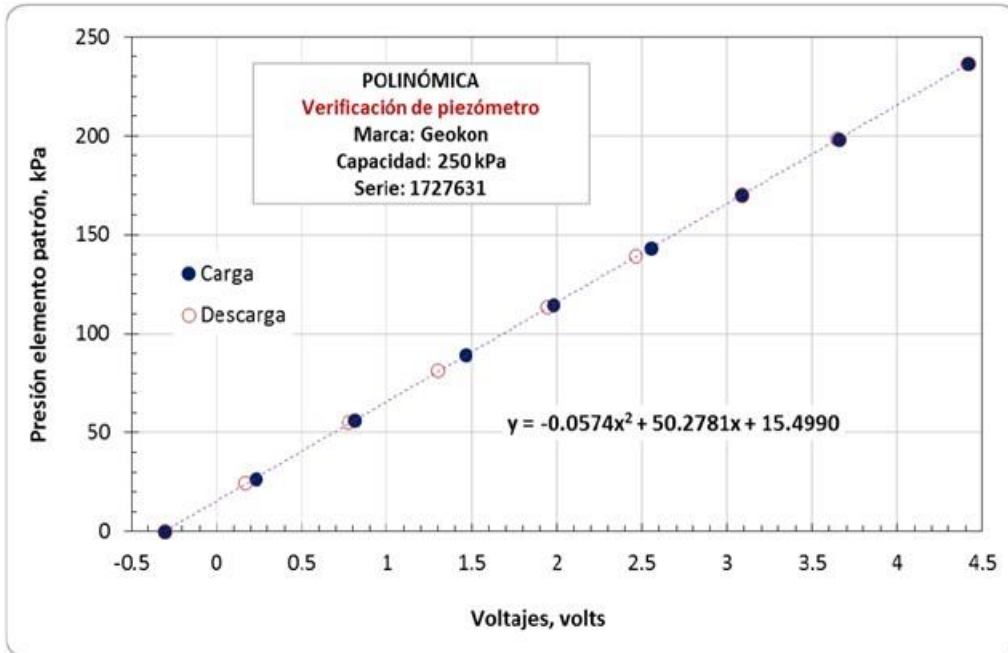


a) Curva de calibración, presión patrón vs volts en el módulo de adquisición.

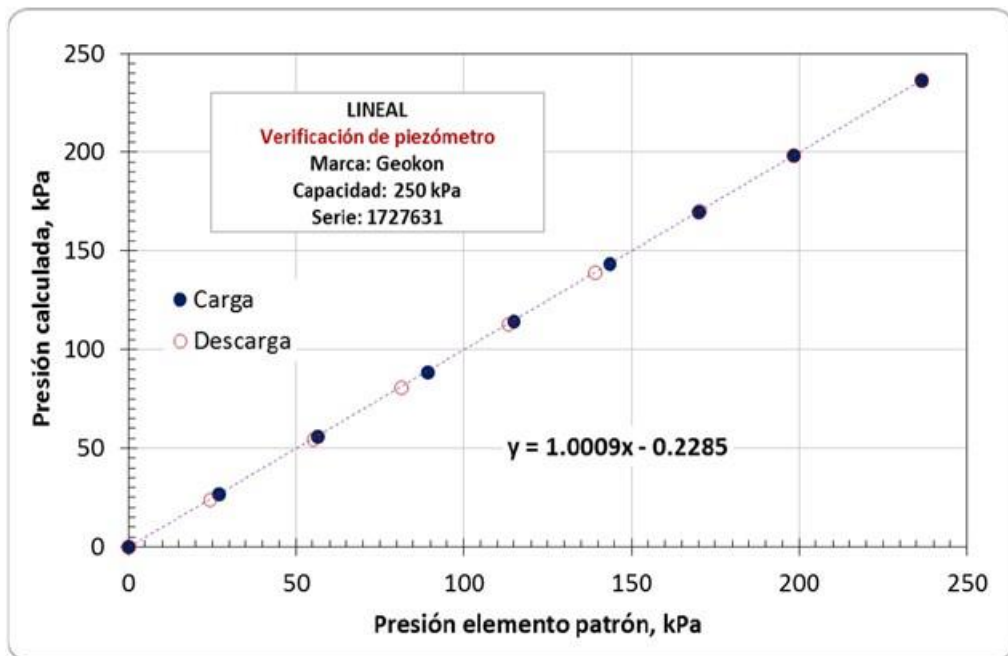


b) Gráficas de verificación de piezómetro resistivo.

Figura 5. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1727630 y capacidad de 250 kPa.

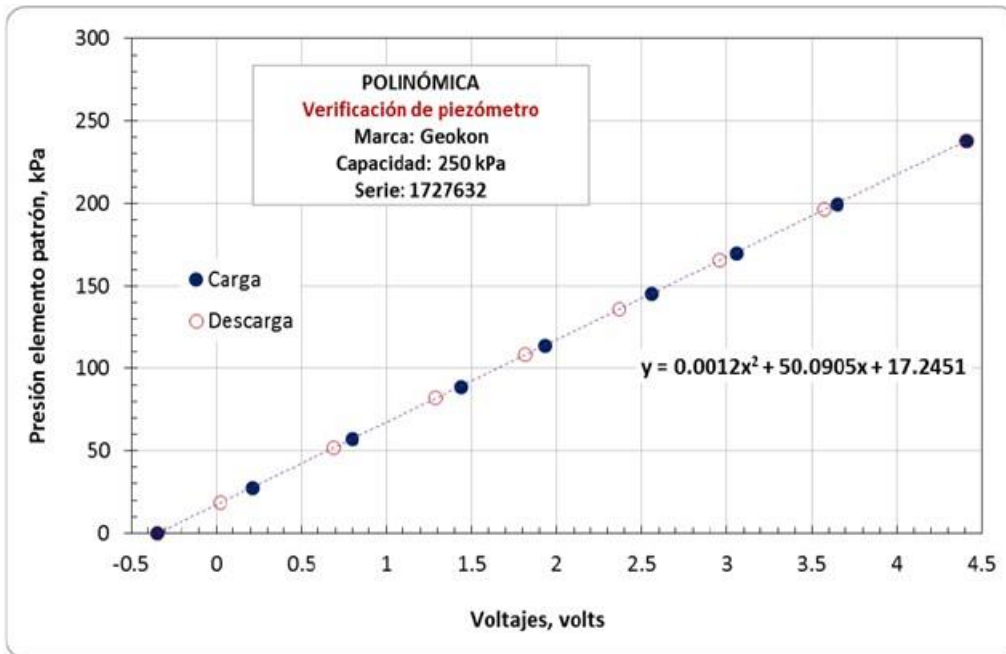


a) Curva de calibración, presión patrón vs volts en el módulo de adquisición.

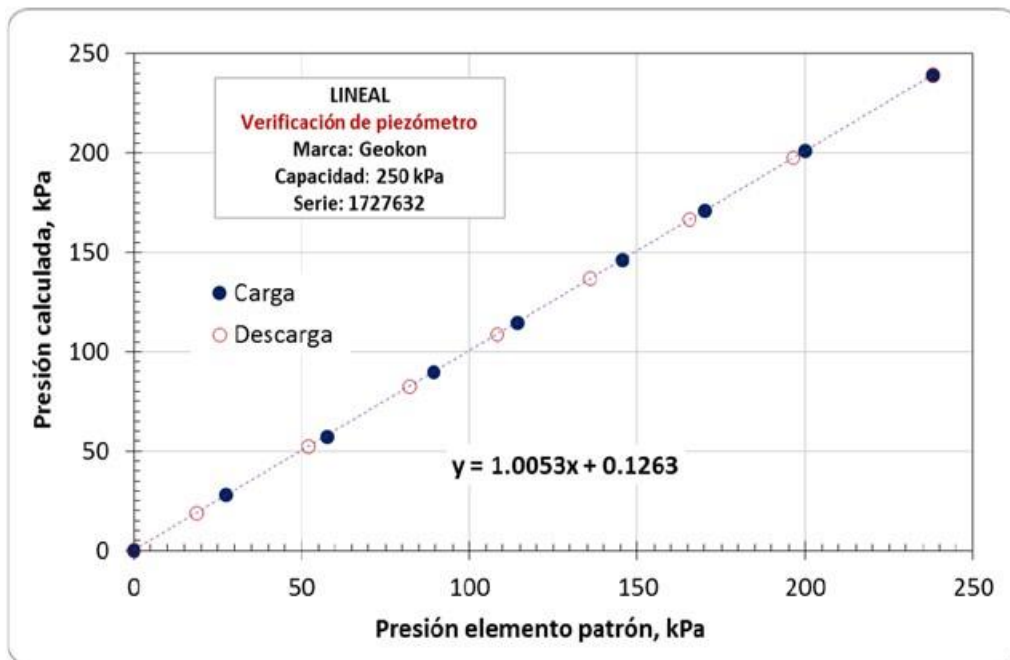


a) Gráficas de verificación de piezómetro resistivo.

Figura 6. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1727631 y capacidad de 250 kPa.



b) Curva de calibración, presión patrón vs volts en el módulo de adquisición.



b) Gráficas de verificación de piezómetro resistivo.

Figura 7. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie 1727632 y capacidad de 250 kPa.



3. CONCLUSIONES

Para los dos sensores de presión de cuerda vibrante, al calcular las presiones con las constantes “A” y “B” proporcionadas por el fabricante y con la “C” obtenida con el criterio de campo, la diferencia con respecto a la presión aplicada es entre 4 y 8 kPa, por lo cual su uso es confiable para las aplicaciones que tendrán en el predio del NAICM. Para obtener mejores resultados en las presiones calculadas es necesario calcular la constante “C” en el sitio de instalación.

Para los piezómetros tipo resistivo al calcular las presiones con la constante G y la ecuación lineal proporcionada por el fabricante, la diferencia con respecto a la presión aplicada es menor a 2 kPa, por lo cual su uso es confiable para las aplicaciones que tendrán en el predio del NAICM. Para el cálculo de las presiones es necesario contar con el valor de R0 en el sitio de instalación.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-36

**Verificación de celdas de presión a instalarse bajo la
losa de cimentación de la Torre de Control de
Tráfico Aéreo del NAICM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Agosto, 2017



NOTA TÉCNICA NO. G-36

Verificación de celdas de presión a instalarse bajo la losa de cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM

1. INTRODUCCIÓN

Teniendo en cuenta la particular cimentación que tendrá la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA), que sin duda es uno de los edificios más importantes y emblemáticos del NAICM, el Instituto de Ingeniería (II-UNAM) propuso una instrumentación geotécnica y sísmica para colocar precisamente en su cimentación, a fin de medir las variables más importantes que rigen su comportamiento. Dicha instrumentación se especificó y describió en la Nota Técnica No. G-9 y en la Adenda a G-9.

Se exponen en esta nota técnica los resultados de la verificación de cinco celdas de presión de tipo resistivo; esto con el objetivo de ver si al usar las fórmulas polinómica y lineal con las constantes de calibración que brinda el fabricante, se representa con precisión la presión aplicada en dichas celdas.

En estas verificaciones, las celdas se llevaron a 400 kPa, que es la presión de su capacidad máxima.

Previamente, el II-UNAM llevó a cabo la verificación de otros instrumentos que se colocaron bajo la cimentación, como son los piezómetros de cuerda vibrante y algunos resistivos; sus resultados se presentaron en la Nota Técnica No. G-35.

2. PROCESO DE VERIFICACIÓN

Las verificaciones se realizaron con ayuda de una prensa hidráulica aplicando iguales incrementos de carga sobre el área sensible de la celda, misma que se ubicó entre dos capas de un material suave (corcho), tal como se aprecia en las Figuras 1 y 2.



La celda cuyo número de serie es 1727639 se verificó inicialmente a presiones de hasta 160 kPa; las cargas aplicadas para ello se midieron con un anillo de carga (Figura 1). Para este tipo de verificaciones el instrumento se puede energizar con un voltaje de entre 5 y 24 Volts sin que la respuesta de éste se vea afectada; para este caso en particular se alimentó con 10 Volts y la respuesta se registró con un multímetro de precisión (Figura 3).



Figura 1. Arreglo para verificar las celdas de presión.

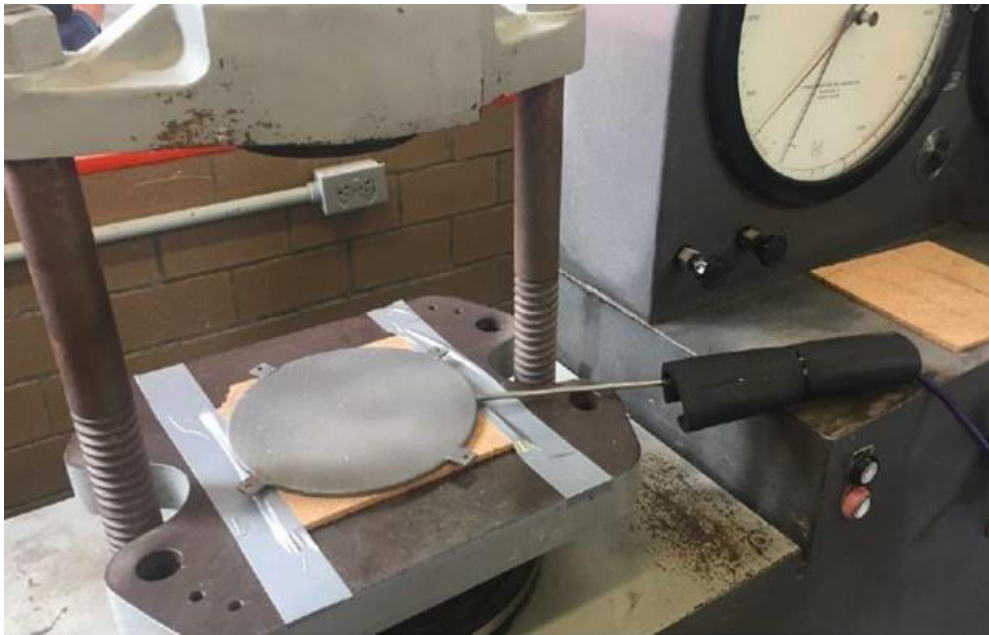


Figura 2. Disposición de celdas sobre una base blanda.



Figura 3. Equipo usado en la verificación de las celdas.



Posteriormente, esta misma celda se verificó llevándola hasta su máxima capacidad; esto es, 400 kPa. Lo anterior permitió conocer el comportamiento de la celda en cada uno de estos dos intervalos de presiones.

Adicionalmente, se verificaron otras cuatro celdas, pero en estos casos sólo se efectuó la verificación hasta 400 kPa, sin las presiones bajas.

3. RESULTADOS DE LA VERIFICACIÓN

En la Figura 4 se muestra la respuesta lineal, tanto en proceso de carga como de descarga, que se obtiene al verificar la celda con número de serie 1727639 a presiones de hasta 160 kPa. En la Figura 5 se muestra la correlación existente entre las presiones aplicadas y las calculadas usando la ecuación que brinda el fabricante. Éste presenta una ecuación lineal y una polinómica para la obtención de la presión, en esta verificación se usaron ambas pero sólo se muestran gráficamente los resultados obtenidos con la lineal.

$$P = G (R_1 - R_2)$$

Ecuación lineal

$$P = A R_1^2 + B R_1 + C$$

Ecuación polinómica

Donde:

- P : presión calculada.
- A, B, C : constantes del fabricante.
- G : factor de linealidad (*gage factor*).
- R_1, R_2 : lectura 1 ó 2 del sensor.

Derivado de los resultados obtenidos se pudo determinar que la mayor diferencia que se presentó entre estas presiones fue del 3%, misma que ocurrió al aplicar valores altos de presión.

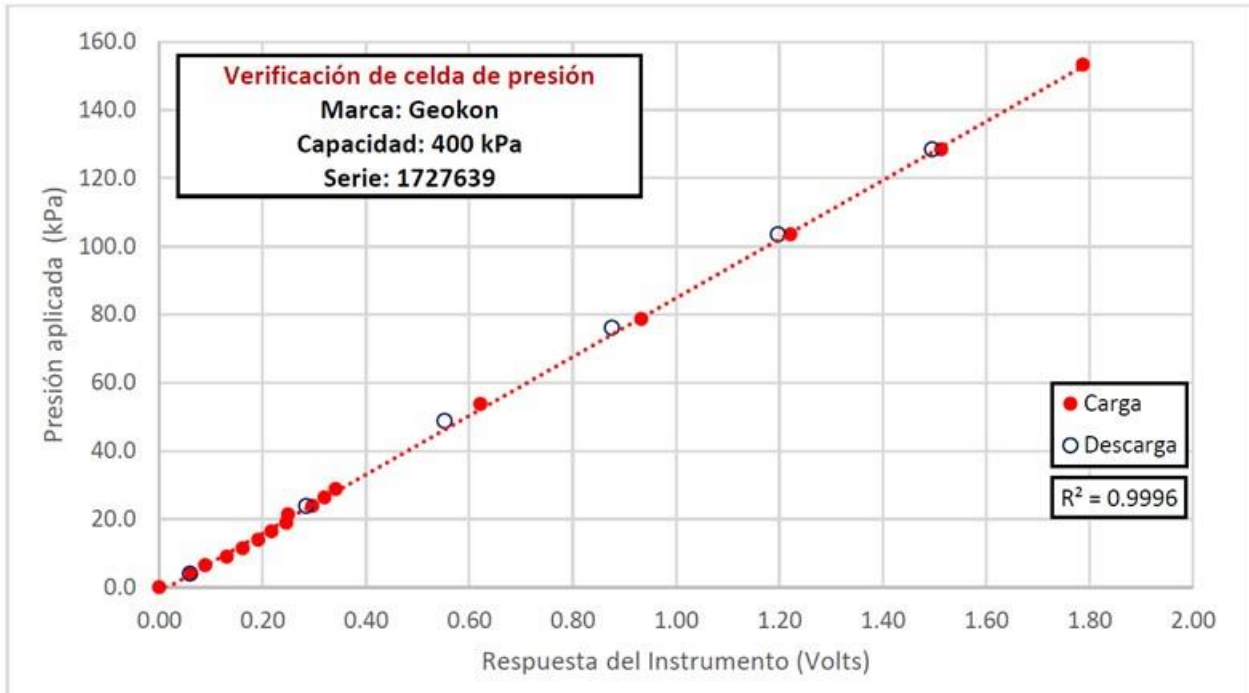


Figura 4. Curva de verificación, presión aplicada vs respuesta del elemento.

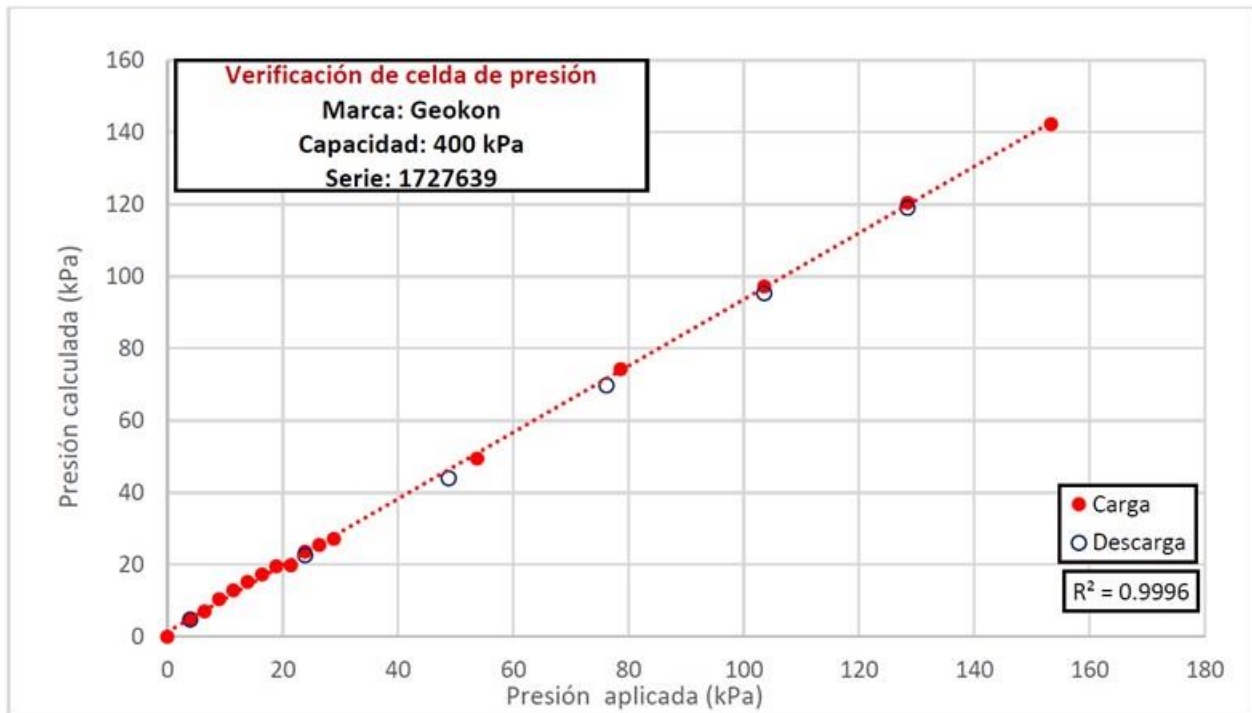


Figura 5. Gráfica de verificación, presión aplicada vs presión calculada.



A la misma celda se le aplicaron cargas adicionales para llevarla hasta 400 kPa, y así establecer si la respuesta del instrumento cambiaba al aplicar presiones mayores.

Los resultados que se aprecian en la Figura 6 son coherentes con los obtenidos previamente, ya que se aprecia una clara linealidad lo que indica que las constantes brindadas por el fabricante sí se pueden utilizar para determinar presiones en todo el rango para el cual la celda está fabricada. A este nivel de presiones el error encontrado entre las presiones aplicada y calculada es del 2%.

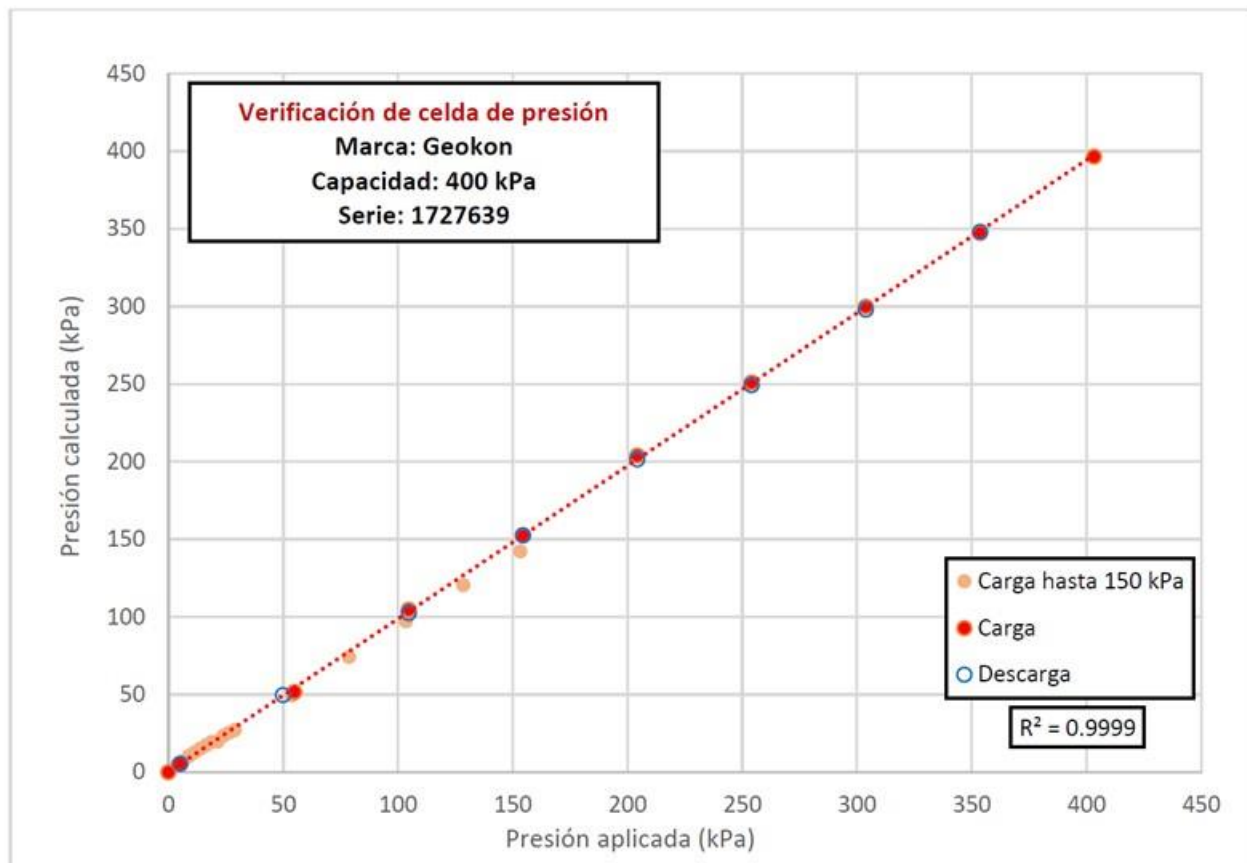


Figura 6. Gráfica de verificación, comparando presiones bajas y altas.

Los resultados de las verificaciones de las restantes cuatro celdas de presión, cuyos números de serie son: 1727633, 1727635, 1727638 y 1727640, se muestran de la Figura 7 a la Figura 10.

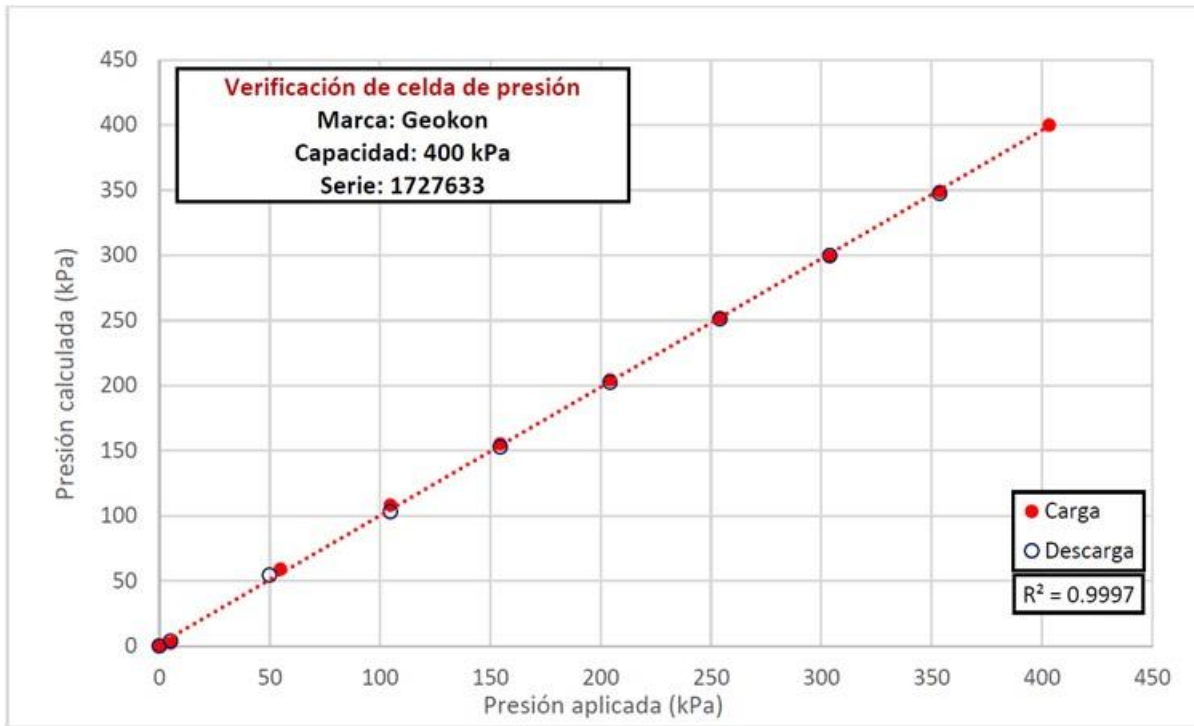


Figura 7. Gráfica de verificación, presión aplicada vs presión calculada.

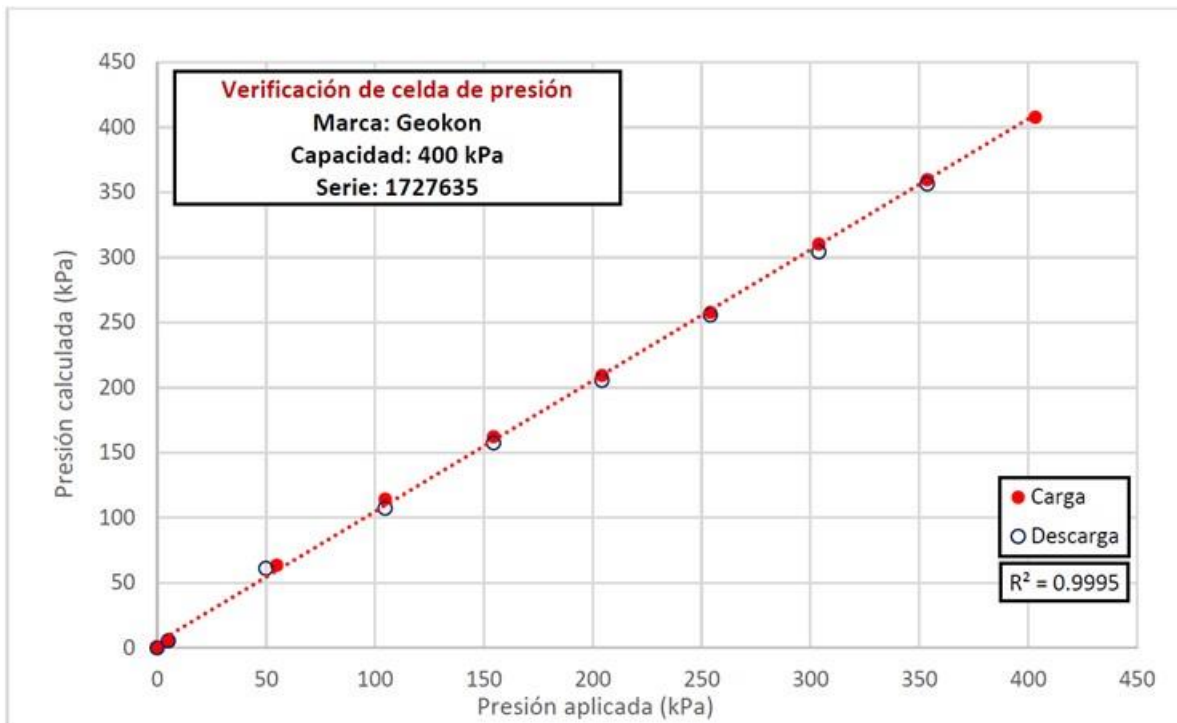


Figura 8. Gráfica de verificación, presión aplicada vs presión calculada.

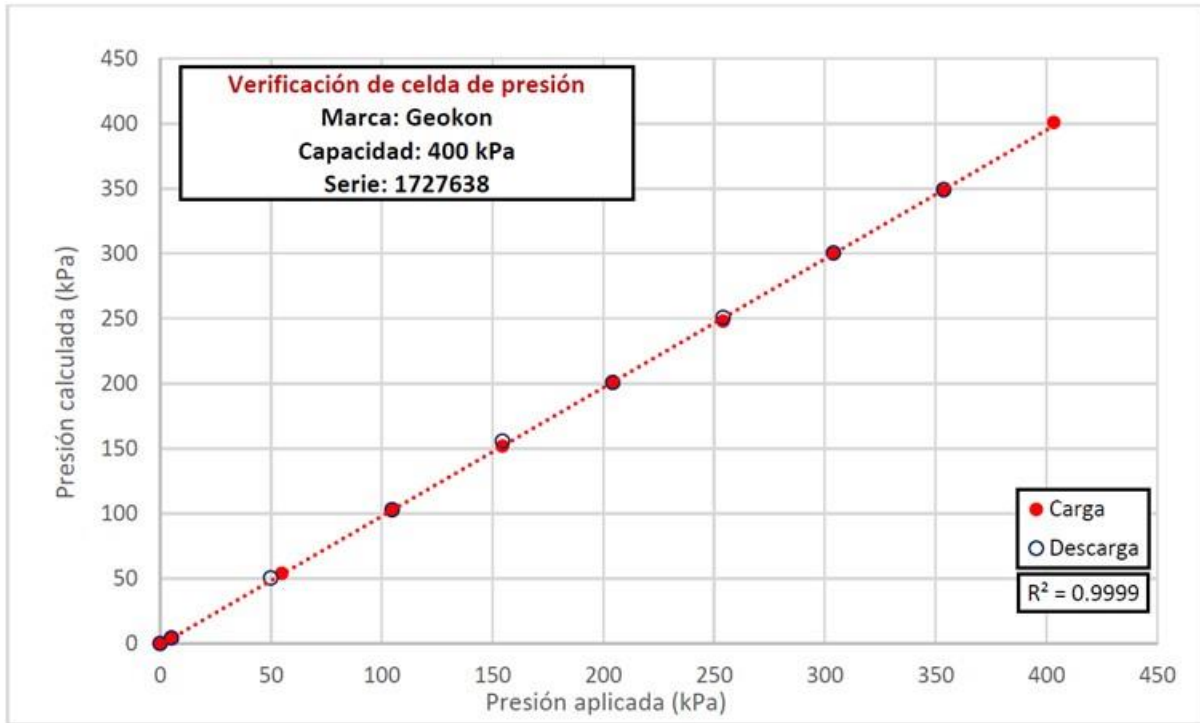


Figura 9. Gráfica de verificación, presión aplicada vs presión calculada.

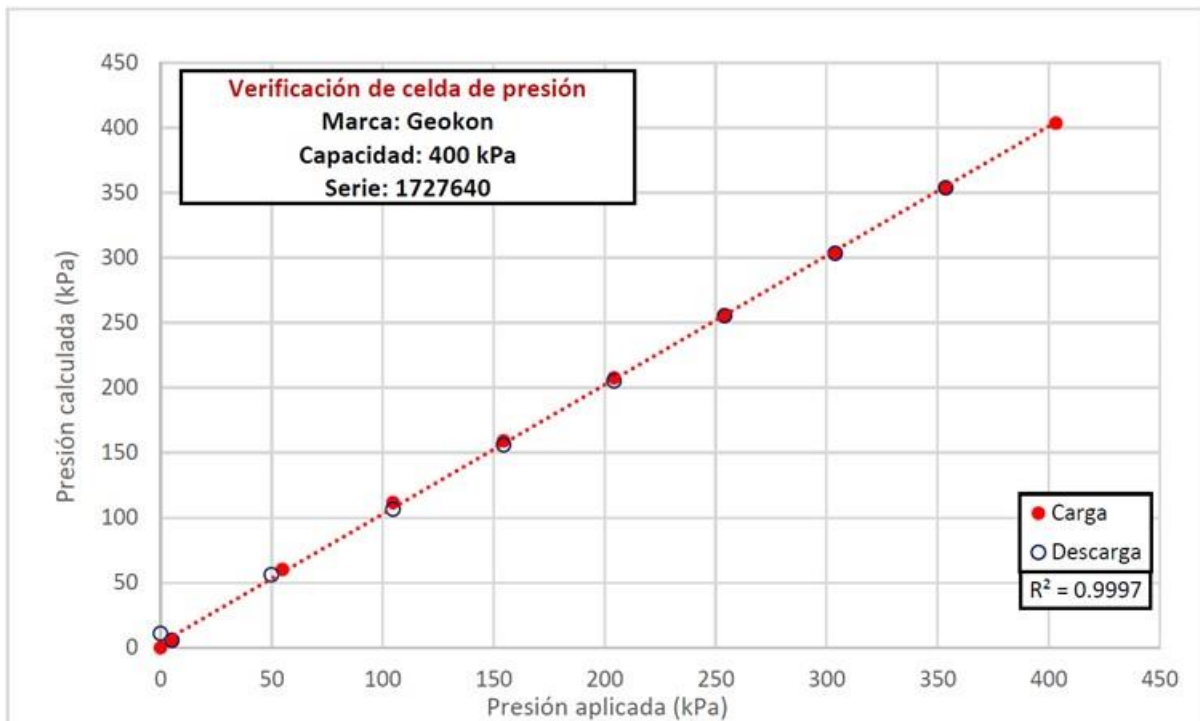


Figura 10. Gráfica de verificación, presión aplicada vs presión calculada.



3. CONCLUSIONES

Se pudo constatar que las presiones calculadas con las constantes de las ecuaciones polinómica y lineal que brinda el fabricante, sí representan de forma adecuada las presiones aplicadas a las celdas de presión, presentando en el peor de los casos una diferencia de 3% entre dichos valores; por lo que es aceptable el uso de ellas en la determinación de las presiones que se presentarán en el contacto losa-suelo de la cimentación de la TCTA del NAICM.

Durante el proceso de verificación se apreció que la resolución de estas celdas es tal que permite distinguir y registrar pequeños cambios en las presiones aplicadas.

Es importante señalar que se sabe que en sensores de tipo resistivo, como los aquí verificados, sus lecturas se ven afectadas por la longitud de cable en función de los campos electromagnéticos o señales inducidas, que puedan existir en la zona por donde se alojen esos cables. Cabe distinguir que tratándose de sensores de cuerda vibrante, tales factores no tienen influencia significativa en sus lecturas.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-37

**Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de ARUP
al resumen de opiniones del Panel de Expertos sobre los
proyectos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la
Ciudad de México (NAICM)**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Diciembre 5, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-37

Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de ARUP al resumen de opiniones del Panel de Expertos sobre los proyectos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)

1. INTRODUCCIÓN

En atención a la solicitud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) mediante oficio GACM/DG/DCI/SCO/0988/2017, el Instituto de Ingeniería (II-UNAM) emite en esta nota técnica una opinión acerca de los comentarios de ARUP (Documento FP_FREE-19052017-RESP-261) al “Resumen de opiniones del Panel de Expertos, sobre los proyectos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)” emitido el 15 de febrero de 2017.

A continuación, el documento del panel de expertos se reconocerá simplemente como “Documento 1” y el documento de ARUP como “Documento 2”. Ambos documentos se anexan a la presente nota.

Los comentarios aquí expresados tanto al Documento 1 como al Documento 2, se basan en la experiencia adquirida por el II-UNAM durante varias décadas en el diseño y observación del comportamiento de cimentaciones construidas en los suelos excepcionalmente blandos que conforman la zona lacustre de la cuenca de México donde se ubica el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Dicha experiencia ha permitido comprobar que el proyecto de una cimentación debe realizarse de manera minuciosa y detallada, bajo hipótesis realistas y en apego a la normativa vigente.



2. PREÁMBULOS

En el preámbulo del Documento 1 los expertos señalan los problemas excepcionales a los que se enfrenta cualquier proyectista para cimentar estructuras en las arcillas blandas del valle de México en presencia de hundimiento regional. Señalan asimismo que la experiencia acumulada durante setenta años en México no ha sido tomada en cuenta por los proyectistas del Nuevo Aeropuerto.

En el preámbulo del Documento 2, ARUP contesta que sus informes muestran que se ha tomado en cuenta la información existente sobre el subsuelo del sitio y que se ha respetado el Reglamento local. Señala el deficiente comportamiento de la cimentación de la Terminal 2 como una prueba de que la experiencia acumulada en México a lo largo de 70 años no ha sido suficiente para evitar este problema.

Opinión II-UNAM

El II-UNAM se asocia a los comentarios del Panel de Expertos. Considera por otra parte que el diseñador está muy lejos de haber cumplido con los requerimientos del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México como lo señala con detalle la Nota G-26 del II-UNAM de julio 2017. El comentario respecto a la Terminal 2 es totalmente inaceptable ya que no se puede descalificar una rama entera de la Ingeniería Mexicana a partir de un caso aislado en el que obviamente el diseñador no respetó el Reglamento de Construcciones vigente. El comentario de ARUP es tan absurdo como lo sería afirmar que con los siniestros recientes de Londres la Ingeniería Británica ha demostrado su incapacidad para diseñar edificios a prueba de incendios.

3. EDIFICIO TERMINAL (ET)

En el Documento 1 los expertos señalan las inconsistencias de ARUP en las resistencias consideradas para la revisión de la estabilidad de los taludes de la excavación de prueba para el ET. Se sorprenden de que se hayan ignorado los resultados obtenidos en múltiples sondeos para considerar exclusivamente la resistencia deducida de una prueba realizada a kilómetros de distancia. Los expertos manifiestan sus dudas sobre la posibilidad de construir en forma confiable la losa de fondo con 880 módulos de 20x20m. Agregan que deben tomarse en cuenta las condiciones de descarga y carga en la excavación y el



hundimiento regional. Los expertos consideran además que debe mostrarse la solución para la construcción de funiles. Por otra parte ponen énfasis en que el proyectista no ha presentado los cálculos relativos al comportamiento de la cimentación del edificio terminal terminado con su compensación variable y sus pilotes de fricción. Recomiendan que se defina una solución alternativa (plan “B”) en caso de que la excavación resulte de muy difícil ejecución.

ARUP contesta en el Documento 2 que las excavaciones serán en general menores de 6.5m salvo en zonas aisladas. Afirma que los cálculos relativos a la compensación y a los pilotes se encuentran en el GDR. Asevera que la resistencia del suelo en el predio es consistente. Atribuye las pequeñas variaciones de resistencia a diferencias en el contenido de diatomeas. Señala como plan “B” el uso de otras técnicas de excavación. Afirma que la construcción de la losa de prueba se describe en el apéndice D del GDR y no se encontraron problemas en la junta de construcción entre los elementos de la losa. El tema del hundimiento regional está fundamentalmente cubierto en las secciones 2,7 y 9 del GDR Preliminar y GDR actual.

Opinión II-UNAM

Respecto a los parámetros utilizados en el diseño de la prueba de excavación, sorprende que pese a la evidencia de la baja resistencia al corte de los suelos obtenida a través de cientos de pruebas de laboratorio y campo del sitio donde se construye el NAICM, ARUP haya insistido en tomar como referencia las propiedades del suelo de otro sitio del ex lago de Texcoco alejado del área donde se construye el edificio terminal del NAICM. ARUP analizó preliminarmente la estabilidad de la excavación diseñada para una profundidad de 6 m, con taludes 4:1 y una resistencia al corte no drenada (c_u) de la arcilla de 12 kPa. La excavación falló el 30 de noviembre de 2016, fecha en la que se presentó un deslizamiento de tierras en el talud norponiente cuando apenas se alcanzaba una profundidad de 4.7 m respecto al nivel del terreno natural (no 6 m como lo cita errónea y tendenciosamente el Documento 2), confirmando de esta manera las predicciones del II-UNAM basadas fundamentalmente en caracterizar el suelo del sitio con base en los resultados de pruebas de laboratorio y campo ejecutados en el lugar donde se llevó a cabo dicha excavación, a partir de los cuales se obtuvo que el suelo del sitio presentaba valores de c_u del orden de 9 kPa. Las limitaciones del enfoque de ARUP se evidenciaron por el hecho de que fueron incapaces de predecir esta falla del talud en la excavación de prueba del 30 de noviembre de 2016.



Respecto al modelo geotécnico a considerar en los diseños, es importante recordar que ARUP mediante el documento File note reference 4-05-06 (Atajo” que permite a los contratistas adoptar el uso del modelo HS Small sin necesidad de simular la subsidencia regional desde 1930 a 2015) encomendó al contratista de la excavación del ET diseñar el proceso constructivo de dicha excavación, utilizando los parámetros del suelo indicados en la Tabla 1 del Anexo D del documento “Reference Geotechnical Design Report (GDR)” emitido el 17 de abril de 2017 por ARUP; en dicho documento se define un modelo geotécnico unificado del suelo de toda la zona del ET cuya área es de 300,000 m² aproximadamente, con base en el ejercicio de suponer un estado de esfuerzos y condiciones volumétricas del suelo del lago de Texcoco para el año 1930 y estimar su evolución para el año 2015 tomando en cuenta los registros de una estación piezométrica (sin referencia) a tal fecha. Llama la atención que dicho modelo presenta una condición de alta preconsolidación única a través de toda la profundidad de la Formación Arcillosa Superior (FAS) (OCR=1.8) lo cual contradice los resultados de las pruebas de la exploración geotécnica del predio (II-UNAM, 2016). De esta manera se favorece la subestimación de los asentamientos en dicha formación arcillosa.

Tomando en cuenta lo anterior, el II-UNAM coincide con la opinión del Panel de expertos en el sentido de que ARUP no ha usado toda la información geotécnica disponible para la ejecución de los diseños.

El II-UNAM se asocia también a los comentarios del Panel de Expertos respecto al comportamiento previsible de la cimentación del ET. Luego de que el II-UNAM revisara el documento “Reference Geotechnical Design Report” (ARUP 2017) surgieron dudas acerca de las hipótesis, procedimientos y resultados del diseño de la cimentación del ET y de la TCTA. Por lo tanto, los días 25 y 26 de abril de 2017 se celebraron dos reuniones técnicas entre ARUP y el II-UNAM, para la revisión de avance del diseño de estos dos edificios y en particular para discutir el documento GDR (ARUP, 2017). Derivado de estas reuniones, el 7 de junio de 2017 ARUP emitió el documento “Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th, 2017”. Como se detalla en la Nota Técnica G-26 (II-UNAM, julio 2017), este documento solamente da una respuesta muy parcial a cuestionamientos y aclaraciones relacionados con diversos aspectos de los diseños del ET. Destaca el hecho de que para el edificio terminal el proyectista no ha verificado que los estados límite de servicio (emersión y/o asentamientos totales y asentamientos diferenciales asociados) de la estructura terminada no serán excedidos a largo plazo. De hecho, es de dudosa validez la aplicación del concepto de compensación de cargas para la cimentación de este edificio. En efecto, el diseño propuesto no toma en cuenta ni las irregularidades topográficas ni las heterogeneidades en las propiedades del subsuelo. Es



importante subrayar que los cálculos de asentamientos/emersiones deben tomar además en cuenta explícitamente la interacción con el hundimiento regional.

Respecto a cargas y descargas en las excavaciones, el II-UNAM considera que el comportamiento de los suelos blandos del sitio donde se construirá el ET ante condiciones de descarga (por efecto de la excavación, y carga (por la construcción de la losa de cimentación y posteriormente por la estructura) puede analizarse numéricamente por medio del modelo HSS utilizado por ARUP, de manera adecuada. No obstante, sólo podrá lograrse una buena simulación del comportamiento del suelo del sitio cuando previamente se caracterice tomando en cuenta los resultados de la campaña de exploración geotécnica disponible, y se simule convenientemente la secuencia constructiva de losas de cimentación (losas de 20m x 20m) en un lapso realista y no de 100 días (Véase Nota Técnica G-26, II-UNAM, julio 2017). Cabe observar que las losas de pruebas fueron construidas sin ningún tipo de juntas. En la visita realizada al sitio donde se construye la cimentación del ET, personal de II-UNAM observó que las losas que se construyen presentan juntas “machihembradas” que seguro permitirán una mejor interacción entre ellas. Cabe mencionar que el II-UNAM como parte de sus observaciones al diseño y construcción de dicha cimentación fue el autor de esta recomendación. ARUP, en el apartado 9.3 del GDR, aborda de manera muy superficial aspectos relacionados con el diseño de la cimentación del ET incluidos los funiles. La falta de información y la poca calidad de las imágenes en la que reportan algunos resultados hacen prácticamente imposible ejecutar verificaciones e interpretaciones de los diseños. Lo anterior, ha sido comentado con personal de ARUP en diferentes juntas de trabajo. A la fecha, no se ha recibido la información del detalle de estos diseños. Llama la atención que ARUP en el GDR (2017) se refiera al capítulo de conceptualización de los diseños como recomendaciones de cimentación de las estructuras y por tratarse de sólo una recomendación (sección 9) con esto justifique la ausencia de información de detalle de las cimentaciones del ET y la TCTA. Por otra parte, en la sección 9.31 no se encontró comentario alguno que se refiera a la construcción de los funiles.

Respecto a la determinación de la capacidad de carga de los pilotes del ET y la TCTA es importante mencionar que durante la etapa de diseño de las cimentaciones de ambas estructuras, ARUP realizó pruebas de carga cuyos resultados, en opinión del II-UNAM, demuestran que reducen la capacidad potencial de carga de los pilotes de fricción bajo condiciones estáticas y dinámicas debido al procedimiento constructivo, y adicionalmente la subestiman por los procedimientos y secuencia de pruebas utilizados. Estas afirmaciones se derivan en principio de la experiencia local en la ingeniería de cimentaciones en suelos blandos así como de los resultados de pruebas de carga llevadas a cabo por parte de personal del II-UNAM en cuatro pilotes instrumentados e



hincados sin previa perforación en la zona del ET y la TCTA, los cuales se presentan en la Nota Técnica G-3 “Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM” (II-UNAM, marzo 2017). En este documento el II-UNAM presenta resultados que demuestran que el proceso de pre-perforación del suelo previo al hincado de los pilotes definido por ARUP para los pilotes tanto de producción como de los de sus pruebas, induce una disminución de la resistencia por fricción y por lo tanto en su capacidad de carga.

El II-UNAM opina por tanto que ARUP debe revisar los diseños de la excavación del ET así como de la cimentación del mismo edificio, tomando en cuenta los resultados de la exploración geotécnica (2015-2016) la cual arrojó resultados que indican claramente que el suelo presenta características físicas, mecánicas e hidráulicas que varían de manera espacial (II-UNAM-2016). Solo de esta manera podrán plantearse soluciones adecuadas a los problemas de estabilidad y cimentación de las diferentes obras del lado tierra y la TCTA del NAICM.

Respecto al hundimiento regional, la sección 7 del GDR actual (ARUP, 2017) incluye principalmente información relacionada con datos históricos del fenómeno de hundimiento regional en diferentes sitios de la zona lacustre de la cuenca de México, varios de ellos ubicados cerca del NAICM. Se incluye además información de velocidades de hundimiento de la zona del ex lago de Texcoco entre los años 1969 y 2015, realizadas por el II-UNAM en el 2015, así como de registros de hundimientos entre los años 2014 y 2016 en el NAICM, obtenidos por el consorcio IUYET a través de nivelaciones topográficas. Por otra parte, se presentan estimaciones de asentamientos futuros debidos al fenómeno de hundimiento regional que en una primera etapa simulan el cambio de la distribución de presión de poros y de esfuerzos efectivos del suelo, a partir de una condición inicial idealizada para el año 1930 y hasta el año 2015, procedimiento comentado en párrafos anteriores.

A partir de las condiciones piezométricas y de esfuerzos en el suelo simuladas para el año 2015, en una segunda etapa se hacen predicciones de hundimientos para el año 2090 a través de elementos finitos bajo la hipótesis de que la condición piezométrica en la base del acuífero se abate un 50% para tal fecha y que según el diseñador deben ser aplicables a la toda la zona del ET y la TCTA. De esta manera ARUP (Figura 7.5 del GDR del 2017) estima que en el año 2090 el NAICM presentará un asentamiento por hundimiento regional de aproximadamente 16.5 m a partir del año 2015 a una velocidad constante implícita del orden de 22 cm/año, la cual supera los valores observados en el sitio durante los últimos años. Por otra parte, los resultados son comparados con las



predicciones de hundimientos llevados a cabo por Cruickshank a partir del año 1900 y hasta el año 2040, las cuales obedecen a hipótesis que generalizan las condiciones estratigráficas de los depósitos de suelos así como las de sus propiedades hidráulicas y de compresibilidad, y se orientan a modelar el fenómeno bajo un enfoque hidrogeológico.

Por último, en las secciones 2 y 9 del GDR en los apartados en los que se menciona el fenómeno de hundimiento regional, se hace referencia a la sección 7 del mismo documento. Es opinión del II-UNAM que las estimaciones de asentamiento por hundimiento regional en el NAICM presentadas por ARUP en el GDR (2017) son el resultado de simplificaciones excesivas que no toman en cuenta la variación espacial de las propiedades hidráulicas y de compresibilidad así como las relaciones de preconsolidación del suelo, entre otros. Tales propiedades fueron claramente identificadas a partir de las diferentes campañas geotécnicas ejecutadas en el predio del NAICM desde el año 2011 y hasta la fecha. Por lo anterior, sus resultados deben ser tomados con reserva. Es por esto, que el II-UNAM recomienda enfáticamente que el diseñador revise sus cálculos de hundimientos futuros tomando en cuenta las condiciones geotécnicas particulares de los sitios donde actualmente se construye el ET y la TCTA, y parta de parámetros de suelo realistas obtenidos de las diferentes campañas exploratorias.

4. TORRE de CONTROL (TCTA)

En el Documento 1, los expertos observan que se ha propuesto para la Torre como última versión una cimentación compensada sobre un conjunto de anillos concéntricos de pilotes de fricción con un espacio vacío al centro. Piden que se demuestre que los movimientos en el borde del cajón circular de 65 o 75 m de diámetro sean tolerables en condiciones sísmicas. Piden verificar que no se presentará emersión de la cimentación. Señalan que los pilotes interiores resultan seguramente sobrados. Señalan por otra parte la posibilidad de que los aisladores sísmicos puedan fallar durante un sismo y queden inoperantes para las réplicas importantes que suelen presentarse después del sismo principal.

En el Documento 2, ARUP afirma que los cálculos requeridos están contenidos en el GDR y en el primer Informe de diseño sísmico basado en desempeño. Se ha calculado un movimiento vertical de 50 a 70 mm durante el MCE. Considera que el mecanismo dominante de falla de la cimentación sería por deslizamiento y no por vuelco, de ahí la importancia de los pilotes. Estima que se podría presentar después de 75 años una emersión de 1 m respecto al terreno circundante.



Opinión II-UNAM

De acuerdo al GDR (2017) los pilotes de la TCTA serán construidos para uniformar los asentamientos del terreno que ocurran durante un sismo y absorber la fuerza de cortante sísmica. No obstante, en opinión del II-UNAM su comportamiento está en entredicho, a juzgar por los resultados de las pruebas de carga en pilotes realizados por ARUP-CIMESA, en el otoño de 2016. En efecto, las previsiones de capacidad de carga última que hizo ARUP en su diseño para los pilotes de la TCTA, fueron por lo menos 20% mayores que las alcanzadas en las citadas pruebas de carga.

El comportamiento dinámico de la torre depende del buen funcionamiento de los aisladores sísmicos. En la opinión del II-UNAM es necesario evaluar qué sucedería en el caso de que estos dispositivos fallaran o quedaran inutilizados por algún motivo. En esta revisión se deberán considerar diversos escenarios en lo que se refiere a la sismicidad. Además, se requiere evaluar el efecto de las aceleraciones verticales en el comportamiento sísmico de la Torre, a la luz de los temblores recientes de septiembre 2017.

Falta que ARUP detalle sus cálculos y explique cómo se considera el efecto de los aisladores así como qué consideraciones se hicieron para el caso de que estos aisladores dejaran de funcionar o tuvieran comportamientos anómalos. Por otro lado, es necesario que ARUP precise cuáles son los valores de los hundimientos diferenciales máximos que puede aceptar el sistema de aisladores sísmicos. También debe indicar cómo se podrían ajustar o modificar dichos aisladores en el caso de que durante su construcción, la torre experimentara hundimientos diferenciales.

Es opinión del II-UNAM que los aisladores sísmicos deben recibir mantenimiento a fin de garantizar su capacidad de absorber movimientos para los que fueron diseñados. No obstante, surge la duda de si la heterogeneidad de suelo puede ocasionar que dichos elementos no funcionen eficientemente, como resultado de asentamientos diferenciales de la cimentación. Lo anterior cobra especial relevancia toda vez que ARUP ha indicado a través del GDR y sus anexos que se ha definido un único modelo geotécnico de la zona del ET y la TCTA, habiendo notorias diferencias en las propiedades de un sitio y otro.

ARUP debe aclarar las condiciones que se alcanzarán al producirse a largo plazo la emersión de 1m prevista en sus estimaciones (Documento 2), incluyendo la pérdida de contacto entre losa y suelo y de confinamiento de la cabeza de los pilotes, elementos muy críticos para la absorción de la fuerza de cortante sísmica.



5. CONCLUSIONES

En este documento se emiten opiniones acerca de los comentarios de ARUP (Documento FP_FREE-19052017-RESP-261) al resumen de opiniones del Panel de Expertos sobre los proyectos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).

Se emiten asimismo recomendaciones y observaciones conducentes a mejorar el entendimiento del comportamiento de las cimentaciones de la TCTA y del ET y evitar posibles fallas en el funcionamiento y seguridad de dichas estructuras, las cuales fundamentalmente consisten en solicitar al proyectista revise y complemente algunos de sus diseños tomando en cuenta la información del suelo obtenida a partir de la extensa campaña exploratoria realizada para el proyecto y en cumplimiento a la normativa local, cuidando documentar sus hipótesis y resultados a fin de que puedan ser entendidos plenamente y verificados.

REFERENCIAS

Comentarios adicionales del II-UNAM pueden encontrarse en las notas e informes siguientes:

- No. GEO-09 “*Comentarios acerca de la propuesta del Arquitecto Maestro para llevar a cabo una excavación de prueba en la zona donde se construirá la terminal de pasajeros del NAICM*”, agosto de 2015.
- No. G-3 “*Resultados de las pruebas de carga realizadas en pilotes instrumentados en áreas del Edificio Terminal y la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM*”, julio de 2017.
- No. G-26 “*Comentarios al documento de ARUP “Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th, del 7 de junio de 2017”*”, Julio de 2017.
- “*Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del ex-lago de Texcoco, Zona Federal, Informe Final*”, Diciembre de 2016.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-38

**Verificación de siete piezómetros a instalarse en la
zona del Edificio Terminal del NAICM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Octubre, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-38

Verificación de siete piezómetros a instalarse en la zona del Edificio Terminal del NAICM

1. ANTECEDENTES

En la reunión del 28 de agosto de 2017, celebrada en oficinas de construcción dentro del predio del NAICM, se indicó en el punto 3 de la minuta correspondiente la solicitud al Instituto de Ingeniería de verificar siete piezómetros de cuerda vibrante. Los piezómetros se instalarán en la zona del Edificio Terminal. Las capacidades de los piezómetros se muestran en la Tabla 1.

Los sensores de cuerda vibrante, marca RST se verificaron el 8 de septiembre del presente año.

Tabla 1. Calibración y verificación experimental realizada por el II-UNAM.

Piezómetro cuerda vibrante	Modelo	Serie	Capacidad kPa
1	VW2100A-0.35	VW43476	350
2	VW2100A-0.35	VW43480	350
3	VW2100A-0.35	VW43809	350
4	VW2100A-0.35	VW43829	350
5	VW2100A-0.35	VW43841	350
6	VW2100A-0.35	VW43960	350
7	VW2100A-0.35	VW44000	350

2. VERIFICACIÓN

El procedimiento consistió en introducir el piezómetro en un depósito metálico que contenía agua, de tal forma que la parte sensible del piezómetro quedara sumergida (Figura 1). Se tapó el depósito y se le aplicó presión con un regulador manual de precisión, la que se direccionó también a la columna de mercurio (utilizada como elemento patrón) para registrar su altura y calcular la presión aplicada al sensor.

Para cada valor de presión aplicada se registró el valor que arroja el módulo de adquisición de datos (cuentas). Para la verificación de los piezómetros se realizó un ciclo de carga–descarga. Los piezómetros se calibraron al 100% de su capacidad.

El fabricante presenta una ecuación lineal y una polinómica para la obtención de la presión. Para la revisión sólo se utilizó la segunda:

$$P = AL_c^2 + BL_c + C + [T_k(T_c - T_i)] - [0.10(B_c - B_i)] \quad \text{Ecuación polinómica}$$

donde:

- P Presión.
- T_k Constante del sensor proporcionada por el fabricante para el ajuste lineal.
- A, B Constantes del sensor proporcionadas por el fabricante.
- C Constante del sensor proporcionada por el fabricante y obtenida en el laboratorio del IIUNAM o en campo, para el ajuste polinómico.
- T_i y T_c Temperaturas de calibración en la fábrica y durante la operación, respectivamente.
- L_c Lecturas del módulo durante la operación.
- B_i y B_c Presión atmosférica del sitio donde el fabricante calibró el sensor y donde se instaló en campo, respectivamente.



Figura 1. Sistema para verificar los piezómetros de cuerda vibrante.



Tomando los valores de A y B se calculó el valor de C considerando el criterio de campo. En efecto, para calcular la constante C es necesario hacer una lectura del sensor sometido solamente a la presión atmosférica. Luego, las variables $B_i = B_c$ y $T_i = T_c$, dado que se mide en un mismo lugar, por lo tanto, la presión atmosférica y la temperatura se eliminan y se tiene lo siguiente:

En la que si $P = 0$

$$C = -(AL_c^2 + BL_c) \quad \text{Valor de C, criterio de campo.}$$

Con este valor de C se verificó la linealidad y precisión de los sensores.

Se graficaron las presiones calculadas a partir de las constantes (criterio de campo) contra las experimentales tomadas con el elemento patrón y aplicando un ajuste con mínimos cuadrados se obtuvo su pendiente (que debe ser muy cercana a 1) y ordenada.

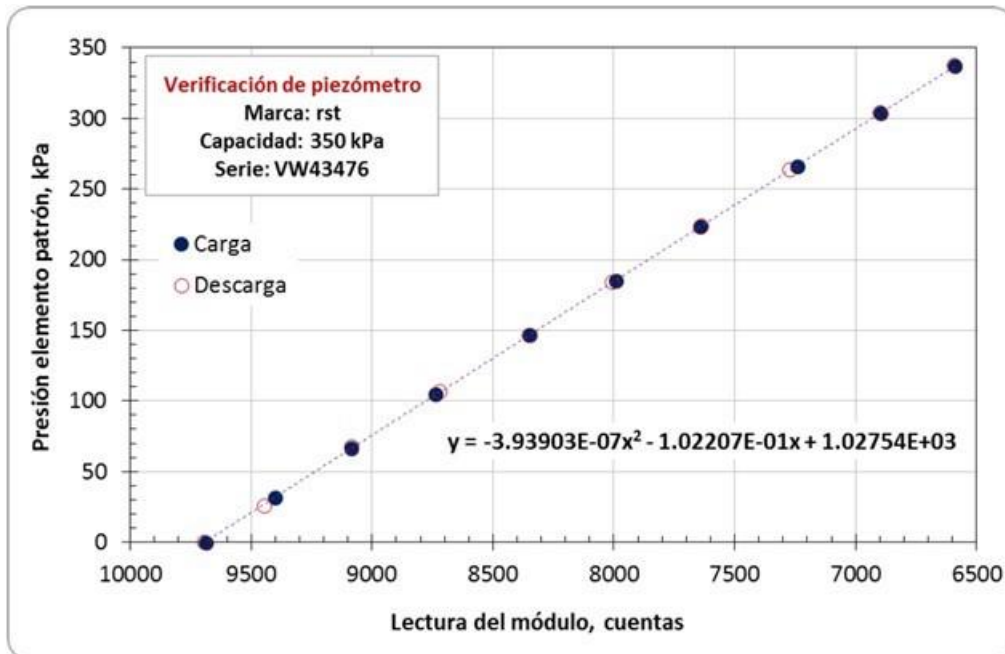
En las Figuras 2a a 8a se muestran los resultados de presión aplicada contra el número de cuentas en el módulo de adquisición de datos; a su vez, en las Figuras 2b a 8b se muestra la comparación de la presión experimental aplicada, con la calculada a partir de los datos de A y B del fabricante y de C con el criterio de campo. Como se puede apreciar en estas últimas gráficas, en todos los casos la diferencia entre los valores experimentales y los obtenidos con el criterio de campo son muy parecidos, la diferencia de las pendientes respecto a la unidad está entre 0.0029 y 0.0087.

Como se puede apreciar en la Tabla 2, utilizando las constantes A y B proporcionadas por el fabricante y el con el valor de C (criterio de campo) las presiones calculadas presentan una precisión adecuada. Siempre es necesario calcular el valor de C en el sitio de instalación con el método antes descrito.

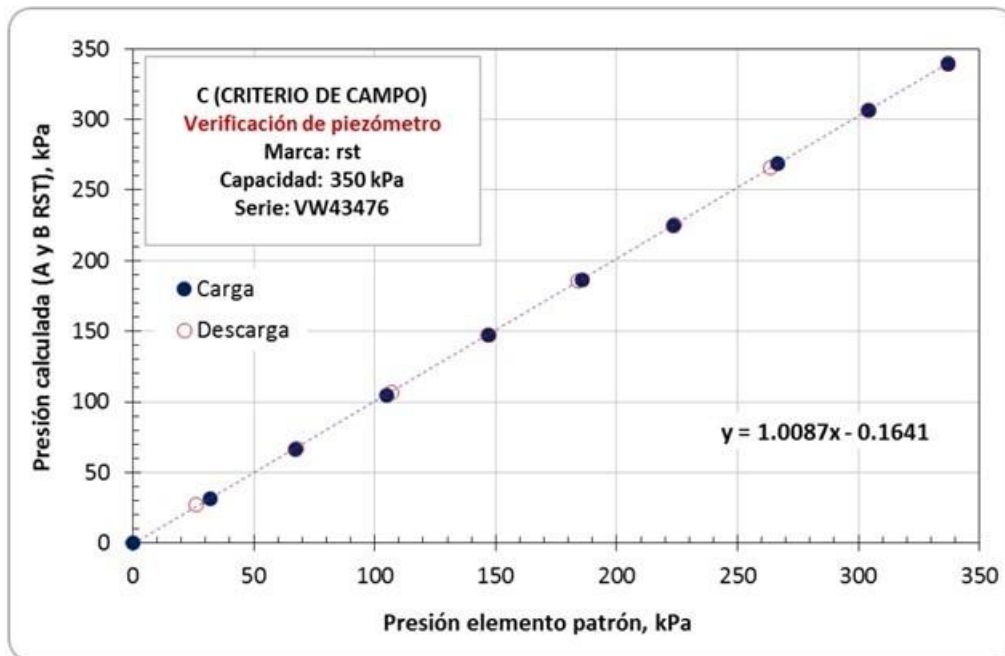


Tabla 2 Resultados experimentales de la verificación de los piezómetros de cuerda vibrante.

Serie	Capacidad kPa	CONSTANTES PROPORCIONADAS POR EL FABRICANTE										Criterio de campo		
		Tk kPa/°C	Li Lec. Cal.	Ti °C	Bi Bar	Polinómica			Lineal CF kPa/por Lec.	C	Pendiente	Ordenada		
VW43476	350	0.19516	9537	21.8	1009.1	-2.476E-07	-0.105540	1029.8	0.109490	1045.73	1.0087	-0.1641		
VW43480	350	0.11495	9033	21.1	1019.5	-4.682E-07	-0.097800	922.87	0.104720	939.33	1.0083	-0.0885		
VW43809	350	0.022194	9680	21.7	1017.8	-3.057E-07	-0.094343	942.75	0.099204	957.35	1.0037	-0.3551		
VW43829	350	0.33156	9069	22.9	1010.8	-1.886E-07	-0.101370	935.29	0.104170	950.74	1.0029	0.3986		
VW43841	350	0.35024	9614	22.7	1003.2	-2.289E-07	-0.098862	975.33	0.102510	986.60	1.0039	0.4026		
VW43960	350	0.16625	9618	21.9	1018.4	-1.873E-07	-0.101970	996.67	0.104950	1015.23	1.0079	0.2268		
VW44000	350	0.36268	9824	22.2	1011.3	-3.634E-07	-0.094505	965.39	0.100410	981.16	1.0075	0.3918		

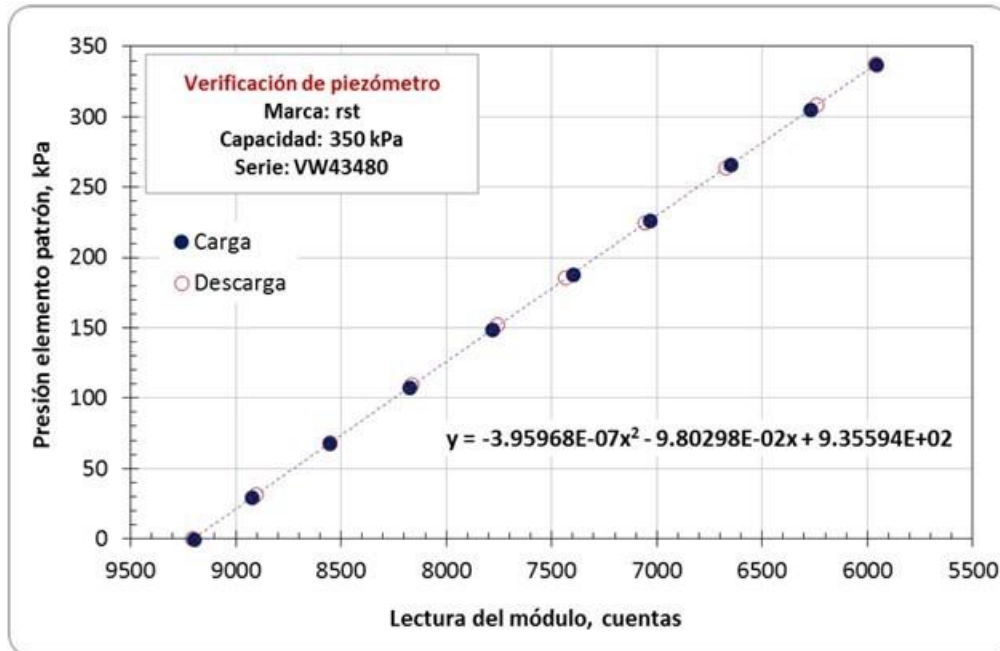


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

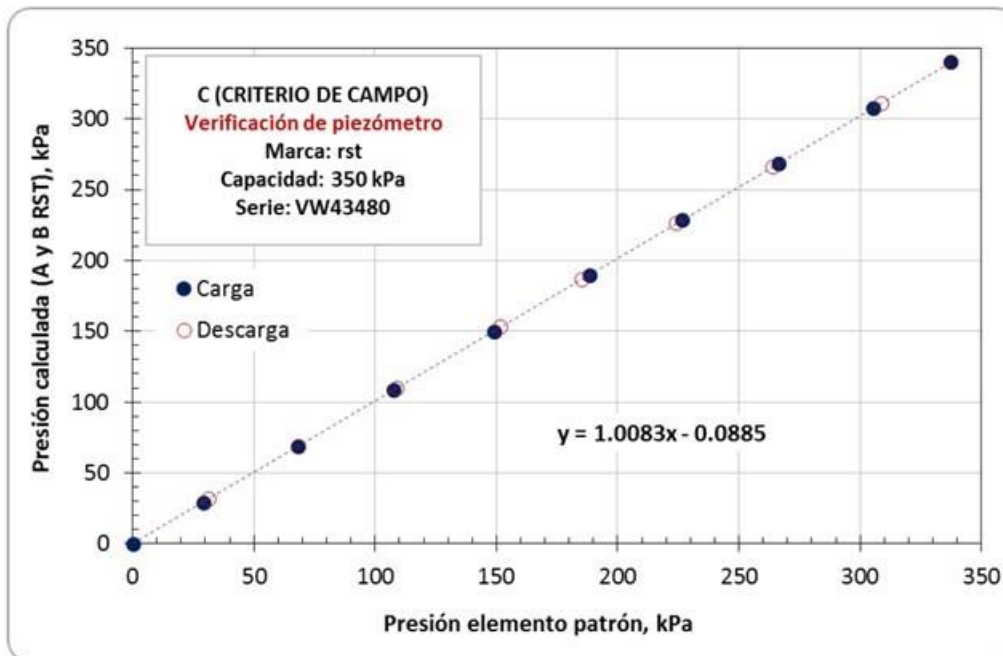


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 2. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie VW43476 y capacidad de 350 kPa.

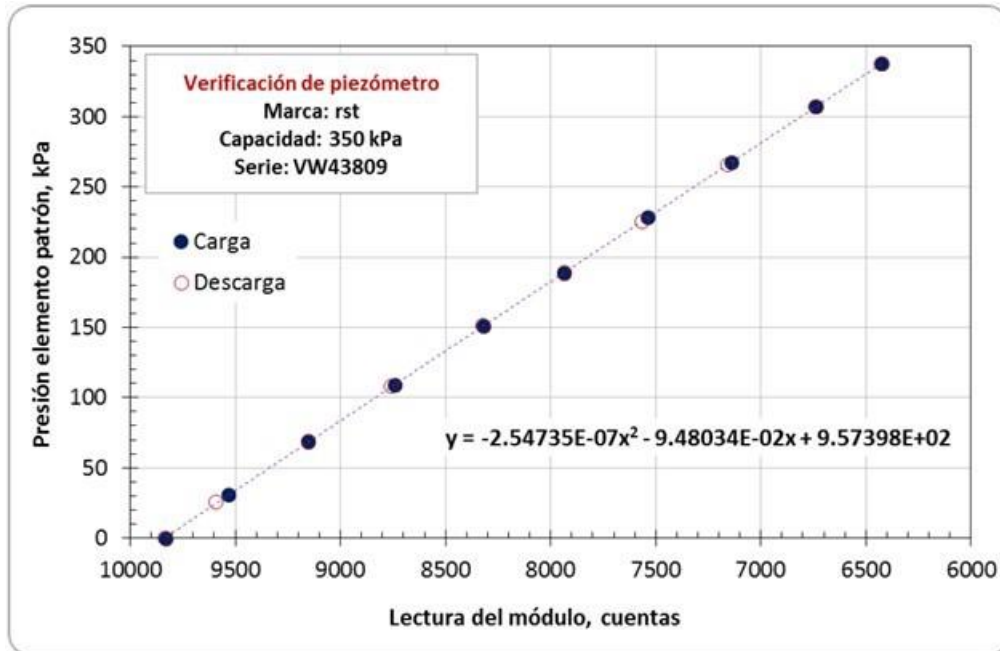


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

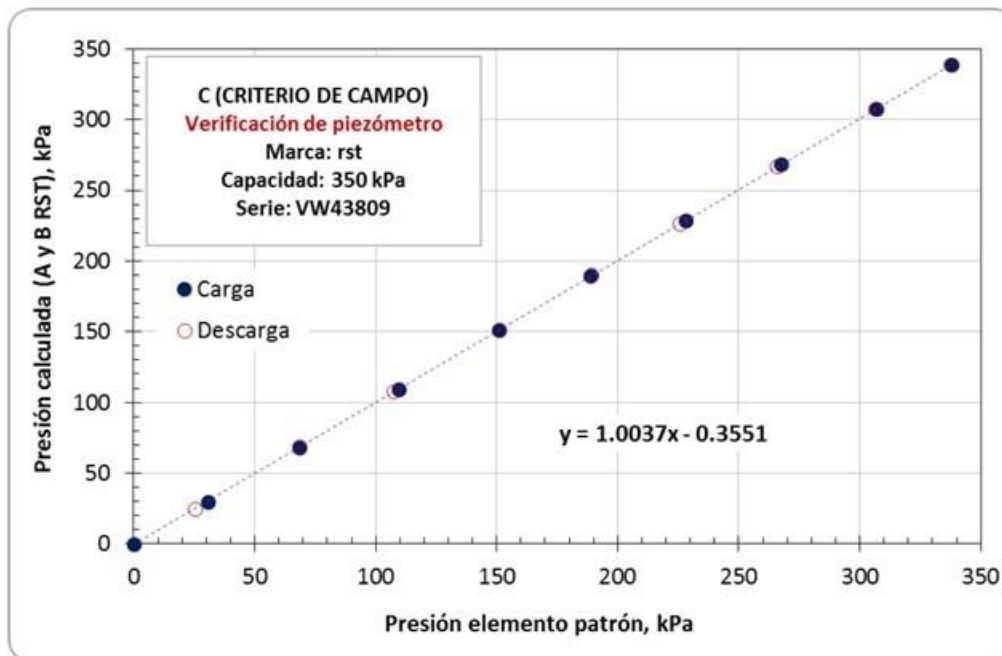


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 3. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie VW43480 y capacidad de 350 kPa.

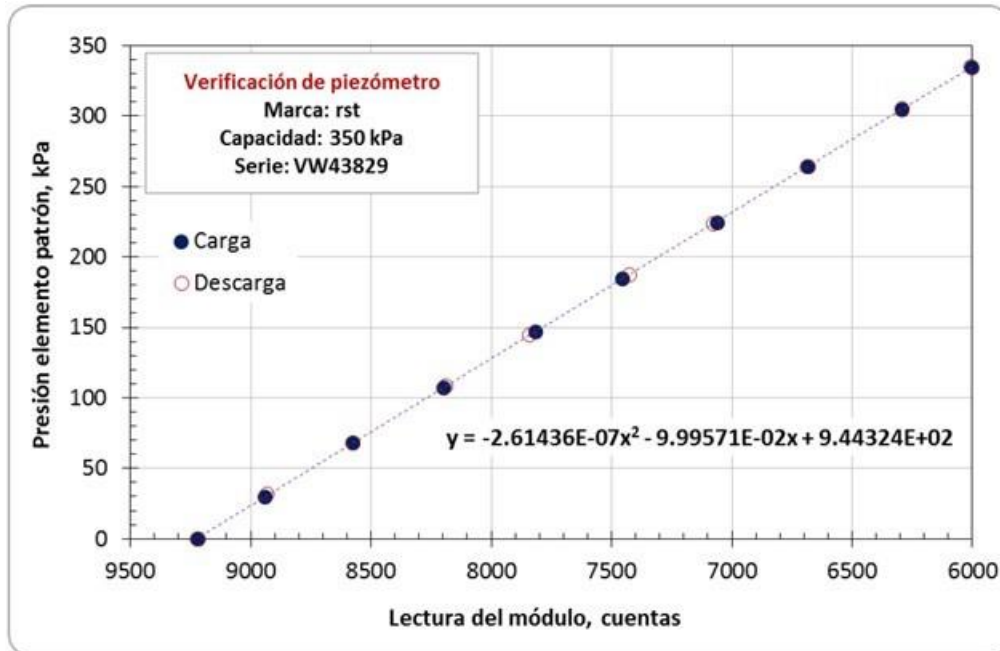


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

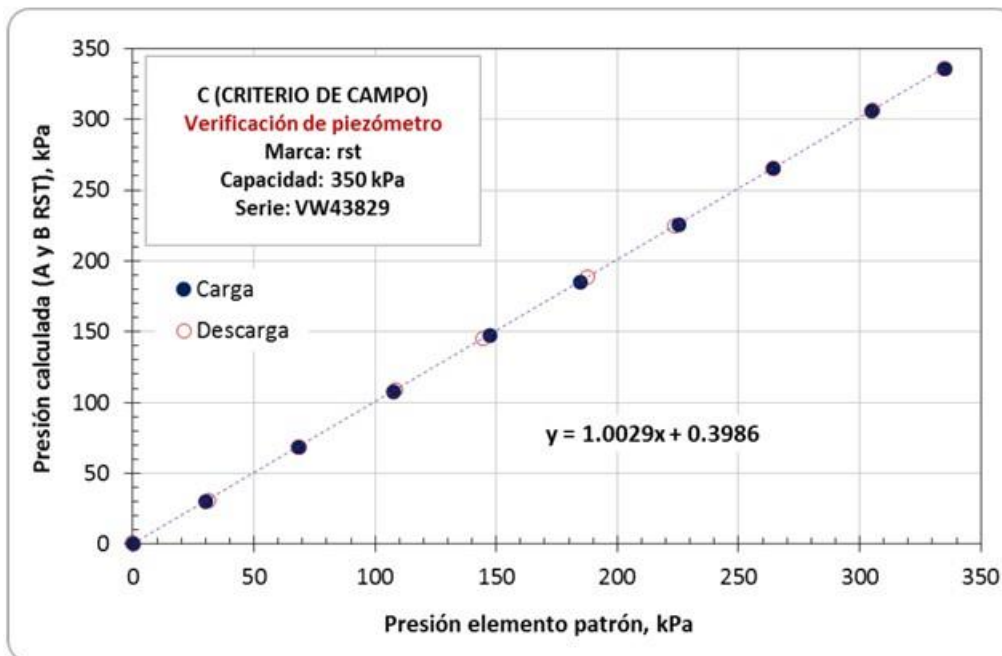


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 4. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie VW43809 y capacidad de 350 kPa.

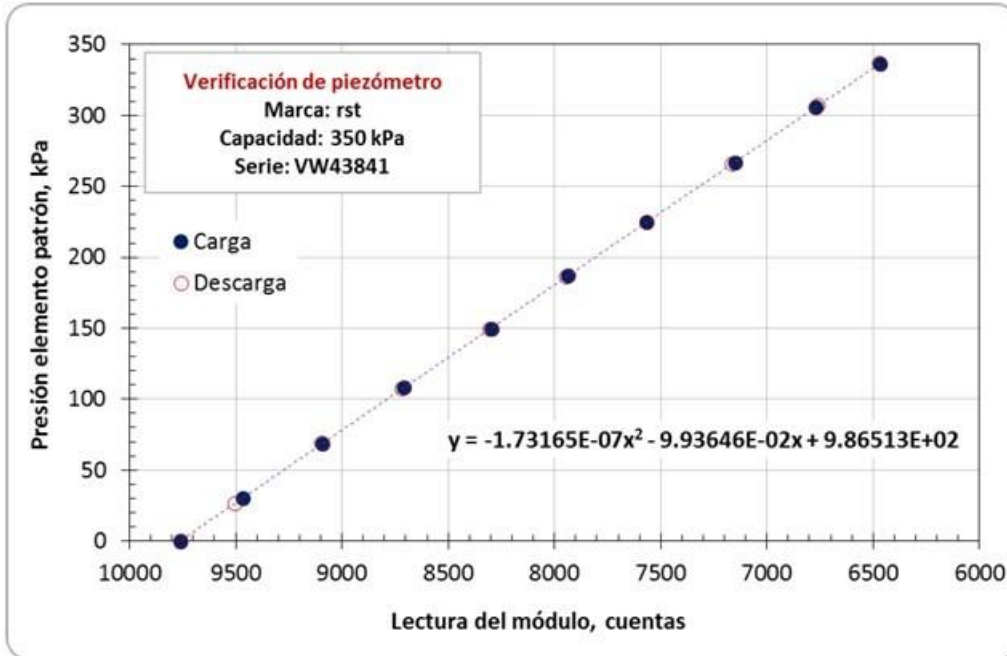


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

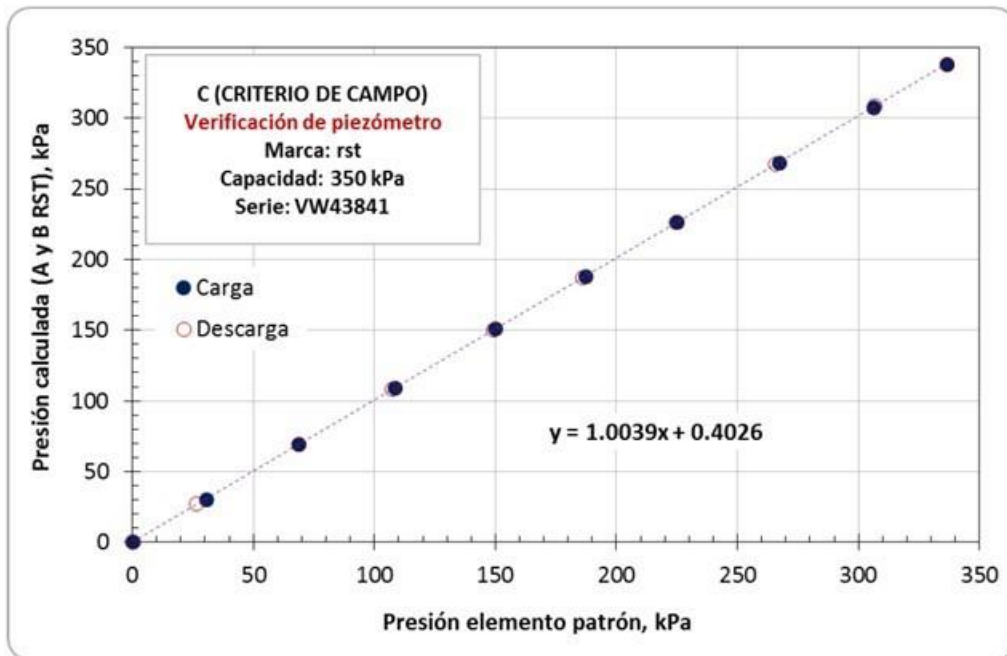


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 5. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie VW43829 y capacidad de 350 kPa.

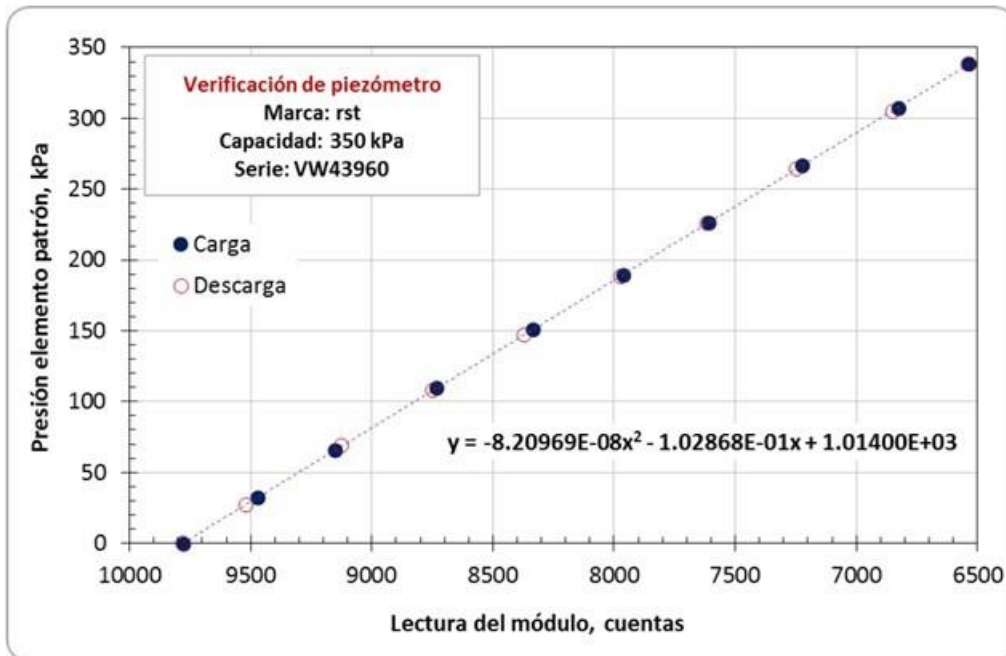


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

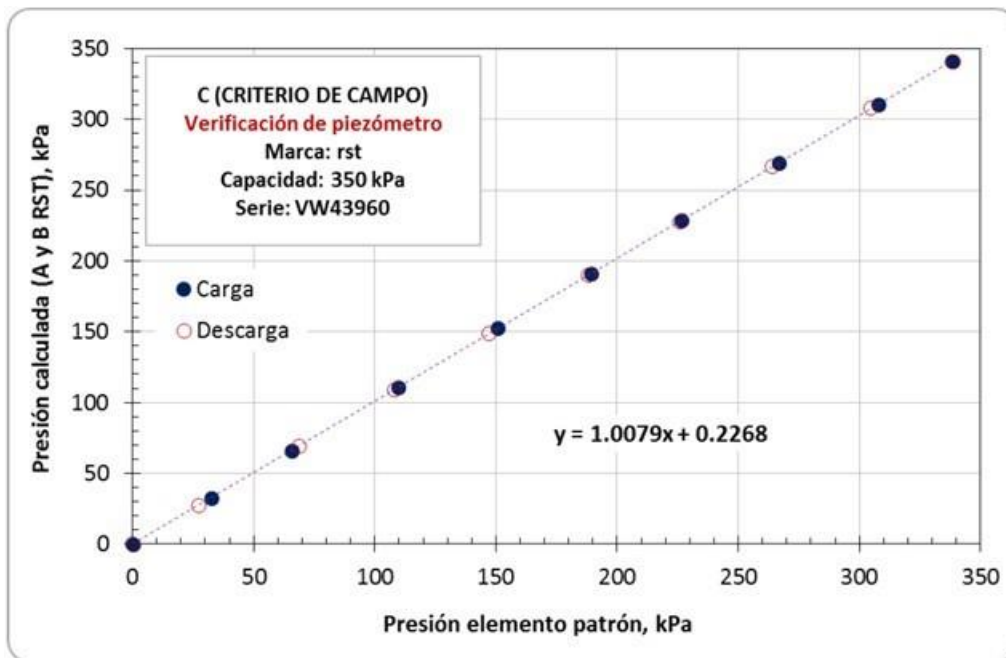


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 6. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie VW43841 y capacidad de 350 kPa.

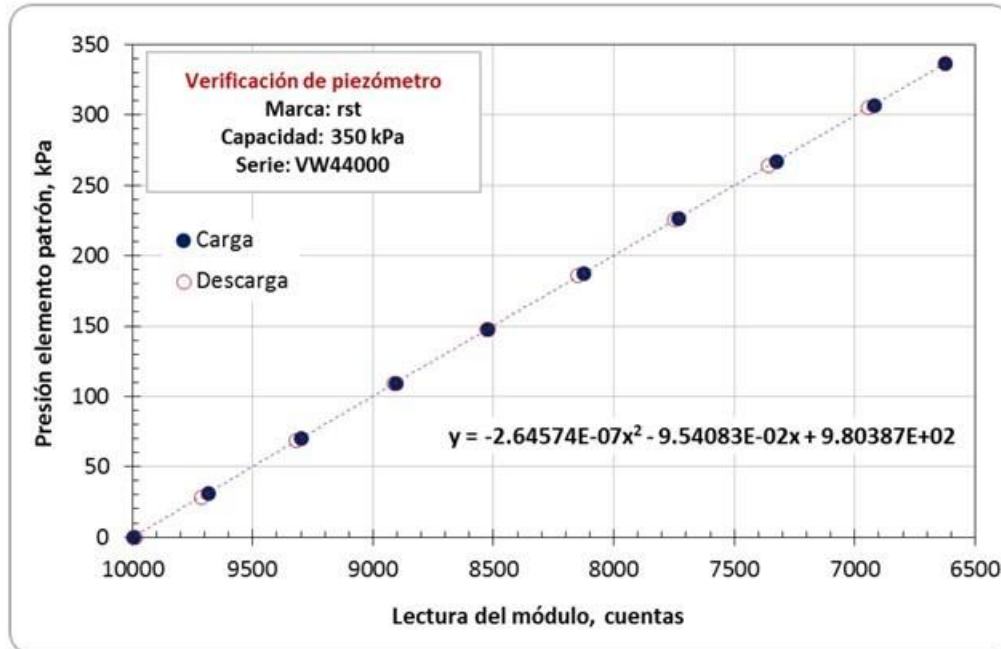


a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.

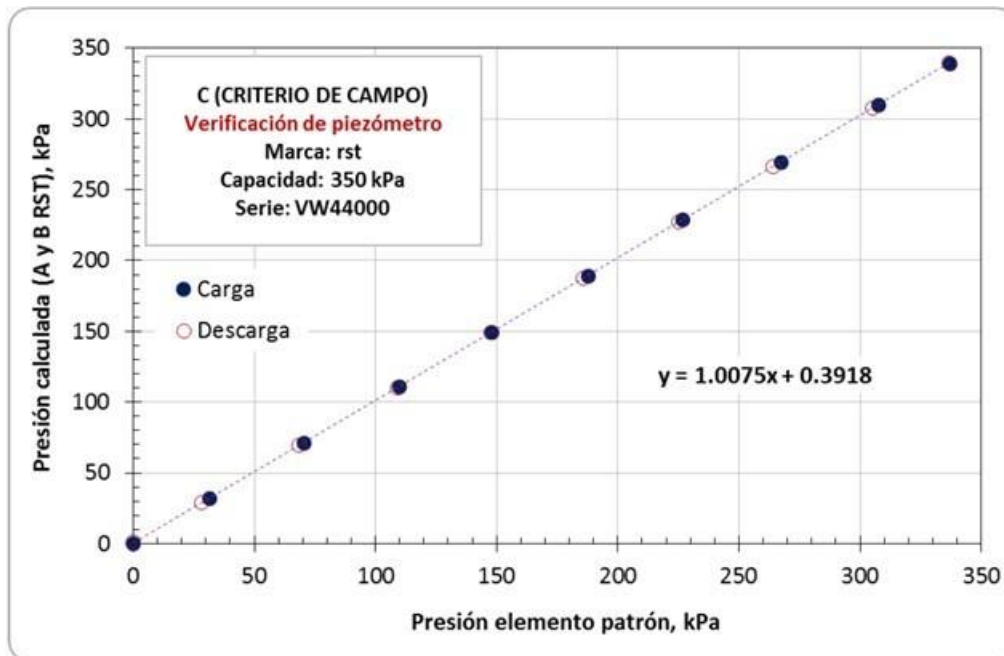


b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 7. Curvas de calibración de piezómetro con No. de serie VW43960 y capacidad de 350 kPa.



a) Curva de calibración, presión patrón vs cuentas en el módulo de adquisición.



b) Gráficas de verificación de piezómetro, C obtenida con el criterio de campo.

Figura 8. Curvas de calibración de piezómetro con no. de serie VW44000 y capacidad de 350 kPa.



3. CONCLUSIONES

Al calcular las presiones con las constantes “A” y “B” proporcionadas por el fabricante y con la “C” calculada con el criterio de campo, la diferencia con respecto a la presión aplicada es menor a 3 kPa, por lo cual su uso es confiable para las aplicaciones que tendrán en el predio del NAICM. Para obtener mejores resultados en las presiones calculadas es necesario calcular la constante “C” en el sitio de instalación.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-39

Verificación de tres celdas de presión tipo espada, a
instalarse en la cimentación de la TCTA del NAICM

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Octubre 20, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-39

Verificación de tres celdas de presión tipo espada, a instalarse en la cimentación de la TCTA del NAICM

1. ANTECEDENTES

En la reunión del 28 de agosto de 2017, celebrada en las oficinas de construcción de Aldesa-Jaguar ubicada dentro del predio del NAICM, se indicó en el punto 3 de la minuta correspondiente, la solicitud al Instituto de Ingeniería de la UNAM de verificar tres celdas de presión tipo espada, que se instalarán en el contacto entre el suelo circundante y el muro perimetral del cajón de cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) del NAICM. Las capacidades de las celdas de presión se muestran en la Tabla 1.

Estas celdas cuentan con sensores resistivos marca Geokon, con muy conveniente respuesta dinámica, lo que permitirá que sean monitoreados por un acelerógrafo, a fin de tener registro de las presiones sobre los muros de la cimentación de la TCTA no sólo ante presiones sostenidas y a largo plazo, sino durante eventos sísmicos o fuertes ráfagas eólicas. Se dispondrán en posición vertical, con lo que aportarán una medición de los esfuerzos laterales, normales al muro, en su contacto con el suelo. Cabe señalar que las celdas de presión surtidas proporcionan el valor de la presión total. Las celdas de espada solicitadas cuentan también con un piezómetro, lo que permite con la diferencia de presiones, conocer la magnitud de los esfuerzos efectivos. Se nos ha informado que la presión de poro será medida con un piezómetro aparte que se colocará contiguo a cada celda tipo espada.

Tabla 1. Calibración y verificación experimental realizada por el II-UNAM.

Celda de presión	Modelo	Serie	Capacidad kPa
1	3530-1-2-100kPa	1728161	100
2	3530-1-2-100kPa	1728162	100
3	3530-1-2-100kPa	1728163	100

2. VERIFICACIÓN

El procedimiento consistió en introducir la celda de presión a un depósito de PVC hidráulico que contenía agua, de tal forma que la parte sensible del sensor de presión quedara sumergida (Figura 1). Se tapó el depósito y se le aplicó presión con un regulador de precisión, la que se direccionó también a una columna de mercurio (utilizada como elemento patrón) para registrar su altura y calcular la presión aplicada al sensor; además, se energizó la celda con 10 volts de corriente directa, siguiendo los lineamientos y recomendaciones del fabricante. Para cada valor de presión aplicada se registró la respuesta de cada celda en volts, lo que se medía con un multímetro. Para la verificación de las celdas se realizó un ciclo de carga– descarga. Las celdas se calibraron al 80% de su capacidad.



Figura 1. Sistema para verificar celda de presión resistiva de tipo espada.

El fabricante presenta una ecuación lineal y una polinomial para la obtención de la presión. Para la revisión sólo se utilizó la ecuación lineal:



$$P = G(R_1 - R_0) \quad \text{Ecuación lineal}$$

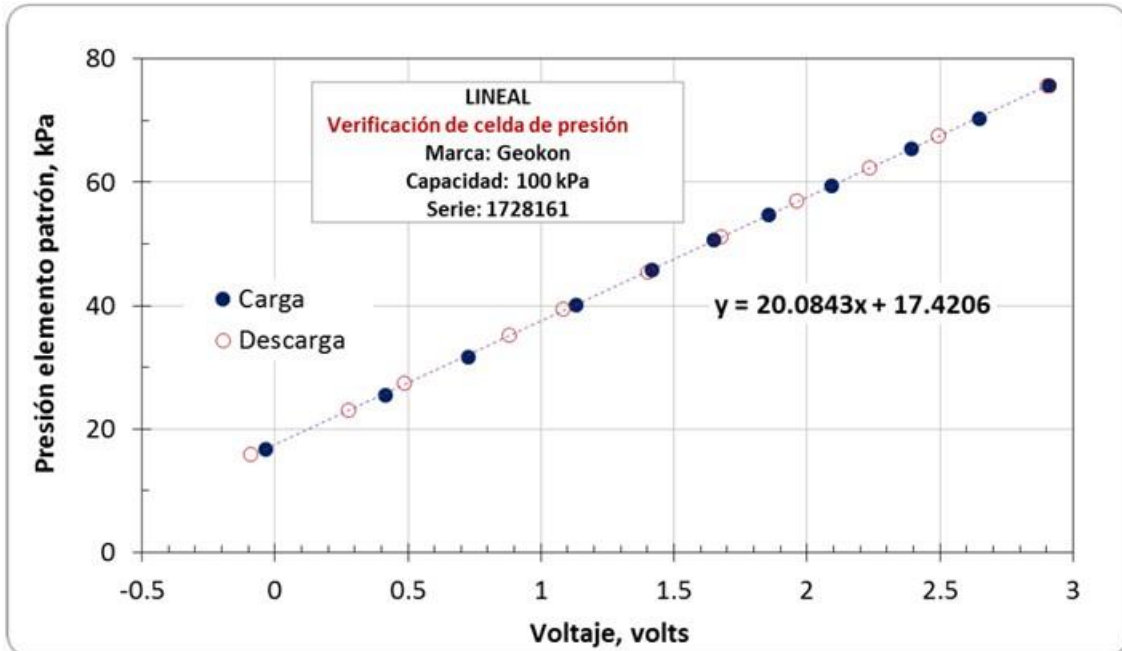
donde:

- P Presión.
- G Constante del sensor proporcionada por el fabricante.
- R₀ y R₁ Lecturas de voltaje de salida sin presión y presurizado, respectivamente.

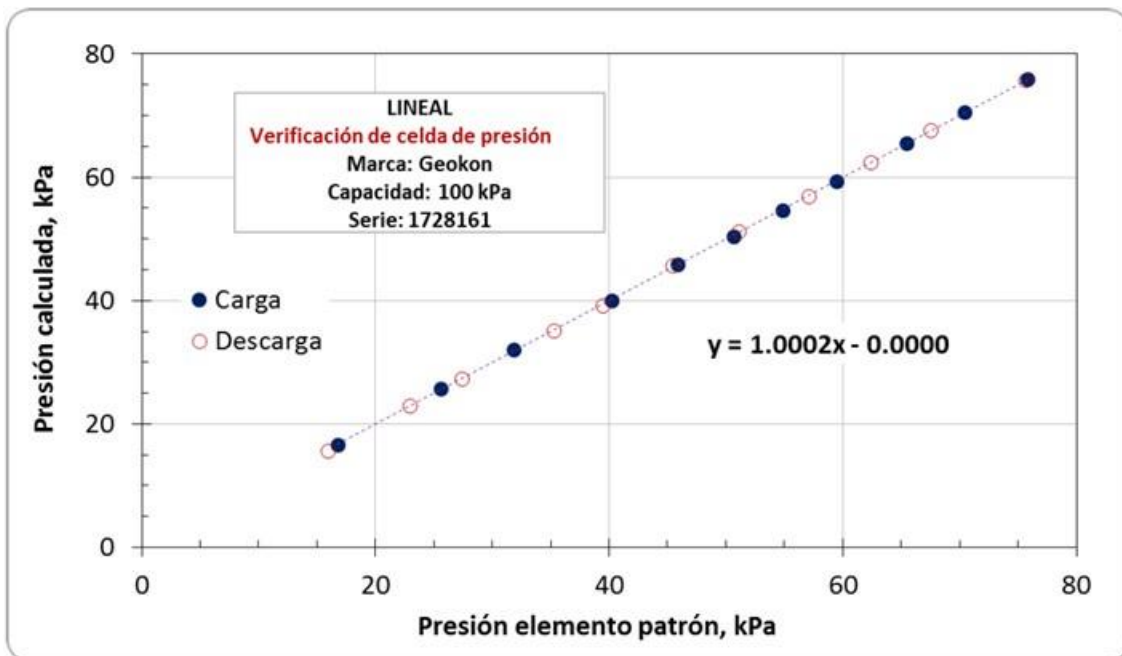
Se graficaron las presiones calculadas con la ecuación lineal y la constante del fabricante contra las experimentales tomadas con el elemento patrón; aplicando un ajuste con mínimos cuadrados entre los valores de estas presiones se obtuvo su pendiente (que debe ser muy cercana a 1) y cierta ordenada al origen. Cabe mencionar que es necesario efectuar una lectura sin presión en campo, previo a la instalación de las celdas de presión tipo espada para contar con el cero inicial del instrumento; es decir, la lectura R₀ en campo.

En las Figuras 2a a 4a se muestran los resultados de presión experimental contra el voltaje de salida del sensor, y en las Figuras 2b a 4b la comparación de la presión experimental con la calculada a partir de la constante G y la ecuación lineal del fabricante. Como se puede apreciar en estas últimas gráficas, en todos los casos la diferencia entre los valores experimentales y los obtenidos con los datos del fabricante son muy parecidos, la diferencia de las pendientes respecto a la unidad es de 0.0002, 0.0021 y 0.0021 para cada uno de los tres sensores. Sin embargo, los sensores no tuvieron una respuesta lineal de cero a 10 kPa de presión aplicada; sólo a partir de esta presión acusaron una variación lineal como se aprecia en las figuras antes señaladas.

Como se puede apreciar en los resultados de la Tabla 2, utilizando la constante G proporcionada por el fabricante, las presiones calculadas presentan una precisión adecuada.

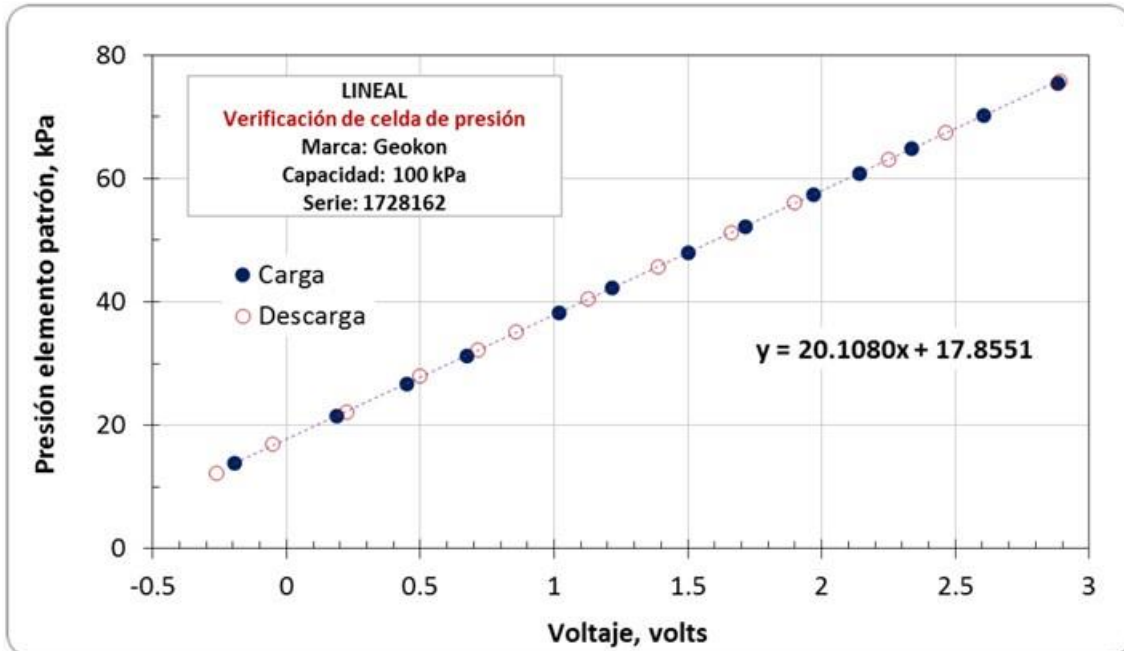


a) Curva de calibración, presión patrón vs volts en el módulo de adquisición.

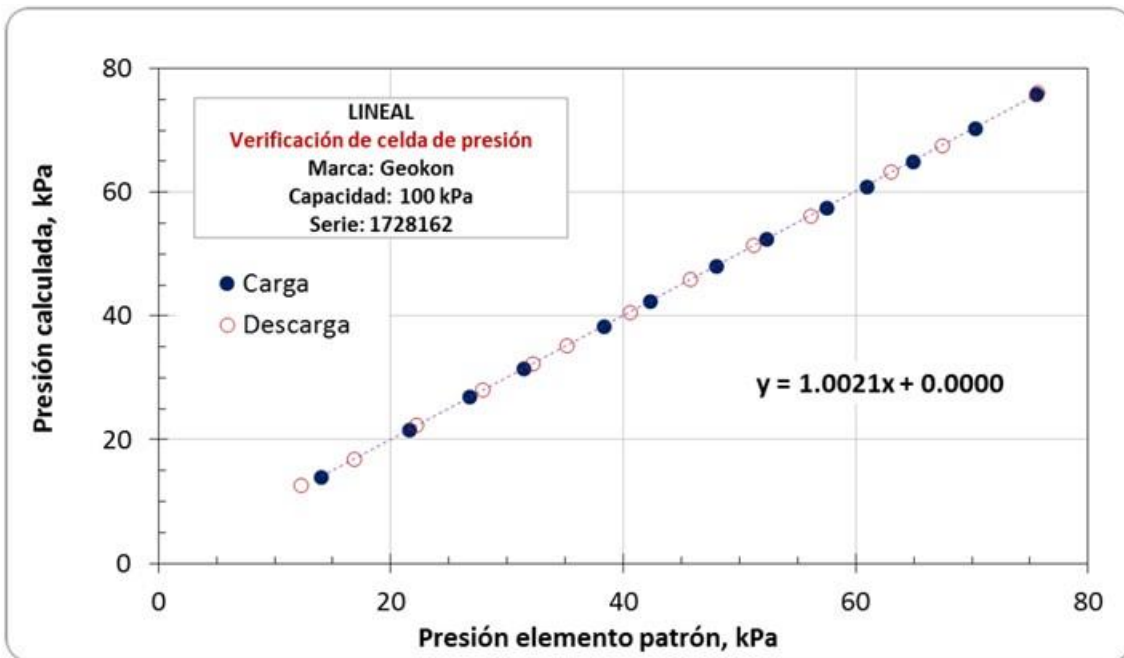


b) Gráficas de verificación de celda resistiva (considerando pendiente y ordenada)

Figura 2. Curvas de calibración de celda de presión con No. de serie 1728161 y capacidad de 100 kPa.

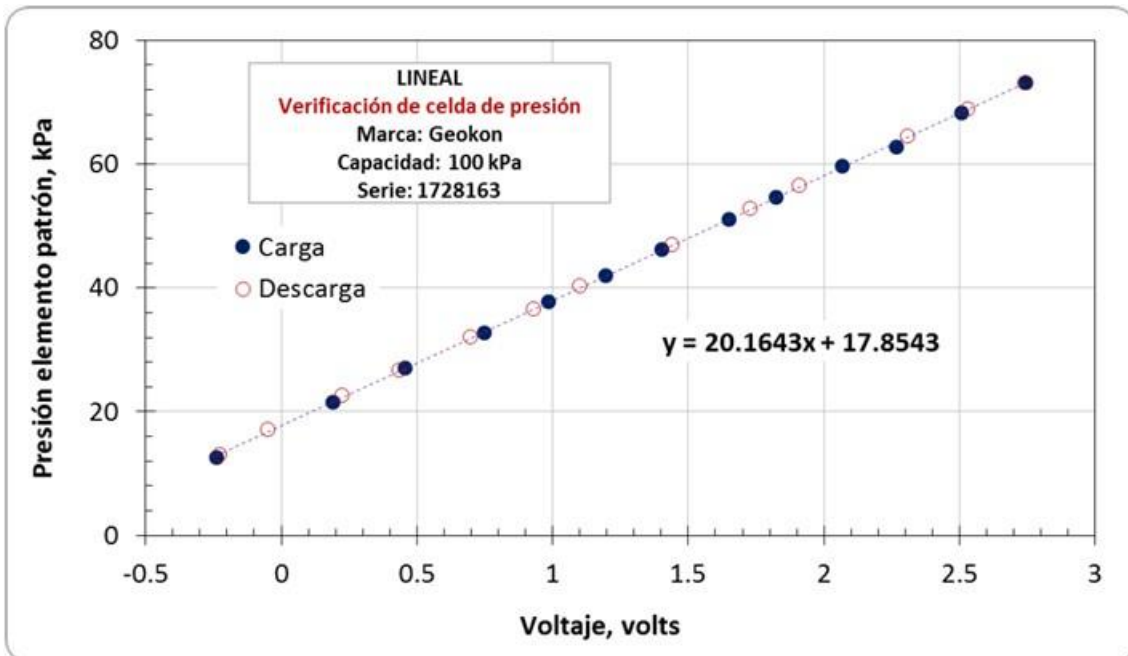


a) Curva de calibración, presión patrón vs volts en el módulo de adquisición.

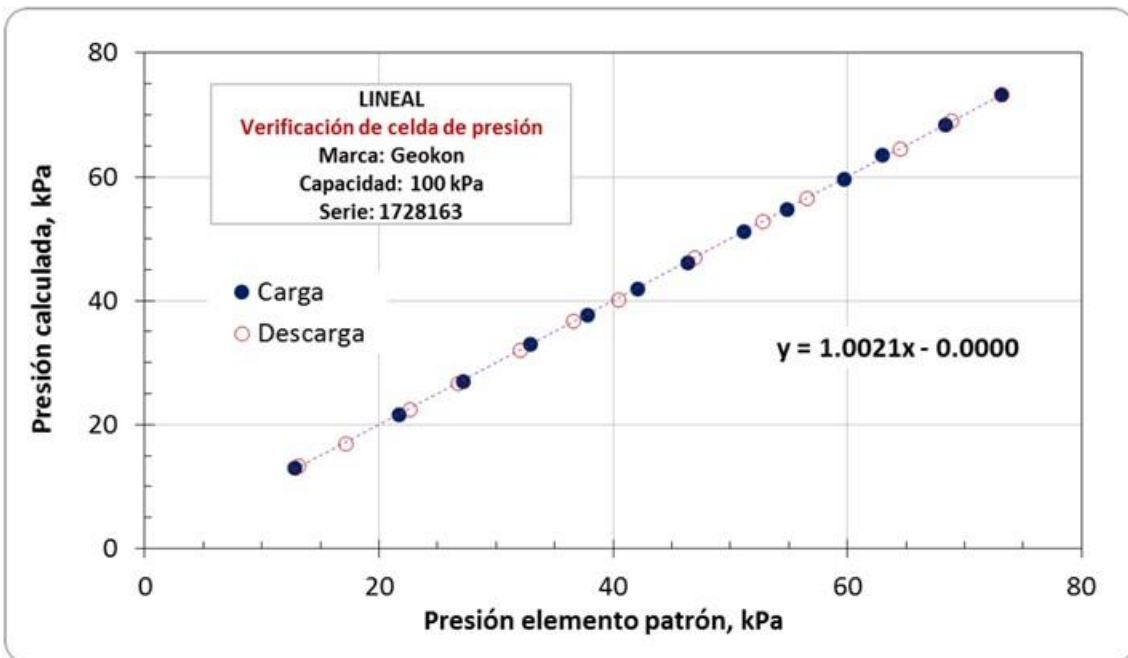


b) Gráficas de verificación de celda resistiva (considerando pendiente y ordenada).

Figura 3. Curvas de calibración de celda de presión con No. de serie 1728162 y capacidad de 100 kPa.



a) Curva de calibración, presión patrón vs volts en el módulo de adquisición.



b) Gráficas de verificación de celda resistiva (considerando pendiente y ordenada).

Figura 4. Curvas de calibración de celda de presión con No. de serie 1728163 y capacidad de 100 kPa.



Tabla 2 Resultados experimentales de la verificación de las celdas de presión resistivas tipo espada, para la medición de esfuerzos totales.

Celda de presión Geokon			CONSTANTE Geokon (Fábrica)	CONSTANTES IIUNAM		Ajuste lineal	
Número	Serie	Capacidad <i>kPa</i>	Pendiente G	Pendiente G	Ordenada b	Pendiente	ordenada
1	1728161	100	20.09	20.08	17.42	1.0002	0.0000
2	1728162	100	20.15	20.11	17.86	1.0021	0.0000
3	1728163	100	20.21	20.16	17.85	1.0021	0.0000

3. CONCLUSIONES

Para las tres celdas de presión resistivas al calcular las presiones con la constante G proporcionada por el fabricante y la ordenada obtenida en la verificación de los sensores en laboratorio, la diferencia con respecto a la presión aplicada es menor a 0.7 kPa, por lo cual su uso es confiable para las aplicaciones que tendrán en la cimentación de la TCTA; sin embargo, dichas celdas comienzan a registrar de manera confiable a partir de 10 kPa, motivo por el cual se recomienda verificar todos los sensores de este tipo antes de su instalación, para encontrar el valor de la ordenada para realizar la corrección correspondiente. Para el cálculo de las presiones es necesario contar con el valor de R0 en el sitio de instalación.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-40 “Preservemos los tramos de pruebas geotécnicas GACM-IIUNAM en el NAICM”

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Septiembre de 2017



NOTA TÉCNICA No. G-40

“Preservemos los tramos de pruebas geotécnicas GACM - II-UNAM en el NAICM”

1. ANTECEDENTES

Personal del GACM ha manifestado que de acuerdo con el proyecto de construcción de la Pista 3, se requiere disponer del área de los tramos de pruebas geotécnicas que por sugerencia y diseño del Instituto de Ingeniería (II-UNAM), el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) hizo construir a través de la empresa Ingenieros Civiles Asociados (ICA). Los tramos de prueba fueron ejecutados para coadyuvar al establecimiento del tipo de solución que se adoptaría para la construcción de las obras del lado aire, esto es, aeropistas, calles de rodaje y plataformas. Ello tuvo lugar al sur de la Pista 3 del NAICM, en el otoño de 2013, precisamente en una porción de terreno que corresponde a la proyección más cercana del espacio de aproximación de las aeronaves a dicha pista. El emplazamiento de los tramos de prueba se previó justamente ahí para asegurar y preservar su permanencia, toda vez que esa zona del terreno debe conservarse sin construcción alguna, por obvias razones.

El GACM le hizo saber a los diseñadores de TASANA de nuestra intención de conservar la zona de los tramos de prueba libre de todo tratamiento, e incluso de no tender capa alguna de tezontle en su superficie. La respuesta de los diseñadores se incluye en el Anexo A, proponiendo un corrimiento hacia los terraplenes y plataformas de prueba de la malla periférica; a ello nos referiremos más adelante.

2. PLANTEAMIENTO INICIAL

Hace diez años planteamos la conveniencia de destinar una cierta superficie en la Zona Federal del Ex lago de Texcoco, para generar un CAMPO de PRUEBAS GEOTÉCNICAS; prueba de ello es la presentación que personal del II-UNAM hizo a la CONAGUA, el 29 de noviembre de 2007. Años más tarde, esa idea fue expuesta en la XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica de Acapulco (Mendoza, 2010).



Manifestamos en ese entonces las grandes bondades de contar con ese campo, cuando todavía ni siquiera existía el proyecto actual del NAICM.

Ya en las etapas iniciales del actual proyecto del NAICM se reconoció la importancia de construir tramos de prueba. Mucho hemos aprendido de los tramos de prueba que instrumentamos y construimos en 2013, y que seguiremos aprendiendo con el paso de los años. El primer beneficiario de las lecciones y experiencias ahí obtenidas ha sido, y lo seguirán siendo, precisamente el PROYECTO y la CONSTRUCCIÓN del NAICM.

Como ya se mencionó, la ubicación de los tramos de prueba fue seleccionada en la línea de vuelo de las aeronaves en su trayectoria hacia o desde la Pista 3, precisamente para asegurarnos que esa zona que debe mantenerse sin construcciones, pudiera conservarse como campo de pruebas geotécnicas, no sólo durante de la etapa de construcción, sino incluso durante la etapa de operación del aeropuerto. Se estima que la altura de poco más de un metro de los terraplenes de prueba, respecto a la superficie del terreno, no es impedimento para considerar libre de construcciones a esa zona de proximidad a la Pista 3. Si fuera el caso, el desplante de las señales y luces de aproximación podrá diseñarse incluso en las estructuras térreas de los tramos de prueba.

Luego entonces, estamos solicitando al GACM que ante el diseñador TASANA y el consorcio de construcción de la Pista 3, disponga y ordene que se respeten las superficies delimitadas por las mallas perimetrales de los tramos de prueba, y que NO se tienda capa alguna de tezontle en dicha superficie.

3. ARGUMENTACIÓN

El avance en la práctica de la ingeniería, y en particular en el campo de la ingeniería geotécnica, transita por la verificación en campo de las previsiones teóricas y numéricas; esto es, simplemente en la puesta en práctica de los principios que establece el método científico. Tal verificación se ayuda en gran medida cuando se tiene y conocen con suficiente detalle las condiciones estratigráficas y el régimen hidráulico, y en general la caracterización geotécnica de un sitio de prueba; y además, ahí se construyen prototipos que tras su observación e instrumentación, se monitorea su comportamiento bajo diferentes condiciones de carga. Todo ello, comparando esos resultados experimentales con las predicciones realizadas en su etapa de diseño. Los países geotécnicamente más avanzados en el mundo así lo han comprendido, y han establecido sitios en los que propicia la verificación en campo de todo tipo de estudios geotécnicos, analíticos y



numéricos. Se planteó así la conveniencia de crear un campo de pruebas geotécnicas en un sitio del lecho del ex Lago de Texcoco, aun antes de que se proyectara el NAICM; con mayor razón se justifica ahora que se preserven esos tramos de prueba, una vez iniciada la construcción de esta obra magna.

Terzaghi y Peck (1967) mencionan que la Ciudad de México es el laboratorio de mecánica de suelos más grande del mundo. Contamos con amplios programas de ensayos en laboratorio bajo techo, de donde se ha conseguido un conocimiento considerable de las propiedades mecánicas de su suelo arcilloso; los trabajos de Marsal y Mazari (1969), Santoyo (1969) y Marsal (1969) son prueba de ello. Sin embargo, aquel potencial “laboratorio” en el campo nos está esperando para obtener muchos más beneficios, en la medida que apliquemos técnicas de instrumentación y monitoreo que permitan establecer las relaciones causas-efectos. Es sin duda muy importante continuar en la búsqueda de modelos teóricos que reflejen el comportamiento mecánico de los suelos, así como implementar los códigos numéricos que permitan tanto el manejo de esos modelos como de los correspondientes procedimientos constructivos en la solución de problemas geotécnicos. No menos importantes son los desarrollos experimentales. Las soluciones analíticas y numéricas en ingeniería geotécnica requieren la verificación experimental para validarlas.

4. PETICIÓN DEL II-UNAM

La petición del II-UNAM es que se rechace la propuesta de TASANA de mover los límites del norte de los tramos de prueba, definidos por la malla metálica, lo que llevaría a tender la primera capa de tezontle a sólo 15 m de distancia de la frontera más al norte de los terraplenes o plataformas de prueba. Si bien tal propuesta no implicaría cubrir estrictamente hablando los terraplenes o plataformas de prueba, debe entenderse que las grandes dimensiones en planta de las zonas con tezontle y el material de precarga, provocan interferencias e influencias sobre las plataformas y terraplenes; para el caso, recuérdese el concepto de bulbo de presiones, derivado de las teorías de Boussinesq, Westergaard o Fröhlich (Zeevaert, 1973) en el que a pesar de no aplicar directamente sobre la superficie del terreno alguna presión, cuanto más cerca se aplique del área de interés, se generarán mayores incrementos de esfuerzo vertical sobre los terraplenes o plataformas de prueba.

Atendiendo a lo anterior, se solicita al GACM que se mantengan los linderos originales establecidos por la valla metálica.



5. CONCLUSIONES

La adopción de las diversas técnicas a las que debe recurrirse para construir el NAICM exige análisis numéricos consistentes con el modelo geotécnico del sitio, incluyendo el de sus propiedades mecánicas; sin embargo, en gran medida los procedimientos constructivos no pueden modelarse en tales análisis, por lo que deben ponerse a prueba en obras piloto. También la observación de la implementación misma de diversas técnicas de construcción, maquinaria y equipo adecuados, evaluación de costos y tiempos de construcción, requieren un espacio para su estudio. Para eso sirven los tramos de prueba, y deben preservarse; con mayor razón el desarrollado por el GACM y el II-UNAM, ya que ahí se están observando con un horizonte a largo plazo, las diversas técnicas que eventualmente podrían ponerse en práctica para lo que se prevé construir en el futuro. Además, es una zona muy cercana y representativa de las estratigrafías en las obras del lado aire y lado tierra, a más de que está muy bien caracterizada por las múltiples pruebas de campo y laboratorio que ahí se han realizado.

La pretensión de llevar las terracerías hasta una distancia de 15 m de los tramos y plataformas de prueba del GACM y el II-UNAM, es inaceptable porque su presencia provocaría incrementos de esfuerzo vertical y horizontal sobre los terraplenes y plataformas de prueba, ajenos entonces a los propios.

REFERENCIAS

Marsal, R.J. y Mazari, M. (1969). El Subsuelo de la Ciudad de México, *Publicación UNAM*.

Marsal, R. J. (1969). “Desarrollo de un lago por la consolidación de arcillas blandas, inducida por bombeo”, *Volumen Nabor Carrillo*, El hundimiento de la ciudad de México, Proyecto Texcoco, SHCP, México, D. F., 229-266.

Mendoza, M. J. (2010). “Sobre la conveniencia de crear un campo de pruebas geotécnicas en un sitio del ex Lago de Texcoco”, *Memorias de la XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Vol. 1, SMIG, Acapulco, Gro., noviembre.



Santoyo, E. (1969). “Cambios en la Resistencia al corte de las arcillas del lago Texcoco debidos a consolidación y a explosiones”, Volumen Nabor Carrillo, El hundimiento de la ciudad de México, Proyecto Texcoco, SHCP, México, D. F., 267-286.

Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice, McGraw- Hill.
Zeevaert, L. (1973). Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Editorial Van Nostrand.



ANEXO A

Respuesta de TASANA a la solicitud del GACM, de buscar una solución para mantener los tramos de prueba



Ingeniero Civil Maestro

1. INTRODUCCIÓN

Con el objetivo de dar respuesta al Oficio No. GACM/DCI/SNPA/GROIA/908/17 en el cual se le solicita a TASANA que proponga una solución en la cual se pueda mantener los tramos de prueba mientras se realizan los trabajos de construcción de la precarga de Pista 3. Solución la cual se solicita que no afecte a los tramos de prueba así como a los trabajos que se llevan a cabo para la Pista 3.

Fue observado durante el recorrido de campo que la valla perimetral que rodea los tramos de prueba, y los tramos de prueba en sí mismos, presentaban interferencia con el diseño de la precarga. Tras analizar éstas interferencias, TASANA propone lo siguiente:

- a. Desplazar el vallado: TASANA recomienda el desplazamiento del vallado de tal forma que sea emplazado tan cerca como sea posible de los tramos de prueba con el objetivo de evitar futuras interferencias con los trabajos llevados a cabo en la construcción de la pista 3. Por lo tanto, la valla deberá ser desplazada hasta el final de la capa de nivelación de diseño excepto para los lugares donde los tramos de prueba se encuentran solapados, en los cuales se recomienda mantener una distancia de 15.00m entre el tramo de prueba y la nueva localización del vallado. Ver Figura 01 para mayor aclaración.
- b. Ajuste de la posición del pie del talud de la capa de nivelación: TASANA recomienda ajustar el pie del talud de la capa de nivelación hasta la nueva localización del vallado con el objetivo de evitar cualquier afección al Sistema de precarga en la mayor medida posible, así como, para evitar cambios en los estados de carga de los terraplenes de prueba.

Ésta propuesta se hace con el objetivo de mantener los tramos de prueba en uso en el mayor tiempo posible y es realizada considerando los trabajos que se llevarán a cabo para completar el Sistema de precarga de Pista 3.



Ingeniero Civil Maestro

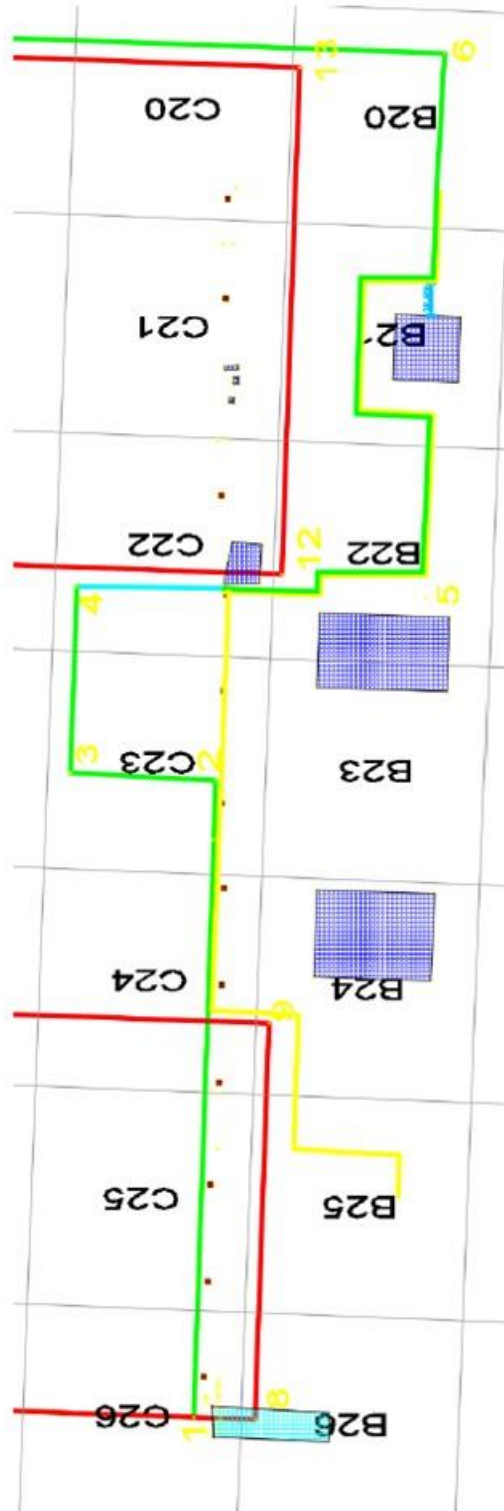


Figura 01: Propuesta de TASANA (Línea Amarilla) para la reubicación del vallado y la capa de nivelación (Línea verde).



Ingeniero Civil Maestro



SIMBOLOGÍA.

-  PLATAFORMAS UNAM
-  PLATAFORMA CFE
-  ZANJA 1
-  MALLA PERIMETRAL
-  POLIGONO LIMPIEZA
Y NIVELACIÓN
-  POLIGONO ETAPA 2
-  LUMINARIAS CFE



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-41

Control de la subpresión en la cimentación del Edificio Terminal del NAICM

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Agosto de 2017

NOTA TÉCNICA No. G-41

Control de la subpresión en la cimentación del Edificio Terminal del NAICM

1. ANTECEDENTES

Para la cimentación del Edificio Terminal del NAICM, el diseñador ha adoptado una cimentación sobre cajón complementada con un número limitado de pilotes de fricción, los que contribuirán poco al comportamiento de la cimentación (Figura 1).

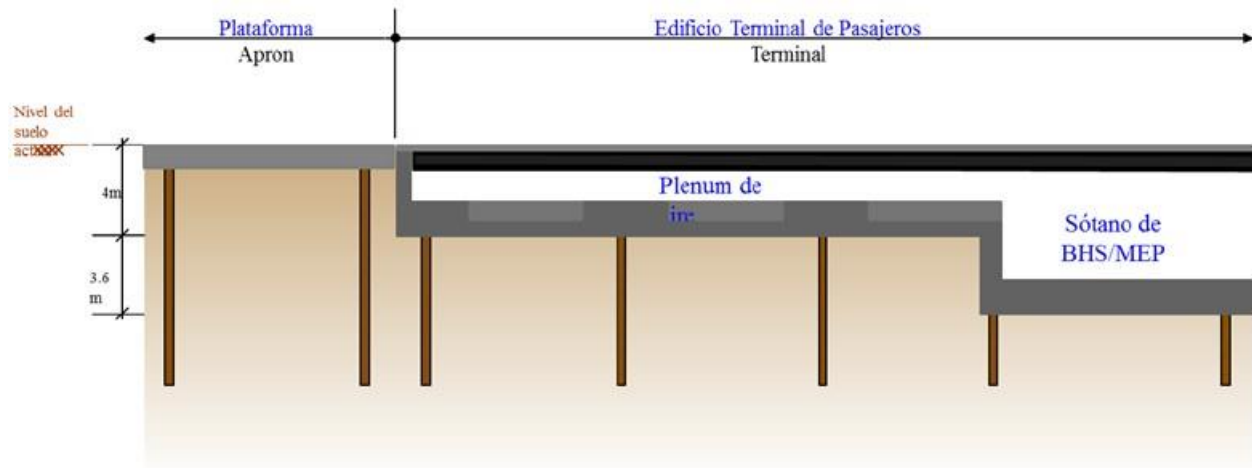


Figura 1 Cimentación edificio Terminal (O’Riordan, 2015)

Para la construcción del cajón, se requerirá el colado de una losa de concreto de aproximadamente 1.5m de espesor en toda el área del edificio. La profundidad de desplante de la losa variará de 4.90 m en las zonas menos profundas a más de diez metros en los llamados “funiles” donde se apoyará la cubierta del edificio (Figura 2).

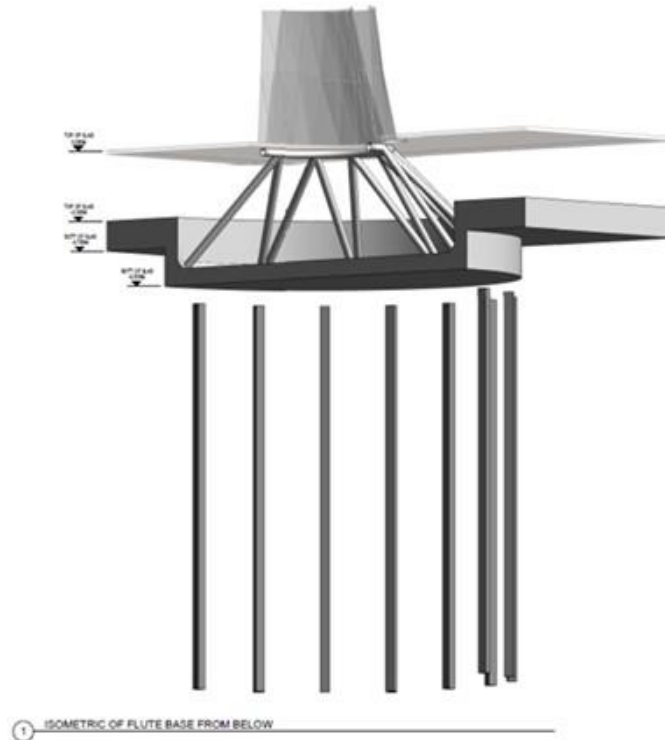


Figura 2 Apoyos de la cubierta (“Funiles”)

Un aspecto importante de la construcción de este cajón será el control de la subpresión actuante al nivel de desplante de la losa en las diferentes zonas y en las diferentes etapas de la construcción. En la presente nota, después de observaciones generales respecto a algunos aspectos críticos de la solución adoptada, se presentan recomendaciones para controlar la subpresión en todas las etapas de la construcción y durante la vida útil de la estructura.

2. OBSERVACIONES GENERALES

2.1 Condiciones de compensación en el Edificio Terminal del NAICM.

Al adoptar un sistema de cimentación sobre cajón, se pretende aprovechar el principio de compensación entre el peso del suelo excavado y el de la construcción para minimizar el valor absoluto del incremento de presión en el suelo y evitar o mitigar los asentamientos o emersiones de la estructura respecto al terreno natural circundante. Conviene subrayar lo siguiente:



- a) Si el peso de suelo removido es mayor que el peso de la estructura, se dice que la cimentación se encuentra *sobrecompensada*. Las cimentaciones sobrecompensadas en el suelo lacustre del valle de México tienden a presentar emersiones a corto y mediano plazo por cambio volumétrico del suelo descargado y emersiones adicionales muy importantes a largo plazo debidas a la interferencia con el hundimiento regional. Esta interferencia se debe a la condición de preconsolidación en la que se encuentra el suelo descargado debajo de la cimentación.
- b) Si el peso de suelo removido es menor que el peso de la estructura, se dice que la cimentación se encuentra *parcialmente compensada*. Las cimentaciones parcialmente compensadas presentan asentamientos importantes a mediano plazo debido al incremento neto de esfuerzo efectivo vertical inducido en el suelo.
- c) En el caso del edificio terminal del NAICM, debido a las irregularidades topográficas del terreno, a la distribución no uniforme de las cargas finales aplicadas y a la forma muy irregular en planta del edificio, es previsible que en diferentes partes del edificio existirán tanto condiciones de sobrecompensación como de compensación parcial que llevarán a muy diversas condiciones de esfuerzos en el suelo y por tanto a movimientos totales y diferenciales muy importantes a mediano y largo plazo que solamente podrán ser muy parcialmente mitigados por la rigidez de la losa de fondo del cajón. El Instituto de Ingeniería (II-UNAM) vuelve a señalar que estos movimientos no han sido cuantificados por el diseñador a pesar de que la verificación de este estado límite de servicio está claramente señalada como un requisito de gran importancia en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (GDFa y GDFb). Existe por tanto actualmente una gran incertidumbre respecto al comportamiento del Edificio Terminal del NAICM a mediano y largo plazo y específicamente a los movimientos totales respecto al terreno circundante y a las plataformas y estructuras contiguas; similares incertidumbres se tienen con los movimientos diferenciales entre diferentes puntos del edificio.

2.2 Condiciones prevalecientes durante la construcción

La construcción del cajón de cimentación y de la superestructura se iniciará con una excavación a cielo abierto hasta la profundidad de proyecto, la colocación de una capa de 50 cm de tezontle (material granular ligero y permeable) y el colado de una plantilla de 15 cm sobre la cual se instalará una geomembrana impermeable y se colará la losa



de concreto del fondo del cajón por elementos contiguos de 20 x 20 m. Caben las siguientes observaciones:

- a) Al realizarse la excavación, el nivel freático inicialmente ubicado a una profundidad del orden de 1 m se abate espontáneamente al generarse presión de poro negativa por descarga en el suelo. El bombeo será por tanto básicamente de achique aun cuando pueda ser necesario un bombeo limitado adicional en pozos ubicados en la periferia de la excavación para mantener las condiciones prevalecientes al final de la excavación.
- b) Durante la construcción de la losa de fondo debe tomarse en cuenta que no existen todavía las condiciones de compensación aproximada que prevalecerán al final de la construcción al restaurarse el nivel freático a su nivel inicial. En forma inmediata, bajo las cargas aplicadas, el suelo presentará asentamientos asociados a deformaciones del suelo por cortante en condiciones no-drenadas; además, si los pesos del tezontle (en su caso sumergido)+plantilla+losa+cargas estructurales que se vayan aplicando llegan, como es previsible, a rebasar el esfuerzo efectivo inicial que existía en el suelo al nivel de fondo de la excavación, se iniciará un proceso de consolidación que persistirá durante toda la construcción hasta que el cajón quede concluido y se restaure el nivel freático inicial. Este proceso conducirá a asentamientos significativos de la losa que cambiarán la geometría del cajón en construcción respecto a lo definido en el proyecto. Estos asentamientos podrán ser especialmente importantes si la carga total aplicada rebasa la carga de preconsolidación del terreno. Los datos existentes y los cálculos realizados muestran que esta última condición puede efectivamente presentarse, especialmente si se pretende avanzar en la construcción de la subestructura y eventualmente de la superestructura antes de terminar el cajón.
- c) En las etapas avanzadas de la construcción del cajón, es previsible que se empezará a volver a desarrollar subpresión bajo la losa construida. Esta etapa resultará crítica. En efecto, si la subpresión llega a rebasar la carga unitaria aplicada al terreno, puede darse una condición de flotación que provoque movimientos bruscos y no uniformes del cajón. Lo anterior ha sucedido en varias estructuras construidas en la zona del lago de Texcoco (II-UNAM, 2016). Para evitar este tipo de problemas, es necesario controlar la subpresión en todas las etapas de la construcción.



3. CONTROL DE LA SUBPRESIÓN

Medir y controlar la subpresión en múltiples puntos debajo de la losa del cajón durante y después de la construcción es necesario por diferentes motivos:

- Verificar que el tezontle se encuentra sumergido y que no contribuye a inducir asentamientos de la losa durante la construcción con su peso volumétrico total.
- Verificar en todas las etapas de la construcción que la subpresión no exceda la que pueda inducir la flotación local o general.
- Disipar la subpresión excedente para evitar la condición de flotación.
- Inducir en forma controlada la recuperación de la subpresión y del nivel freático de acuerdo con los avances de la construcción de la subestructura, procurando, en todas las etapas finales de esta construcción, que la cimentación se encuentre aproximadamente compensada para evitar asentamientos por consolidación durante la construcción de la superestructura.
- Controlar y en su caso modificar localmente la subpresión para contribuir a mitigar asentamientos o emersiones diferenciales durante la operación del edificio.

3.1 Sistema propuesto por ARUP

La necesidad de controlar la subpresión ha sido reconocida tardíamente (ARUP, 2017) por el diseñador a pesar de las recomendaciones reiteradas en este sentido por el Instituto de Ingeniería, UNAM. Inicialmente, el diseñador llegó inclusive a considerar la necesidad de colocar 850000 toneladas (!) de lastre para contrarrestar la flotación. Este concepto está todavía presente en las especificaciones de construcción del edificio y debe evidentemente eliminarse.

El procedimiento propuesto ahora por el diseñador para medir y controlar la subpresión consiste en instalar piezómetros de cuerda vibrante en el tezontle con largos cables con salida a la periferia del edificio (O’Riordan, 2017).

El II-UNAM considera que una instalación de este tipo resultaría muy vulnerable ya que sería difícil garantizar la integridad de los cables durante las múltiples operaciones de colado de los diferentes elementos de la losa.



En la misma forma, para abatir la subpresión en caso necesario, se pretende recurrir al bombeo desde pozos ubicados en la periferia, confiando en la permeabilidad del estrato de tezontle (O’Riordan, 2017).

El II-UNAM considera que la eficiencia de un bombeo de este tipo es impredecible. En efecto el tezontle presenta un contenido variable de finos y podrá fácilmente contaminarse en el contacto con el suelo natural, ya que no fue dispuesto geotextil alguno en esa interfaz. Los finos arrastrados por el bombeo podrán también contribuir al taponamiento de esta capa de tezontle. Por otra parte, el bombeo lateral desde la capa de tezontle no permitirá el abatimiento de la subpresión en las zonas de mayor profundidad de excavación como los funiles.

3.2 Sistema propuesto por el Instituto de Ingeniería, UNAM

Retomando lo expuesto en su presentación a ARUP del 25/04/2017 el Instituto recomienda recurrir a la instalación en cada uno de los elementos de losa unos simples tubos verticales equipados con válvula para cierre en su parte superior y conectados en su parte inferior con el tezontle (Figura 3). Estos tubos se instalarán antes del colado del concreto. La punta del tubo instalada en el tezontle será recubierta con una funda de geotextil para evitar taponamiento. El cruce del tubo con la geomembrana impermeable que se instala sobre la superficie de la plantilla deberá ser cuidadosamente sellado con el mismo producto usado para reparar daños en la geomembrana.

Con estos tubos será posible.

- a) Verificar en cualquier momento el nivel del agua bajo la losa con sonda piezométrica eléctrica o, de ser necesario, con un manómetro de carátula.
- b) Disipar cualquier subpresión local excesiva dejando simplemente que el agua fluya por el tubo y una extensión vertical del mismo y rebose en un vertedor ubicado a la altura correspondiente a la máxima presión aceptable. Este tipo de control es confiable, preciso y totalmente automático.

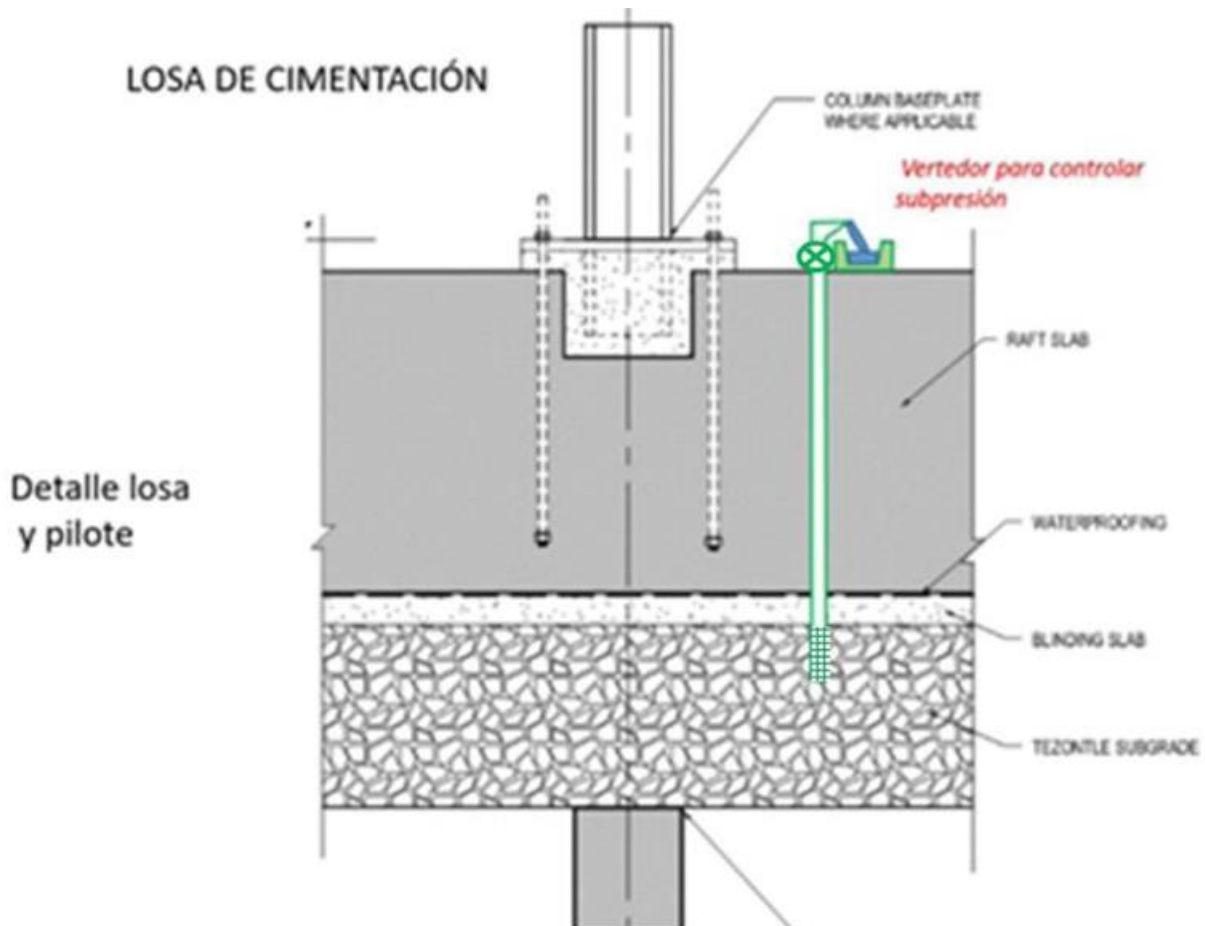


Figura 3 Tubo de alivio para disipación de subpresión y/o inyección de agua

- c) En las etapas finales de la construcción, inyectar agua en una extensión del tubo hasta que alcance el nivel deseado para generar el nivel de compensación local requerido de acuerdo con el avance de la obra
- d) Dejar que se disipe o al contrario aumente por inyección la subpresión en diferentes puntos en planta durante la operación del edificio para contribuir a modificar localmente las condiciones de compensación y corregir movimientos totales o diferenciales indeseables de la cimentación.



4. CONCLUSIONES

El sistema propuesto por el Instituto de Ingeniería, además de sus ventajas de sencillez y bajo costo, tiene una versatilidad que contribuirá a asegurar en cada etapa de la construcción y después de ella un adecuado control de la subpresión y de sus efectos sobre el comportamiento de la cimentación del Edificio Terminal del NAICM.

5. REFERENCIAS

Gobierno del Distrito Federal a (GDFa), 2004, *“Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero del 2004, México.

Gobierno del Distrito Federal b (GDFb), 2004, *“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones”*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de Octubre del 2004, México.

II-UNAM, 2016, Informe Final del proyecto, *“Investigaciones y Estudios Especiales Relacionados con Aspectos Geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del Ex-lago de Texcoco, Zona Federal”*, elaborado para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, Ciudad de México, México.

II-UNAM, 2017, Reunión IIUNAM-ARUP, 25/04/2017, Laboratorio de Geoinformática, Instituto de Ingeniería, Ciudad Universitaria, Ciudad de México.

ARUP, 2017, “Raft elevation and monitoring” (Control y monitoreo de la losa), 7 de julio.

O’Riordan, N. (ARUP) 2017, Comunicación personal por correo electrónico.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-42
Prueba de excavación y losa experimental para el
Edificio Terminal del NAICM.

Justificación de su continuación

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Septiembre de 2017

NOTA TÉCNICA No. G-42

Prueba de excavación y losa experimental para el Edificio Terminal del NAICM.

Justificación de su continuación

1. ANTECEDENTES

Para la cimentación del Edificio Terminal del NAICM, el diseñador ha adoptado una cimentación sobre cajón complementada con un número limitado de pilotes de fricción, los que contribuirán poco al comportamiento de la cimentación (Figura 1).



Figura 1 Cimentación edificio Terminal (O’Riordan, 2015)

Para la construcción del cajón, se requerirá el colado de una losa de concreto de aproximadamente 1.5m de espesor en toda el área del edificio. La profundidad de desplante de la losa variará de 4.90 m en las zonas menos profundas a más de diez metros en los llamados “funiles” donde se apoyará la cubierta del edificio.

Aspectos muy importantes de la construcción de este cajón serán la realización de la excavación y el colado de la losa de fondo. Para verificar la factibilidad de llevar a cabo estas operaciones, se optó por efectuar una excavación de prueba con colado de tres



elementos de la losa de concreto de 1.5m de espesor y de 20x20m (Nota Técnica GEO-9; II-UNAM, 2015).

En la presente nota, después de reiterar nuestras observaciones y advertencias generales respecto a algunos aspectos críticos de la solución de cimentación adoptada, se presentan recomendaciones y justificaciones para continuar con el monitoreo de la excavación de prueba incluyendo la evaluación del comportamiento de taludes y de la losa experimental.

2. OBSERVACIONES GENERALES

2.1 Condiciones de compensación en el Edificio Terminal del NAICM.

Al adoptar un sistema de cimentación sobre cajón, se pretende aprovechar el principio de compensación entre el peso del suelo excavado y el de la construcción para minimizar el valor absoluto del incremento de presión efectiva en el suelo y evitar o mitigar los asentamientos o emersiones de la estructura respecto al terreno natural circundante. Conviene subrayar lo siguiente:

- a) Si el incremento de presión efectiva es negativo, se dice que la cimentación se encuentra *sobrecompensada*. Las cimentaciones sobrecompensadas en el suelo lacustre del valle de México tienden a presentar emersiones a corto y mediano plazo por cambio volumétrico del suelo descargado y emersiones adicionales muy importantes a largo plazo debidas a la interferencia con el hundimiento regional. Esta interferencia se debe a la condición de preconsolidación en la que se encuentra el suelo descargado debajo de la cimentación.
- b) Si el incremento de presión efectiva es positivo, se dice que la cimentación se encuentra *parcialmente compensada*. Las cimentaciones parcialmente compensadas presentan asentamientos importantes a mediano plazo debido al incremento de esfuerzo efectivo vertical inducido en el suelo.
- c) En el caso del edificio terminal del NAICM, debido a las irregularidades topográficas del terreno, a la distribución no uniforme de las cargas finales aplicadas y a la forma muy irregular en planta del edificio, es previsible que en diferentes partes del edificio existirán tanto condiciones de sobrecompensación como de compensación parcial que llevarán a muy diversas condiciones de



esfuerzos en el suelo y por tanto a movimientos totales y diferenciales muy importantes a mediano y largo plazo que solamente podrán ser muy parcialmente mitigados por la rigidez de la losa de fondo del cajón. El Instituto de Ingeniería (II-UNAM) vuelve a señalar que estos movimientos no han sido cuantificados por el diseñador a pesar de que la verificación de este estado límite de servicio está claramente señalada como un requisito de gran importancia en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (GDFa y GDFb). Existe por tanto actualmente una gran incertidumbre respecto al comportamiento del Edificio Terminal del NAICM a mediano y largo plazo y específicamente a los movimientos totales respecto al terreno circundante y a las plataformas y estructuras contiguas; similares incertidumbres se tienen con los movimientos diferenciales entre diferentes puntos del edificio.

2.2 Condiciones prevalecientes durante la construcción

La construcción del cajón de cimentación y de la superestructura se iniciará con una excavación a cielo abierto hasta la profundidad de proyecto, la colocación de una capa de 50 cm de tezontle (material granular ligero y permeable) y el colado de una plantilla de 15 cm sobre la cual se instalará una geomembrana impermeable y se colará la losa de concreto del fondo del cajón por elementos contiguos de 20x20 m. Caben las siguientes observaciones:

- a) Al realizarse la excavación, el nivel freático inicialmente ubicado a una profundidad del orden de 1 m se abate espontáneamente al generarse presión de poro negativa por descarga en el suelo. El bombeo será por tanto básicamente de achique, aun cuando pueda ser necesario un bombeo limitado adicional en pozos ubicados en la periferia de la excavación para mantener las condiciones prevalecientes al final de la excavación.
- b) Durante la construcción de la losa de fondo debe tomarse en cuenta que no existen todavía las condiciones de compensación aproximada que prevalecerán al final de la construcción al restaurarse el nivel freático a su nivel inicial. En forma inmediata, bajo las cargas aplicadas, el suelo presentará asentamientos asociados a deformaciones del suelo por cortante en condiciones no-drenadas; además, si los pesos del tezontle (en su caso sumergido)+plantilla+losa+cargas estructurales que se vayan aplicando llegan, como es previsible, a rebasar el esfuerzo efectivo inicial que existía en el suelo



al nivel de fondo de la excavación, se iniciará un proceso de consolidación que persistirá durante toda la construcción hasta que el cajón quede concluido y se restaure el nivel freático inicial. Este proceso conducirá a asentamientos significativos de la losa que cambiarán la geometría del cajón en construcción respecto a lo definido en el proyecto. Estos asentamientos podrán ser especialmente importantes si la carga total aplicada rebasa la carga de preconsolidación del terreno. Los datos existentes y los cálculos realizados muestran que esta última condición puede efectivamente presentarse, especialmente si se pretende avanzar en la construcción de la subestructura y eventualmente de la superestructura antes de terminar el cajón (Véase inciso 3.2).

- c) En las etapas avanzadas de la construcción del cajón, es previsible que se empezará a volver a desarrollar subpresión bajo la losa construida. Esta etapa resultará crítica. En efecto, si la subpresión llega a rebasar la carga unitaria aplicada al terreno, puede darse una condición de flotación que provoque movimientos bruscos y no uniformes del cajón. Lo anterior ha sucedido en varias estructuras construidas en la zona del lago de Texcoco (II-UNAM, 2016). Para evitar este tipo de problemas, es necesario controlar la subpresión en todas las etapas de la construcción (Nota técnica G-41; II-UNAM, 2017).

3. OBSERVACIONES DURANTE LA PRUEBA DE EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LOSA.

3.1 Estabilidad de los taludes durante la excavación

Las observaciones del Instituto de Ingeniería, UNAM, respecto al comportamiento de los taludes de excavación y su interpretación de la falla que se presentó en la esquina Nor-Poniente han sido presentadas en la Nota Técnica G-4 (II-UNAM, 2017).

Resulta de interés seguir observando el comportamiento de los taludes de la excavación de prueba ya que se sabe (Alberro, 1979) que su estabilidad se vuelve cada vez más precaria con el tiempo. Por otra parte, también es interesante evaluar este comportamiento durante el vaciado rápido de la excavación al remover el agua que se encuentra actualmente almacenada en ella (3.3).



Las lecciones derivadas de estas observaciones serán de gran utilidad para la obra ya que en ella se puede esperar que algunos taludes tendrán que quedar expuestos durante periodos prolongados y que podrán estar sometidos a condiciones extremas en ciertos periodos, principalmente durante la época de lluvia.

3.2 Construcción de la losa.

Las observaciones realizadas durante la construcción de los tres elementos de prueba de la losa de fondo muestran que, durante la construcción, bajo el peso de la losa+plantilla+tezontle, se presentan asentamientos que aún si se descuenta el hundimiento regional, son significativos. A mediados de mayo de 2017, estos asentamientos no se habían estabilizado (Anexo I).

Es importante que se sigan midiendo estos movimientos para evaluar los asentamientos que se presentarán en la obra. Cabe subrayar que en la obra los asentamientos de la losa de fondo durante la construcción serán aún mayores que los de la losa experimental al aumentar el área cargada y al agregarse cargas estructurales antes de que se termine el cajón. Estos asentamientos darán lugar a cambios geométricos significativos en las dimensiones originales de proyecto de la subestructura (mayor altura, entre la losa de cimentación y la losa del piso principal). Estas modificaciones obligarán a ajustes geométricos y estructurales reiterados de los elementos ya construidos y alterarán las condiciones de compensación de la cimentación terminada.

La afirmación por parte de ARUP (Sachin Kumar, 2017) de que las cargas aplicadas al terreno en el fondo de la excavación (el peso de la losa de fondo+plantilla+tezontle y el peso de las estructuras que se edificarán sobre la misma durante la construcción, todavía en ausencia de empuje de Arquímedes) permanecerán inferiores a las cargas de preconsolidación no parece justificada sobre todo si se toma en cuenta la variación espacial de la carga de preconsolidación determinada en el laboratorio (Fig. 1 del Anexo II, que será parte de una Nota Técnica del II-UNAM). En efecto, existen localmente valores bajos de la carga de preconsolidación en los primeros 10m de profundidad. Por la situación anterior, es de esperarse que se presenten asentamientos diferenciales significativos durante el periodo del orden de un año y medio que durará la construcción. Esta situación no ha podido ser apreciada por ARUP al considerar un valor medio de la carga de preconsolidación (Fig. 2 del Anexo II). Es previsible además que aún este valor medio será ampliamente superado durante la construcción.



3.3 Estado actual de la excavación de prueba

Debido a las lluvias intensas que se han presentado en las últimas semanas, la excavación se encuentra en este momento llena de agua (Fig. 2). Es necesario restablecer tan pronto sea posible las condiciones preexistentes antes de la inundación, bombeando el agua hasta que su nivel coincida con la cara inferior de la losa para simular las condiciones existentes en la obra durante la construcción.

Cabe señalar sin embargo que el vaciado de la excavación representa desalojar del orden de 20,000 m³, volumen cuyo manejo no es trivial, debido a que debe asegurarse que su desfogue sea realmente fuera de su periferia; en efecto, si el agua se tira en su cercanía, escurrirá de regreso con toda facilidad a esa porción baja. Así pues, el desalojo implica conducirla hasta alguno de los canales previstos para la conducción de agua proveniente de los drenes verticales construidos en la zona. Sin embargo, no se ignora que dada la fuerte temporada de lluvias, se tienen tales canales casi desbordándose, por lo que siendo realistas, la petición del vaciado de la excavación, se propone postergarla hacia finales de este año, cuando concluya la temporada de lluvias y los niveles superficiales de agua estén a la baja.

Mientras se realiza ese desalojo de agua, se solicita que se continúe con el monitoreo topográfico de las cuatro esquinas y el centro de las dos losas coladas al fondo de la excavación. Para ello, se requerirá que se acceda a las inmediaciones de dicho puntos mediante una lancha o una panga, para que con un estadal se registre la evolución de los movimientos verticales de las dos losas, mediante nivelaciones topográficas convencionales; éstas se realizarán con una periodicidad de quince días. Con esta misma periodicidad se llevará el monitoreo de la instrumentación geotécnica, constituida por piezómetros e inclinómetros, cuyos sistemas de registro se han puesto a salvo fuera de la excavación. Cabe subrayar que mientras se encuentre sumergida, la losa de concreto experimental se encuentra sometida al empuje de Arquímedes y transmite al suelo una presión efectiva menor que la que existía durante el inicio de la prueba, por lo que los movimientos que se presentarán durante este periodo de inundación también serán menores. Con mucho mayor frecuencia se efectuará este monitoreo topográfico y geotécnico, cuando se lleve a cabo el bombeo para el desalojo del agua.



Fig. 2 Estado actual de la excavación de prueba.

4. CONCLUSIÓN

Por los motivos expuestos en los párrafos anteriores se considera útil y necesario seguir con las observaciones en la excavación de prueba incluyendo la evaluación del comportamiento de los taludes y la medición de los asentamientos por consolidación de los elementos de la losa de concreto experimental.

5. REFERENCIAS

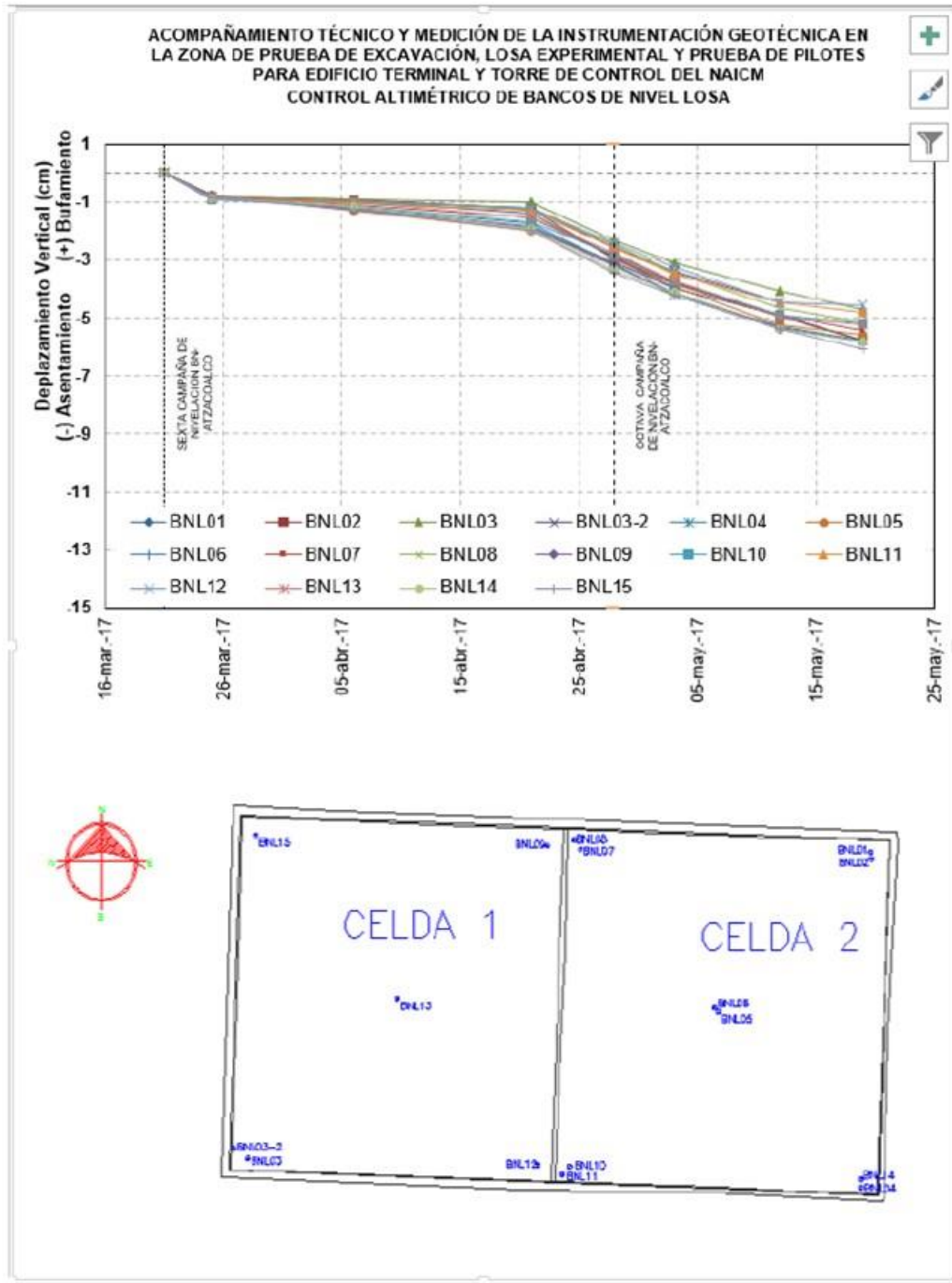
1. Alberro, J., 1979, “Stabilité à long terme des excavations dans la ville de Mexico”, Simposio Internacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Vol. 1, Oaxaca, México.
2. Gobierno del Distrito Federal (GDFa), 2004, “*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero del 2004, México.



3. Gobierno del Distrito Federal (GDFb), 2004, *“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones”*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de Octubre del 2004, México.
4. II-UNAM, 2016, Informe Final del proyecto, *“Investigaciones y Estudios Especiales Relacionados con Aspectos Geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del Ex-lago de Texcoco, Zona Federal”*, elaborado para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, Ciudad de México, México.
5. Sachin Kumar, (ARUP) 2017, Comunicación personal por correo electrónico
6. O’Riordan, N. (ARUP) 2017, Comunicación personal por correo electrónico.
7. II-UNAM, 2015, Nota Técnica GEO-09 “Comentarios acerca de la propuesta del Arquitecto Maestro para llevar a cabo una excavación de prueba en la zona donde se construirá la terminal de pasajeros del NAICM”
8. II-UNAM, 2017, Nota Técnica G-4 “Revisión de los análisis de estabilidad de los taludes de excavaciones para el edificio terminal y de la excavación de prueba”.
9. II-UNAM, 2017, Nota Técnica G-41 “Control de subpresión en la cimentación del edificio terminal del NAICM”



ANEXO I





ANEXO II

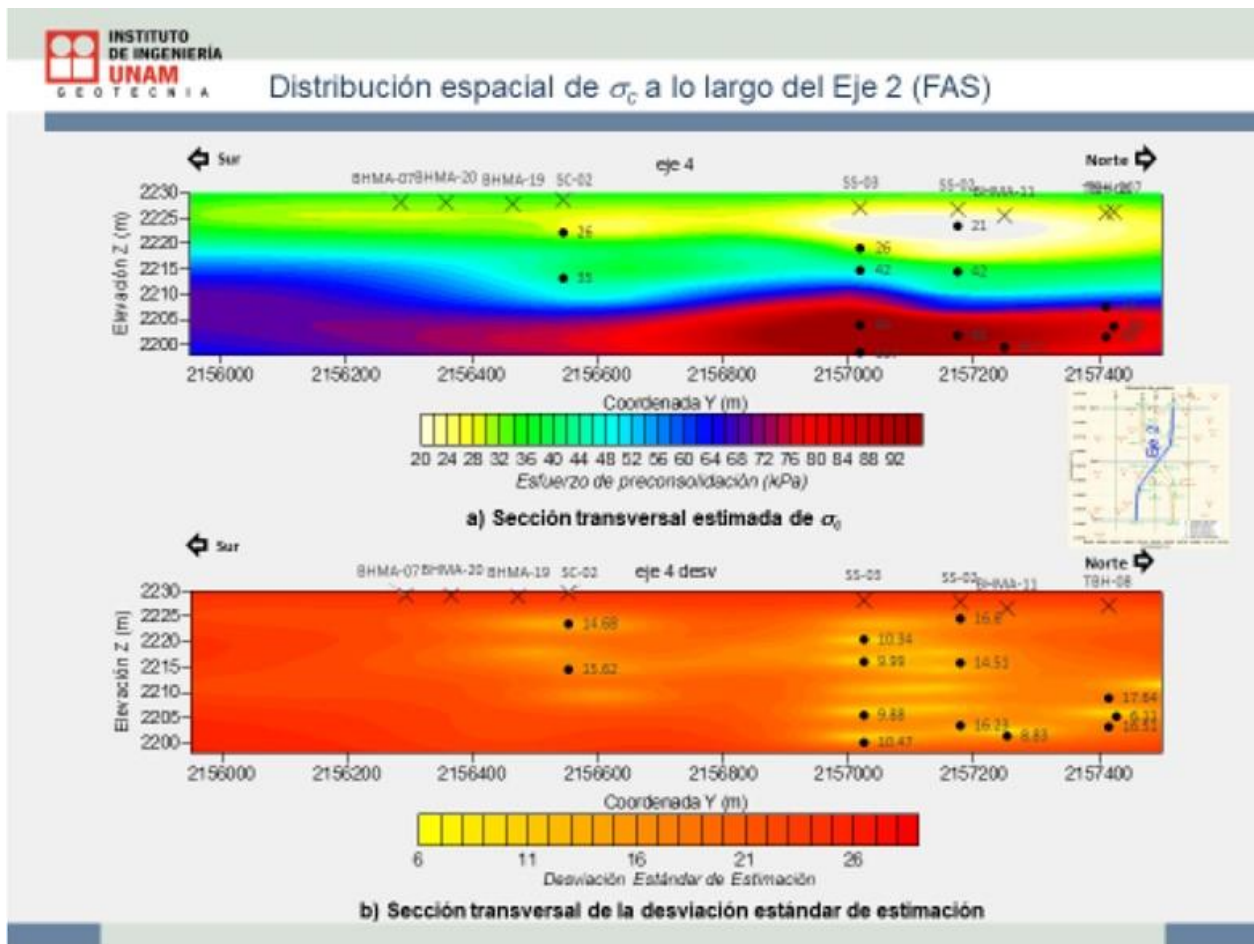
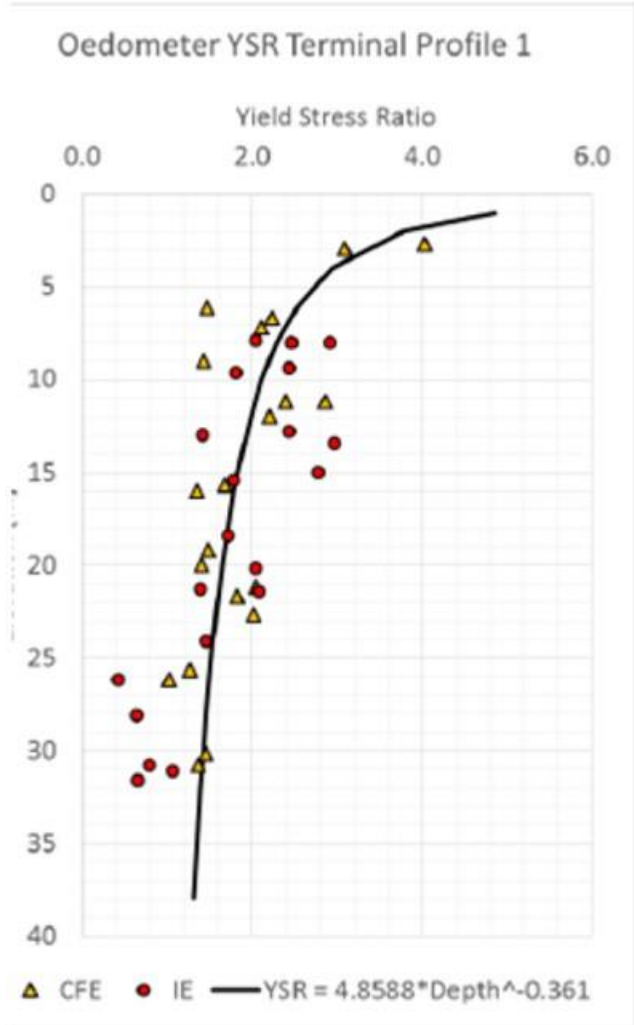


Fig 1 Variaciones espaciales de la presión de preconsolidación a lo largo de un eje N-S en el área del edificio terminal.



Note: The yield stress ratio ($YSR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{v0}$) is analogous to the overconsolidation ratio ($OCR = p'_c / \sigma'_{v0}$), but explicitly allows for σ'_{vy} to exceed p'_c due to effects such as ageing or cementation.

Fig 2 Relación de preconsolidación (OCR/YSR) media considerada por ARUP



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-43

**“Daños en Piezómetros alojados en el Cadenamiento
0+000 de la Pista 3”**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Septiembre de 2017**



NOTA TÉCNICA No. G-43

“Daños en Piezómetros alojados en el Cadenamiento 0+000 de la Pista 3”

1. ANTECEDENTES

De acuerdo al seguimiento de la minuta RE/06/IIGP/300617, personal del Instituto de Ingeniería (I-UNAM) realizó recorrido en conjunto con las instituciones o empresas CFE, SINA, GACM y TASANA, para efectuar las pruebas de verificación y ubicación del daño en los piezómetros eléctricos ubicados en el cadenamiento 0+000 de la Pista 3, en las obras del lado aire del NAICM.

De acuerdo a los trabajos que se están ejecutando en la Pista 3, específicamente en la sección 0+000, se realizó el hincado de drenes verticales a 23.5 m de profundidad aproximadamente, dejando una franja de seguridad de 2 m a la redonda de las bahías en donde se encuentran alojados los piezómetros de cuerda vibrante. En la Tabla 1 se resumen los piezómetros de los que no se tienen lecturas consistentes como respuesta, exhibiendo con ello algún daño; se incluye la longitud de cable de cada sensor, y si fue o no necesario agregarle longitud de cable.

Tabla 1 Datos generales de Piezómetros dañados

Piezómetro No.	Fecha de instalación	Serie No.	Rango (KPa)	Longitud de cable, de fábrica (m)	Longitud final de cable (m)	Empalme
EP-0000-9.4	13-feb-17	VW39567	0-350	25	40	Sí
EP-0000-9.6	17-feb-17	VW39416	0-700	45	45	No
EP-0000-10.2	07-feb-17	VW39553	0-350	25	25	No
EP-0000-10.3	09-feb-17	VW39531	0-350	25	25	No
EP-0000-10.4	10-feb-17	VW39644	0-350	25	45	Sí



2. UBICACIÓN DE LOS PIEZÓMETROS

En las Figuras 1 y 2, se presenta la ubicación de los piezómetros dañados, junto con los drenes verticales hincados en la periferia de las bahías 9 y 10.

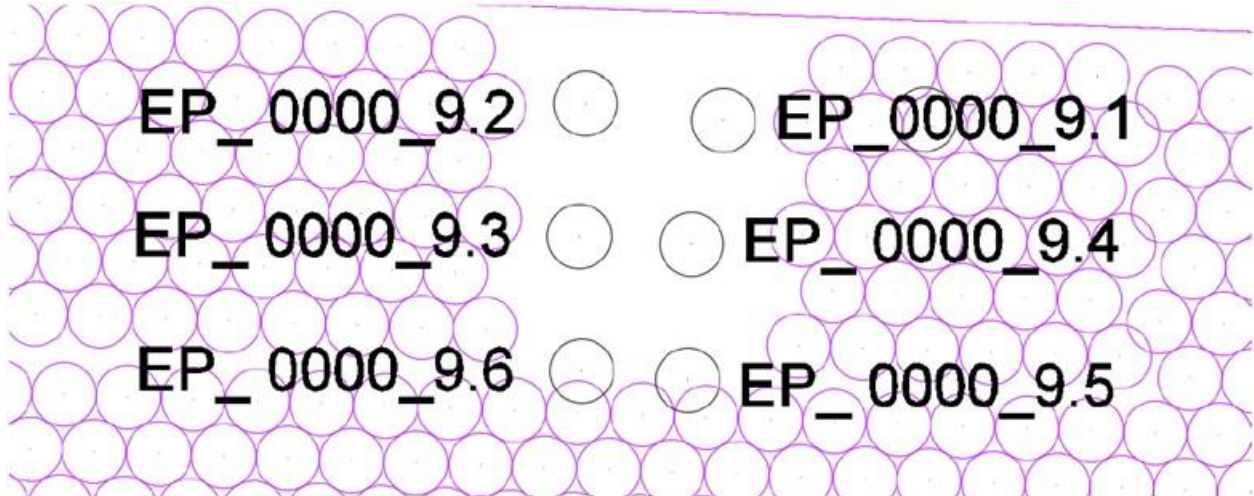


Figura 1 Ubicación de piezómetros en la bahía 9, del cadenamiento 0+000

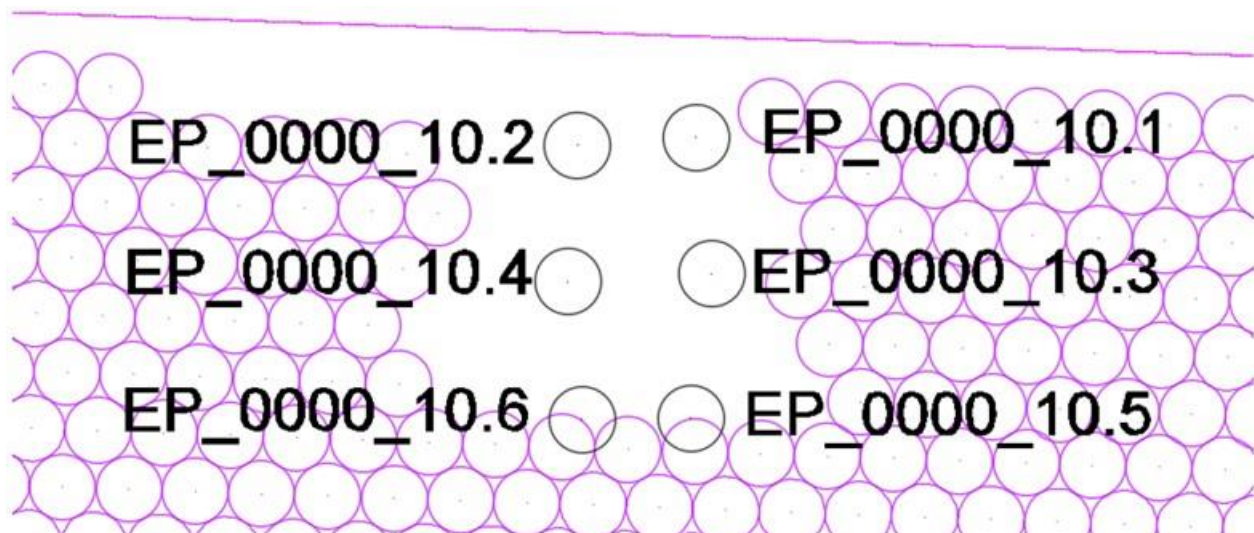


Figura 2 Ubicación de piezómetros en la bahía 1, del cadenamiento 0+000



3. PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN

Para realizar la verificación de los instrumentos, se realiza en tres etapas, si la primera no registra nada, se pasa a hacer la verificación con los siguientes dos instrumentos. A continuación, se describe el procedimiento de verificación de los piezómetros:

- i) Se realiza la medición con la unidad de lectura de cuerda vibrante (Figura 3).
- ii) Con ayuda del multímetro (Figura 4) se realiza la medición de la bobina y el termistor, la cual debe de medir aproximadamente 180 Ohms y 3 Kilo Ohms, respectivamente. Si las lecturas están en ese orden, el piezómetro está funcionando correctamente.
- iii) De no ser así, se verifica la continuidad del instrumento para ver si el circuito está cerrado o abierto, para lo que se recurrió a un equipo de detector de cortos (Figura 5). Con este instrumento podemos verificar la distancia a donde se encuentra abierto o cerrado el circuito, determinando si el fallo es en el cable o en el sensor que se está midiendo.



Figura 3 Consola de lectura de cuerda vibrante GK 405



Figura 4 Multímetro STEREN MUL-100



Figura 5 Identificador de cortos.



4. RESULTADOS DE LA VERIFICACIÓN

Desde luego, se recomienda que los piezómetros dañados sean reemplazados por sensores nuevos.

Esta situación se consideró una oportunidad para analizar los motivos de los daños ocurridos a fin de modificar el procedimiento de su colocación, si fuese ese el caso.

Se llevó a cabo la verificación descrita en el numeral anterior, y se obtuvieron los resultados incluidos en la Tabla 2.

Tabla 2 Resultados de la verificación

Instrumento	Circuito abierto o en corto:	Distancia de la punta del cable a la falla (m)	1 Prof. de instalación con tezontle (m)	2 Longitud de cable fuera (m)	Total [1+2] (m)	Espesor de tezontle durante la instalación (m)
EP-0000-9.4	En corto	50.20	28.40	19.70	48.10	1.04
EP-0000-9.6	En corto	20.70	42.02	2.50	44.52	1.07
EP-0000-10.2	En corto	24.80	15.80	10.50	26.30	0.80
EP-0000-10.3	En corto	23.00	21.87	2.60	24.47	0.85
EP-0000-10.4	En corto	34.30	27.90	17.00	44.90	0.90

Basándonos en los resultados de la Tabla 2, y con las fichas de instalación proporcionadas por CFE, se realiza el análisis del lugar en donde se pudo presentar la falla. A continuación, se detallan los resultados.

EP-0000-9.4. (Figura 6)

Como podemos observar, al medir con el identificador de cortos, el fallo se registra a los 50.2 m medidos desde la punta, pero de acuerdo a los datos proporcionados por CFE, se tiene una supuesta longitud de cable de 48.1 m ya considerando el empalme. Atendiendo a esto último, el fallo estaría fuera de la longitud de cable reportado; sin embargo, al parecer, la falla se encuentra en la conexión del cable con el sensor.

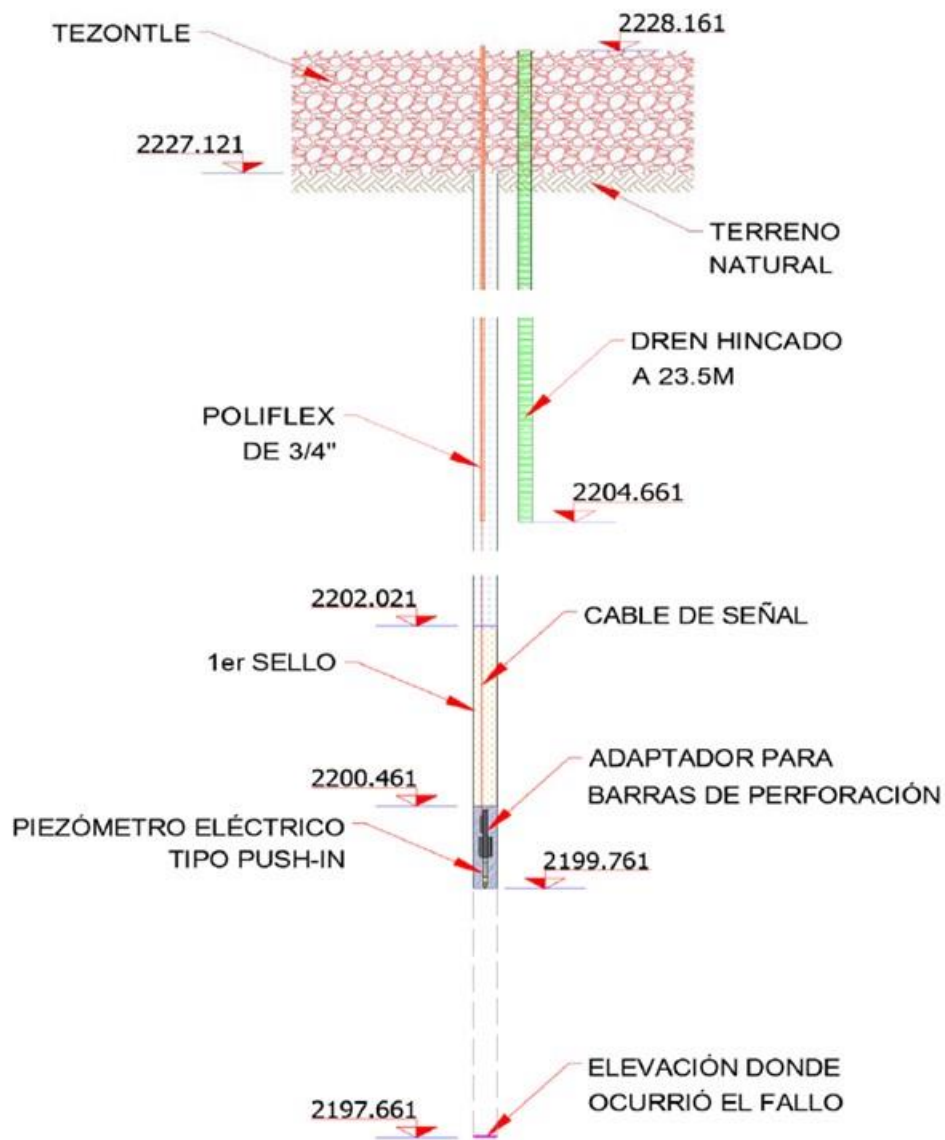


Figura 6 Piezómetro EP-0000-9.4 a 28.4 m de profundidad

EP-0000-9.6. (Figura 7)

Para este piezómetro no se cuenta con ficha de instalación; se representa un dibujo esquemático en donde se podría encontrar el corto. Dado que el daño detectado fue a 18.7 m medidos a partir de la plataforma de tezontle, es posible que ése haya sido provocado por el hincado de los drenes.

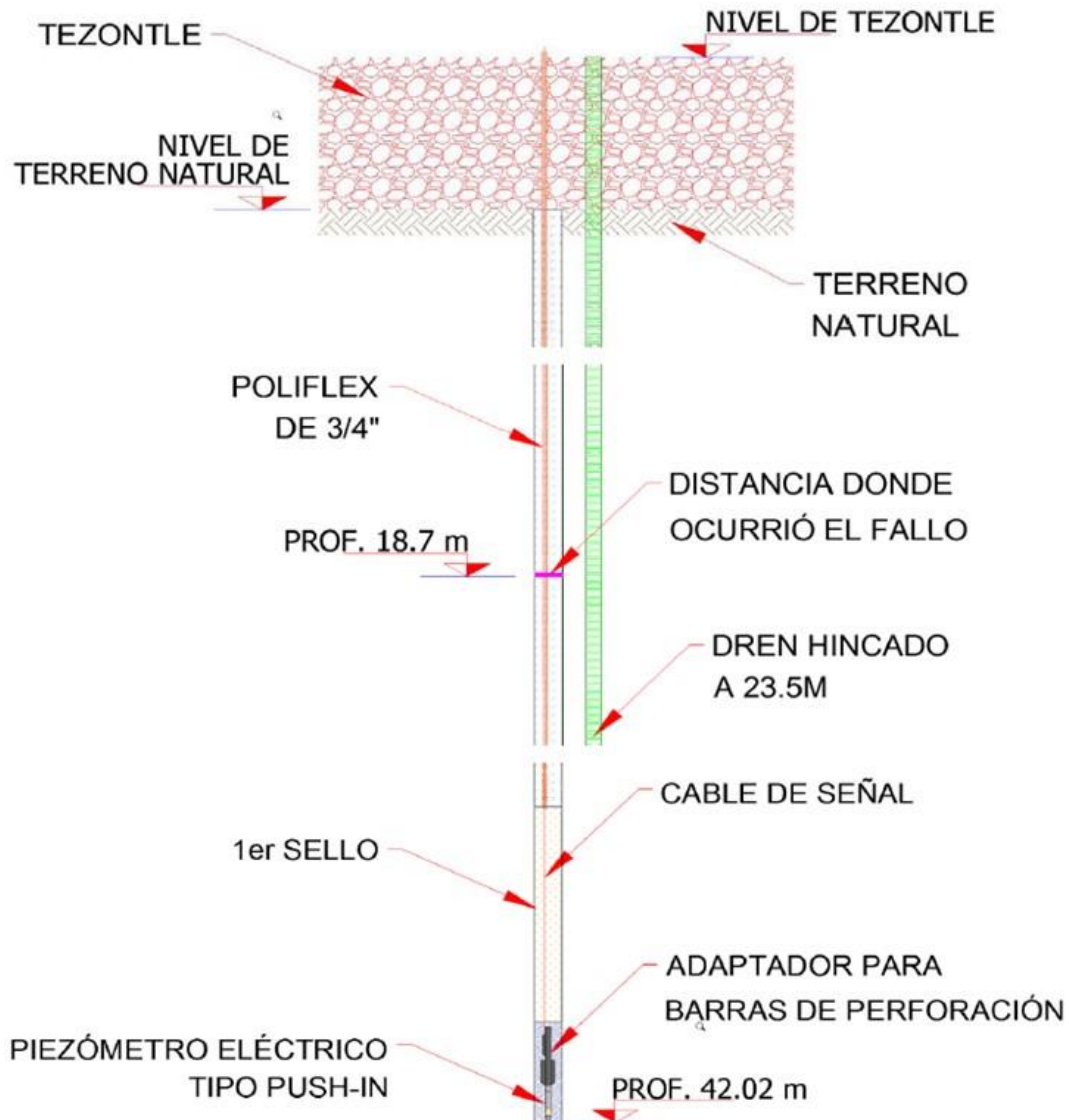


Figura 7 Piezómetro EP-0000-9.6 a 42.02 m de profundidad



EP-0000-10.2. (Figura 8)

En este piezómetro, podemos observar que la distancia del fallo fue a los 24.8 m y basándonos en la ficha de calibración realizada por CFE, el fallo ocurrió en la elevación 2213.79 msnm. Se tiene que el piezómetro se ubicó 7.7 m arriba de la punta del dren; y el daño se ubica a 73 cm, arriba de la conexión con el sensor. Con esta información se concluye que hay dos posibilidades: el daño ocurre en la conexión cable-sensor; o bien, el daño fue provocado por el hincado de drenes.

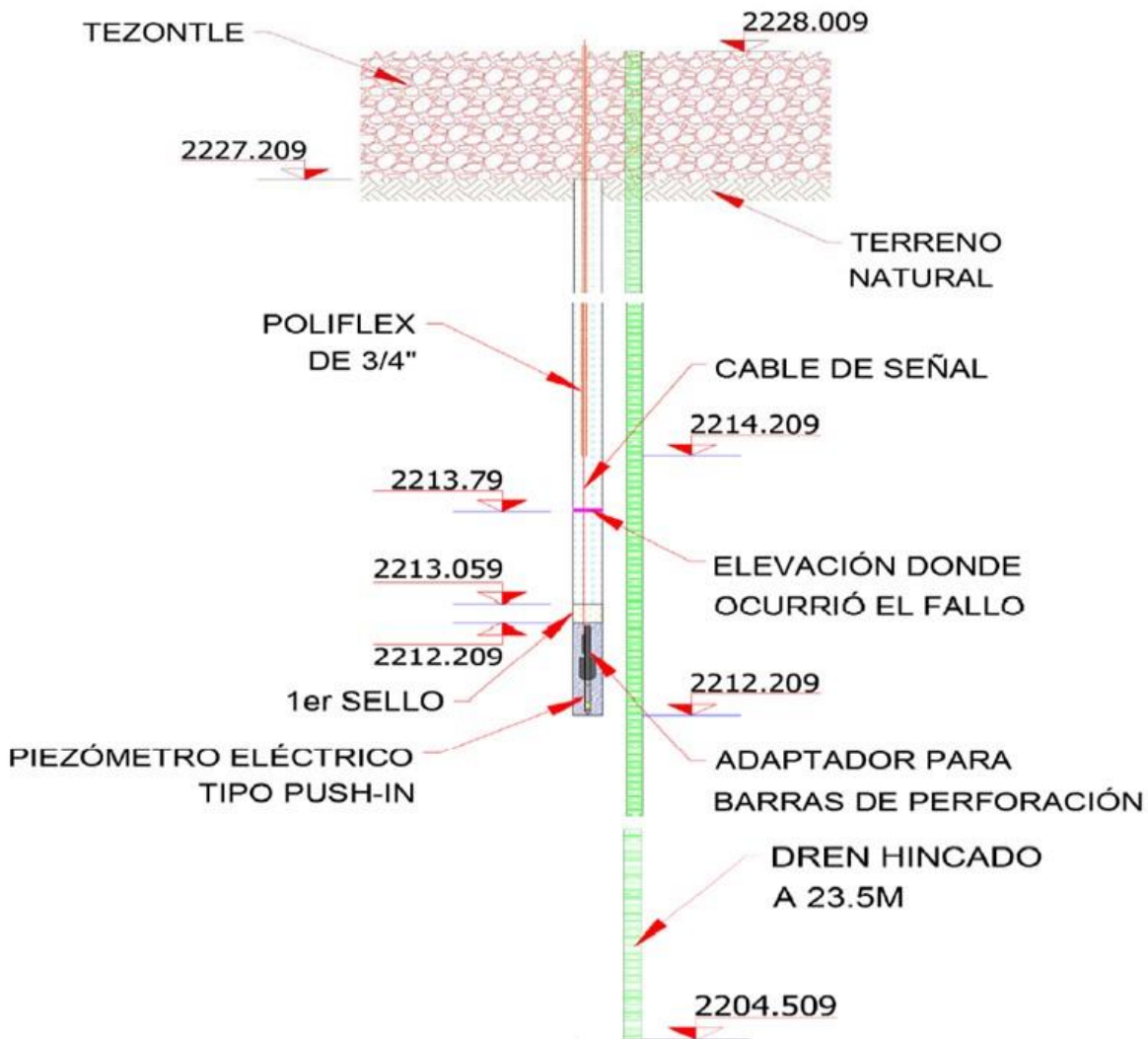


Figura 8 Piezómetro EP-0000-10.2 a 15.8 m de profundidad

EP-0000-10.3. (Figura 9)

De acuerdo con la medición del identificador de corto, podemos observar que la distancia del fallo fue a los 23.00m y basándonos en la ficha de calibración realizada por CFE, el fallo ocurrió en la elevación 2207.544 msnm. Al igual que en el piezómetro anterior, la falla ocurre 80 cm arriba de la conexión del cable con el sensor, lo que apunta a que lo más probable es que la falla se ubique en la conexión del cable con el piezómetro.

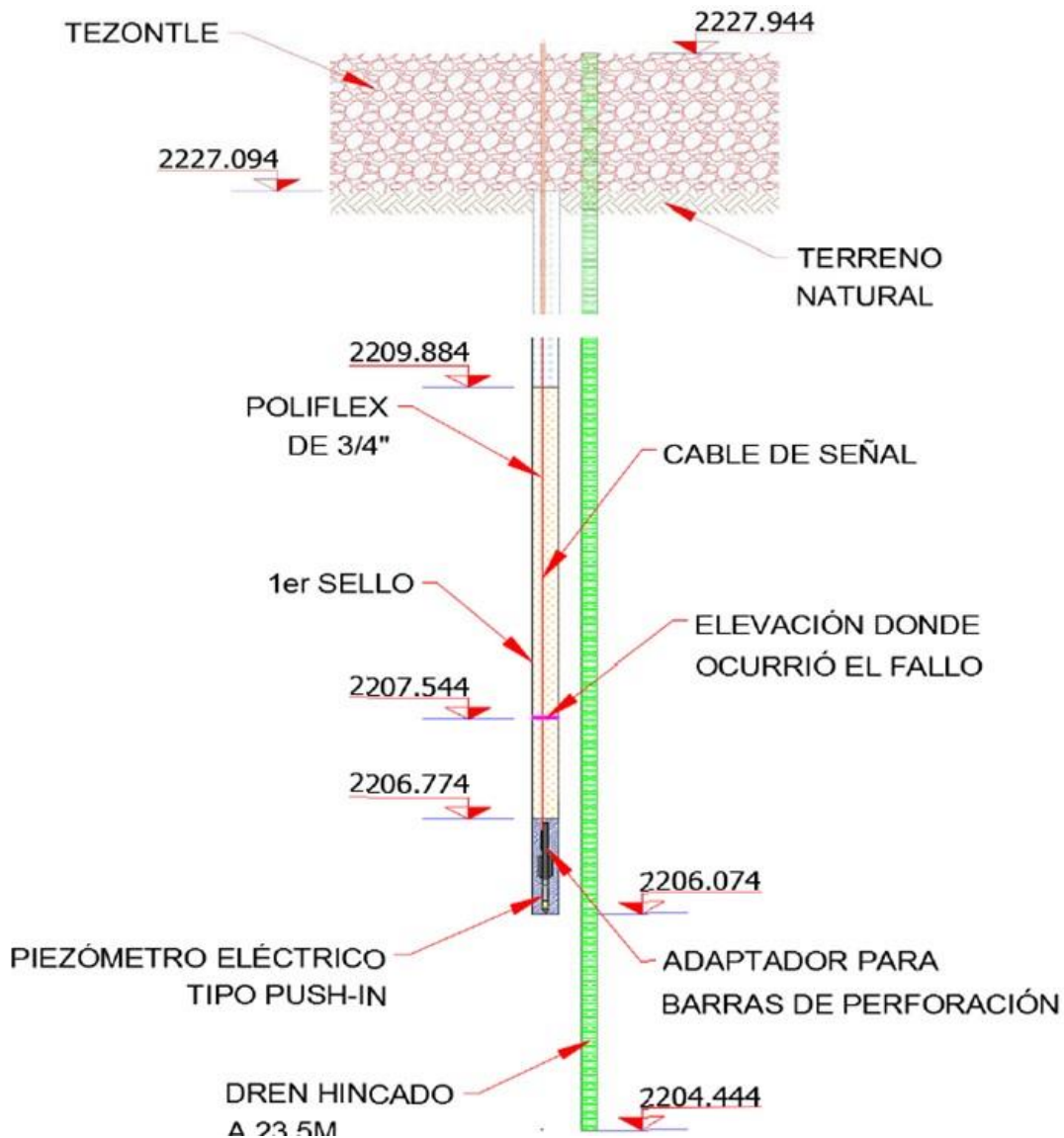


Figura 9 Piezómetro EP-0000-10.3 a 21.87 m de profundidad

EP-0000-10.4. (Figura 10)

Por último, para el piezómetro 10.4 podemos observar que la distancia a donde se registró el fallo fue a los 34.3 m. Basándonos en la ficha de calibración realizada por CFE, el fallo ocurrió en la elevación 2210.65 msnm; esto es, aproximadamente 10 m arriba del piezómetro, lo que parece indicar que el daño fue provocado por el hincado de los drenes verticales.

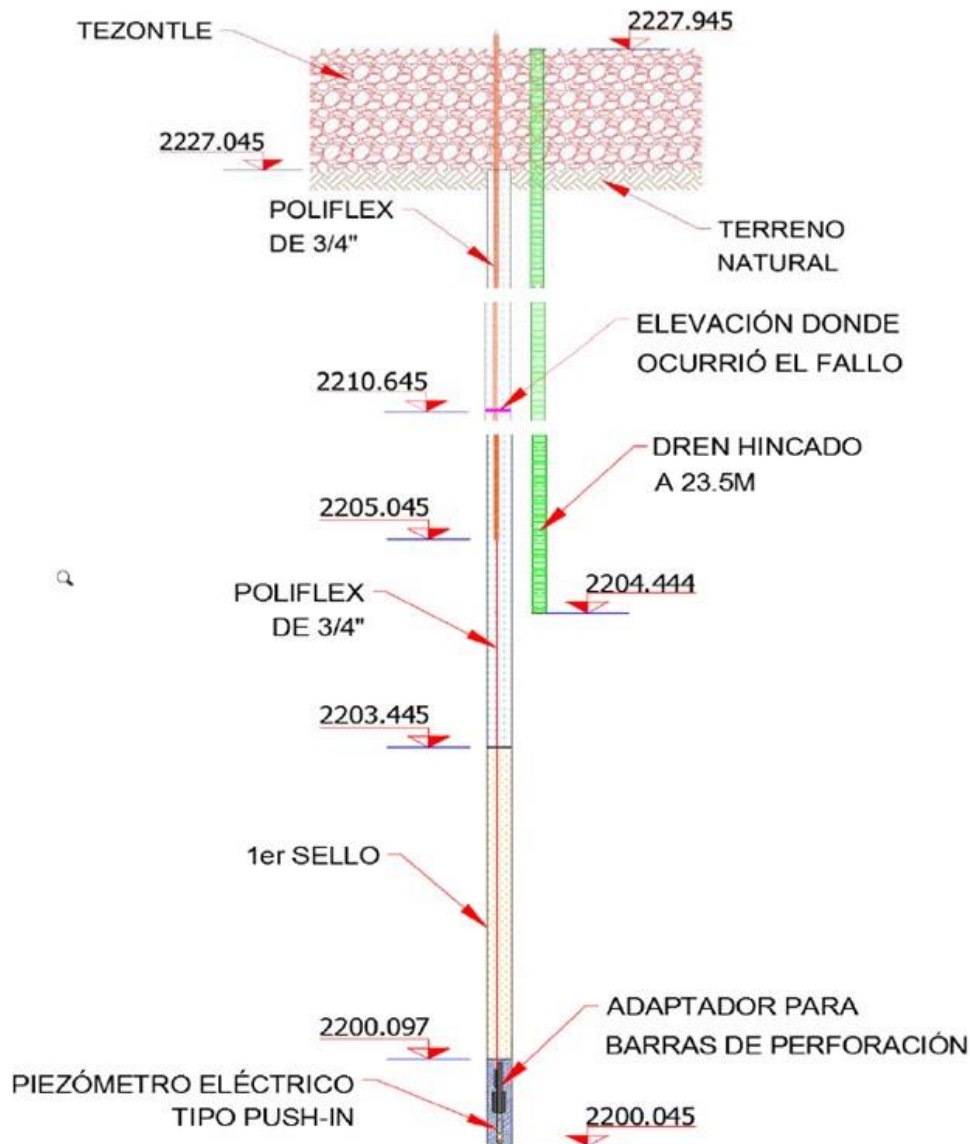


Figura 10 Piezómetro EP-0000-10.4 a 27.9 m de profundidad

5. ANÁLISIS DEL PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS

De los cinco piezómetros que acusaron un daño, mismo que fue localizado según lo explicado en los numerales previos, se tiene que en dos o tres de ellos se estableció que el daño pudo haber ocurrido como resultado del hincado de los drenes verticales. Tal pudo ocurrir, ya que a pesar de la distancia entre la boca de la perforación para colocar el piezómetro y de la ubicación en la superficie del tezontle de algún dren cerca de la bahía de instrumentos, ambos pudieron quedar con una inclinación tal que al penetrar la punta del dren, se produjo el daño al cable.



**Figura 11 Aditamento para colocar el piezómetro
push in a cierta profundidad**

Sin embargo, pudo también establecerse que no siempre fue el proceso de hincado lo que pudo determinar la pérdida de continuidad en el cable. En efecto, fue posible definir que en dos o tres casos, la falla más probable apunta a la conexión entre el cable y el piezómetro o el aditamento para colocarlo. Para comprender la posible influencia de este aditamento, se muestran las imágenes del mismo en las Figuras 11 y 12.

El cuerpo del piezómetro va roscado a la parte inferior de este aditamento, el cual queda perdido adosado al piezómetro; el cable eléctrico de éste tiene una salida lateral protegida como se aprecia en la Figura 11. La primera barra de perforación va atornillada al extremo superior del aditamento. Una vez que se baja el conjunto al fondo de la



perforación que se deja varios decímetros arriba de la profundidad a la que se va a disponer el piezómetro, se hinca a presión. Las aletas que tiene el tubo diametralmente opuestas y que también se hincan en el terreno, proporcionan el par torsionante resistente necesario para desatornillar esa primera barra de perforación para retraerla a la superficie.



Figura 12 Aletas de reacción del tubo que queda atornillado al piezómetro

6. SUGERENCIA DE CAMBIO DE PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS

Atendiendo a lo analizado acerca de los daños a piezómetros se concluye con una sugerencia a quienes realicen colocaciones subsecuentes de piezómetros *push in*. Es posible que al desatornillar las barras de perforación ocurra una torsión excesiva a los cables o cierta tensión que provoque la rotura del cable en esa conexión. De aquí que se sugiere cambiar el procedimiento de colocación de los piezómetros hincables, por el que se describe enseguida.



En los tramos de prueba GACM—II-UNAM se recurrió a una técnica diferente en la que el piezómetro *push in* no iba roscado a aditamento alguno, sino que se mantenía al extremo de un tubo que lo presionaba al llegar al fondo. El piezómetro se mantenía firmemente en posición desde la superficie del terreno, mediante un cable metálico que iba por el interior del tubo; dicho cable finalmente se perdía al recuperar el tubo que empujaba al piezómetro. De esta manera no hay necesidad de destornillar barras de perforación y con ello se evita la posibilidad de enroscar y tensar el cable; además se ahorra el costo del aditamento, considerablemente mayor que el cable metálico.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-44

**“Justificación Técnica de los Sensores para la Medición
de Asentamientos, Instalados en el Terraplén de Prueba
bajo Vacío con Membrana”**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Septiembre de 2017**



NOTA TÉCNICA No. G-44

“Justificación Técnica de los Sensores para la Medición de Asentamientos, Instalados en el Terraplén de Prueba bajo Vacío con Membrana”

1. ANTECEDENTES

En el terraplén de prueba que se está sometiendo a la técnica de vacío mediante membrana hermética (Menard) se ha implementado un sistema de instrumentación geotécnica. Tal instrumentación tiene contemplado medir la presión total que impone el material sobre el suelo, la presión de poro dentro del suelo a diferentes profundidades y los asentamientos. Esta última variable es la que determinará la eficiencia del mejoramiento, ya que es preciso alcanzar cierta deformación en determinado tiempo.

El sistema de medición de asentamientos propuesto por la empresa Menard tiene la desventaja de que las referencias deben ser removidas en las diferentes etapas de construcción, al ir tendiendo capas del terraplén, toda vez que los constructores no desean perforar la membrana, lo que sería necesario para colocar la placa de asentamiento (sin moverla) en la superficie del terreno. Esto presenta el inconveniente de que las mediciones pueden alterarse. Dada la importancia de la medición de los asentamientos, personal del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) consideró importante contar con un sistema de medición redundante, independiente y con un principio de medición diferente. Para esto, propuso la instalación de una placa de asentamientos monitoreada con un sensor de cuerda vibrante.

A petición del GACM, en esta nota técnica, el Instituto de Ingeniería (II-UNAM) expone comentarios técnicos acerca de los sensores instalados.

2. CUALIDADES TÉCNICAS DEL SENSOR INSTALADO

El principio de funcionamiento del sensor es hidráulico, ya que el instrumento cuenta con un transductor que mide la presión ejercida por una columna de agua que va desde el punto de medición hasta un punto fijo, lejano a la influencia del tramo de prueba. En el mercado de instrumentos geotécnicos existe una variedad de marcas que proveen este



tipo de sensores. En la Tabla 1 se presentan las características de este sensor en tres marcas diferentes.

Tabla 1. Características técnicas de la placa de asentamientos en diferentes marcas

Marca	Geokon	RST	Slope Indicator
Modelo	4660	SSVW105	52612420
Rangos típicos (m)	7, 17	7, 17	14
Resolución	0.025% FS	0.05% FS	0.025% FS
Exactitud	±0.1% FS	±0.1% FS	±0.1% FS
Dimensiones del sensor (mm)	168 x 25	No especificadas	No especificadas
Dimensiones de la placa (mm)	305 x 305 x 6	No especificadas	64 x 280 mm

Es de notar que las características técnicas de los tres fabricantes parecen similares. Al revisar las ventajas que se presentan en las fichas técnicas de los sensores, podemos percatarnos de que las tres marcas cuentan con las características siguientes:

- Un cable ventilado va desde el sensor hasta la consola lectora que conecta con el almacén del líquido, lo que impide que las fluctuaciones de presión barométrica afecten las mediciones.
- Las lecturas pueden ser registradas manualmente o de manera automática con el uso de un adquirente de datos.

Sin embargo, Geokon es el único que cuenta con las siguientes dos ventajas:

- ❖ Los tubos que conducen el fluido permiten remover las burbujas que pudieran entrar en el sistema.
- ❖ Permite realizar un control *in situ* en cualquier momento, tanto de la calibración como del cero.



Al contar con estas dos cualidades, el sensor Geokon presenta una ventaja muy importante sobre las otras dos marcas. El aire dentro del ducto es un gran problema, ya que, al ser un medio compresible, genera mediciones espurias.

Por otra parte, el II-UNAM optó por la marca Geokon ya que personal técnico de nuestra institución ha tenido oportunidad de comparar y constatar las características ventajosas y el buen servicio recibido por el proveedor Geokon en otros proyectos de instrumentación geotécnica desde hace más de 20 años.

Las ventajas técnicas y el mejor servicio antes descritos fueron las razones por las que se optó y se requirieron los sensores de asentamiento de la marca Geokon.

REFERENCIAS

<http://www.geokon.com/4660>

<http://www.rstinstruments.com/Vibrating-Wire-Liquid-Settlement-System.html>

<http://www.slopeindicator.com/instruments/settlementcell.php>



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-45

**Verificación de las celdas de carga a instalarse en la
cabeza de seis pilotes de la cimentación de la Torre
de Control de Tráfico Aéreo del NAICM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Septiembre de 2017**



NOTA TÉCNICA No. G-45

Verificación de las celdas de carga a instalarse en la cabeza de seis pilotes de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM

1. INTRODUCCIÓN

Teniendo en cuenta la particular cimentación que tendrá la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA), que sin duda es uno de los edificios más importantes y emblemáticos del NAICM, el Instituto de Ingeniería (II-UNAM) propuso una instrumentación geotécnica y sísmica para colocarse en su cimentación a fin de medir las variables más importantes que rigen su comportamiento. Dicha instrumentación se especificó y describió en la Nota Técnica No. G-9 y en la Adenda a G-9.

En esta nota técnica se presentan los resultados de la verificación de seis celdas de carga tipo resistivo Modelo 3000 de la marca Geokon, mismas que se colocarán sobre la cabeza de seis pilotes que forman parte de la cimentación de la TCTA del NAICM.

Estas celdas cuya capacidad es de 890 kN (90.7 t) fueron llevadas durante la verificación a 686.4 kN (70 t), en procesos de carga y descarga; lo anterior con el fin de corroborar los factores de calibración que proporciona el fabricante.

2. PROCESO DE VERIFICACIÓN

Las verificaciones se realizaron en una maquina universal aplicándole a la celda iguales incrementos de carga. La celda entre dos placas de acero, tal como se aprecia en la Figura 1; la respuesta de estas celdas tipo resistivas se mide mediante la consola lectora GK-502, misma que brinda una excitación al sensor de 2.048 VDC y muestra la respuesta en dígitos, mV, mV/V, registrando un dato por segundo.

A cada una de las celdas verificadas se les llevó hasta 70 t en incrementos de 10 t cada uno, en procesos de carga y descarga.



Figura 1. Arreglo para verificar las celdas de carga.

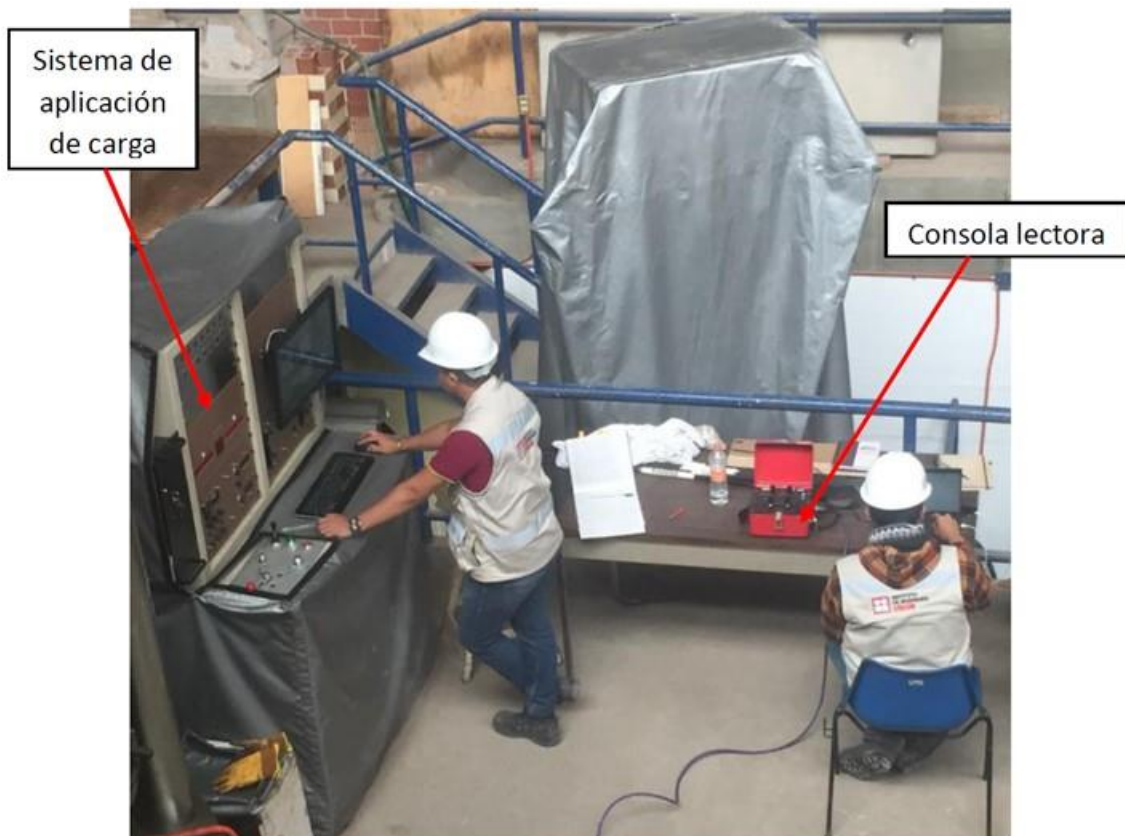


Figura 2. Calibración de celdas de carga.

3. RESULTADOS DE LA VERIFICACIÓN

Con las lecturas que se registran en la consola GK-502 y usando la ecuación lineal que brinda el fabricante junto con su factor de calibración (*gage factor*), se determina la carga que registra el instrumento, misma que se compara con la aplicada.

La Figura 3 muestra los resultados obtenidos de la verificación de la celda cuyo número de serie es 1722537, tanto en proceso de carga como de descarga. Allí se aprecia una clara tendencia de linealidad y relación entre las cargas aplicadas y las calculadas.

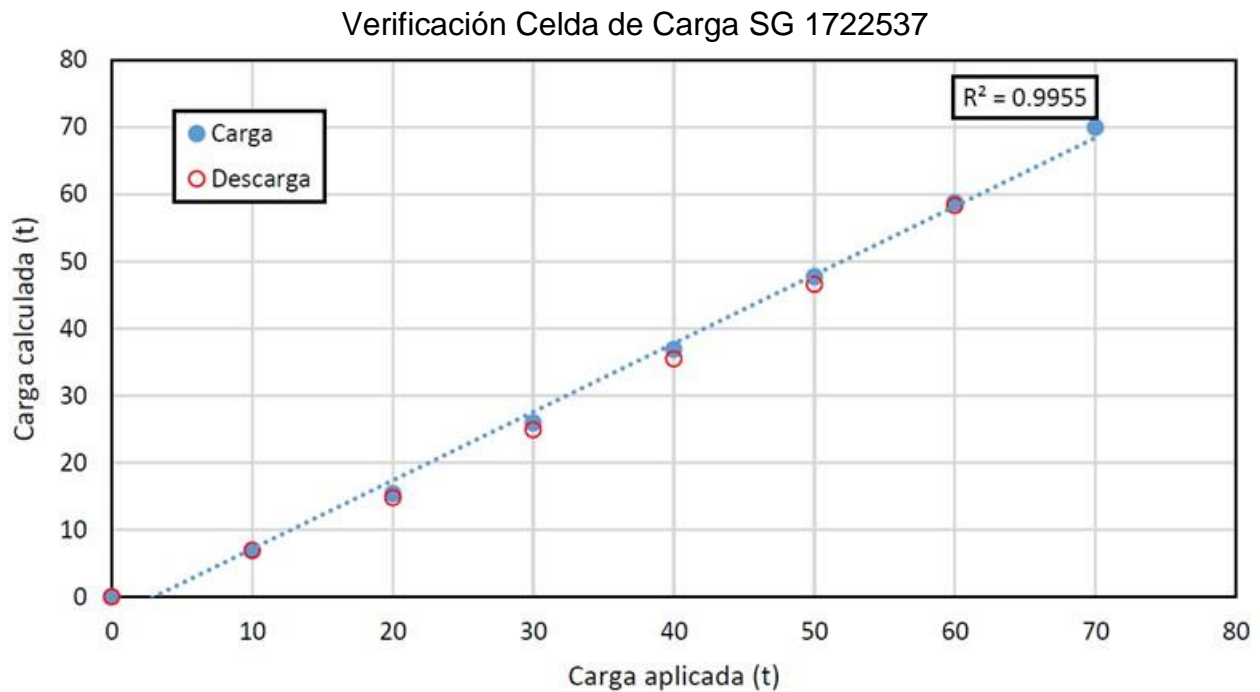


Figura 3. Curva de verificación, carga aplicada vs carga calculada.

Los resultados de las otras cinco celdas se presentan en las Figuras 4 a 8.

Durante las verificaciones se observó que al calcular las cargas usando el *gage factor* que brinda el fabricante, existe un error de hasta un 10% para cargas altas y de 3% para las bajas. Por tal razón, se determinó un nuevo *gage factor* para cada una de las celdas, mismos que se muestran en la Tabla 1 y que son los que se han de usar en el monitoreo de dichas celdas cuando se instalen.



Verificación Celda de Carga SG 1722538

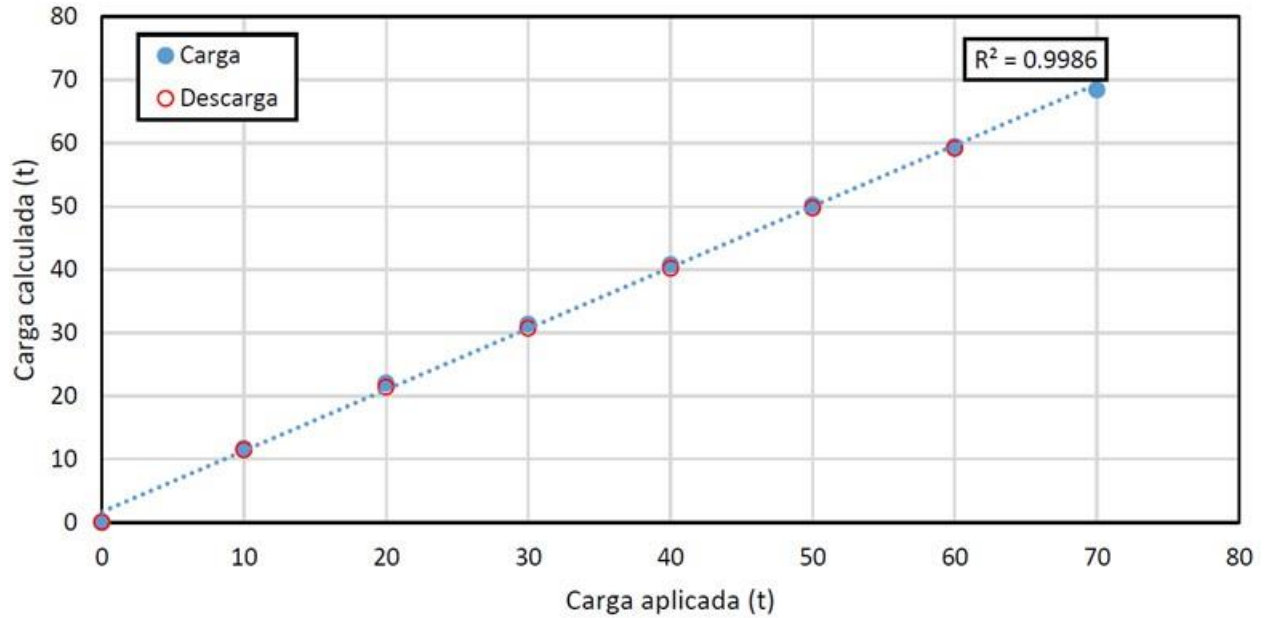


Figura 4. Curva de verificación, carga aplicada vs carga calculada.

Verificación Celda de Carga SG 1708683

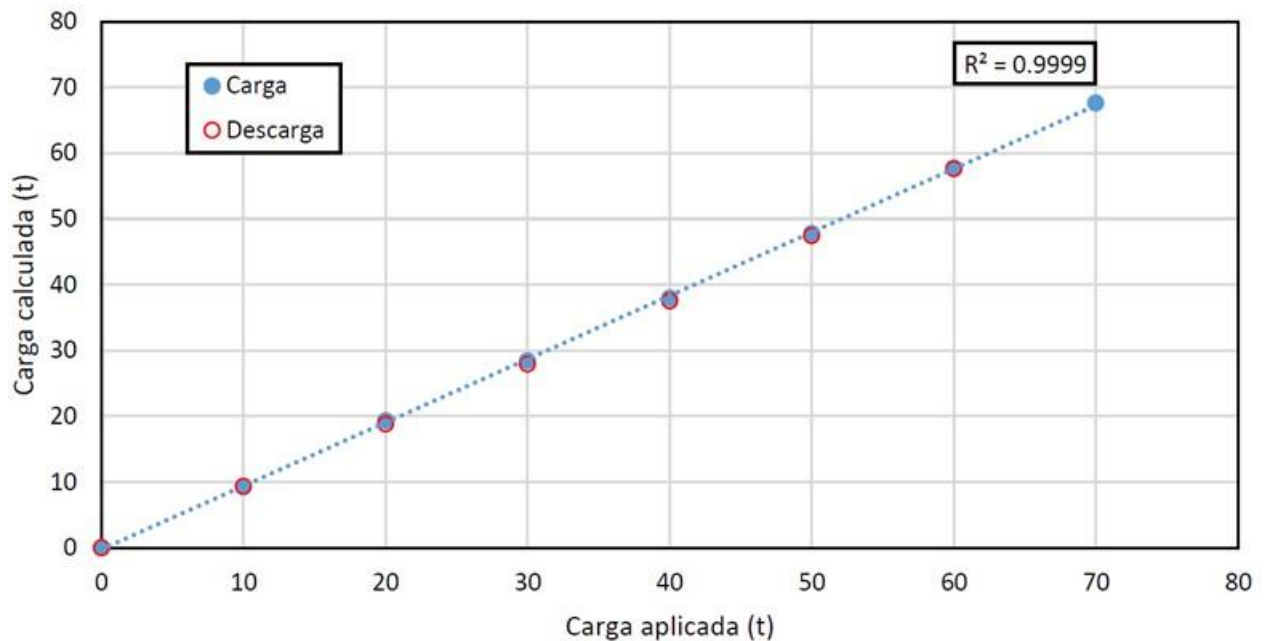


Figura 5. Curva de verificación, carga aplicada vs carga calculada.



Verificación Celda de Carga SG 1708684

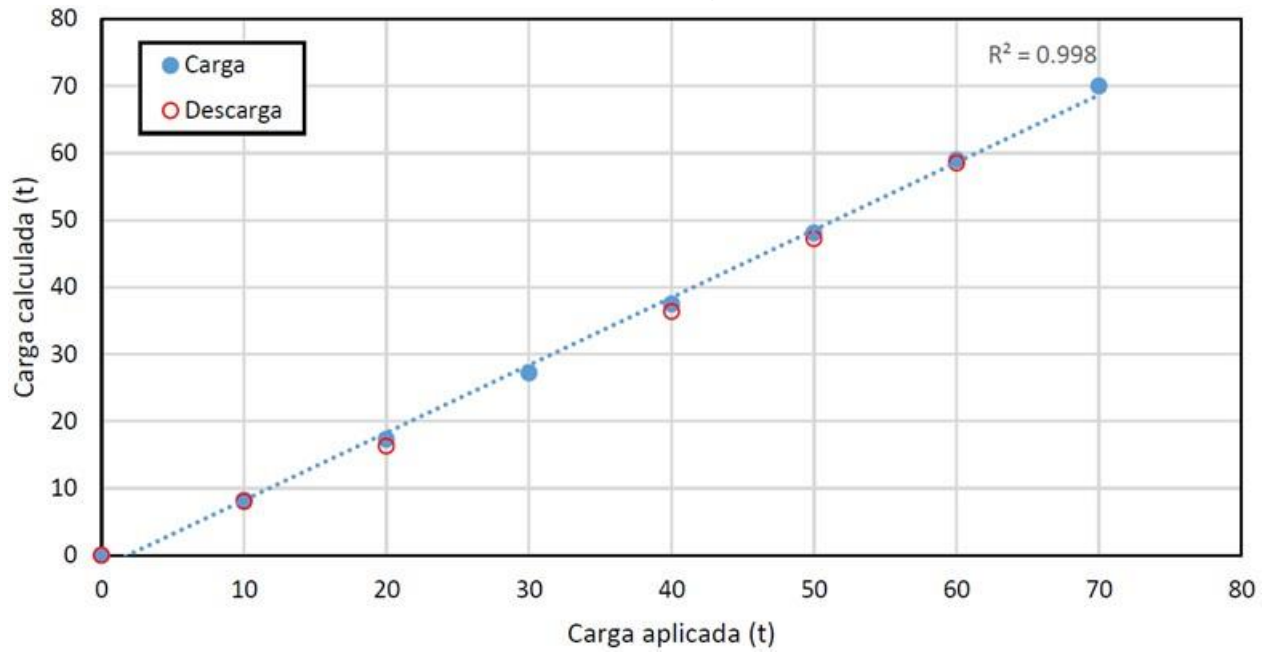


Figura 6. Curva de verificación, carga aplicada vs carga calculada.

Verificación Celda de Carga SG 1708685

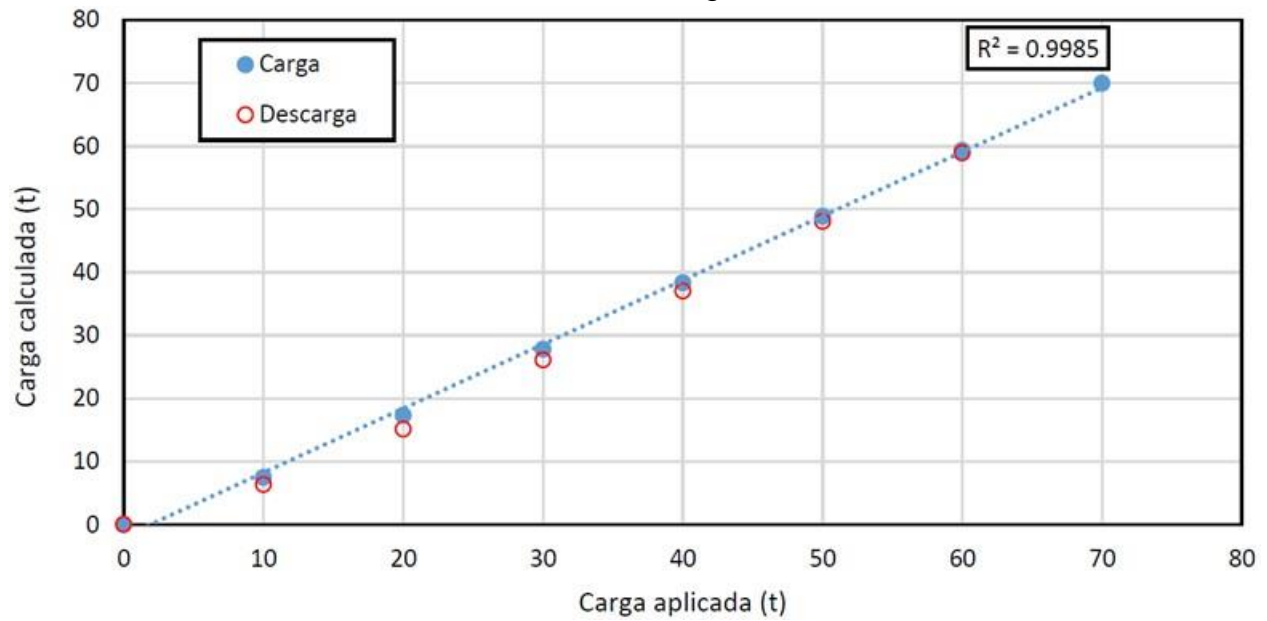


Figura 7. Curva de verificación, carga aplicada vs carga calculada.



Verificación Celda de Carga SG 1722536

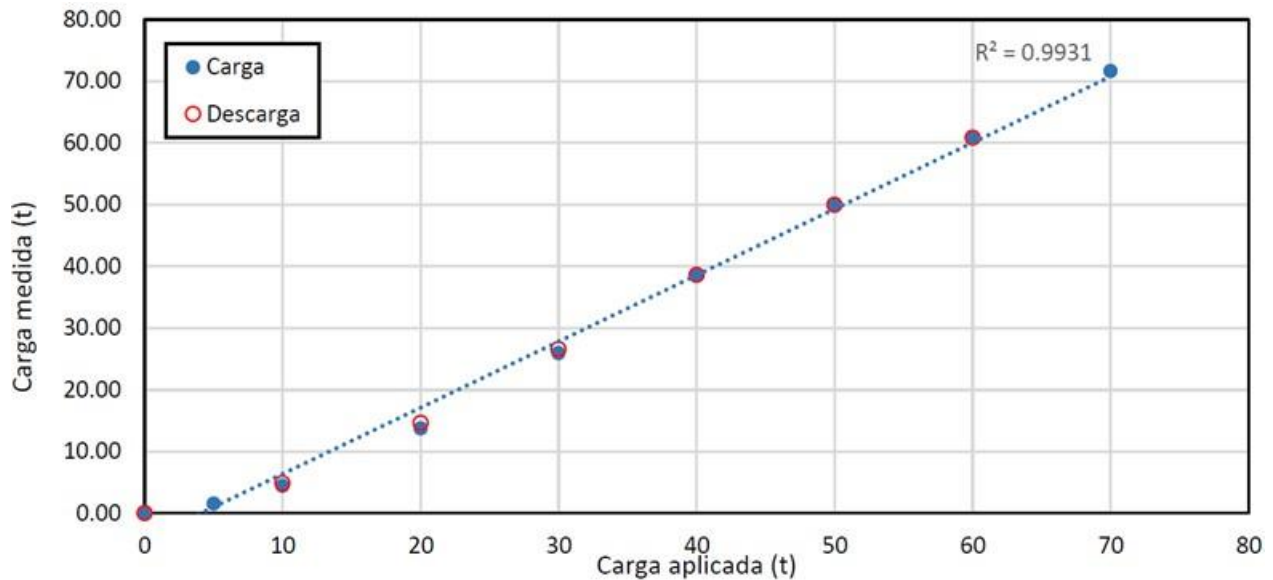


Figura 8. Curva de verificación, carga aplicada vs carga calculada.

Tabla 1. Relación de *Gage factor* para las celdas verificadas

No. de serie	<i>Gage factor</i> fabricante	<i>Gage factor</i> calculado
1722537	0.2856	0.3265
1722538	0.2850	0.2850
1708683	0.2844	0.2844
1708684	0.2845	0.3193
1708685	0.2809	0.2908
1722536	0.2842	0.2835

Sólo en dos de las seis celdas verificadas el *gage factor* brindado por el fabricante y que se usa para determinar las cargas es correcto ya que éstas corresponden con las aplicadas con un error máximo del 1%. Por otro lado, al usar el *gage factor* calculado en las verificaciones de las otras cuatro celdas, el error disminuye de hasta 10% a un máximo de 3%.



4. CONCLUSIONES

Al calcular las cargas aplicadas mediante las ecuaciones lineal o polinomial, con las constantes que brinda el fabricante para cada sensor, puede llegar a existir un error de hasta el 10% para cargas altas; por lo que se recomienda usar el *gage factor* determinado en las verificaciones para el cálculo real de las cargas.

La consola lectora GK-502, la cual se usa para medir este tipo de celdas, puede mostrar la respuesta del sensor en dígitos, mV, mV/V. Para estas verificaciones se usó la opción de leer en dígitos ya que las constantes del fabricante tienen unidades de kN/dig; por tanto, para el monitoreo de estas celdas se recomienda seguir haciéndolo de la misma forma.

Este tipo de instrumentos podría presentar una variación considerable en las cargas calculadas si éstas no son axiales al eje de la celda; por ello, para garantizar un buen funcionamiento de dichos instrumentos se ha de asegurar el centrado y el paralelismo de las placas de acero entre las que se dispondrá cada celda de carga.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-46

**Comentarios del II-UNAM referentes al tramo de prueba de la
tecnología de consolidación con vacío dren a dren en el sitio
del NAICM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Octubre 10, 2017



Comentarios del II-UNAM referentes al tramo de prueba de la tecnología de consolidación con vacío dren a dren en el sitio del NAICM

1. INTRODUCCIÓN

La consolidación de suelos mediante el sistema de precarga con vacío dren a dren consiste en la reducción de la presión del agua del suelo por medio de aplicación de vacío (presión negativa o succión) distribuido a lo largo de drenes verticales y en los estratos cercanos a la superficie del suelo. Esto conduce a cierta remoción de agua de la masa de suelo, creando una condición en la que la presión de poro se reduce y los esfuerzos efectivos verticales se incrementan en la misma magnitud (Kjellman, 1948; Indraratna *et al.*, 2010; López-Acosta *et al.*, 2016 y 2017). La técnica de consolidación con vacío se ha considerado útil para disminuir el espesor de la precarga convencional, y en algunos casos incluso como un sustituto de la precarga (cuando existe carencia de material en el sitio a ser mejorado). La presión de vacío aplicable corresponde teóricamente a la presión atmosférica del lugar. Algunas consideraciones señalan que la presión de vacío alcanzada puede ser equivalente a 3 ó 4 m de precarga (Qian *et al.*, 1992), dependiendo del material de la precarga (peso volumétrico, grado de compactación, etc.) y también de las características del suelo donde se aplica el vacío.

La consolidación de suelos mediante la técnica de vacío es una tecnología que a la fecha ha tenido muy contadas aplicaciones en el Valle de México, donde las arcillas se caracterizan por ser altamente compresibles y poco permeables. Ante la necesidad de plantear alternativas para el mejoramiento del suelo y la cimentación de estructuras aeroportuarias, debido a la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en la zona del ex lago de Texcoco, a finales de junio de 2016 inició la construcción de un tramo de prueba para evaluar la técnica de precarga directa combinada con la consolidación mediante vacío dren a dren. La prueba, que duró aproximadamente un año y tuvo un período de aplicación de vacío de seis meses, concluyó en junio de 2017.

En esta nota técnica se evalúa el comportamiento del tramo de prueba construido para el estudio de la consolidación de la arcilla del ex lago de Texcoco con la tecnología de vacío dren a dren en el NAICM. Se describen las condiciones del subsuelo del sitio de prueba, las características del terraplén, el proceso constructivo y la instrumentación instalada. Asimismo se dan comentarios sobre el comportamiento observado en los instrumentos. Adicionalmente, se comparan las propiedades del suelo antes y después de la aplicación del vacío. Al final se proporcionan conclusiones respecto a esta técnica (II-UNAM, 2017).

2. TRAMO DE PRUEBA PARA LA CONSOLIDACIÓN CON VACÍO DREN A DREN

2.1. Características generales

La plataforma de prueba tiene una forma rectangular en planta, con dimensiones 50x70 m en la corona (3500 m² de área) y 56x76 m en la base, con un talud 1.5:1 (Fig. 1). El sistema consta de una precarga de tezontle de 2 m de altura colocada en cuatro capas y tiene un total de 3045 drenes prefabricados cilíndricos (de sección transversal tipo estrella –*star drain*– envueltos con un geotextil, Fig. 2b) e instalados al interior del depósito de suelo en un arreglo triangular o tresbolillo con separación de 1.2x1.2 m y hasta una profundidad de 28 m a partir del nivel del terreno natural (NTN).

Los drenes verticales prefabricados se conectan directamente a bombas de vacío a través de tuberías horizontales flexibles (Fig. 2). El sistema de vacío está conformado por seis bombas localizadas en el lado sur del terraplén (Fig. 3). Diez líneas de drenes están conectadas a cada bomba (Fig. 2d), y cada línea tiene 50 o 51 drenes, haciendo un total de 500 a 508 drenes por bomba.

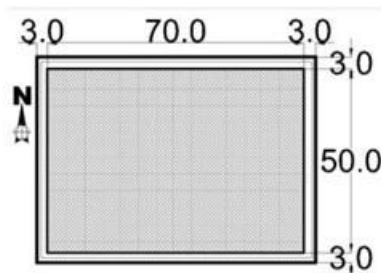


Figura 1. Geometría del tramo de prueba (distancias en m)

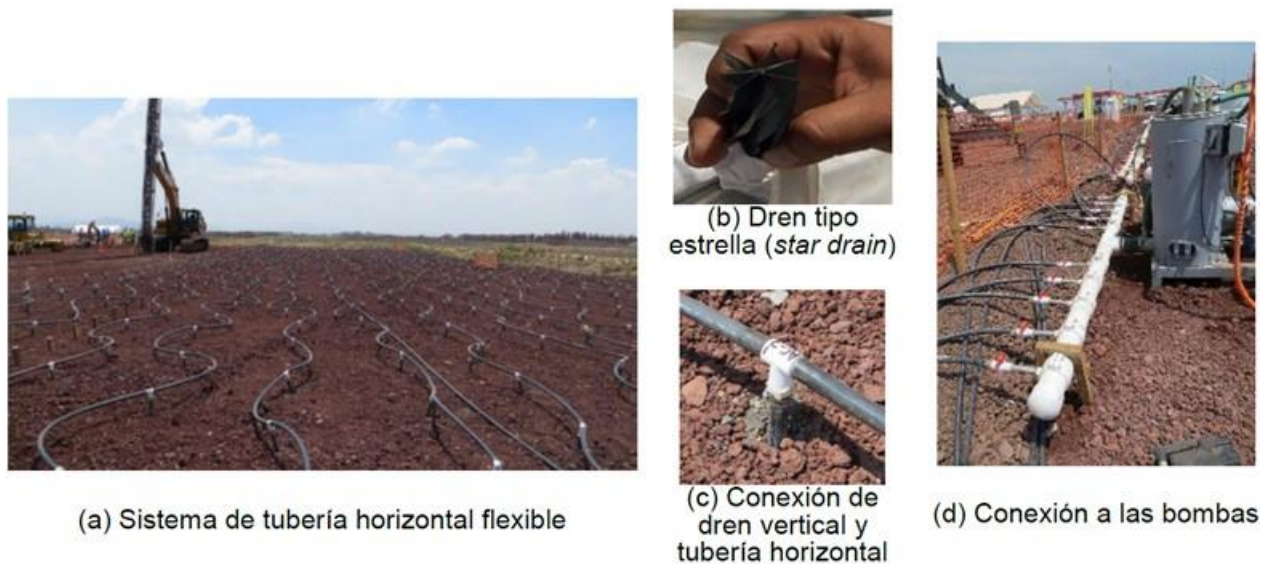


Figura 2. Sistema de tuberías y conexiones a las bombas



(a) Bombas para aplicación de presión de vacío



■ ■ ■ ■ ■ ■
B-1 B-2 B-3 B-4 B-5 B-6
(b) Zona de aplicación de cada
bomba

Figura 3. Bombas y zonas de aplicación de vacío por bomba

2.2. Condiciones del subsuelo del sitio antes de la aplicación de vacío

En el sitio del tramo de prueba, una vez colocada la primera capa de 50 cm de tezontle que sirvió como plataforma de trabajo, se ejecutaron los siguientes sondeos geotécnicos (Fig. 4):

- 3 Sondeos SPT
- 6 Sondeos CPTu
- 3 Sondeos con muestreo selectivo (SS)
- 3 Sondeos con pruebas de veleta (VT)

A partir de los resultados de la exploración geotécnica, se determinó que en el área de estudio se encuentran presentes tres formaciones arcillosas de origen lacustre, de baja resistencia y alta compresibilidad, denominadas Formación Arcillosa Superior (FAS), Formación Arcillosa Inferior (FAI) y Formación Arcillosa Profunda (FAP). Dichas formaciones se encuentran separadas por estratos de materiales más resistentes y con valores bajos de contenido de agua (limos y arenas), denominados Capa Dura (CD) y Depósitos Profundos (DP). Las características de estos estratos son (Fig. 5):

- **Costra Superficial (CS).** Con un espesor de aproximadamente 1.0 m de arcilla café claro con poca arena y una resistencia media a la penetración. Su contenido de agua medio es $w = 100\%$ y su peso volumétrico $\gamma = 15.0 \text{ kN/m}^3$. El nivel de aguas freáticas (NAF) se localiza a 1.0 m.
- **Formación Arcillosa Superior (FAS).** Constituida por arcilla gris verdoso de alta plasticidad (CH) y consistencia muy blanda, con presencia de horizontes de ceniza volcánica y limos arenosos. Tiene un contenido de agua medio $w = 210\%$ y un peso volumétrico $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se localiza de 1.0 m a 30.6 m de profundidad.

- **Capa Dura (CD).** Está formada por material limo arenoso gris verdoso (ML) de consistencia dura. Su peso volumétrico es $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Este estrato se encuentra entre 30.6 a 32.6 m de profundidad.
- **Formación Arcillosa Inferior (FAI).** Está compuesta por arcilla café verdoso con intercalaciones de arcilla gris de alta plasticidad (CH) y alto contenido de carbonatos. Su contenido de agua medio es $w = 70\%$ y peso volumétrico $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$. Su espesor abarca de 32.6 a 43.8m.
- **Depósitos Profundos (DP).** Se localizan de 43.8 a 50.0 m de profundidad y están formados por una serie heterogénea de suelos arcillosos, limosos y arenosos. Su peso volumétrico es $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

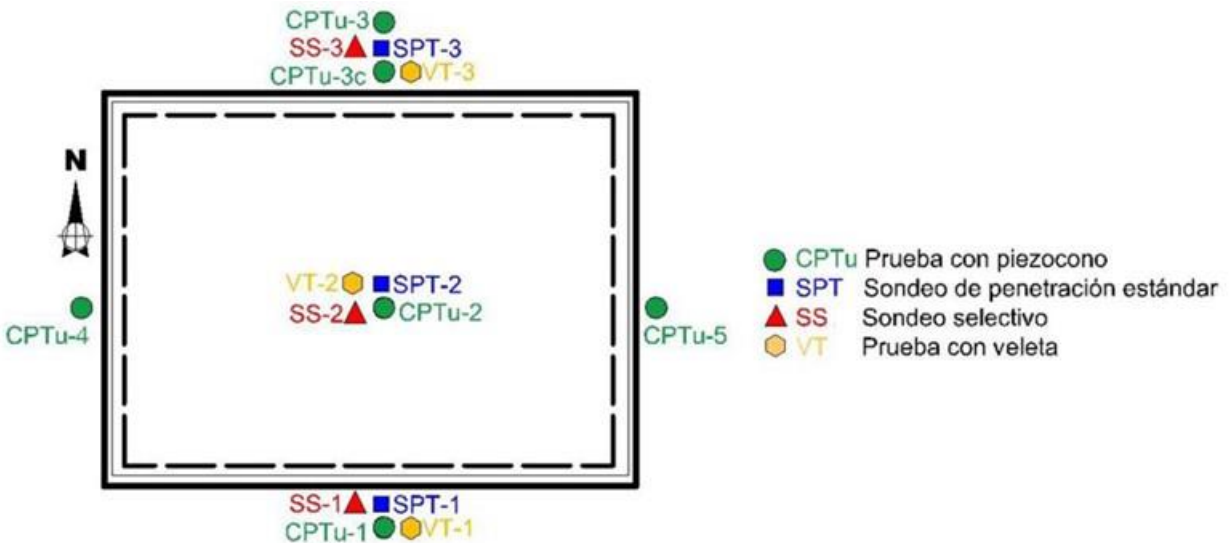


Figura 4. Exploración geotécnica efectuada en el sitio de prueba



Figura 5. Caracterización estratigráfica del sitio de la prueba

2.3. Proceso de construcción

El procedimiento general de construcción del tramo de prueba (con una duración de 127 días) se describe en la Tabla 1.

Tabla 1. Actividades del procedimiento constructivo del tramo de prueba

Fecha	Actividad
Finales de junio 2016	– Inicio de trabajos de construcción del tramo de prueba con desmonte y limpieza
Durante julio	– Tendido sobre el terreno natural de un geotextil y una geomalla – Colocación de una primera capa de tezontle de 0.50 m de espesor (plataforma de trabajo)
29 julio a 18 septiembre	– Exploración geotécnica en el sitio – Instalación de sistema de instrumentos
15 agosto a 01 octubre	– Colocación de una segunda capa de tezontle de 0.30 m de espesor en las zonas Oeste, Este y Centro del terraplén (en distintas fechas durante el lapso indicado en la columna izquierda)
17 agosto a 10 octubre	– Instalación de drenes prefabricados cilindricos, una vez colocada la segunda capa de tezontle en las zonas Oeste, Este y Centro del terraplén
10 octubre a 14 octubre	– Inicio de la operación del sistema de vacío
20 octubre a 31 octubre	– Colocación del tezontle complementario mediante tercera y cuarta capas adicionales hasta conformar el terraplén de 2.0 m de altura

2.4. Instrumentación para la evaluación del comportamiento del tramo de prueba

El sistema de instrumentos con el que se monitorearon presiones de poro, hundimientos, deformaciones y desplazamientos laterales, del tramo de prueba durante y después de la construcción, consta de (Fig. 6):

- 11 Placas de asentamiento a nivel del terreno natural (NTN): SP-1 a SP-11.
- 3 Extensómetros: E-1, E-2 y E-3 en el eje central Este-Oeste, con seis sensores cada uno a distintas profundidades.
- 7 Inclinómetros verticales: IV-1, IV-2, IV-3, IV-4, IV-5, IV-6, IV-7 en el eje central Sur-Norte del terraplén, a diferentes distancias a partir del pie del talud del terraplén.
- 1 Perfilómetro (inclinómetro horizontal) en dirección Sur-Norte a NTN: PA
- 15 Piezómetros abiertos (tipo Casagrande): CP, instalados en sentido Sur-Norte en tres islas que contienen cada una cinco piezómetros a 8 m, 15 m, 22 m, 27 m y 37.5 m de profundidad.
- 15 Piezómetros eléctricos (de cuerda vibrante): EP, instalados en sentido Sur-Norte en tres islas que contienen cada una cinco piezómetros a 8 m, 15 m, 22 m, 27 m y 37.5 m de profundidad.
- 165 Referencias topográficas superficiales internas colocadas a la mitad del terraplén de tezontle (1 m por encima del NTN) (Fig. 7).
- 84 Referencias topográficas superficiales externas a NTN (Fig. 7).

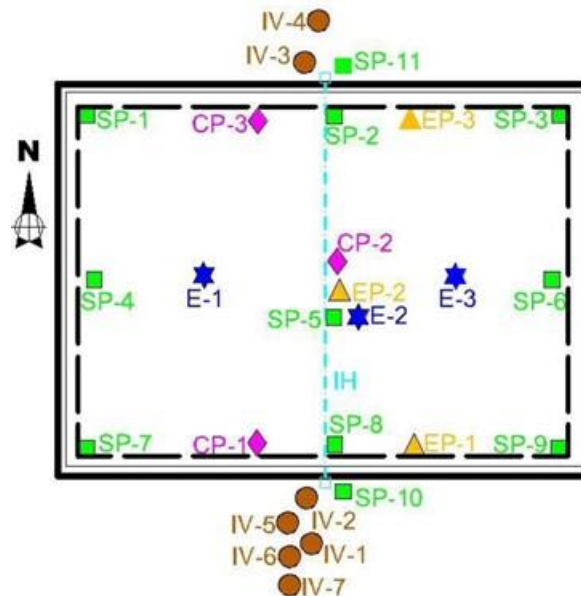


Figura 6. Ubicación de la instrumentación en el tramo de prueba de precarga con vacío dren a dren

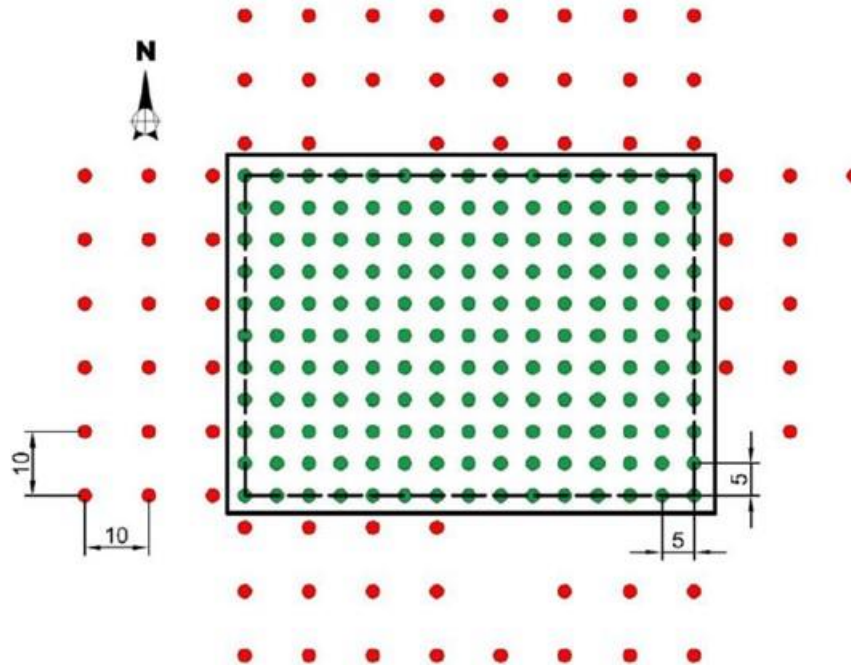


Figura 7. Referencias topográficas superficiales internas y externas (cotas en m)

2.5. Resultados del comportamiento del tramo de prueba

El comportamiento del terraplén se estudió durante su construcción, posteriormente durante seis meses de aplicación de vacío (182 días) y un periodo de observación de dos meses posteriores al apagado de las bombas de vacío. Las fechas importantes se señalan en la Tabla 2. Los resultados obtenidos del monitoreo en los instrumentos mencionados previamente, se presentan y discuten en los párrafos siguientes.

Tabla 2. Fechas importantes del tramo de prueba

Evento	Fecha	Duración del evento	Días acumulados a la fecha
Construcción del terraplén	26 junio 2016	127 días	0
	31 octubre 2016		127
Aplicación de vacío	12 octubre 2016	182 días	108
	12 abril 2017		290
Observación posterior al vacío	12 abril 2017	61 días	290
	12 junio 2017		351



2.5.1 Presión de vacío en el sistema de bombas

A 106 días de haberse iniciado la construcción del terraplén de tezontle se pusieron en funcionamiento las bombas 1 y 2 del sistema de vacío (10 octubre 2016), dos días después las bombas 3 y 4, y cuatro días después las bombas 5 y 6. En la Figura 8 se muestra la presión de vacío generada por el conjunto de bombas al inicio y al final de las líneas (tuberías flexibles) que distribuyen el vacío a los drenes en las seis zonas del terraplén (Fig. 3). En dicha figura las líneas continuas y punteadas representan respectivamente la presión de vacío al inicio y al final de las tuberías de distribución. En los primeros 40 días del funcionamiento del sistema de vacío se distinguen fluctuaciones de la presión de vacío en todas las bombas, atribuidas a problemas de aislamiento en las conexiones de las tuberías que distribuyen el vacío a los drenes.

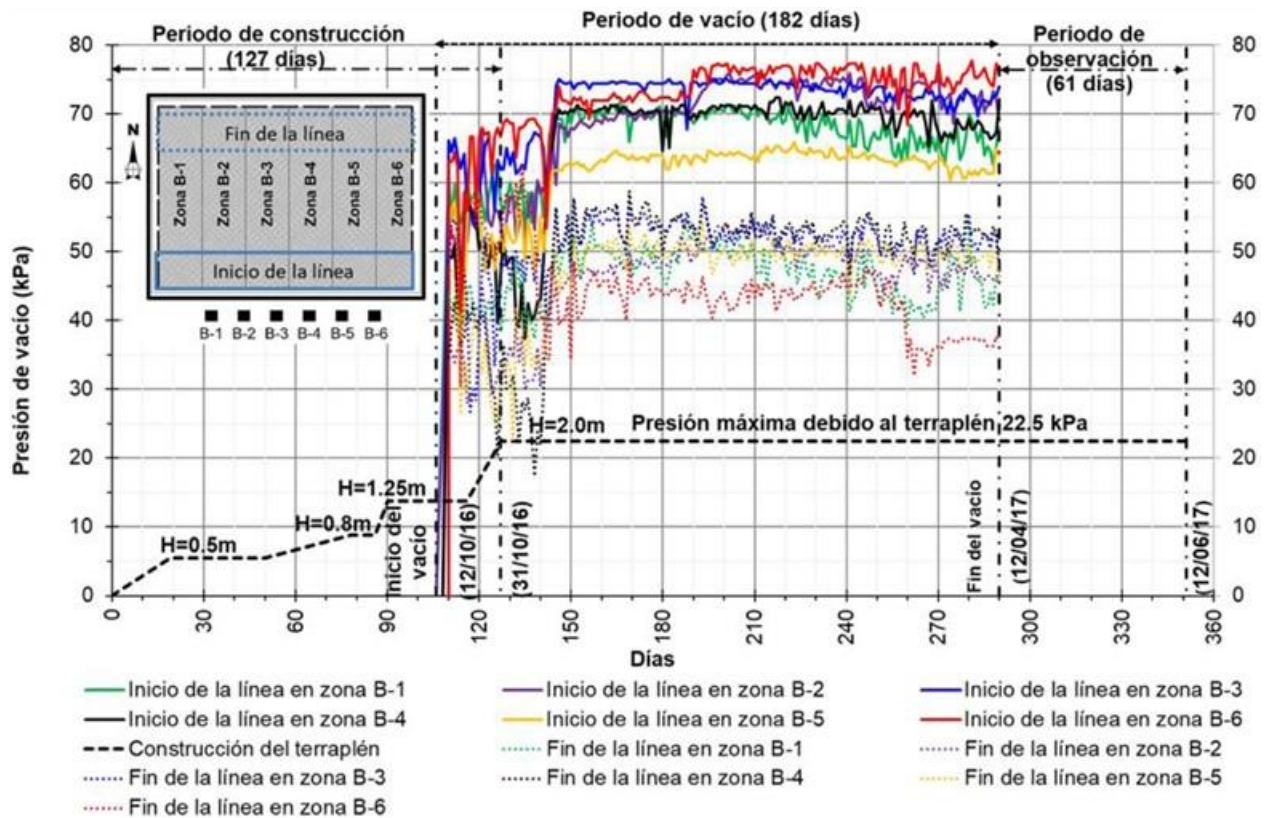


Figura 8. Presión de vacío de cada bomba del sistema

En la Tabla 3 se proporcionan las presiones medias de cada bomba al inicio y al final de las líneas que distribuyen el vacío a los drenes en las seis zonas de trabajo. En dicha tabla se observa que en la bomba B-6 se registró la mayor presión de vacío (al inicio) de todo el conjunto y en la bomba B-5 la menor presión. Las presiones de vacío medias registradas en las bombas al inicio y al final de las líneas de distribución fueron de 68 y 47 kPa, respectivamente. En general, ocurrió una disminución media de 30% de la



presión de vacío registrada al final de las líneas de distribución de todo el sistema. Esto es, la presión fue mayor al inicio y menor al final de cada línea de distribución. La presión que en teoría reduce el vacío es la presión atmosférica del lugar (585 mm Hg o aproximadamente 78 kPa para la Ciudad de México), que depende de la eficiencia lograda con la técnica empleada. En este tramo de prueba con vacío dren a dren se alcanzó una eficiencia máxima de aproximadamente 72 kPa (92 %), con un valor medio de 58 kPa (74 %).

Tabla 3. Presión al inicio y al final de las líneas de distribución y sus pérdidas de presión

Dato	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6
Inicio	66.28 kPa	68.91 kPa	71.46 kPa	65.76 kPa	61.31 kPa	72.63 kPa
Fin	46.51 kPa	46.14 kPa	51.05 kPa	49.37 kPa	46.88 kPa	43.75 kPa
Pérdida de presión	30%	33%	29%	25%	24%	40%

En la Figura 9 se presentan los gastos de extracción de agua durante el período de aplicación del vacío. Se aprecia que este gasto disminuye con el tiempo. A partir de un estudio de calidad del agua extraída del subsuelo del sitio, se determinó una concentración de sodio de 43892.25 mg/l contra un límite máximo permisible de 200 mg/l. Tomando en cuenta que el alto contenido de sal en el agua subterránea puede ocasionar el taponamiento de los drenes del conjunto por la generación de salitre (Figura 10), una obstrucción en los drenes debida a sales o también por finos pudo ser la causa de la disminución del gasto de agua extraída conforme transcurrió el tiempo de aplicación de vacío en el tramo de prueba. Adicionalmente, la aplicación de vacío también ocasionó la disminución de la permeabilidad del suelo del sitio, como se expone en el Inciso 2.6.

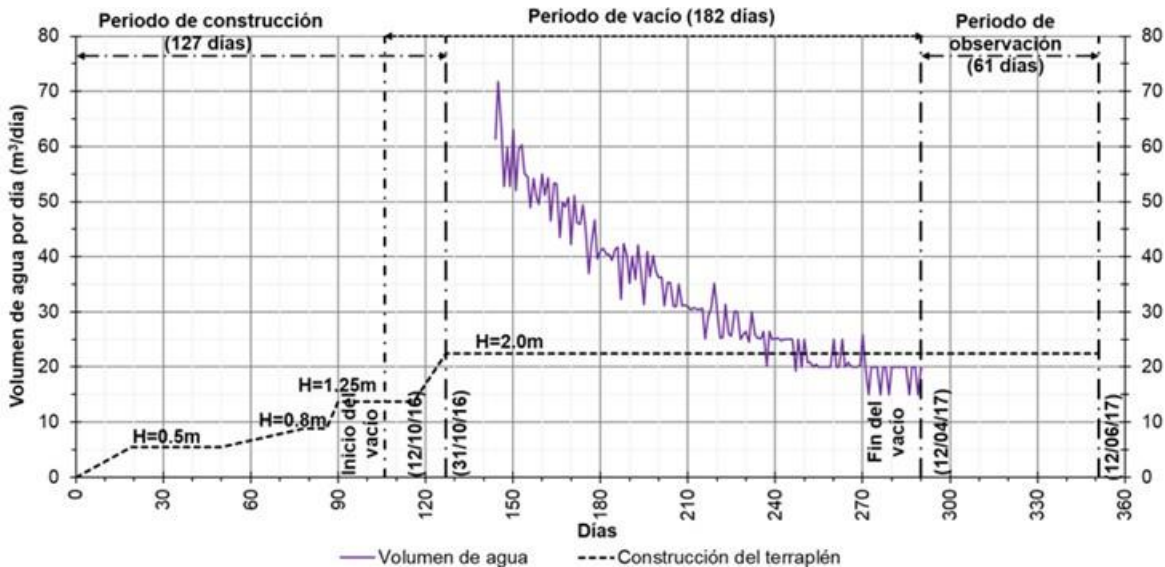


Figura 9. Gastos de extracción de agua durante el período de aplicación del vacío



Figura 10. Formación de salitre en las tuberías del agua subterránea extraída

2.5.2 Presión de poro del suelo

En la Figura 11 se presentan los registros de piezómetros eléctricos y tipo Casagrande desde una fecha cercana al inicio el proceso constructivo hasta el fin del período de observación. En esta figura se aprecia que conforme se colocan las primeras tres capas de tezontle que conforman el terraplén de prueba, la presión de poro aumenta. Después, con el inicio del vacío (12 octubre 2016; día 108) la presión del agua disminuye de manera importante, pero vuelve a aumentar debido a la colocación de la última capa del terraplén. Posteriormente, la presión de poro tiende a disiparse hasta que se apagan las bombas de vacío (12 abril 2016; día 290). Una vez apagado el vacío la presión de poro tiende a recuperarse. También se observa que el efecto más importante en la variación de la presión del agua se distingue en los piezómetros que están cerca de la superficie y la influencia del vacío y del terraplén de tezontle va disminuyendo con la profundidad, hasta ser prácticamente nula más allá de la longitud de los drenes (después de 28 m de profundidad a partir del NTN). En general, se observa que la presión de poro sufre fluctuaciones debido a la colocación del terraplén de tezontle y a la aplicación del vacío, una vez que son apagadas las bombas esta presión se recupera del orden de 16 kPa respecto al valor registrado el último día de funcionamiento del sistema de vacío en todos los piezómetros, excepto los que se localizan a 37.5 m de profundidad (es decir, más allá de los 28 m de la longitud de los drenes no se distingue el efecto del vacío).

2.5.3 Hundimientos

En la Figura 12a se ilustran los isohundimientos registrados al final del período de observación (fin de la prueba: 12 junio 2017) en las referencias topográficas superficiales ubicadas a la mitad de la altura del terraplén de tezontle. Estos hundimientos permanecieron prácticamente constantes desde el momento en que se apagó el sistema de vacío. Se observa que el proceso de consolidación acelerada dejó como resultado una superficie cóncava de la plataforma, debido a un asentamiento mayor del terreno en su porción central. En la Figura 12b se muestra una imagen aérea de dicha plataforma, en la que se han marcado con cal las curvas de similar asentamiento.

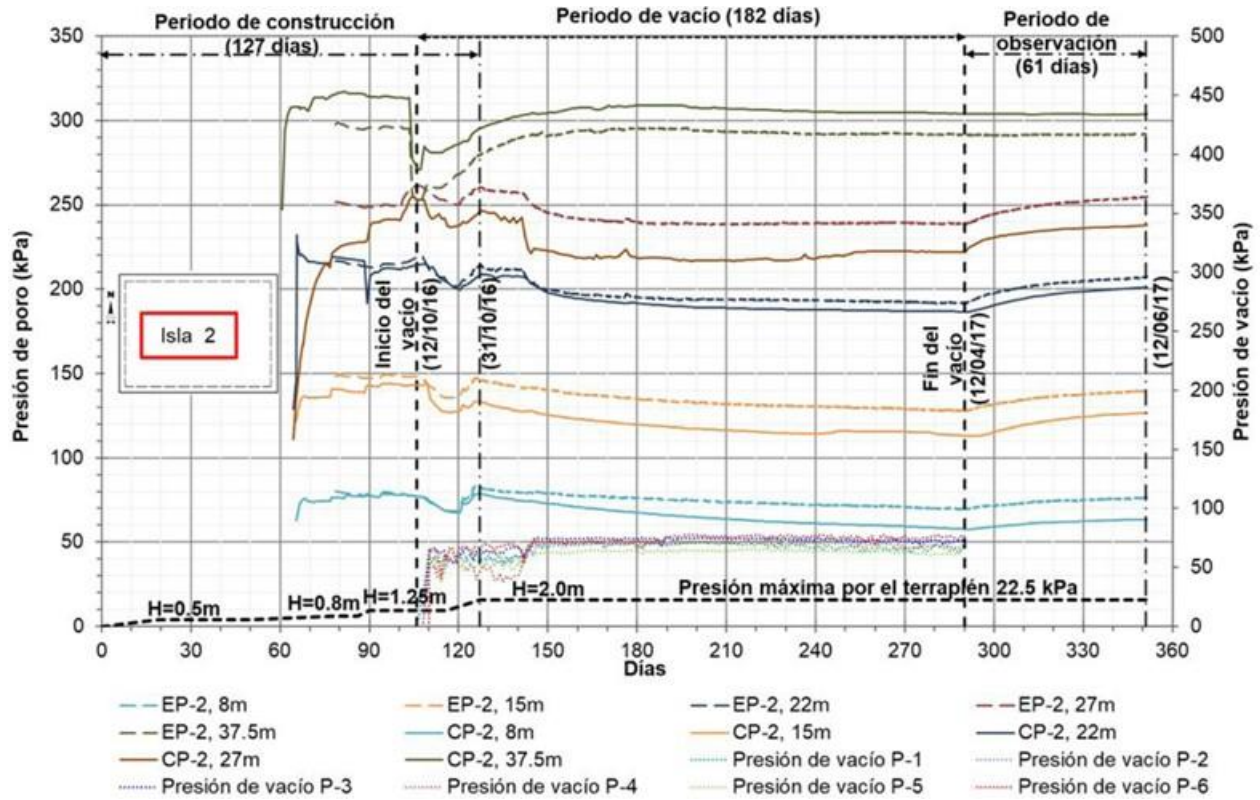


Figura 11. Presión de poro en los piezómetros eléctricos y tipo Casagrande de la isla 2 (al centro del terraplén)

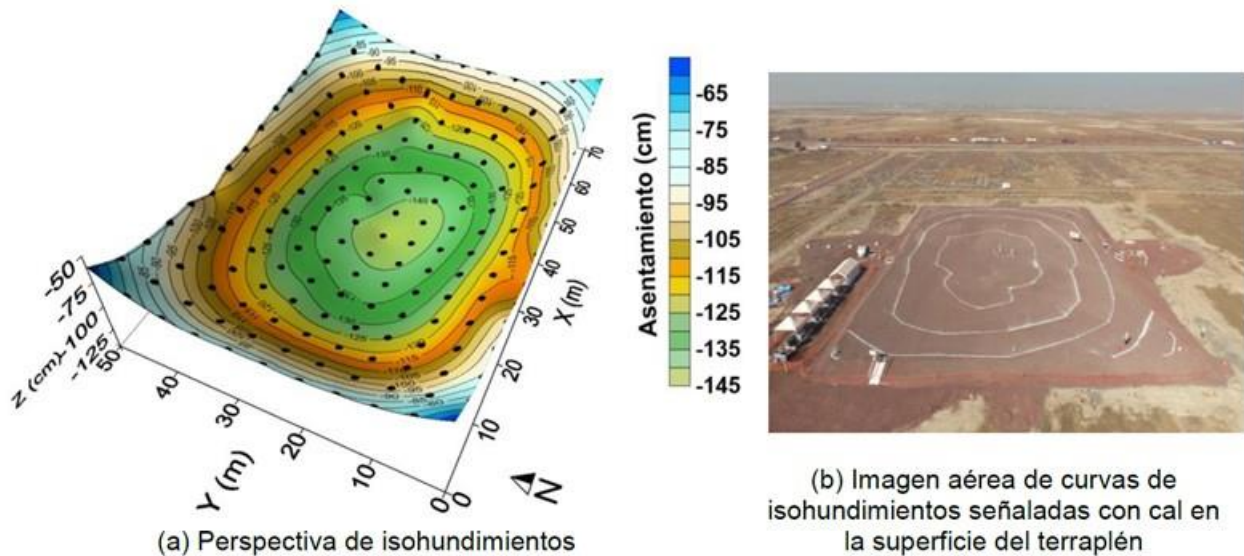


Figura 12. Hundimientos registrados en las referencias superficiales (al 12 junio 2017) ubicadas a la mitad de la altura del terraplén de tezontle



En la Figura 13 se ilustran los hundimientos medidos en las once placas de asentamiento (SP) ubicadas a NTN, nueve de ellas distribuidas dentro del terraplén y dos fuera del mismo. En esta figura se aprecia claramente que el máximo hundimiento ocurre al centro del terraplén donde se conjunta en mayor medida el efecto de los drenes, del vacío y de la precarga. Los menores hundimientos se presentan en las esquinas de la plataforma. Es decir, el hundimiento diferencial es considerable, como resultado del efecto muy localizado del tratamiento, tanto por lo que se refiere a la acción gravitacional del terraplén de 2 m de tezontle, como del abatimiento piezométrico en la Formación Arcillosa Superior (FAS) por efecto del vacío transmitido por los drenes verticales, ahí alojados. El asentamiento máximo que ocurrió en el centro fue de 198.9 cm, en tanto que los diferenciales alcanzaron 112 cm entre el centro y las esquinas, y 65 cm entre el centro de la plataforma y la parte media de las orillas. Puede decirse que al término de la aplicación del vacío la porción central del terraplén tezontle de 2 m de altura quedó totalmente incrustado en la arcilla. Los hundimientos medidos en las placas localizadas fuera del terraplén son menores que los registrados dentro de la plataforma. Esto ratifica el efecto del vacío mayormente restringido al área del terraplén.

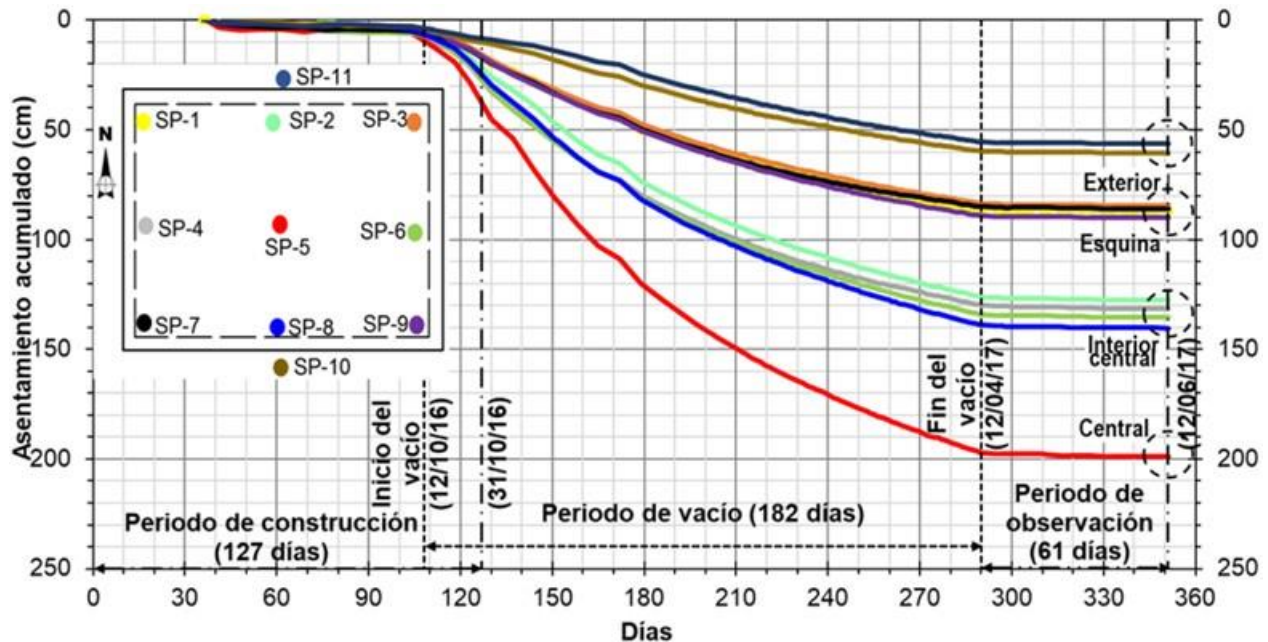


Figura 13. Hundimientos medidos en las placas de asentamiento (SP) ubicadas a NTN

En general, en la Figura 13 se distingue que en el período de colocación de las dos primeras capas de tezontle (hasta el día 108) el hundimiento del suelo debido al peso del material (en la parte central, SP-5) fue 9.24 cm. Después, durante los seis meses de aplicación de vacío (incluida la colocación de las últimas dos capas de tezontle, días 108 a 290) se registró un hundimiento adicional de 187.91 cm (debido al efecto de los drenes, del vacío y de la precarga de 2 m de tezontle), y en el período de observación de dos meses posteriores al apagado del vacío (días 290 a 351) se tuvo un asentamiento prácticamente nulo de 1.77 cm.

En la Figura 14 se muestra el perfil de hundimientos de la parte central del terraplén en dirección norte-sur obtenido con el inclinómetro horizontal a NTN. De manera similar a se observa que el hundimiento máximo alcanzado es aproximadamente 2 m. Asimismo se distingue una muy ligera tendencia de hundimientos mayores en la mitad del lado sur del terraplén, que se atribuye a la mayor eficiencia de la presión de vacío en los drenes cercanos a las bombas que se ubican precisamente en el lado sur de la plataforma de prueba, como ya se mencionó antes.

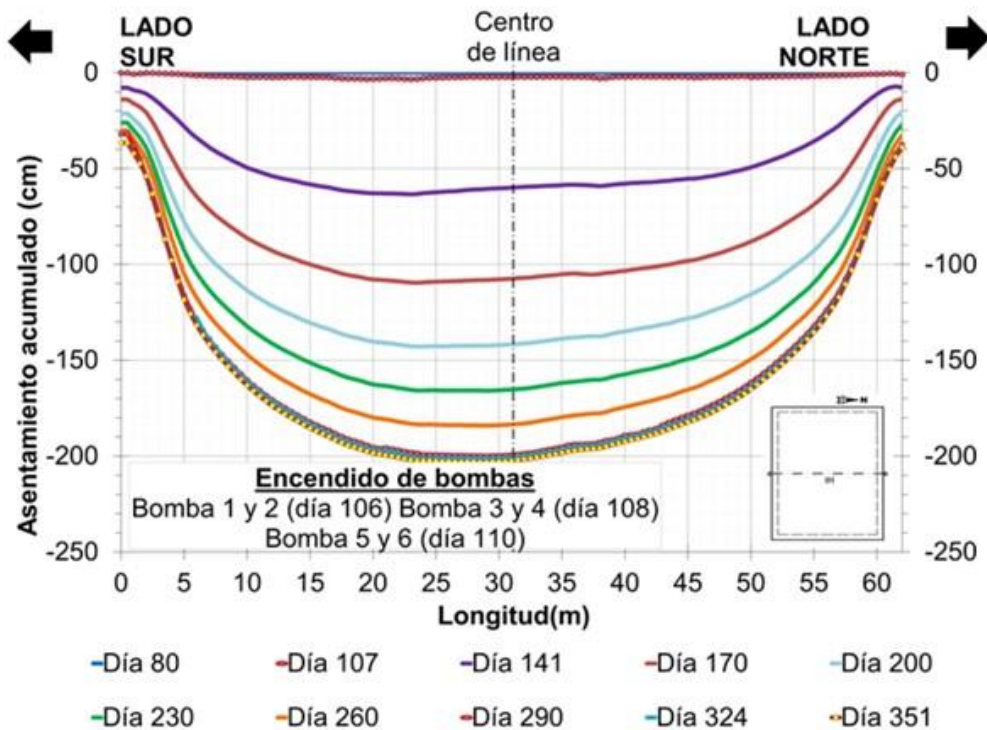


Figura 14. Perfil de asentamientos medidos a NTN con el inclinómetro horizontal en la parte central del terraplén (dirección norte-sur)

Como un marco de referencia sin poder realizar una comparación rigurosa (por sus características distintas, Fig. 16), en la Figura 17 se muestran las curvas de los hundimientos medidos con inclinómetros horizontales al centro de tres tramos de prueba que se construyeron en el sitio del NAICM (Fig. 15). El primer tramo de prueba es un terraplén de referencia (RE) sin ningún tipo de mejoramiento del suelo que representa una carga equivalente de 33.17 kPa. El segundo terraplén tiene drenes verticales prefabricados tipo *mecha* instalados a una profundidad de 30 m en arreglo a tresbolillo con una separación de 1.5 m y una precarga equivalente de 42.4 kPa (PPVD). El tercer tramo de prueba (PPVDVac) corresponde al terraplén con drenes verticales cilíndricos tipo *star drain*, precarga de 22.5 kPa y en el que se aplicó una presión de vacío media de 58 kPa con la tecnología dren a dren (que se evalúa en esta nota técnica). En general,



se distingue que la diferencia principal entre el tramo de precarga convencional con PVDs y el tramo de precarga con PVDs más vacío, es el menor tiempo en el que puede lograrse aproximadamente el mismo hundimiento.

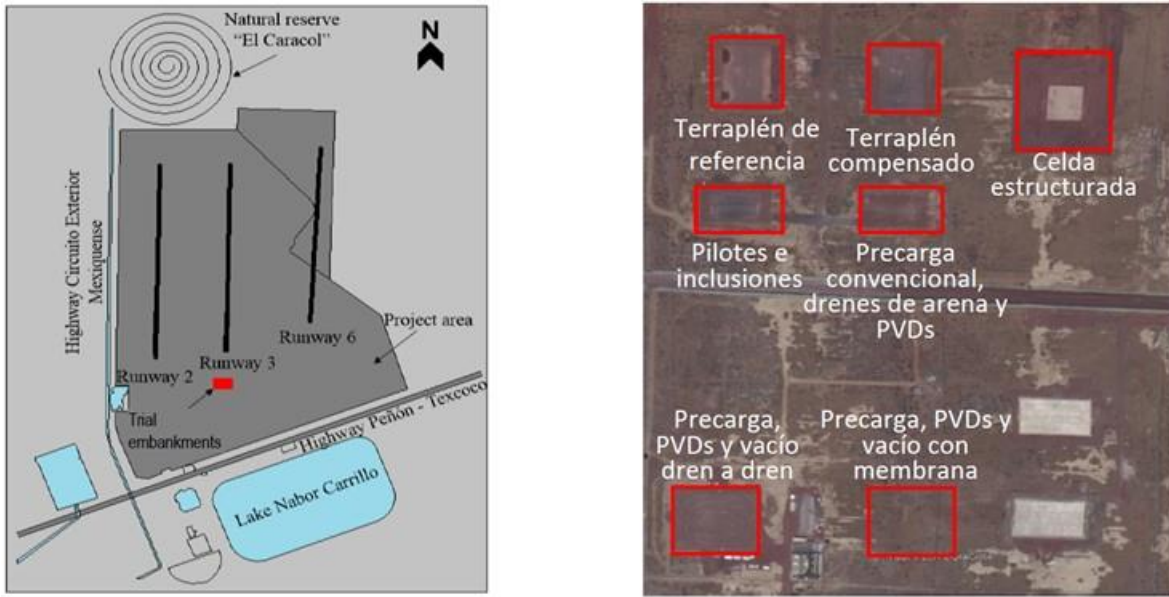


Figura 15. Ubicación de tramos de prueba en el sitio del NAICM

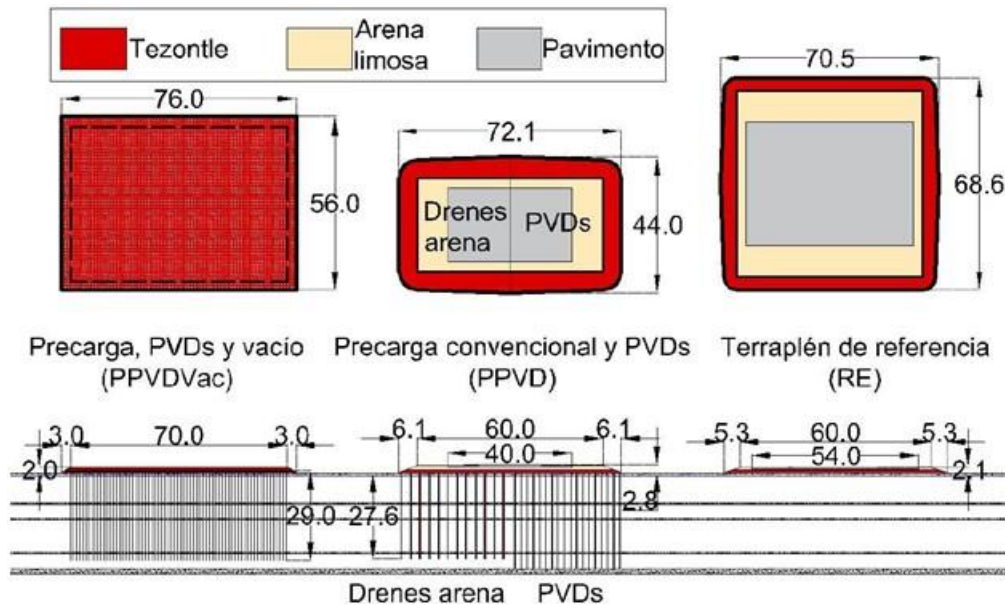


Figura 16. Características de los terraplenes de prueba (de referencia RE, de precarga convencional con drenes PPVD, y de precarga con drenes y vacío PPVDVac)

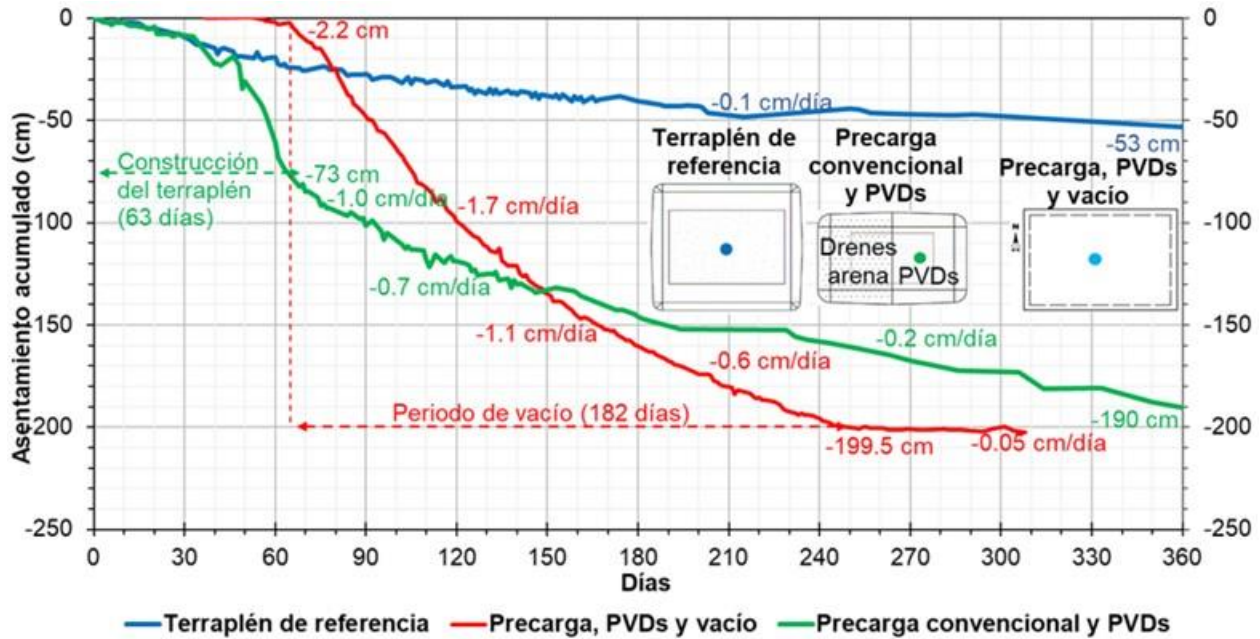


Figura 17. Hundimientos medidos en la parte central de los terraplenes de prueba (de referencia RE, de precarga convencional con drenes PPVD, y de precarga con drenes y vacío PPVDVac)

Cabe mencionar que para poder realizar un comparación entre los tres tramos de prueba, en la Figura 17 se hizo coincidir el final de la construcción del terraplén de precarga convencional con drenes (PPVD) y el inicio de aplicación de vacío del tramo de precarga con drenes (PPVDVac).

2.5.4 Deformaciones de las capas de suelo

En la Figura 18 se ilustran los desplazamientos verticales acumulados que registraron los sensores de los extensómetros magnéticos a distintas profundidades dentro del suelo. Se observa que la tecnología de vacío a través de los PVDs afecta principalmente el comportamiento del suelo hasta profundidades similares a la longitud de los drenes, ya que los sensores ubicados por debajo de su profundidad de desplante registraron desplazamientos prácticamente nulos.

En la Tabla 4 se presentan los espesores de las distintas capas de suelo del sitio antes y después de la aplicación de vacío. Asimismo se proporciona la disminución de los espesores de dichos estratos. Se observa que las reducciones más significativas ocurren en la arcilla, siendo mayores en los estratos que presentan los más altos contenidos de agua y por tanto mayor compresibilidad, y la disminución es mínima en los materiales limo-arenosos. La Figura 19 es una representación esquemática de las capas de suelo deformadas.

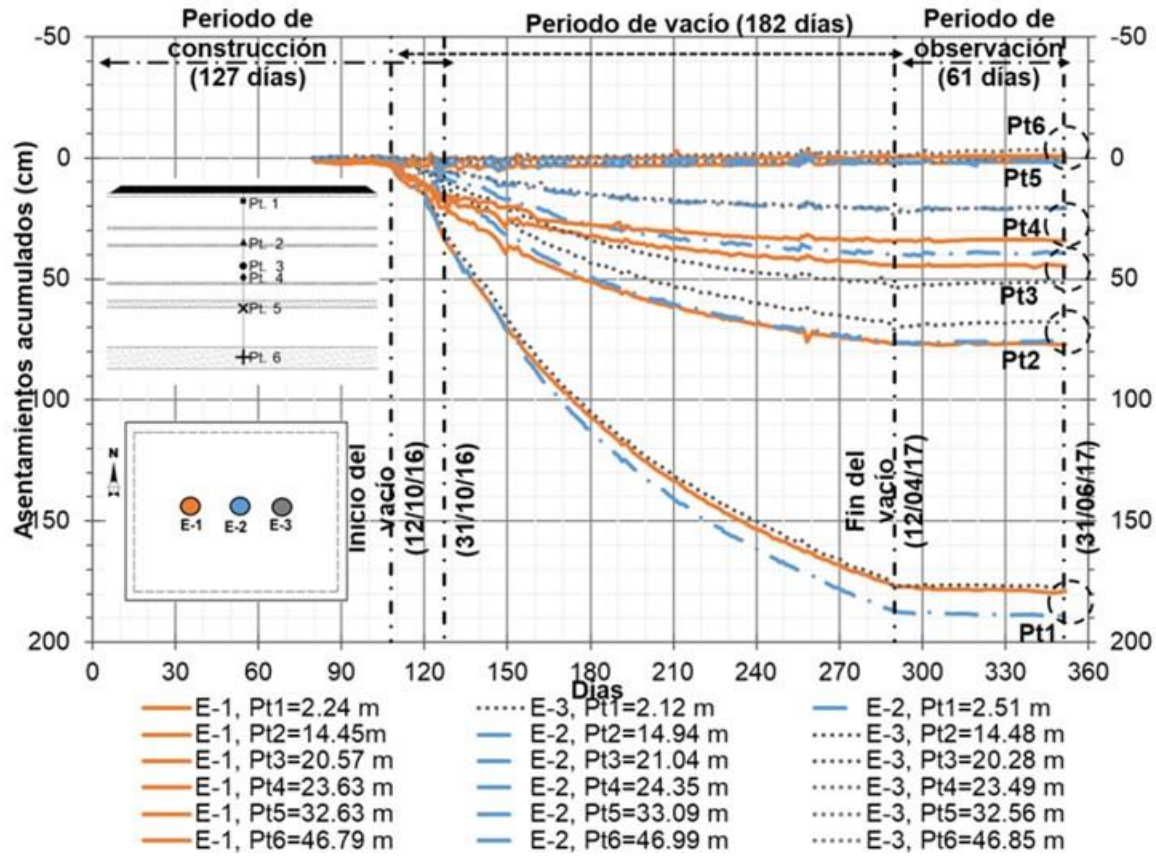


Figura 18. Desplazamientos verticales acumulados medidos en los extensómetros magnéticos

Tabla 4. Reducción de espesores de capas de suelo al finalizar la prueba de vacío (12 junio 2017)

Capa	Profundidad (m)		Espesor de capa (m)		Reducción de espesor (*)	
	De	A	Antes del vacío	Después del vacío (*)	(m)	(%)
CS	0	-1	1.00	0.97	-0.03	-2.7%
FAS#1	-1	-9.7	8.70	8.00	-0.70	-8.1%
Lente #1	-9.7	-10.3	0.60	0.55	-0.05	-8.7%
FAS#2	-10.3	-14.6	4.30	3.94	-0.36	-8.4%
Lente #2	-14.6	-15.2	0.60	0.58	-0.02	-3.1%
FAS#3	-15.2	-25.4	10.20	9.70	-0.50	-4.9%
Lente #3	-25.4	-26	0.60	0.58	-0.02	-3.1%
FAS#4	-26	-30.6	4.60	4.48	-0.12	-2.6%
CD	-30.6	-32.6	2.00	1.96	-0.04	-2.0%
FAI	-32.6	-43.8	11.20	11.17	-0.03	-0.2%
DP	-43.8	-50	6.20	6.22	0.02	0.2%

(*) Al finalizar la prueba (12 junio 2017). La totalidad de la duración de la prueba fue 351 días (incluyendo periodo de construcción, periodo de aplicación de vacío y dos meses de observación posteriores al apagado de las bombas de vacío).

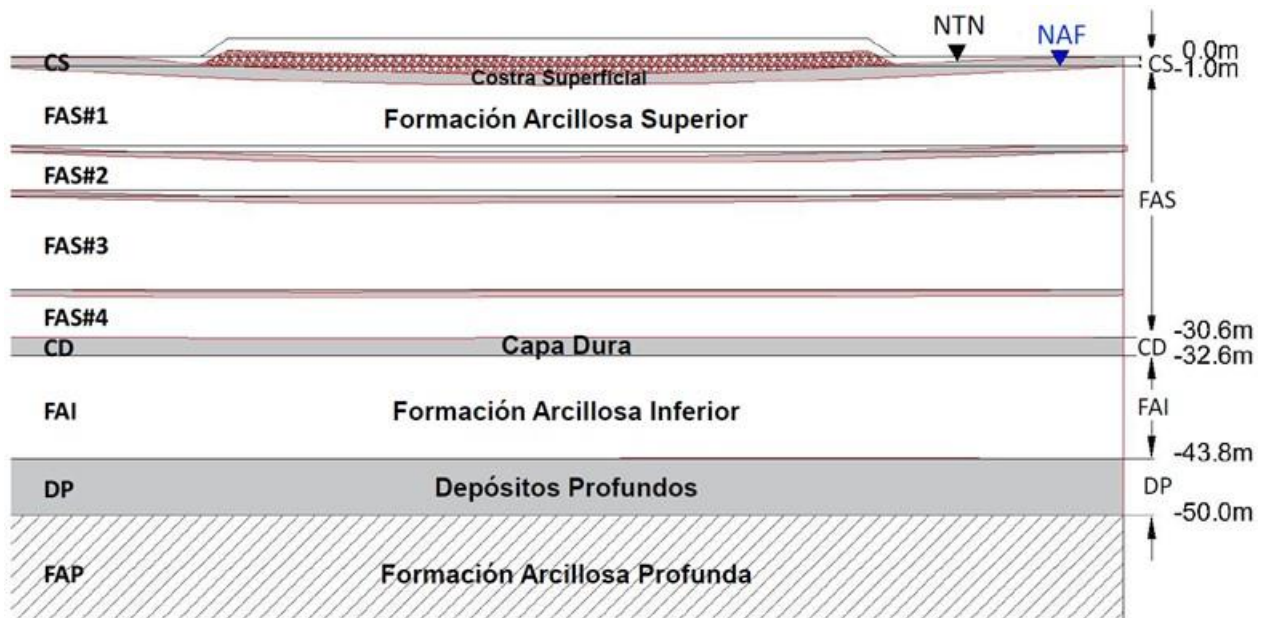


Figura 19. Representación esquemática de las capas de suelo deformadas

2.5.5 Desplazamientos laterales

Por lo que respecta a los desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades en los inclinómetros instalados al pie del terraplén (Figs. 20 y 21), se observó que cuando se colocaron las capas del terraplén de tezontle los movimientos horizontales en el tramo de prueba fueron hacia el exterior del mismo y durante el período de aplicación del vacío los desplazamientos ocurrieron en sentido contrario es decir, hacia el interior del tramo de prueba. Por otra parte, cuando se apagó el sistema de vacío, nuevamente el suelo presentó desplazamientos laterales hacia el exterior. Asimismo se observa que los mayores desplazamientos ocurrieron en la superficie del terreno, y fueron disminuyendo con la profundidad hasta ser prácticamente nulos a poco menos de la longitud de los drenes. Se distingue sin embargo que ocurrieron desplazamientos laterales importantes a las profundidades donde se localizan los lentes intercalados en la FAS (solamente en los inclinómetros cercanos al tramo de prueba). También quedó de manifiesto que el vacío provocó la generación de grietas longitudinales prácticamente paralelas a los lados del terraplén (en el contorno), como se ilustra en la Figura 22.

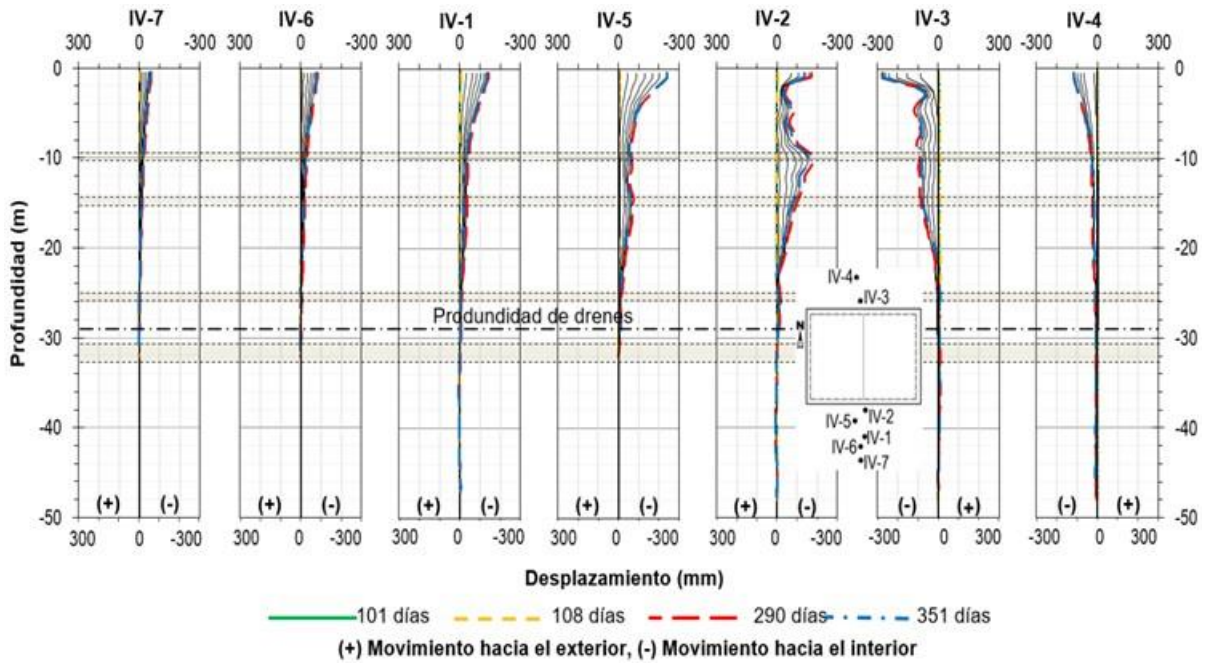


Figura 20. Desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades en los inclinómetros verticales instalados en el sitio de prueba

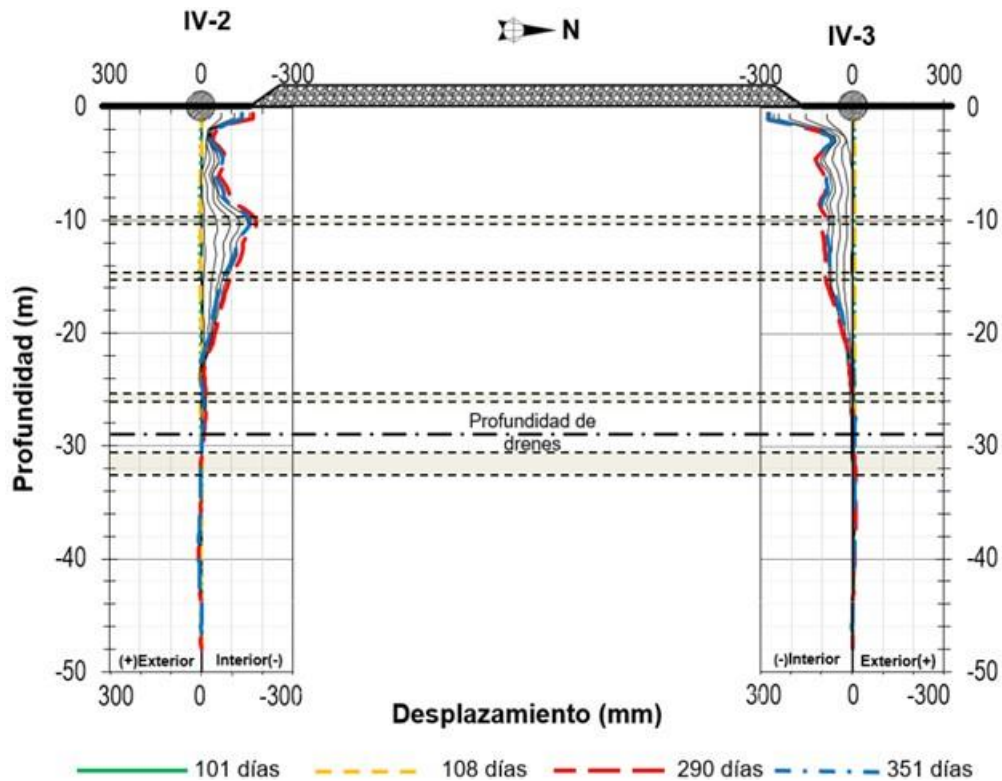


Figura 21. Detalle de los desplazamientos laterales medidos a distintas profundidades en los inclinómetros verticales IV-2 e IV-3



Figura 22. Grietas ocasionadas por la presión de vacío en el contorno del terraplén de prueba

2.6. Condiciones del subsuelo del sitio después de la aplicación del vacío

Los resultados del monitoreo de instrumentos indican que el terraplén de tezontle de 2 m de altura construido en el tramo de prueba presentó hundimientos de 1.989 m desde su construcción y hasta dos meses posteriores al apagado de las bombas de vacío, es decir por un período de casi un año (que incluyó el efecto del vacío, de la precarga y de los drenes verticales prefabricados). Al término de la aplicación del vacío la porción central del terraplén de tezontle de 2 m de altura quedó totalmente incrustada en la arcilla, como se muestra esquemáticamente en la Figura 23.

A fin de medir los efectos del mejoramiento del suelo en el sitio donde se construyó el tramo de prueba de precarga combinada con la técnica de vacío dren a dren, resulta de gran importancia el conocimiento de la evolución de las propiedades del suelo durante la prueba. Esta información puede ser utilizada a su vez, para prever el comportamiento de las diversas obras en construcción del lado aire y del lado tierra en las cuales se aplique esta técnica combinada. Es de particular interés y pertinencia que se conozca la evolución de propiedades índice, hidráulicas, mecánicas y dinámicas del subsuelo, mediante mediciones antes y después de haber sido afectado por la consolidación acelerada de la tecnología con vacío dren a dren. Por lo anterior, una vez finalizado el periodo de



observación de dos meses posteriores al apagado de las bombas de vacío, se llevó a cabo una segunda campaña de exploración consistente en (Fig. 24):

- 1 Sondeo CPTu
- 1 Sondeo de dilatómetro sísmico (SDMT)
- 1 Sondeo con muestreo selectivo (BH)(*)
- 1 Sondeo con prueba de veleta (VT)

(*) Las profundidades de muestreo de los sondeos BH fueron definidas a través de los registros de sondeos CPTu y extensómetros magnéticos a fin de rastrear con la mejor precisión posible las profundidades del muestreo inicial (antes de la construcción del tramo de prueba).

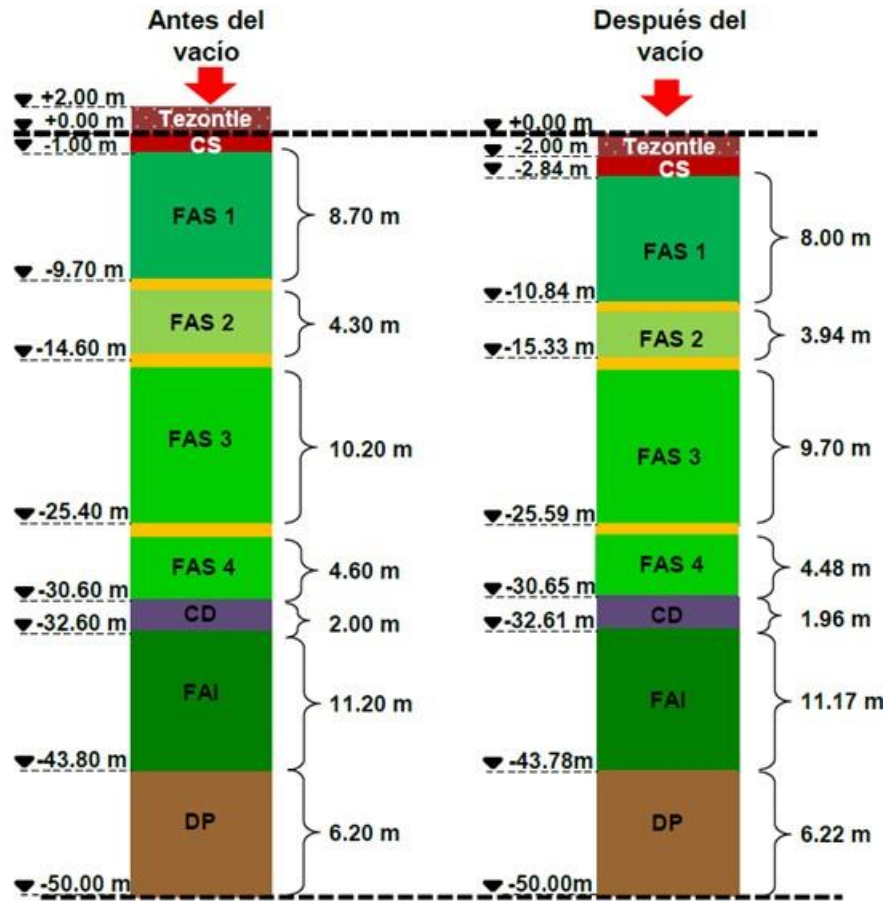


Figura 23. Asentamientos y deformaciones en los estratos antes y después de la aplicación del vacío

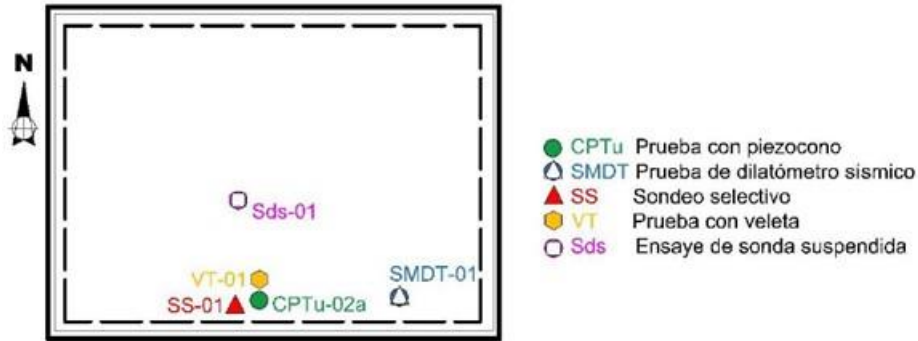


Figura 24. Exploración geotécnica posterior a la aplicación del vacío

En las Figuras 25a y 25b se presentan las propiedades del subsuelo (peso volumétrico y contenido de agua) obtenidas en las campañas de exploración antes y después de la aplicación de la técnica combinada de consolidación con precarga y vacío dren a dren. En general, después de haber sido aplicada dicha técnica, se observa un incremento en el peso volumétrico γ (kN/m^3) y una reducción importante en el contenido de agua w (%) de la Formación Arcillosa Superior (FAS).

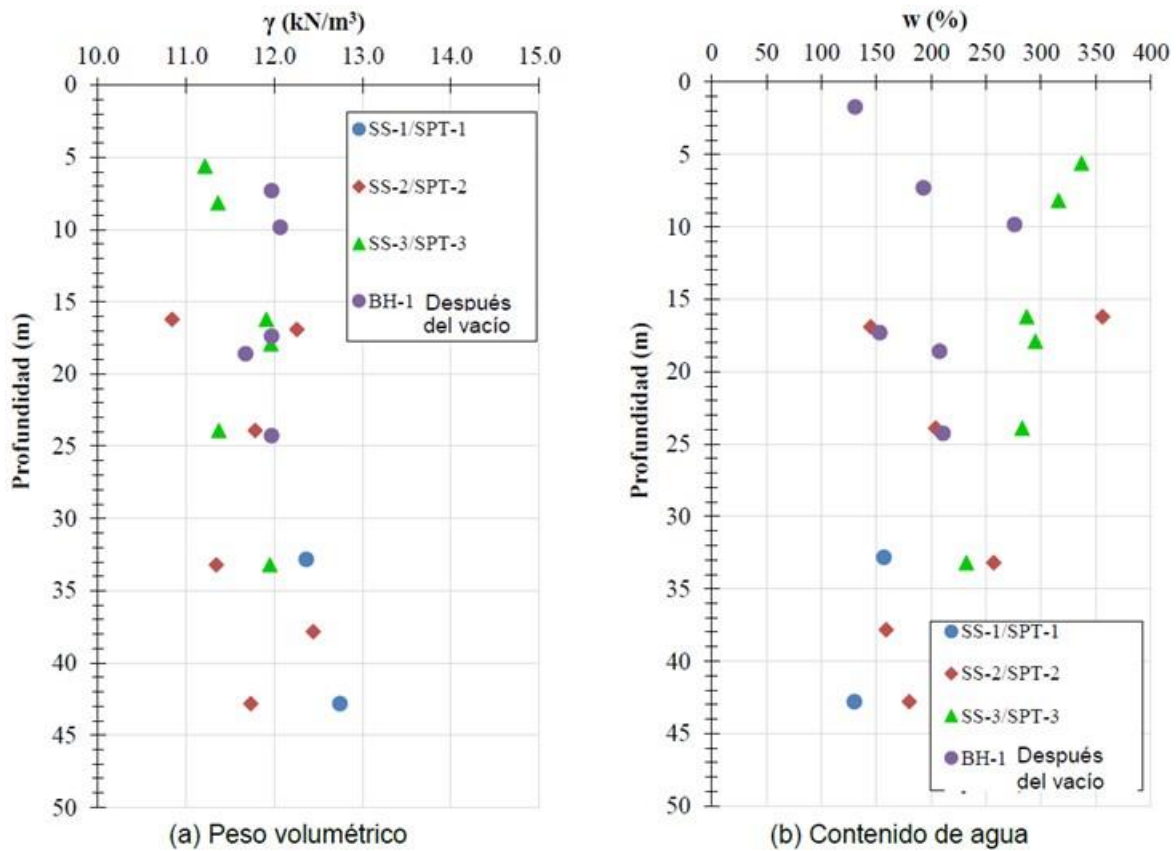


Figura 25. Propiedades del subsuelo antes y después de la aplicación del vacío

Adicionalmente, en la Figura 26 se muestran las permeabilidades horizontales estimadas de forma indirecta a partir de los resultados de pruebas de disipación de presión de poro tipo CPTu (Baligh y Levadoux, 1986; López-Acosta y Espinosa, 2016) efectuadas antes y después de la aplicación de la técnica combinada de consolidación con precarga y vacío dren a dren. En general, se aprecia una reducción de la permeabilidad después del proceso de consolidación, la cual ocurre debido a la disminución de la relación de vacíos de aire en el suelo.

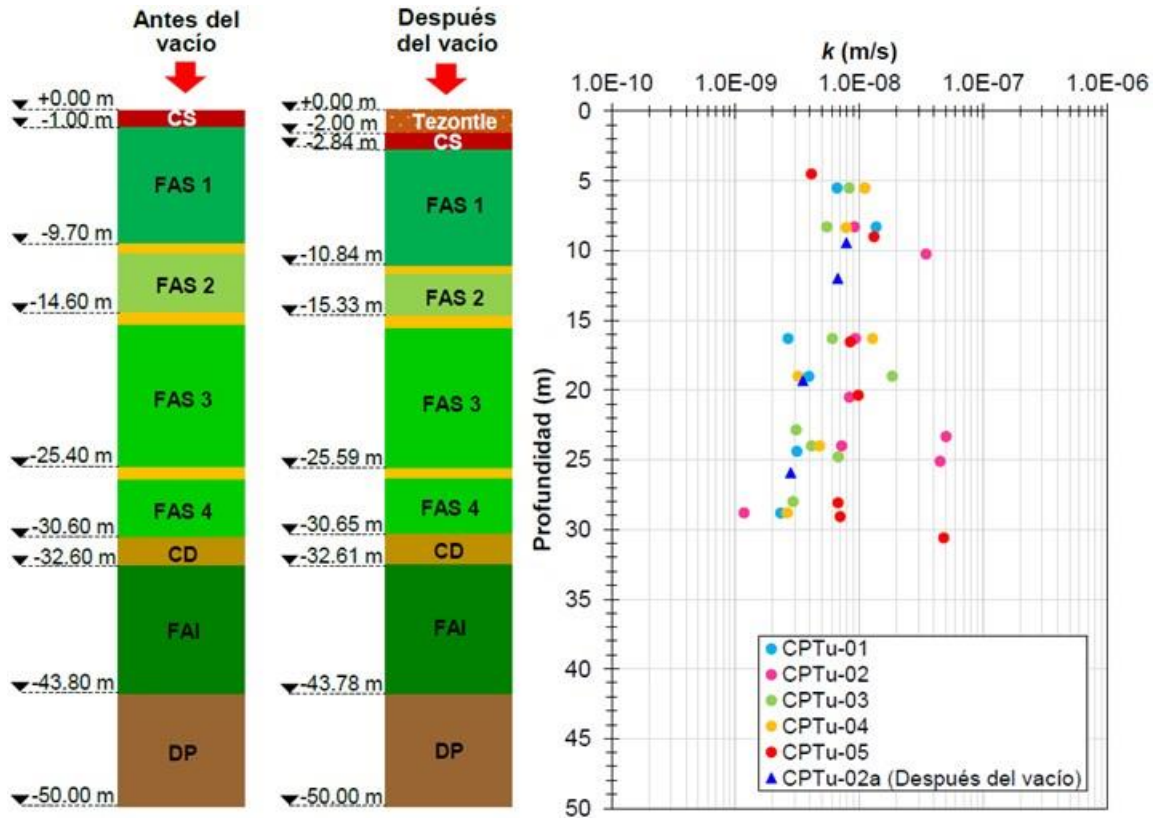


Figura 26. Permeabilidad horizontal antes y después de la aplicación del vacío

Particular importancia reviste el conocimiento de la variación en las propiedades dinámicas del subsuelo del sitio antes y después de la aplicación del vacío, las cuales pueden relacionarse directamente con los valores del módulo de resiliencia del suelo bajo las plataformas intervenidas, el cual, a su vez es un parámetro que define el dimensionamiento de las capas de un pavimento. Por este motivo se ejecutaron ensayos de sonda suspendida en el tramo de precarga con vacío dren a dren (tramo de estudio en esta nota técnica) y de otro tramo a una distancia de éste de aproximadamente 164 m en el que se combina la técnica de precarga con vacío mediante una membrana hermética (un nuevo tramo de prueba en observación actualmente).



En el tramo con vacío dren a dren, el ensaye se efectuó cuando ya se había aplicado el vacío (una vez finalizada la prueba, 4 julio 2017), y en el tramo de vacío con membrana el ensaye se llevó a cabo antes de la aplicación del vacío (27 junio 2017). En la Figura 27a se muestran los perfiles de velocidad de onda de cortante V_s obtenidos en ambos ensayes (nota técnica G-32, II-UNAM 14 julio 2017). Se puede apreciar que hasta los 25 m de profundidad el tramo con vacío dren a dren sometido a la consolidación por vacío hasta la longitud de los drenes, presenta valores de V_s mayores que los obtenidos en el tramo de vacío con membrana donde todavía no se había aplicado la presión de vacío. A partir de esta profundidad y hasta el final del ensayo, los valores de V_s presentan una gran coincidencia en ambos sitios. En general se observa un incremento de hasta un 100% en los valores de V_s cerca de la superficie del terreno natural, el cual disminuye ligeramente con la profundidad donde el mejoramiento fue efectivo y que coincide con la longitud de los PVDs. El aumento en la rigidez por cortante del suelo G , resulta ser mayor puesto que depende de V_s^2 (Fig. 27b). En adición, en la Figura 28 se presenta el módulo dinámico E_{din} del suelo antes y después de la aplicación de vacío.

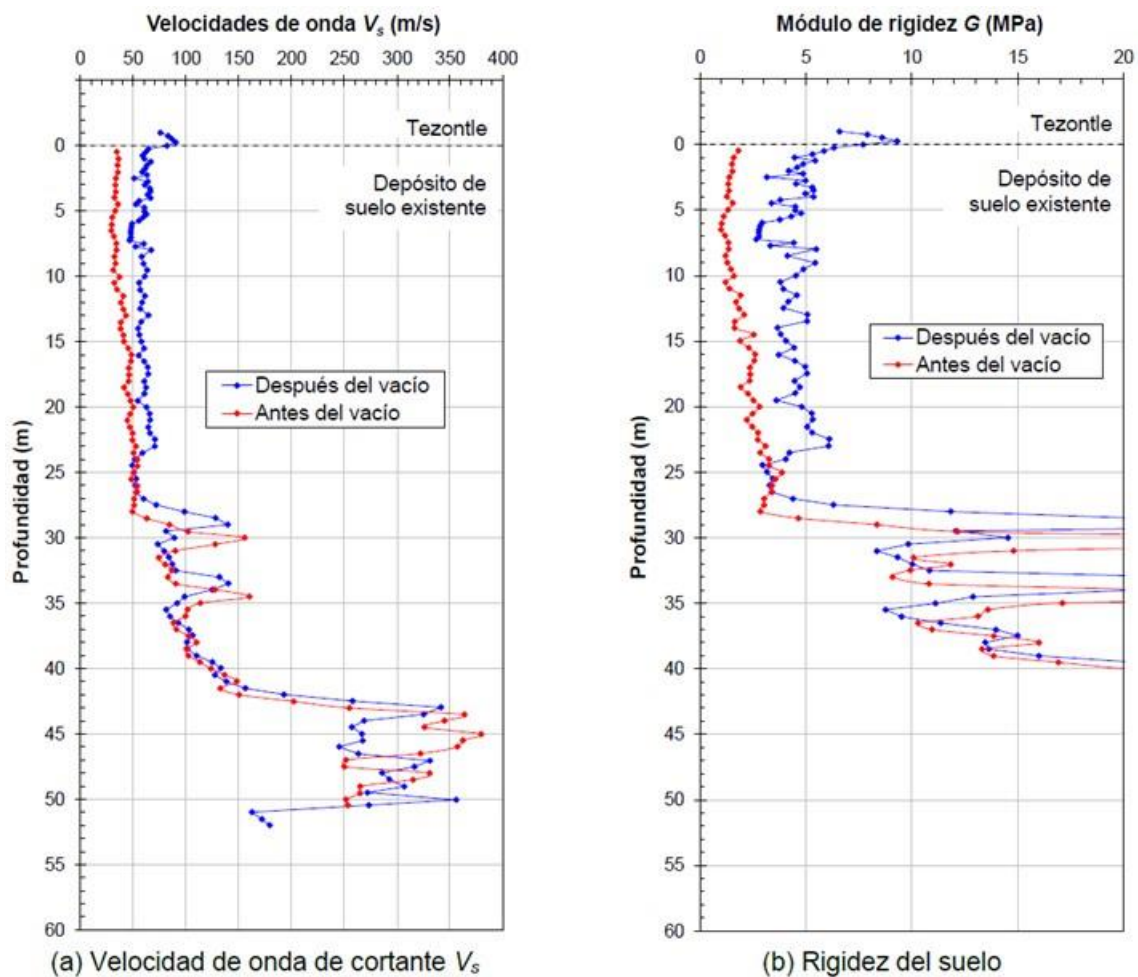


Figura 27. Propiedades dinámicas del suelo antes y después de la aplicación de vacío

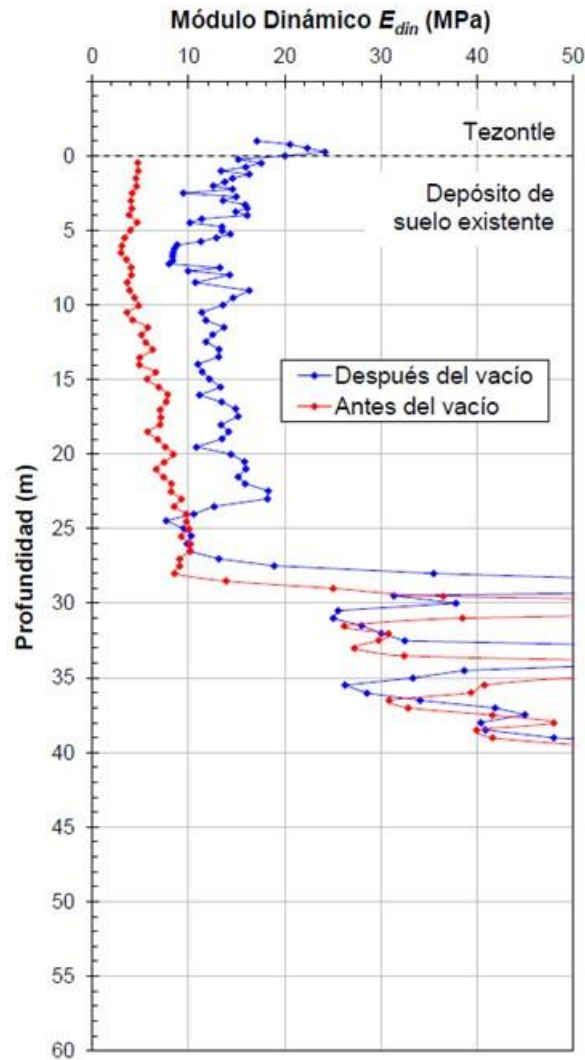


Figura 28. Módulo dinámico del suelo antes y después de la aplicación de vacío

En la Figura 29 se presentan los cortes estratigráficos ilustrativos antes del mejoramiento del subsuelo (a), después de la aplicación del vacío (b), considerando la adición de una estructura de pavimento (cuyas características se indican en la Tabla 5) una vez mejorado el suelo con vacío (c), y la distribución de esfuerzos efectivos en el suelo para las tres condiciones anteriores (d) (antes del vacío, después del vacío, con estructura de pavimento) además de los esfuerzos de preconsolidación antes y después del vacío obtenidos a través de pruebas de consolidación unidimensional. En esta figura se observa que en términos generales el esfuerzo de preconsolidación (triángulos azules) después de la precarga con vacío excepto para 7.6 m de profundidad, sobrepasa el nivel de esfuerzos efectivos generado por la construcción del pavimento (línea verde) sobre el suelo mejorado. Es decir, se cumple la condición de precarga, la cual pudo haber sido mejor si se hubiera extendido el tiempo de operación del sistema de vacío.



Si esta tecnología de precarga combinada con vacío dren a dren se utilizara en la construcción de las pistas u otra estructura del nuevo aeropuerto, deberá diseñarse tomando en cuenta que los esfuerzos de preconsolidación obtenidos después del vacío sean mayores (con un margen de seguridad) a los esfuerzos efectivos una vez colocada la estructura de pavimento u otra estructura. En dicho diseño deberán intervenir aspectos relacionados con el tiempo de aplicación del vacío, tipo, longitud y separación de los drenes prefabricados, la presión transmitida por el material de precarga al suelo, así como las propiedades físicas y mecánicas del mismo.

Tabla 5. Características de la estructura de pavimento considerada para los cálculos de la Figura 29d

Material	Espesor (cm)	Peso volumétrico kN/m ³
Carpeta asfáltica	13	24
Base de mezcla asfáltica	7	24
Base cementada	95	22
Subbase granular	15	17

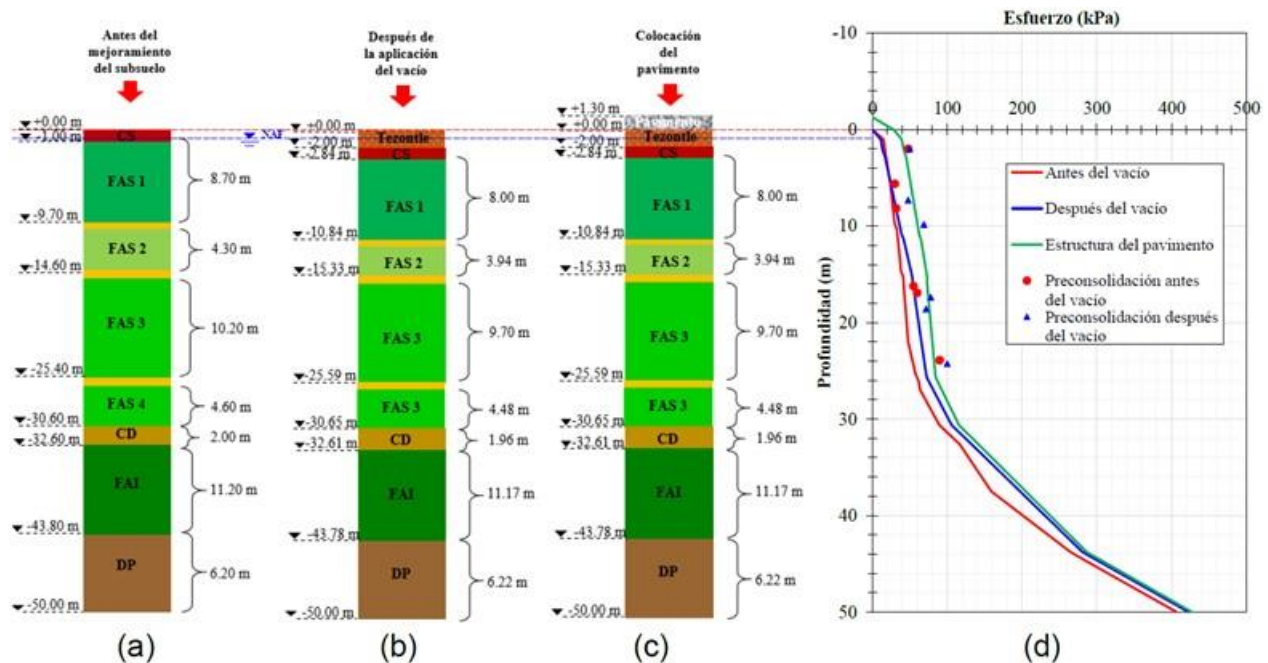


Figura 29. Esfuerzos efectivos y esfuerzos de preconsolidación antes y después de la aplicación de vacío, y considerando la adición de una estructura de pavimento

En la Tabla 6 se proporciona el incremento estimado del esfuerzo efectivo a distintas profundidades en el suelo mejorado con la técnica de precarga con vacío dren a dren al término de la prueba. De igual forma, en la Tabla 7 se presenta el incremento estimado de la presión de poro después de haber apagado las bombas de vacío y hasta finalizar la prueba (se resta la presión de poro registrada al final de la prueba [junio 12] a la



registrada al final del vacío [abril 12]). Los incrementos anteriores se ilustran de forma gráfica en la Figura 30. Con base en estos resultados, se estima que el sistema de bombas de vacío (sin terraplén) generó un incremento de esfuerzos efectivos máximo del orden de 20 kPa.

Tabla 6. Incremento del esfuerzo efectivo a distintas profundidades en el suelo mejorado al finalizar la prueba

Profundidad (m)	σ'_{e0} (kPa)	σ'_{pf} (kPa)	$\Delta\sigma'_{\text{terraplén+vacio}}$ (kPa)	$\Delta\sigma'_{\text{vacío}}$ (kPa)*
2.0	17.0	50	33.0	10.5
5.6	23.3	48	24.7	2.2
8.2	26.4	69	42.6	20.1
16.4	41.5	78	36.5	14.0
16.9	42.4	72	29.6	7.1
23.9	57.5	100	42.5	20.0

Donde: σ'_{e0} = Esfuerzo efectivo antes del vacío (línea roja, Fig. 29d)

σ'_{pf} = Esfuerzo de preconsolidación después del vacío (triángulo azul, Fig. 29d)

$$\Delta\sigma_{\text{terraplén+vacio}} = \sigma'_{pf} - \sigma'_{e0}$$

$$* \Delta\sigma_{\text{vacío}} = \Delta\sigma_{\text{terraplén+vacio}} - \sigma_{\text{terraplén (tezonfle)}}$$

Tabla 7. Incremento de la presión de poro después de haber apagado el vacío y hasta el final de la prueba

Profundidad (m)	$u_{\text{final del vacío}}$ (kPa)	$u_{\text{final de la prueba}}$ (kPa)	Δu (kPa)
8.0	69.8	76.6	6.8
15.0	128.1	140.0	12.0
22.0	192.0	207.3	15.3
27.0	239.1	254.8	15.8
37.5	291.7	292.1	0.4

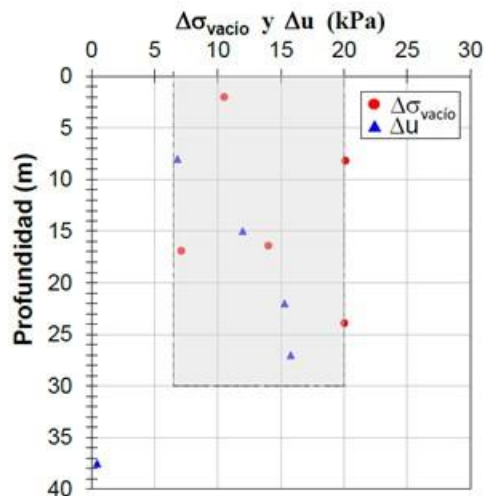


Figura 30. Incremento del esfuerzo efectivo y la presión de poro en el sitio de prueba



3. CONCLUSIONES GENERALES

La experiencia del tramo de prueba expuesto en esta nota técnica demostró la factibilidad de aplicación de la tecnología de vacío dren a dren para la consolidación de un suelo tan peculiar como la arcilla del ex lago de Texcoco.

El comportamiento del terraplén (particularmente presiones de poro, hundimientos, deformaciones y desplazamientos horizontales) se estudió durante su construcción (127 días), posteriormente durante seis meses de aplicación de vacío (182 días) y un periodo de observación de dos meses posteriores al apagado de las bombas de vacío (61 días). La prueba duró aproximadamente un año.

Los resultados del monitoreo de la instrumentación instalada indican que:

- El terraplén de tezontle de 2 m de altura construido en este tramo de prueba experimentó un hundimiento de 1.989 m desde su construcción y hasta dos meses posteriores al apagado de las bombas de vacío, que se atribuye al efecto del vacío, de la precarga y de los drenes verticales prefabricados. Al término de la aplicación del vacío la parte central del terraplén de tezontle de 2 m de altura quedó totalmente incrustada en la arcilla.
- La superficie de la plataforma de prueba exhibió hundimientos diferenciales, quedando al final con una configuración cóncava. Lo anterior debe tomarse en cuenta en caso de decidir utilizar esta técnica para el mejoramiento del suelo del nuevo aeropuerto.
- Se registraron pérdidas de la presión de vacío entre el inicio y el final de las líneas (tubería flexible) de distribución de vacío del sistema (en este caso de aproximadamente 30%), debido a que las bombas de aplicación de vacío se colocaron en un solo lado del terraplén de prueba. Al parecer estas pérdidas afectaron el proceso de consolidación del suelo, de tal manera que se registraron incrementos de esfuerzos efectivos debidos al vacío del orden de 20 kPa.
- En general, la tecnología de vacío aplicada cumplió con el objetivo de acelerar el proceso de consolidación del suelo. Sin embargo, de haber mantenido las presiones de vacío constantes en los valores máximos alcanzados, se hubieran logrado mejores resultados.
- El efecto del vacío solamente tiene influencia en la longitud de los drenes verticales que se utilizan en el sistema. Lo anterior quedó evidenciado por el cambio en las propiedades del suelo justamente en la zona que abarca la longitud de los drenes verticales. Además no se observaron variaciones de las presiones de poro más allá de la longitud de los drenes, ni deformaciones importantes en las capas de suelo debajo de los drenes.



- La consolidación de suelos con vacío demostró ser una técnica que efectivamente disminuye los desplazamientos laterales fuera del área donde se aplica el vacío, resultando ésta una de las principales ventajas de la técnica.
- La presión de vacío ocasiona la generación de grietas contiguas al terraplén de prueba o zona tratada.
- La técnica de vacío dren a dren presenta por una parte, la ventaja de aplicar el efecto del vacío directamente en cada dren, lo que lo hace más eficiente. Sin embargo, parece ser que la trayectoria de la presión de vacío a través del sistema de tuberías flexibles hace que se pierda eficiencia, además de la atención especial que debe prestarse a las conexiones entre los drenes verticales y las tuberías horizontales flexibles.

En general, se observó que el vacío (presión negativa o succión) distribuido a lo largo de los drenes verticales y en los estratos superficiales del suelo del sitio, acelera la consolidación, reduce los desplazamientos laterales e incrementa el esfuerzo efectivo del suelo localizado hasta la longitud de los drenes.

La efectividad de la precarga con vacío depende en gran medida de la distribución del vacío en los drenes y con ello, de lo que se logre transmitir al suelo de la zona tratada. Por este motivo, algunas consideraciones que deben tomarse en cuenta, en caso de decidir adoptar esta técnica en la construcción de estructuras aeroportuarias del nuevo aeropuerto, son:

- Debido a las pérdidas de presión de vacío observadas entre el inicio y el final de las líneas de distribución del vacío, resulta conveniente colocar las bombas de vacío en los extremos del área de mejoramiento para incrementar la eficiencia de la consolidación propiciada mediante esta técnica.
- Los mejores resultados para acelerar el proceso de consolidación del suelo con la tecnología de vacío se logran alcanzando los máximos valores de presión de vacío del sitio donde se aplica la técnica y manteniendo estos valores constantes.

Finalmente, si esta tecnología de precarga combinada con vacío dren a dren se utilizara en la construcción de las pistas u otra estructura del nuevo aeropuerto, deberá diseñarse tomando en cuenta que los esfuerzos de preconsolidación obtenidos después del vacío sean mayores (con un margen de seguridad) a los esfuerzos efectivos una vez colocada la estructura de pavimento u otra estructura. En dicho diseño deberán intervenir aspectos relacionados con el tiempo de aplicación del vacío, tipo, longitud y separación de los drenes prefabricados, la presión transmitida por el material de precarga al suelo, así como las propiedades físicas y mecánicas del mismo.



REFERENCIAS

- Baligh, M. M., y Levadoux, J. N. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. II: interpretation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(7), 727-745.
- II-UNAM (2017). “Investigaciones y Estudios Especiales Relacionados con Aspectos Geotécnicos del Diseño y la Construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM)”. Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM elaborado para el *Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)*. CDMX, México.
- II-UNAM (2017). Nota Técnica G-32 “Resultados de los ensayos de sonda suspendida en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana hermética”, elaborada para el *Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)*. 14 julio 2017, CDMX, México.
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Kelly, R. y Buys, H. (2010). “Sustainable soil improvement via vacuum preloading”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 163(1): 31-42.
- Kjellman, W. (1948). “Accelerating consolidation of fine grain soils by means of cardboard wicks”, *Proc. 2nd ICSMFE*, Vol. 2: 302-305.
- López-Acosta, N. P., Mendoza, M.J., Espinosa, A.L. y Ossa, A. (2016). “Sistemas de precarga con vacío para consolidación acelerada de suelos: membrana hermética o dren a dren”, *Memorias de la XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG (23-26 Noviembre 2016)*, Mérida, Yucatán, México.
- López-Acosta, N. P. y Espinosa, A. L. (2016). “Estimación de la permeabilidad en materiales finos mediante pruebas de disipación de presión de poro”, *Memorias de la XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG (23-26 Noviembre 2016)*, Mérida, Yucatán, México.
- López-Acosta N. P., Espinosa A. L., Pineda V. M., Ossa A., Mendoza M. J., Botero E., Ovando E., Rufiar M. and Juárez O. (2017). “Consolidación con la tecnología de vacío dren a dren de las arcillas del Valle de México.” *Proceedings of the 4th International Conference on Deep Foundations (4th ICDF)*. (SMIG, TC-214 ISSMGE, DFI, G-I) November 15-16, 2017, Mexico City, Mexico.
- Qian, J.H., Zhao, W.B., Cheung, Y.K. y Lee, P.K.K. (1992). “The theory and practice of vacuum preloading”, *Computers and Geotechnics*, 13(5): 103-118.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”**

NOTA TÉCNICA No. G-48

**Caracterización geotécnica del subsuelo
a lo largo de las pistas 2 y 3 del NAICM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Diciembre 14 de 2017



CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO A LO LARGO DE LAS PISTAS 2 Y 3 DEL NAICM

1. ANTECEDENTES

Como parte de las investigaciones realizadas para evaluar la variabilidad de las condiciones geotécnicas existentes a lo largo de las pistas 2 y 3 del NAICM, en la presente Nota Técnica se presenta información referente a topografía, obstáculos físicos detectados, ademes (tuberías) de pozos abandonados, hundimiento regional, grietas detectadas, así como la distribución espacial de algunas propiedades geotécnicas del subsuelo, particularmente el contenido de agua (w), la resistencia de punta (q_c) en prueba de penetración del cono eléctrico y la carga de preconsolidación (σ_c). Se emplea la metodología geoestadística para construir modelos que ilustran la variabilidad de las propiedades analizadas.

2. TOPOGRAFÍA

Con base en los datos del levantamiento realizado con tecnología HDS (*High Definition Surveying*) en un área de 4,500 hectáreas (IUYET, 2016), se elaboraron perfiles topográficos longitudinales sobre el eje de las pistas 2 y 3. Estos perfiles se superpusieron con los perfiles topográficos obtenidos con el levantamiento HDS realizado previamente en 1,500 hectáreas (IUYET, 2015); en la Fig. 1, se muestran los perfiles correspondientes. Se observa que en general, en la pista 2 ambos perfiles son prácticamente los mismos. En la pista 3 se encontraron algunas zonas con una diferencia máxima de 15cm (km 1+335) y otras con diferencias más significativas, como en los casos del km 0+330 y 3+348, donde se presenta una diferencia de 62 y 70 cm respectivamente.

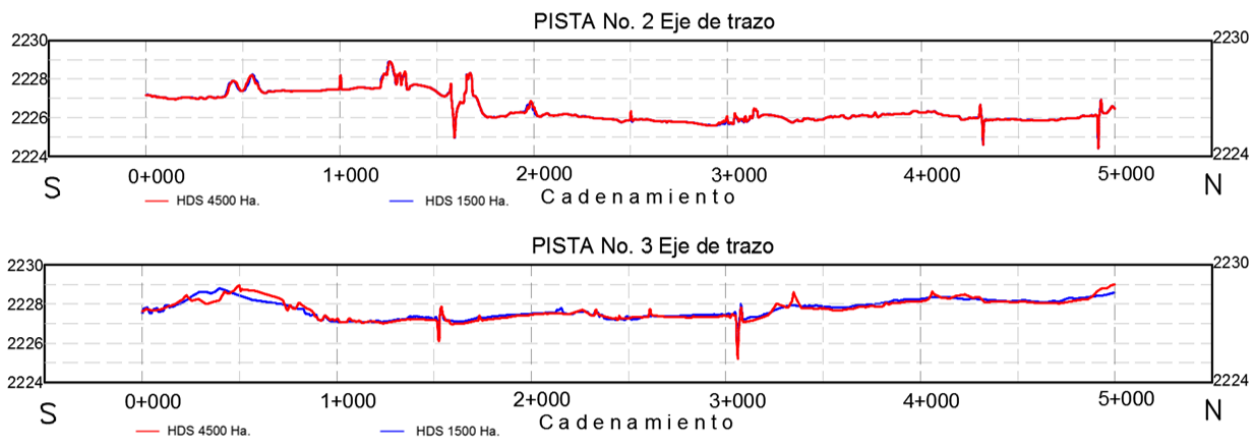


Figura 1 Perfiles topográficos longitudinales con datos HDS 2015 y 2016.

3. OBSTÁCULOS DETECTADOS

Con base en el levantamiento HDS de 2016 se construyó el perfil longitudinal del eje de trazo de la pista 2, donde se identifican algunos obstáculos físicos como son bordos y canales Fig. 2. En la Tabla 1 se indica los obstáculos detectados sobre el trazo de la pista 2.

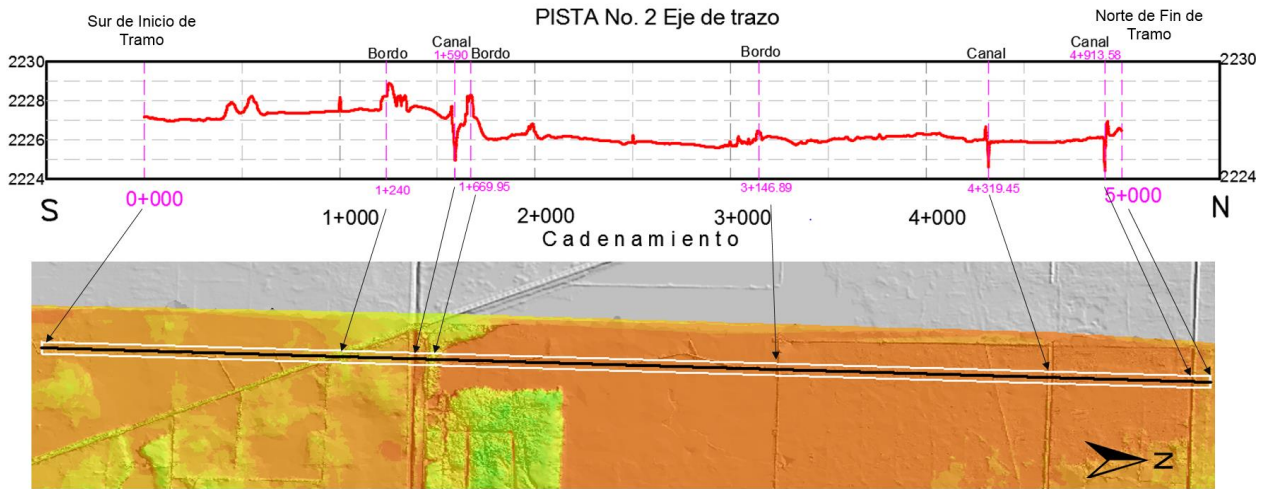


Figura 2. Perfil topográfico longitudinal y obstáculos detectados sobre la pista 2

Tabla 1. Principales obstáculos físicos detectados sobre el trazo de la pista 2.

Cadenamiento	Descripción
0+000	Extremo sur, inicio de tramo
1+240	Bordo (Laguna “Casa Colorada”)
1+590	Canal
1+669.96	Bordo o zona de rellenos
3+146.70	Bordo
4+319.45	Canal
4+913.56	Canal
5+000	Extremo norte, fin de tramo

En la misma forma, se localizaron los obstáculos físicos a lo largo del trazo de la pista 3 (Fig. 3). En la Tabla 2, se indica los obstáculos detectados sobre el trazo de la pista 3.

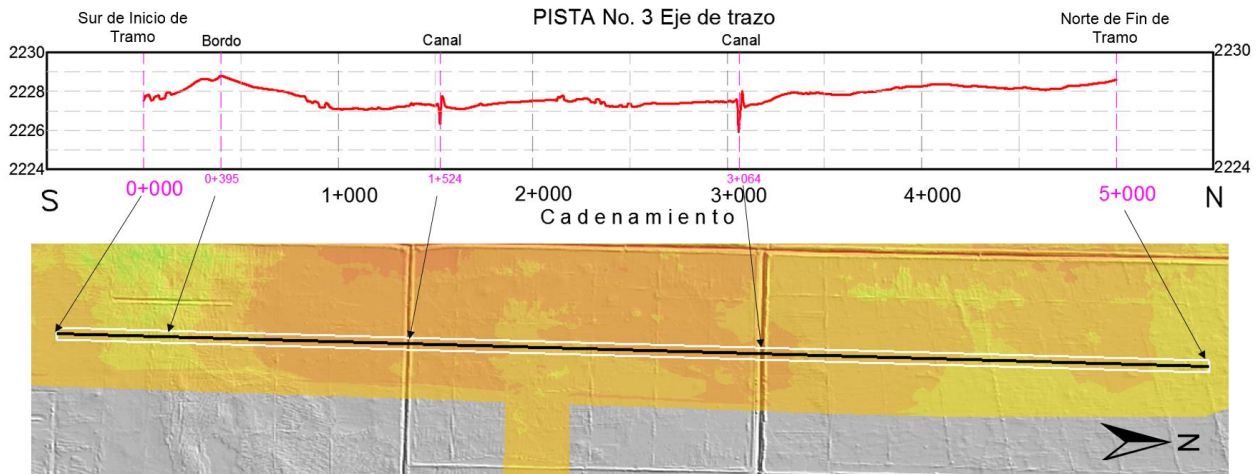


Figura 3. Perfil topográfico longitudinal y obstáculos detectados sobre la pista 3.

Tabla 2. Principales obstáculos físicos detectados sobre el trazo de la pista 3.

Cadenamiento	Descripción
0+000	Extremo sur, inicio de tramo
0+395	Bordo
1+524	Canal
3+064	Canal
5+000	Extremo norte, fin de tramo

4. ADEMES DE POZOS ABANDONADOS

En el terreno donde se construye el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) han quedado abandonados ademes (tuberías) de pozos que fueron instalados por la empresa Sosa Texcoco durante el siglo pasado para el bombeo de salmuera hacia un evaporador solar para la obtención de carbonato sódico, sosa caustica y sal común. La mayoría de los pozos alcanzaron la primera capa dura (CD) a una profundidad del orden de 25 a 30m para obtener agua con la mayor concentración salina en el llamado “cogollo” que se ubica en la zona norte del NAICM (Murillo, 2015). Aparentemente, en una segunda campaña, se instalaron pozos a 60m de profundidad.

Como consecuencia del hundimiento regional, algunos de estos tubos han presentado una emersión aparente respecto al terreno circundante (Fig. 4), principalmente en la zona sur del campo de pozos. Recientemente, algunos de estos ademes han sido totalmente removidos, otros han sido cortados a 10 m de profundidad y un cierto número adicional de ademes no han podido ser localizados.



Figura 4. Emersión de un ademe de pozo en la zona sur del predio del NAICM.

El GACM entregó al II-UNAM la información correspondiente al levantamiento de ademes de pozos abandonados; el mapa de ubicación se muestra en la Fig. 5. Con esta información se elaboró la Nota Técnica No. GEO-17 “*Influencia de ademes de pozos abandonados sobre estructuras del NAICM*”. En ese documento se presentan algunos análisis, comentarios y recomendaciones respecto al comportamiento y a los posibles efectos de estos ademes sobre las estructuras del proyecto del NAICM.

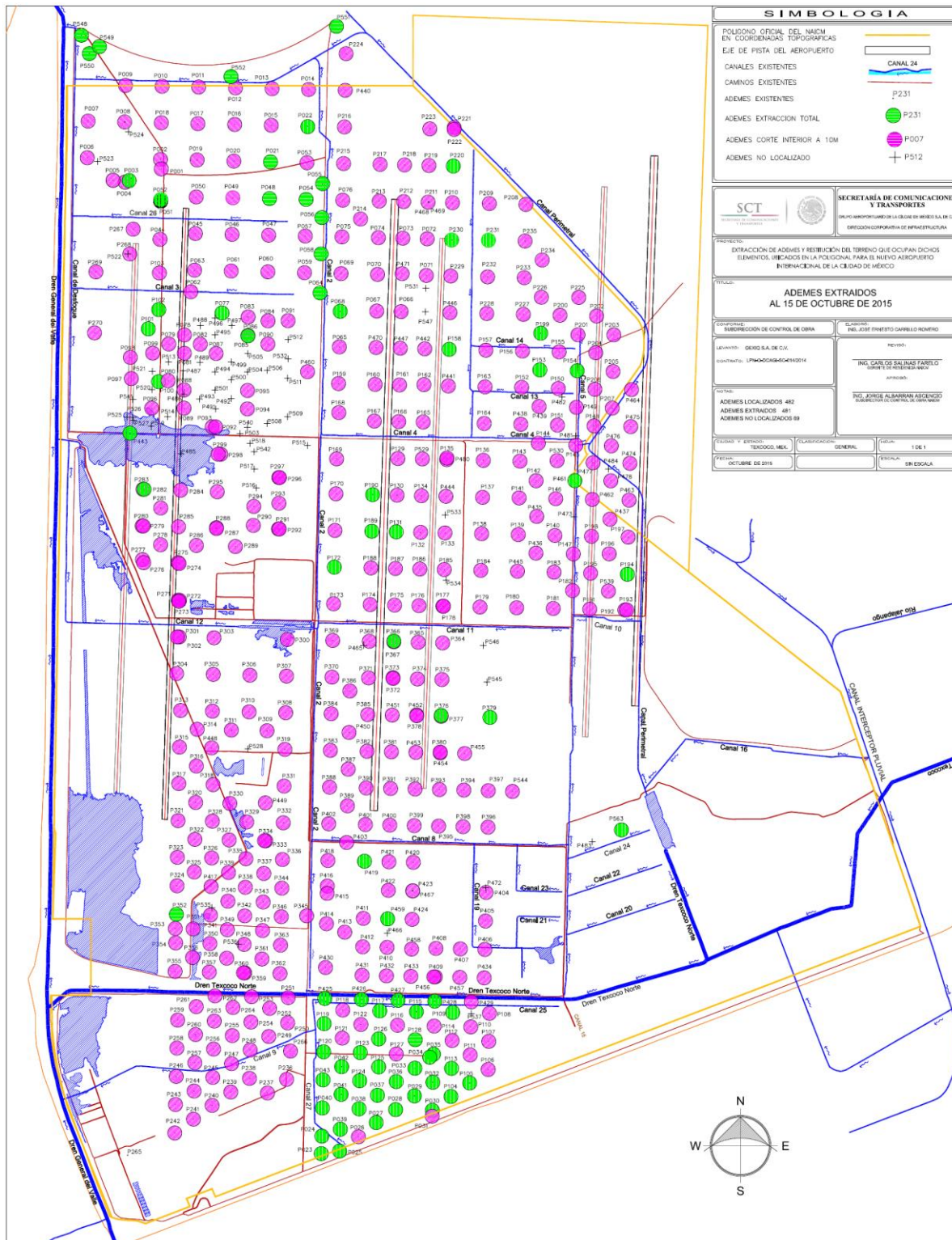


Figura 5. Ubicación de ademes de pozos dentro del predio (GACM, 2015).



5. HUNDIMIENTO REGIONAL

En diciembre de 2016, el GACM encargó realizar el trabajo “*Estudio de Nivelación Diferencial de Precisión para la determinación de hundimientos de los bancos de nivel instrumentados dentro del polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, en los meses: junio, septiembre y diciembre de 2016*” (IUYET, 2017). El estudio tuvo los siguientes alcances:

- Se realizó la Nivelación Diferencial de Precisión de Primer Orden Clase I a 197 Bancos de Nivel distribuidos en la zona de estudio.
- Los recorridos de nivelación comprendieron una distancia total de 145 km.
- Se obtuvieron cotas de cada Banco de Nivel referidas al Banco de Nivel Fijo “Atzacolco”, cuya elevación es de 2,245.0078 m.s.n.m.
- Se realizó la verificación de cierre de nivelación en el Banco de Nivel Fijo “Peñón”, que tiene una elevación de 2,245.8620 m.s.n.m.
- A la fecha se han realizado cinco estudios de nivelación en la zona de estudio: septiembre 2014, diciembre 2014, abril 2015, junio 2016, septiembre 2016 y diciembre 2016.
- Plano de Curvas de Nivel
- Planos de Hundimientos
- Fichas Técnicas con proyección de hundimientos de cada Banco de Nivel.

Un señalamiento importante es que en las notas de los planos se indica que para determinar la elevación del terreno se tomó como referencia las elevaciones de los BN existentes, determinadas en abril de 2015. Por tanto, las elevaciones del terreno corresponden a abril de 2015, no a diciembre de 2016.

En la Fig. 6, se presenta el plano de hundimiento regional correspondiente al periodo de septiembre 2014 a diciembre 2016 (16 meses).

De acuerdo con la Fig. 6, en la pista 2, en el extremo sur el hundimiento es del orden de 32.6 cm (14.5 cm/año), entre el km 1+900 a 2+400 aprox. es del orden de 35.7 (15.9 cm/año); en el km 2+700 a 3+300 aprox. es del orden de 32.6cm (14.5 cm/año); en el km 4+400 a 4+800 aprox. es del orden de 38.1 cm (16.9 cm/año) y en el extremo norte es del orden de 35.7 (15.9 cm/año).

De acuerdo con esta misma figura, en la pista 3, en el extremo sur el hundimiento es del orden de 33.18 cm (14.8 cm/año); entre el km 1+600 a 1+800 aprox. es del orden de 31.3 (13.9 cm/año); en el km 2+200 a 4+200 aprox. es del orden de 26.0 cm (11.6 cm/año); en el km 4+500 aprox. es del orden de 35.6 cm (15.8 cm/año) y en el extremo norte es del orden de 26.9 (12.0 cm/año).

Los hundimientos regionales a lo largo de las pistas 2 y 3 son por lo tanto relativamente uniformes.



“NIVELACIÓN DIFERENCIAL DE PRECISIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE HUNDIMIENTOS DE LOS BANCOS DE NIVEL INSTRUMENTADOS DENTRO DEL POLÍGONO DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO, EN LOS MESES: JUNIO, SEPTIEMBRE Y DICIEMBRE DE 2016”.

PLANO DE CURVAS DE IGUAL HUNDIMIENTO DENTRO DEL PREDIO DEL NAICM
PERIODO: SEPTIEMBRE 2014 A DICIEMBRE 2016

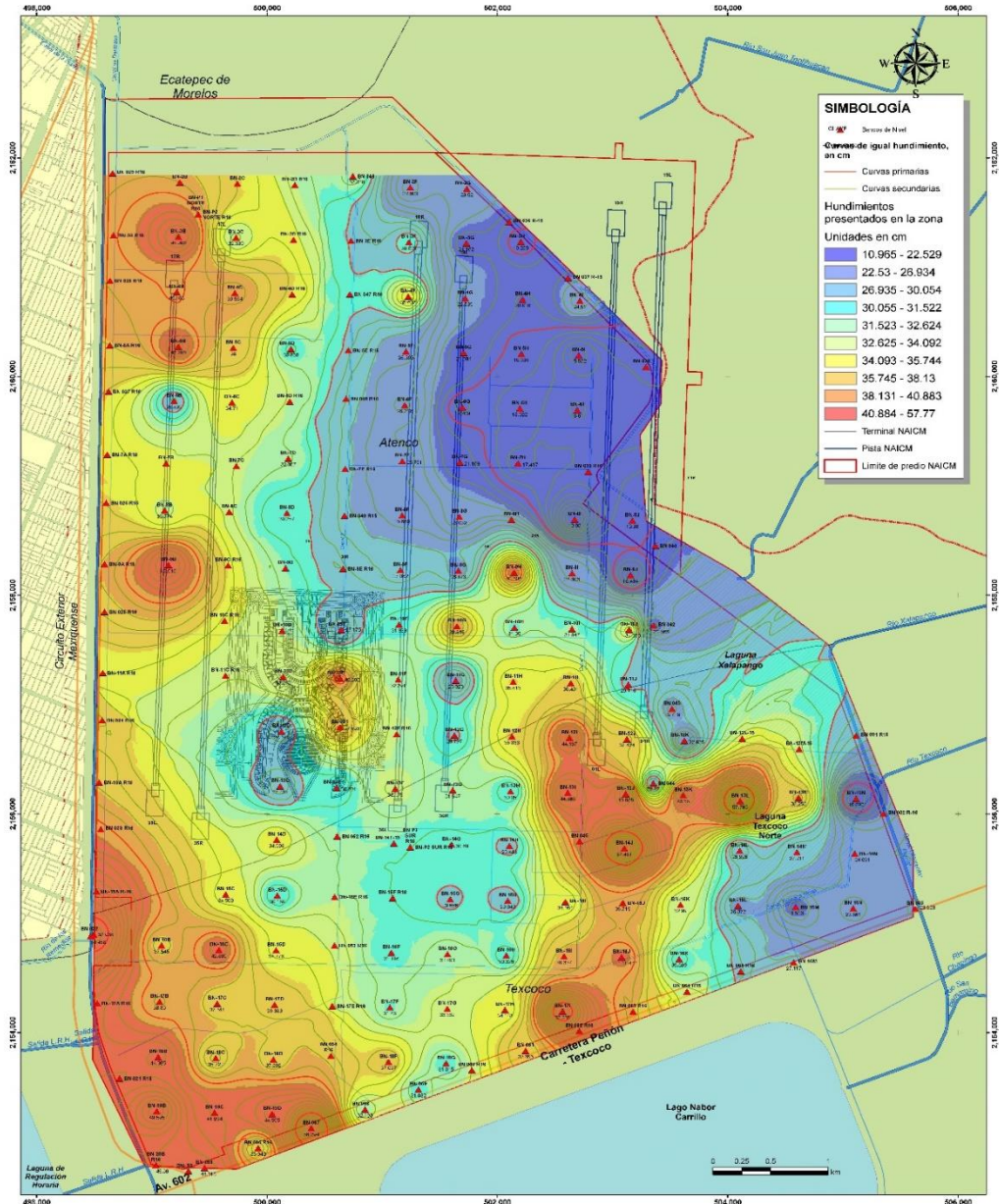


Figura 6. Mapa de hundimiento regional, periodo septiembre 2014-diciembre 2016 (IUYET, 2017).



6. IDENTIFICACIÓN GRIETAS

Con base en los Modelos Digitales del Terreno (MDT) elaborados a partir de los levantamientos realizados con tecnología LiDAR (INEGI, 2010; ASA, 2012) y en las Imágenes Multiespectrales de Satélite (Google Earth, 2013), se realizó una identificación indirecta de las grietas existentes dentro del predio del NAICM. La resolución de las imágenes utilizadas no es la misma, por lo que, no fue posible observar el agrietamiento con la misma calidad en los diferentes años. En la Fig. 7, se presenta un mapa donde se integra de manera simultánea las grietas detectadas en los tres levantamientos; en la misma figura se indican algunos tramos, sobre el trazo de las pistas, donde se identifica una densa presencia de grietas. Se observa que un número considerable de grietas atraviesan el ancho de las pistas.

Debido a la extensión del sitio, se hizo énfasis en la ubicación de grietas en ciertas zonas estratégicas. Los mapas de agrietamiento en dichas zonas y los recorridos de campo las grietas presentan diferentes condiciones: 1) algunas grietas están cubiertas por vegetación, otras están azolvadas y varias presentan una apertura visible; 2) No se observan grietas con desplazamiento vertical (escalón); 3) No todas las grietas están azolvadas y desaparecen en distintos tiempos, generalmente las grietas de mayor longitud permanecen abiertas; 4) Aparentemente, existe una correlación de las grietas de mayor longitud con las zonas de mayor encharcamiento; 5) Se puede asociar un mismo origen de agrietamiento (grietas por fracturamiento hidráulico) a las grietas detectadas, no existe un patrón preferencial de propagación. El mapa de agrietamiento presentado en esta Nota técnica, permite identificar de manera general la ubicación, longitud y dirección de propagación.

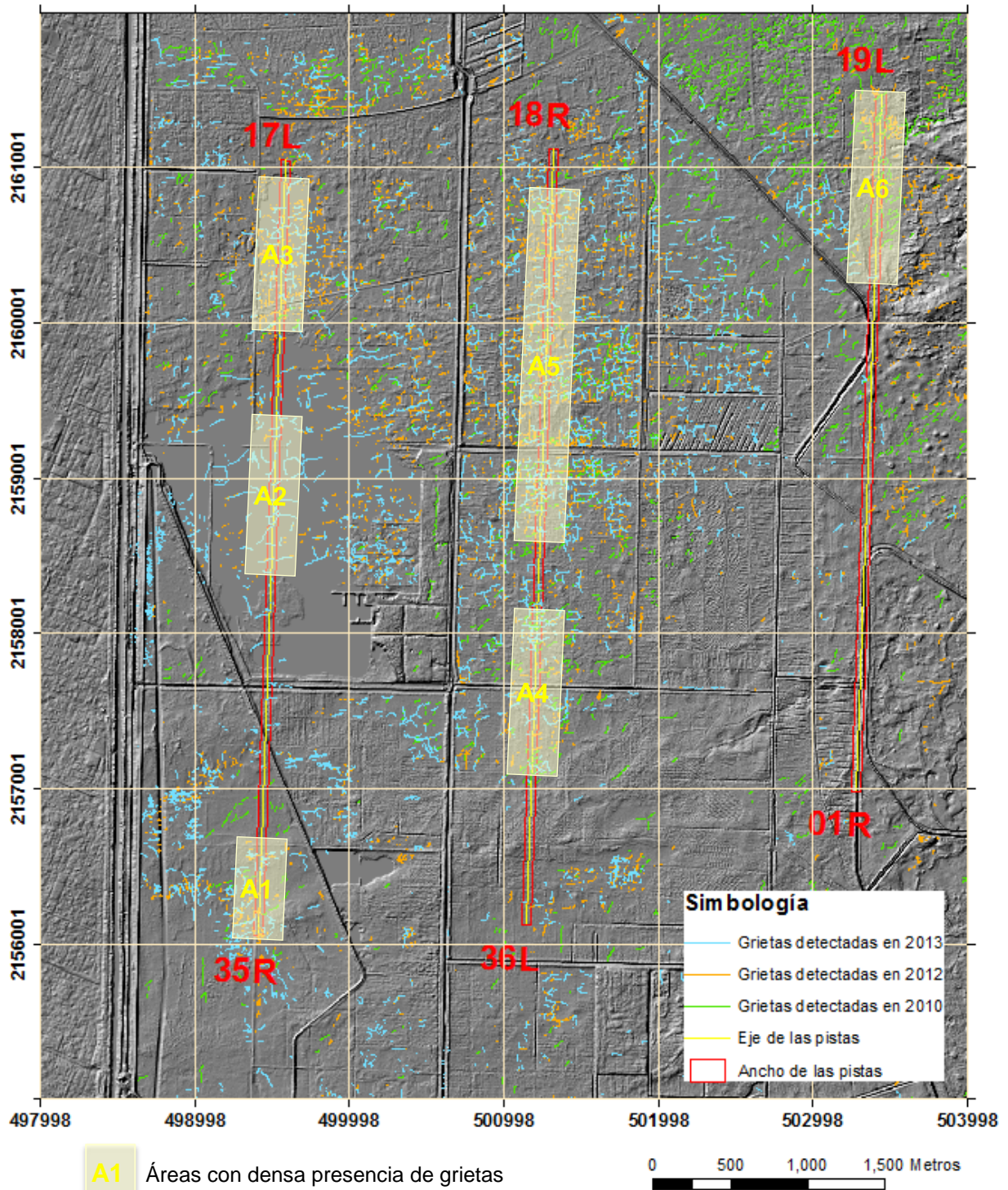


Figura 7. Grietas detectadas en 2010, 2012 y 2013.



7. ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO

Los análisis de distribución espacial de las propiedades geotécnicas del subsuelo se realizaron empleando como herramienta la metodología geoestadística. Los conceptos teóricos principales del método geoestadístico han sido presentados en diversos trabajos (Krigé, 1962; Matheron, 1965; Juárez, 2001; Auvinet, 2002; Juárez, 2015). En esta Nota Técnica se presentan mapas de contornos de profundidad de las capas típicas y secciones transversales de contenido de agua (w), resistencia q_c en CPT, carga de preconsolidación (σ_c), OCR, y presión de poro (u), a lo largo de las pistas 2 y 3.

Bajo el nombre de Geoestadística se entiende la aplicación de la teoría de las funciones aleatorias (en este caso espaciales) y del tratamiento de las señales a la descripción de las condiciones estratigráficas y a la distribución espacial de las propiedades de los materiales geológicos (Auvinet, 2002). La geoestadística permite tomar en cuenta la dependencia espacial entre propiedades en puntos cercanos a través del concepto de función de autocovarianza o de variograma. Con estas herramientas es posible resolver en forma racional problemas tales como la estimación de espesores de estratos, o de valores de las propiedades en un sitio dado o en una zona determinada, a partir de la información de los sondeos existentes con base en técnicas de estimación optimizadas como el “*Kriging*” (estimador lineal de mínima varianza).

3.1 Metodología

La distribución espacial de las propiedades del subsuelo se analizó por medio de la estimación y simulación de perfiles, cortes, mapas y modelos 3D siguiendo la siguiente metodología:

1. *Recopilación de información*, Como punto de partida se recaba la información existente de los sondeos geotécnicos realizados dentro del área de estudio.
2. *Construcción de bases de datos*, a partir de los datos provenientes de las pruebas de campo y ensayos de laboratorio, se construyen bases de datos (BD) de las diferentes propiedades geotécnicas. Las BD están constituidas por un conjunto de archivos donde se almacenan los valores numéricos de las propiedades geotécnicas (contenido de agua, resistencia de punta de cono eléctrico, Número de golpes de SPT), y otras. Los datos numéricos se encuentran organizados en forma tabular, bajo la siguiente estructura: coordenada X , coordenada Y , profundidad y/o elevación Z y el valor del parámetro $V(X)$.



3. *Análisis exploratorio*, empleando los sondeos, se calculan los principales parámetros estadísticos. Así también, se realiza un análisis de tendencia (deriva) sobre los datos con el propósito de identificar si existe una dirección preferencial de variación del campo aleatorio (campo no estacionario). Si la tendencia es significativa, se separa la parte determinista (variación funcional de la propiedad) de la parte aleatoria y se trabaja con el residuo obtenido restando de los datos el valor de la tendencia obtenida por ejemplo por ajuste lineal o no lineal de mínimos cuadrados.
4. *Análisis estructural*, se calculan los correlogramas direccionales experimentales y se determinan las distancias de correlación en diferentes direcciones preferenciales. En general, existen dos opciones para estimar los correlogramas experimentales direccionales. La primera es considerar el campo aleatorio original (con tendencia) y la segunda es eliminar la tendencia del campo aleatorio original y trabajar con el campo aleatorio residual (sin tendencia). Finalmente, los correlogramas experimentales se ajustan a un modelo teórico, en este trabajo, por sencillez se adoptó una función de tipo exponencial simple.
5. *Predicción*, con base en los datos y el modelo teórico de correlación espacial se realiza estimaciones puntuales (interpolaciones espaciales) bajo una malla de puntos regularmente espaciados.
6. *Visualización*, para facilitar la interpretación de los resultados numéricos obtenidos en la estimación se recurre al uso de técnicas de graficación para construir mapas o modelos de diferente tipo: contornos, superficies o modelos 3D, secciones cruzadas (cortes). Estos modelos facilitan la interpretación de la distribución espacial de los parámetros.

3.2 Información geotécnica existente

Como parte de los trabajos de caracterización geotécnica y modelos estratigráficos del subsuelo del NAICM se realizaron análisis geoestadísticos de algunas propiedades geotécnicas del subsuelo a partir de los resultados de la exploración geotécnica, (sondeos y pruebas de laboratorio) generada en el periodo de 2013 a junio de 2017, así como, los datos de la instrumentación existentes hasta mayo de 2017. En la Tabla 3 se indica el número de sondeos por tipo empleados en el análisis y en la Figura 8 se muestra su ubicación.



Tabla 3. Sondeos empleados en los análisis.

TIPO DE SONDEOS	Exploración preliminar (2013)	Tramos de Prueba (2014a)	Área del edificio terminal (2014b)	Área del edificio terminal y torre de control (2015)	Pistas, plataformas y calles de rodaje (2015-2016)	Tramos de Prueba (2016)	SUMA
Penetración Estándar (SPTc)	3		7		57		67
Sondeo Mixto (SM)	66			20	29	7	122
Muestreo Continuo (SC)		12	1		2		15
Muestreo Selectivo (SS)	14	6	3		26		49
Cono Eléctrico (CPT y CPTu)		11	10	30	57	7	115
SUMA =	83	29	21	50	171	14	368

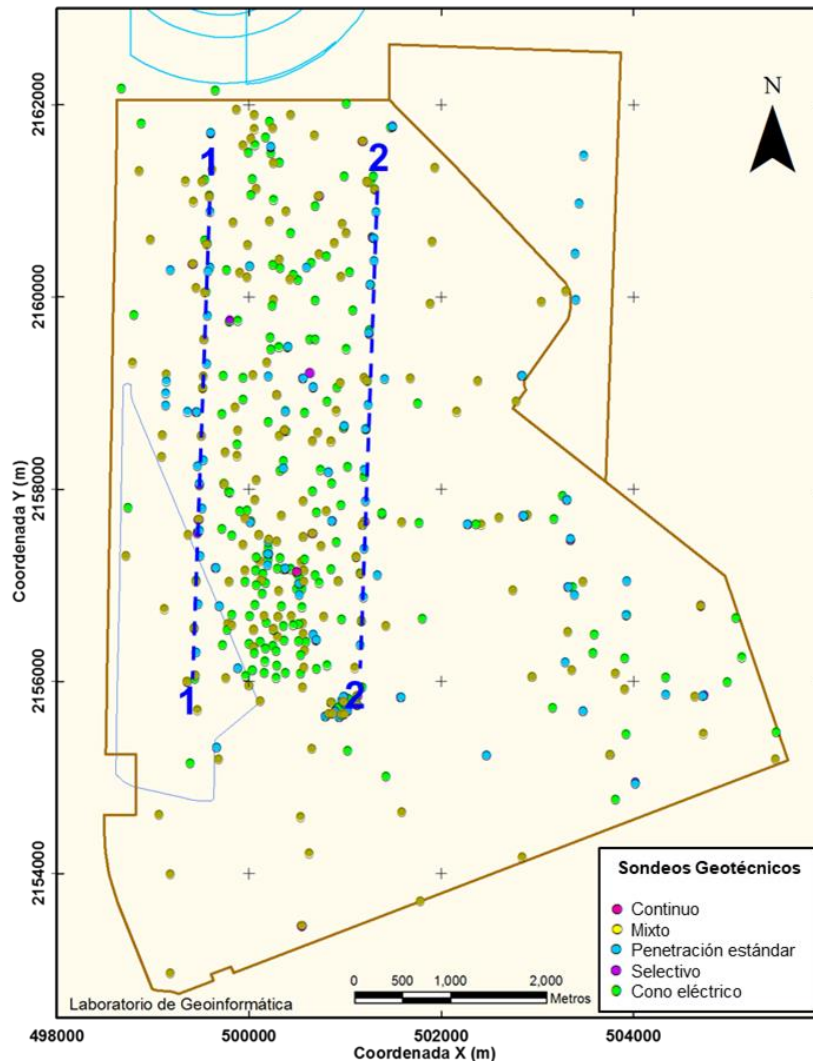


Figura 8. Ubicación de sondeos.

3.3 Distribución espacial de la profundidad de las capas típicas

Los resultados de los análisis de distribución espacial de la profundidad de las capas típicas del subsuelo en el área de estudio se representan mediante mapas de contornos de la profundidad y elevación estimada para cada una de las capas (Figs. 9 a 14). Adicionalmente, en la Fig. 15 se presenta un modelo 3D integrando las diferentes capas.

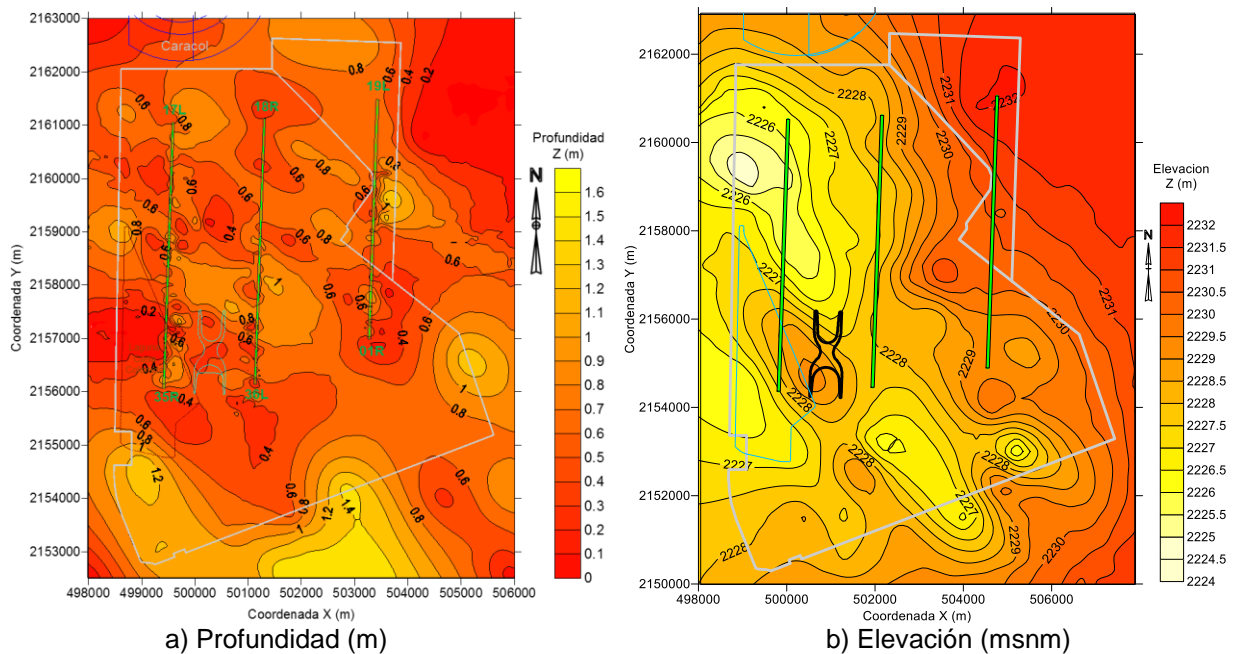


Figura 9. Mapas de contornos de la frontera superior de la FAS.

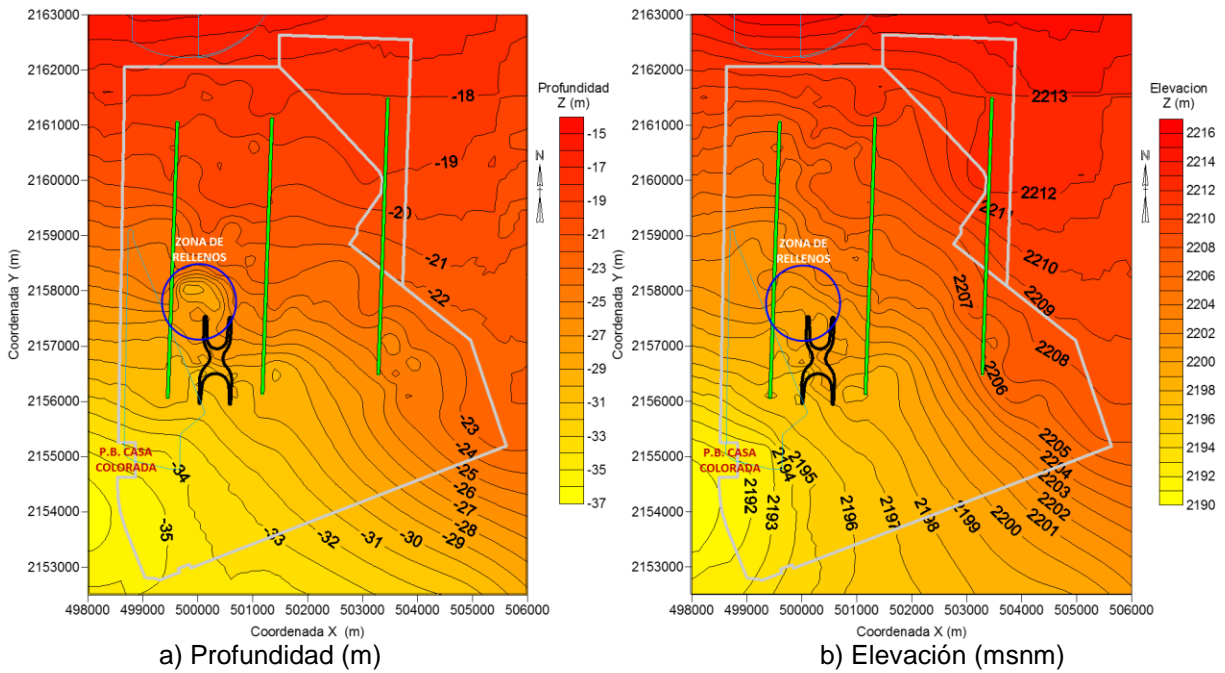


Figura 10. Mapas de contornos de la frontera superior de la CD.

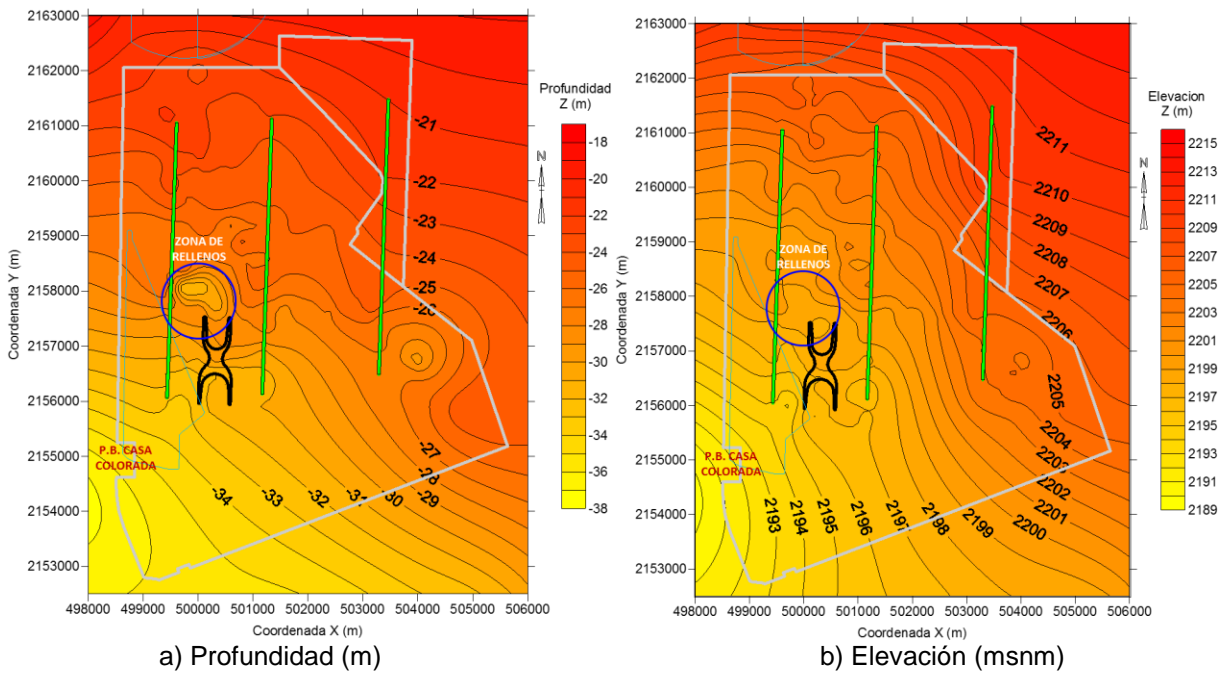


Figura 11. Mapas de contornos de la frontera superior de la FAI.

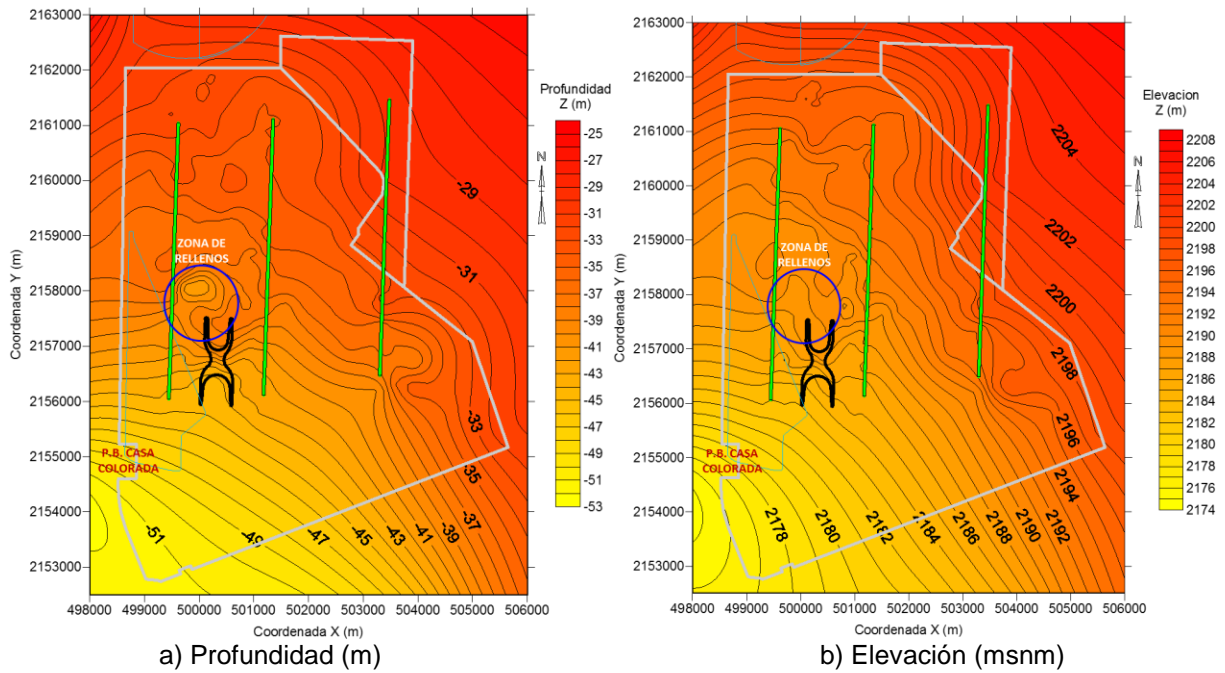


Figura 12. Mapas de contornos de la frontera superior de los DP.

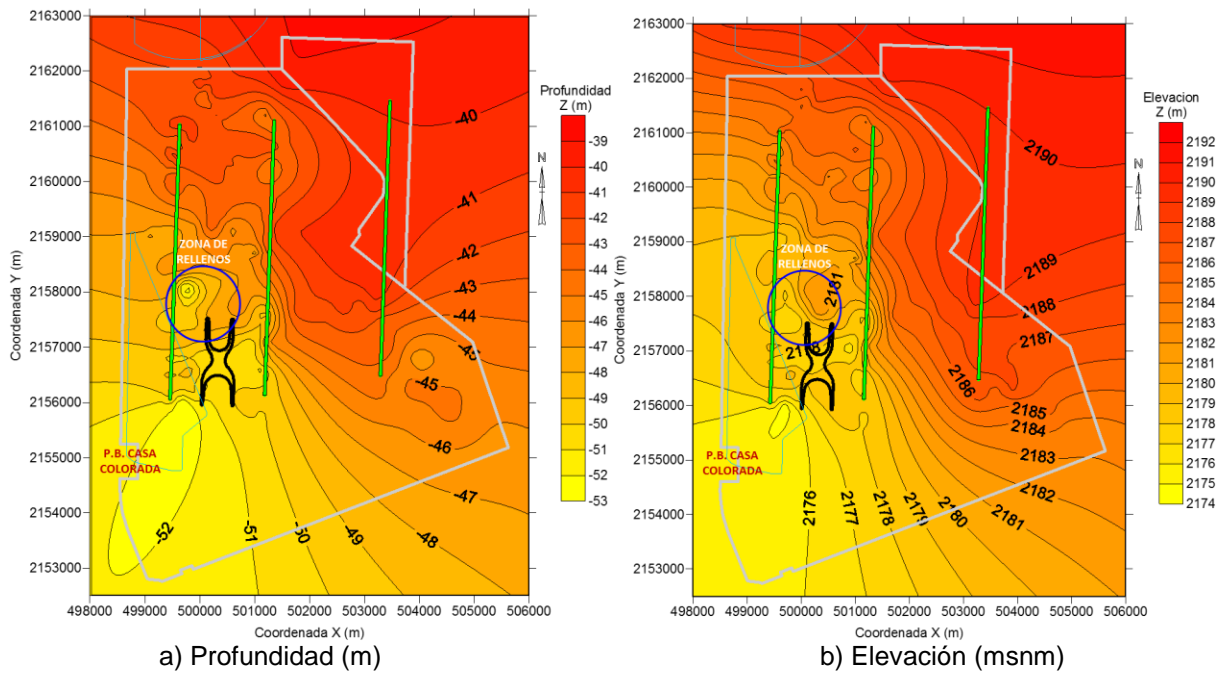


Figura 13. Mapas de contornos de la frontera superior de la FAP.

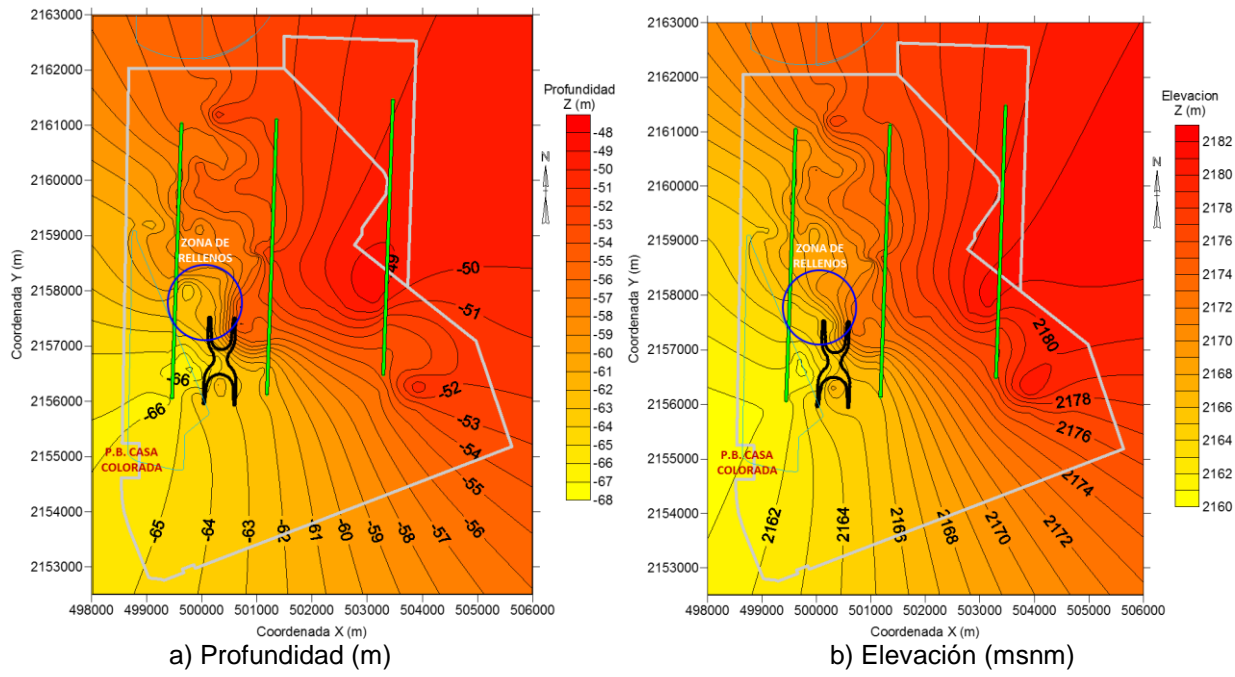


Figura 14. Mapas de contornos de la frontera superior de la FEP.

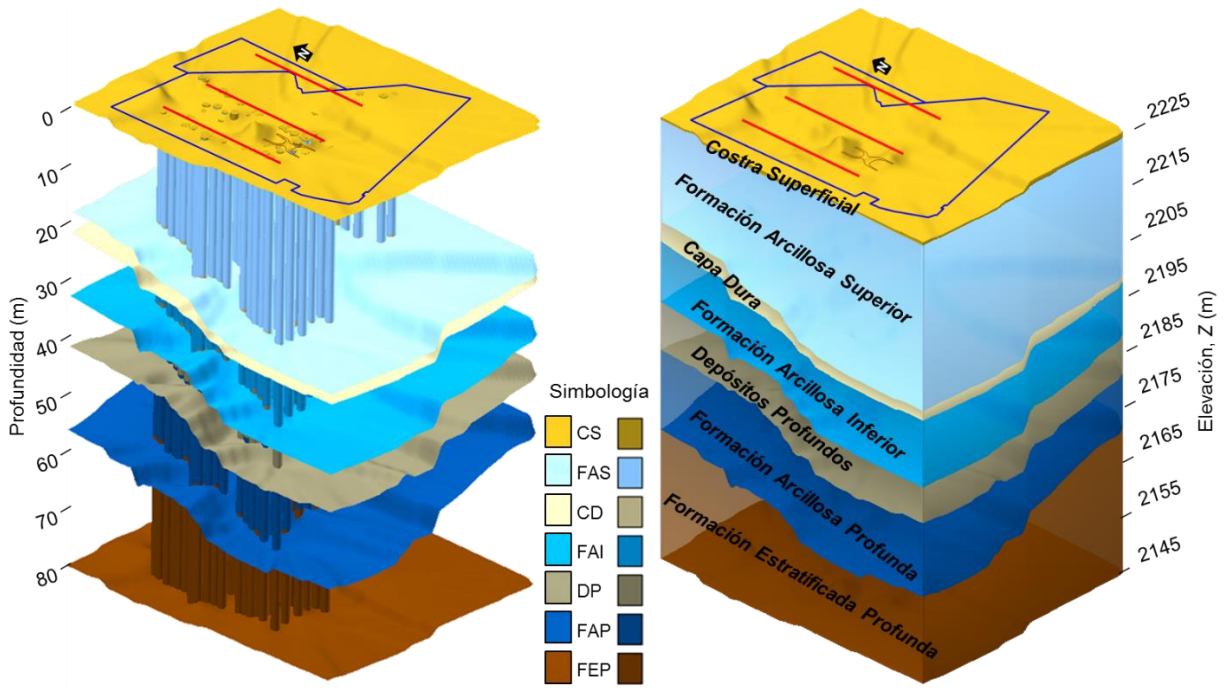


Figura 15. Modelo 3D de la distribución espacial del espesor de las capas típicas.



Interpretación de resultados

De acuerdo con los resultados del análisis de distribución espacial, en la Fig. 9 se muestra la profundidad de la frontera superior de la FAS que corresponde al espesor de la CS. En la figura se aprecia que el espesor de la CS es irregular y varía de 0 a 1.6m, el espesor medio es de aproximadamente 0.7m.

La profundidad de la frontera superior de la CD es menor al norte del área de estudio (aproximadamente 18m) y se profundiza hacia el sur, alcanzando aproximadamente 36m de profundidad al surponiente del predio. La elevación de esta capa varía de surponiente a nororiente de 2192 a 2212 msnm. Así también, al norte del edificio de la terminal se aprecia un área donde esta capa se encuentra a mayor profundidad, posiblemente esto ha sido inducido por la presencia de rellenos superficiales ubicados en esa zona.

Las profundidades de las capas subyacentes (Figs. 10 a 13) exhiben la misma tendencia, encontrándose a una menor profundidad al nororiente del predio y profundizándose hacia el surponiente del predio del NAICM, al sur de la planta de bombeo Casa Colorada.

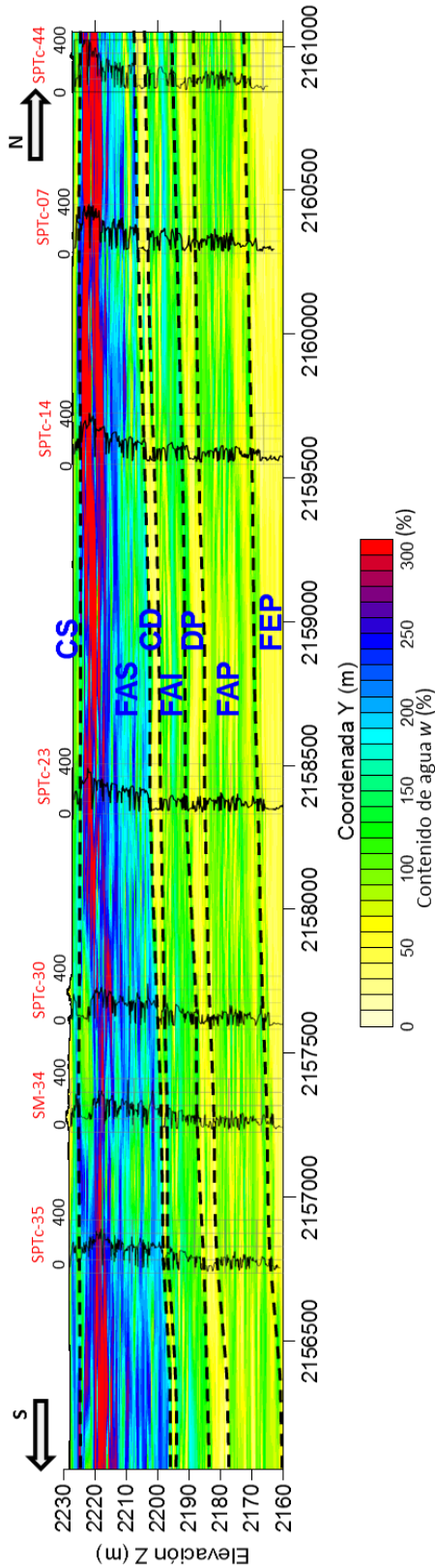
En la Fig 15, se aprecia que la FAS es la capa que presenta el mayor espesor, al norte del predio es de aproximadamente de 18m y al surponiente de aproximadamente 35m. Las capas inferiores (CD, FAI, DP FAP y FEP) son de menor espesor y prácticamente paralelas entre ellas.

3.4 Análisis de la distribución espacial de propiedades índice, mecánicas y de deformabilidad del subsuelo a lo largo del trazo de las pistas 2 y 3

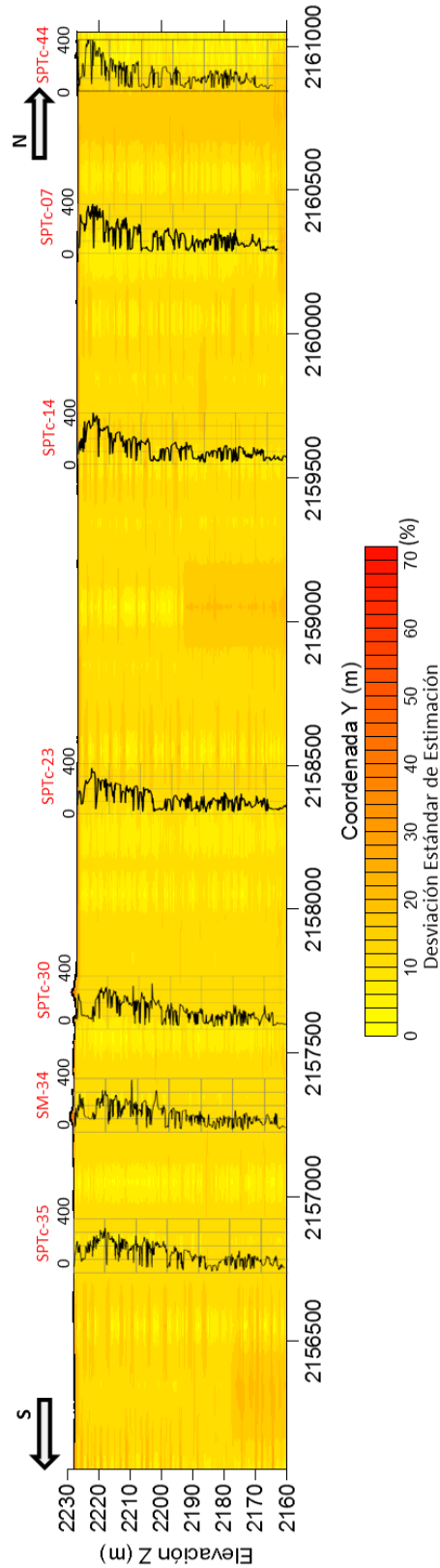
Siguiendo la metodología geoestadística y a partir de los perfiles de sondeos y resultados de pruebas de laboratorio se realizaron análisis de la distribución espacial de contenido de agua (w), resistencia (q_c) en CPT, carga de preconsolidación (σ_c) y grado de preconsolidación (OCR). Adicionalmente, a partir de las mediciones de 18 estaciones piezométricas instaladas en el predio del NAICM, se realizó un análisis de la distribución de la presión de poro (u), a lo largo de las pistas 2 y 3.

Cabe señalar que las pruebas de laboratorio que sirvieron de base para los análisis se realizaron en muestras de arcilla o con un alto porcentaje de arcilla, por lo que, son representativas únicamente de los estratos arcillosos. Los valores que se estiman en los estratos resistentes (CD, DP y FEP) deben considerarse con reserva.

Recurriendo a técnicas de graficación avanzada se integran los resultados numéricos de los perfiles de las propiedades analizadas, se construyeron las secciones transversales (cortes) a lo largo de los ejes preferenciales (Figs. 16 a 24).

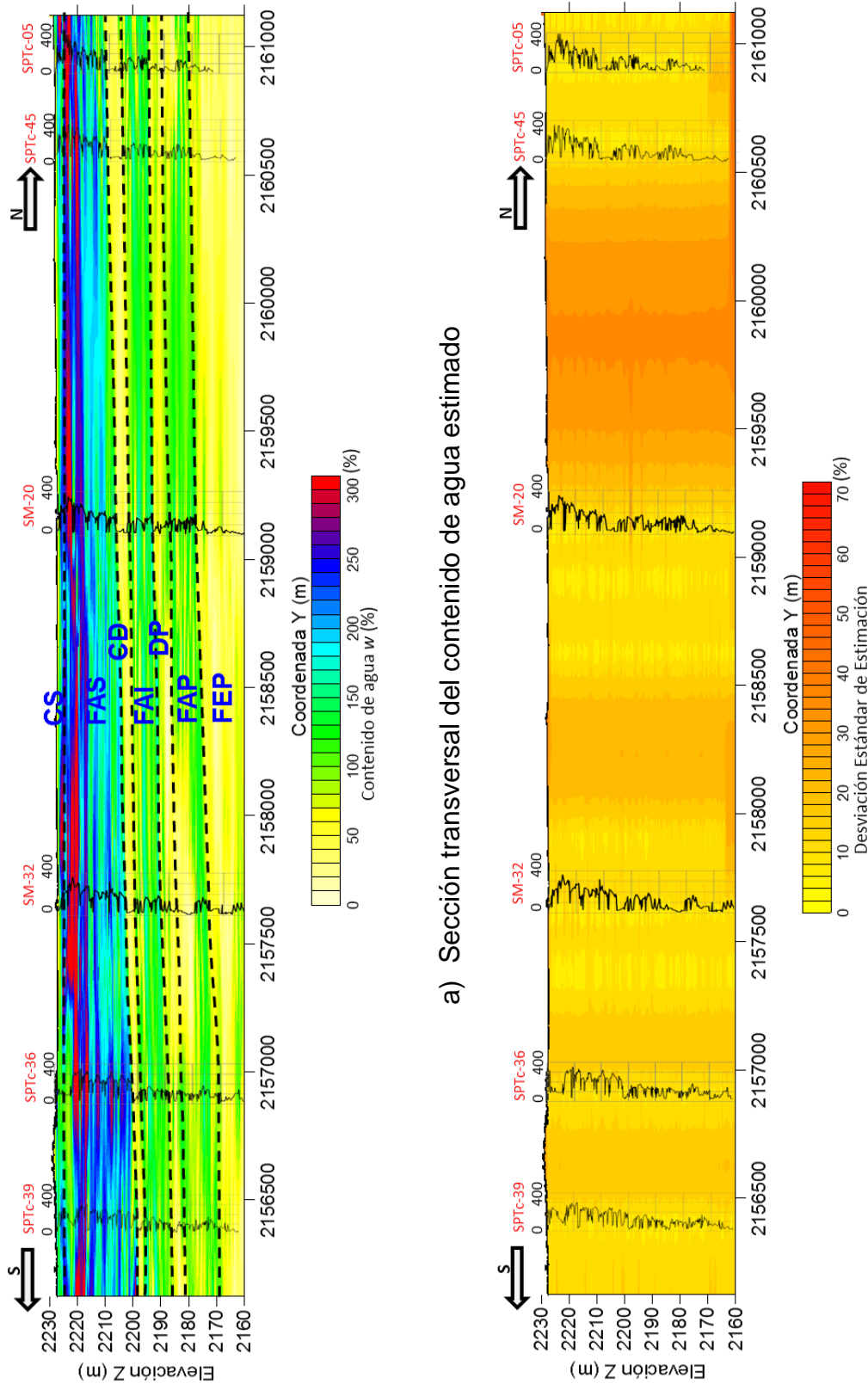


a) Sección transversal del contenido de agua estimado.



b) Sección transversal de la desviación estándar de la estimación.

Figura 16. Distribución espacial del contenido de agua, w (%) a lo largo de la pista 2.



a) Sección transversal del contenido de agua estimado

b) Sección transversal de la desviación estándar de la estimación.

Figura 17. Distribución espacial del contenido de agua, w (%) a lo largo de la pista 3.

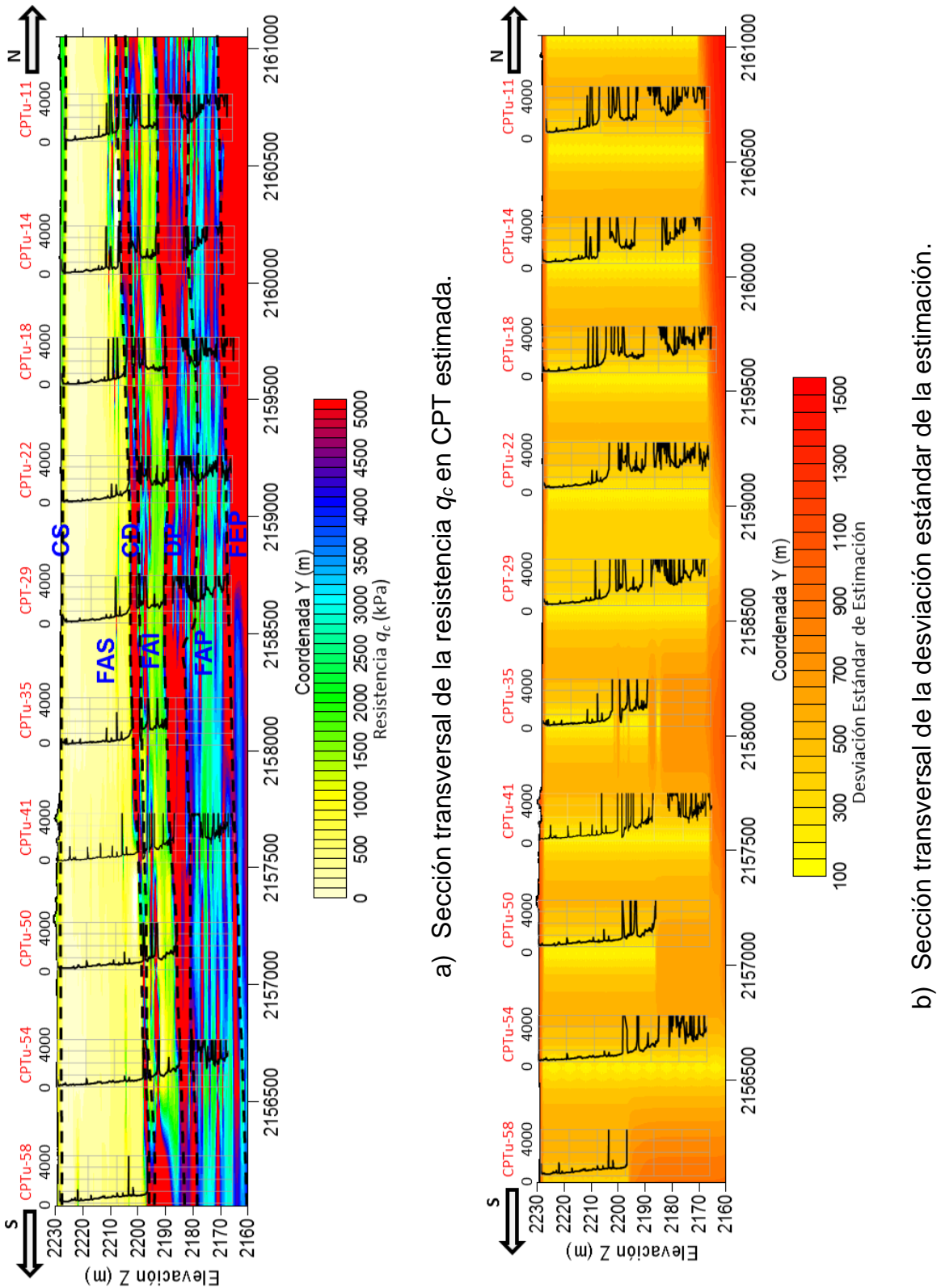


Figura 18. Distribución espacial de la resistencia q_c en CPT (kPa), a lo largo de la pista 2.

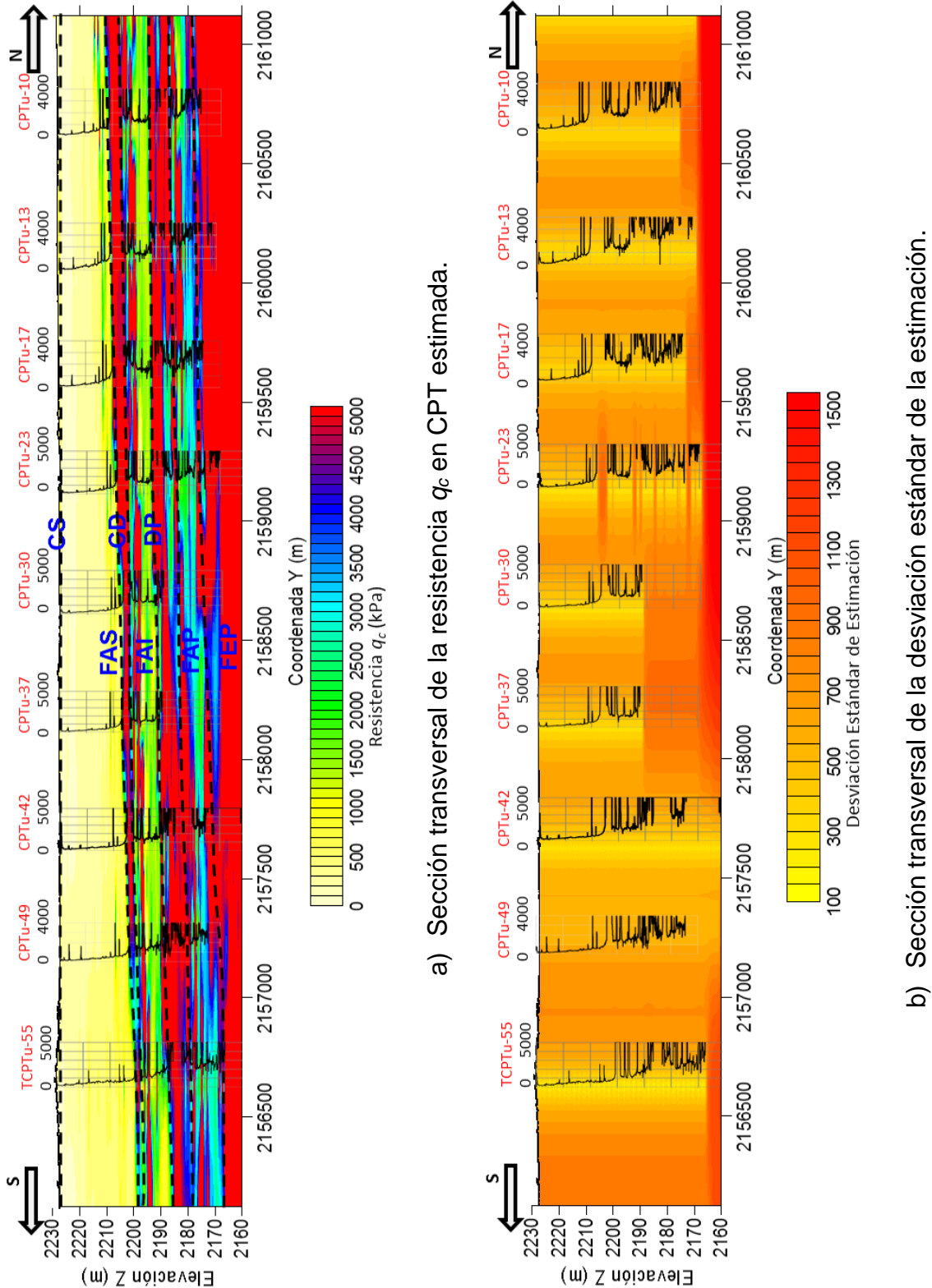


Figura 19. Distribución espacial de la resistencia q_c en CPT (kPa), a lo largo de la pista 3.

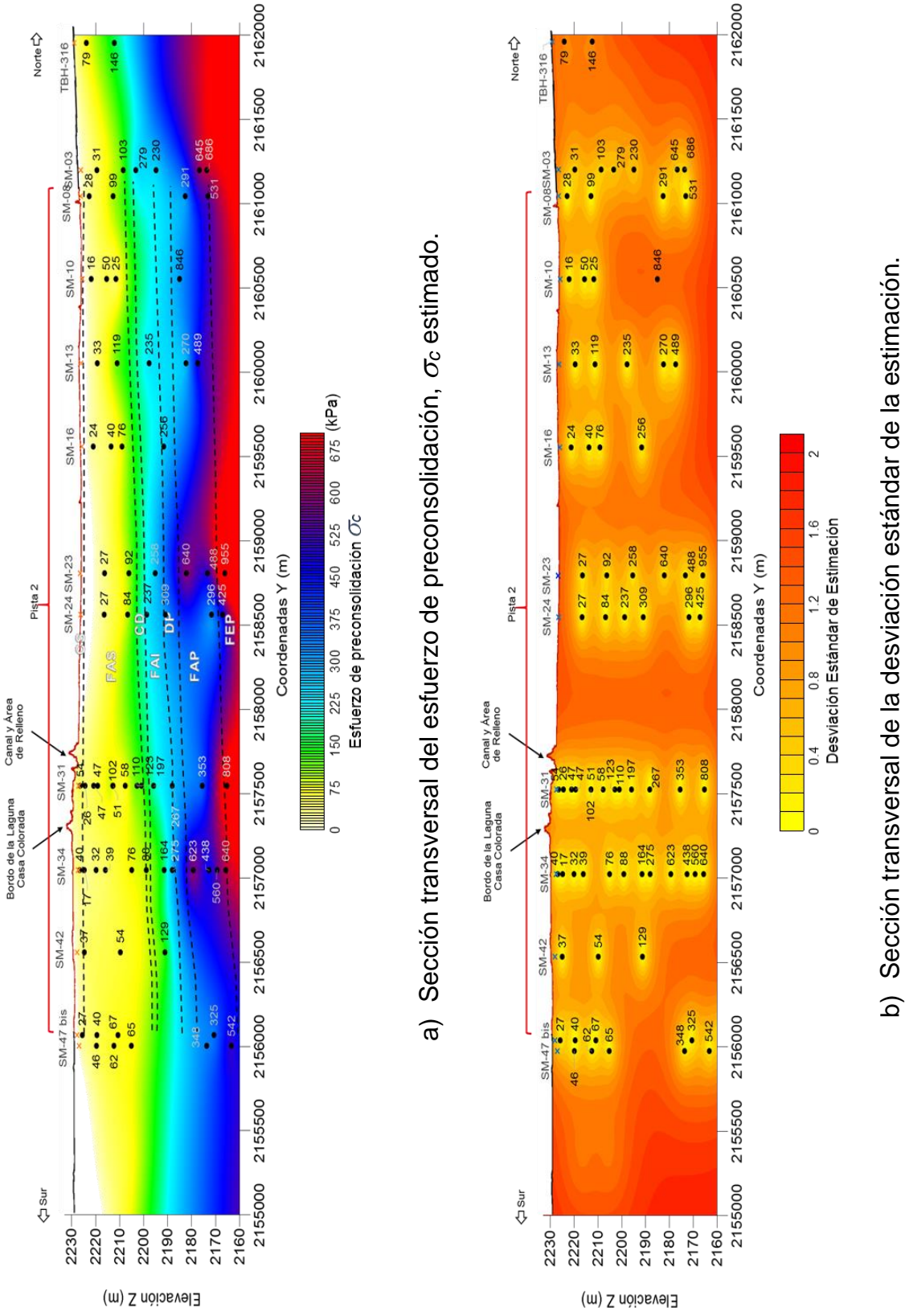
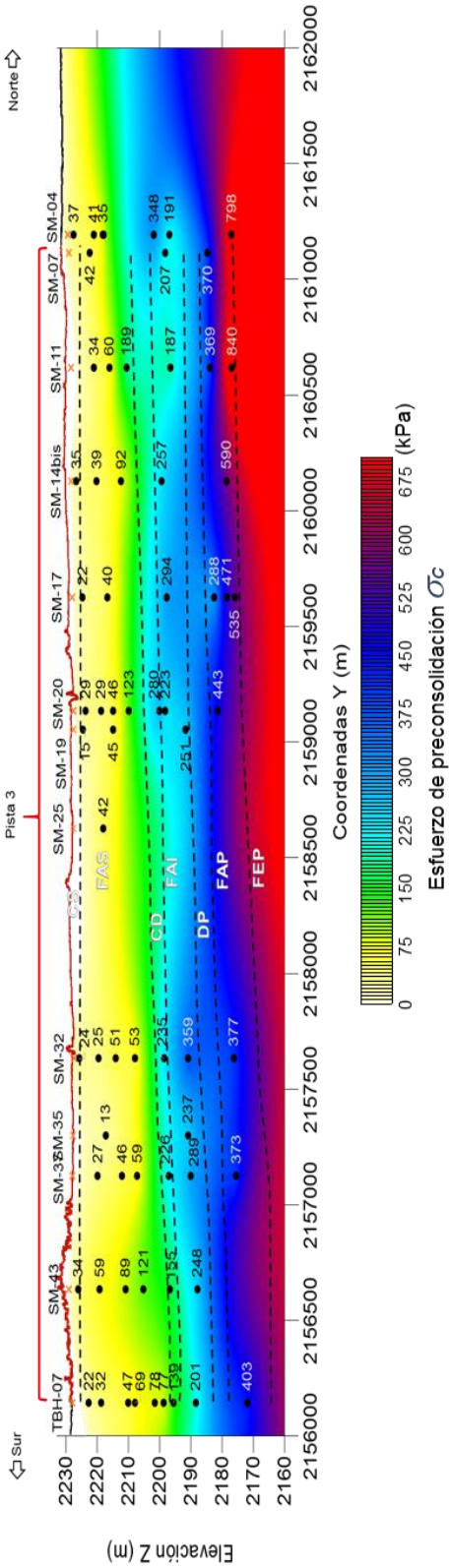
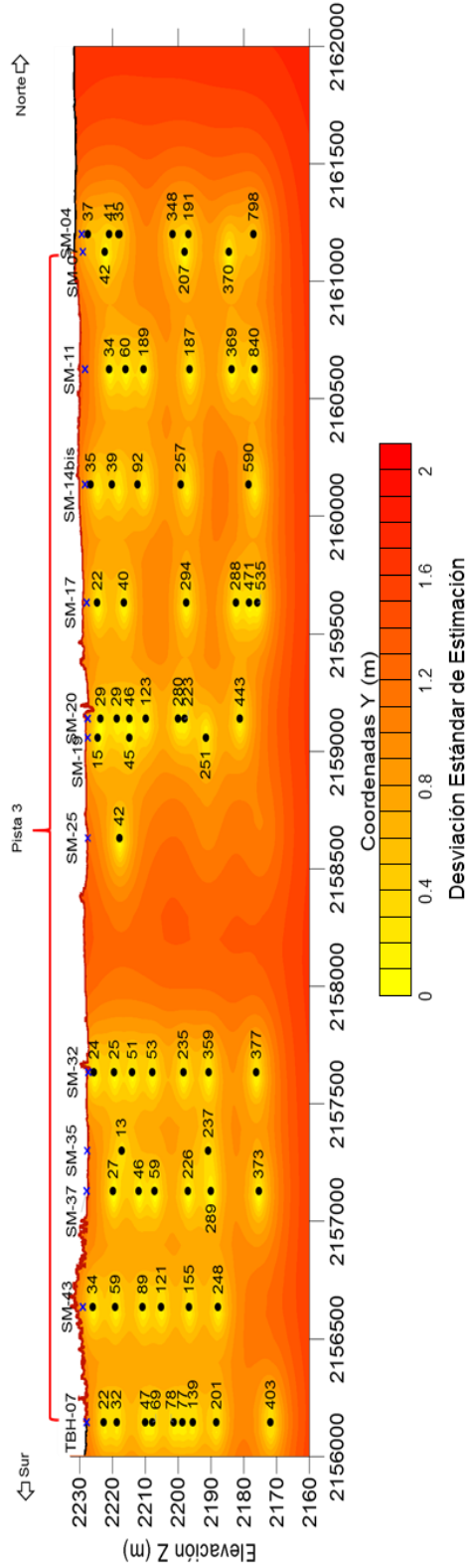


Figura 20. Distribución espacial del esfuerzo de preconsolidación, σ_c (kPa), a lo largo de la pista 2.

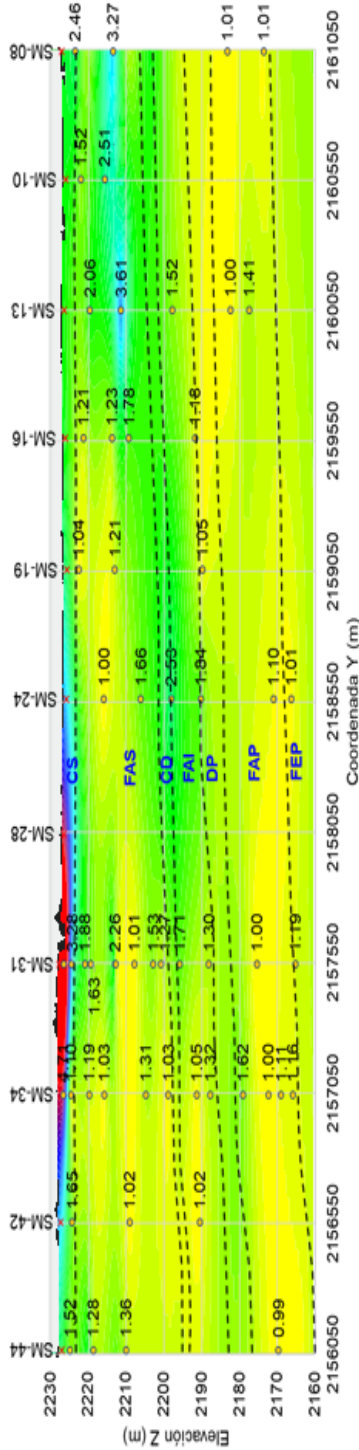


a) Sección transversal del esfuerzo de preconsolidación, σ_c estimado.

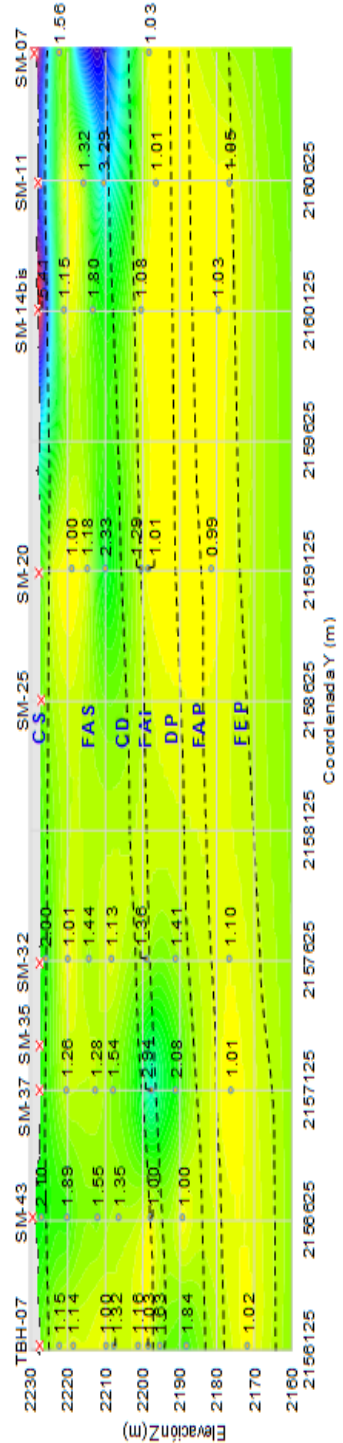


b) Sección transversal de la desviación estándar de la estimación.

Figura 21. Distribución espacial del esfuerzo de preconsolidación, σ_c (kPa), a lo largo de la pista 3.



a) Sección transversal del OCR estimado a lo largo de la pista 2.



b) Sección transversal del OCR estimado a lo largo de la pista 3.

Figura 22. Distribución espacial del OCR a lo largo de las pistas 2 y 3.

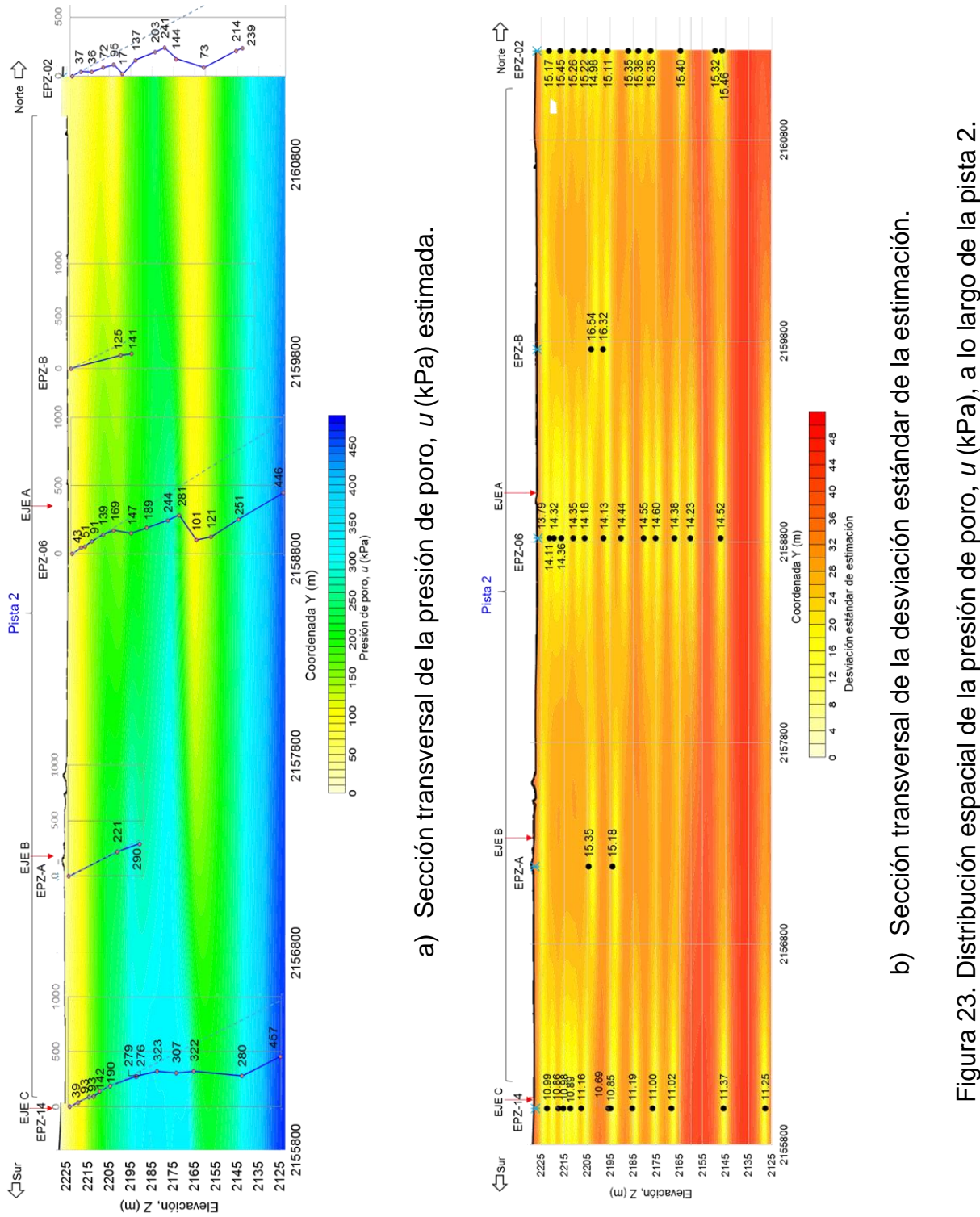
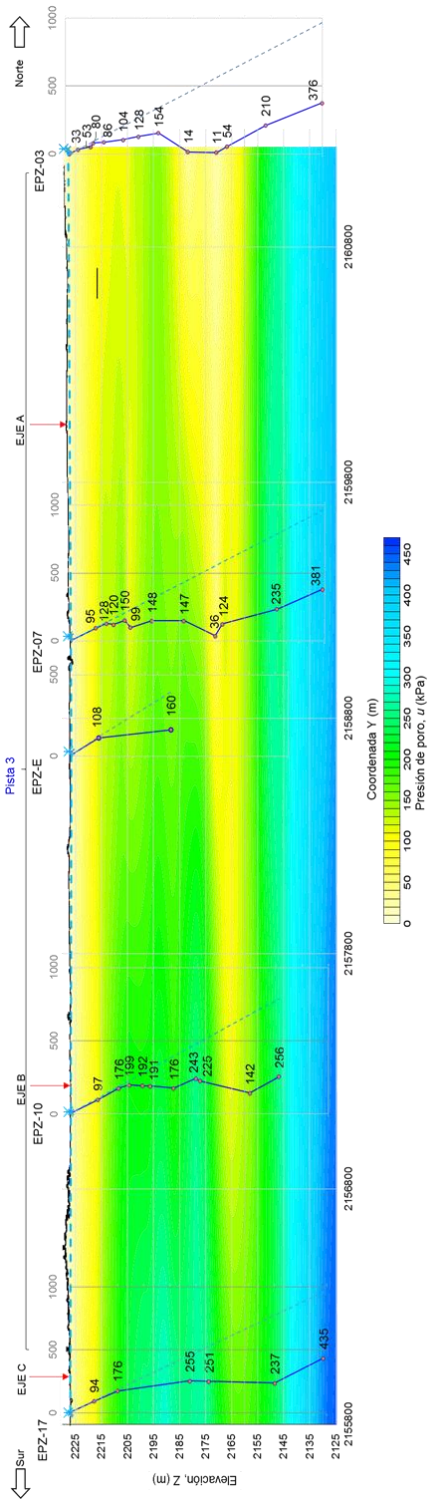
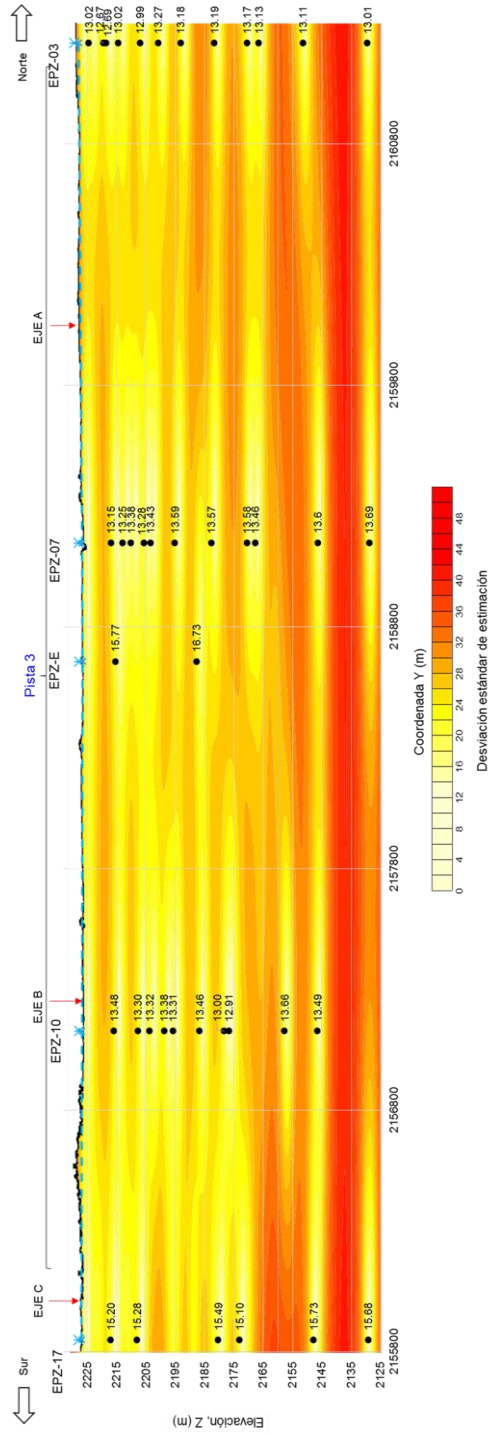


Figura 23. Distribución espacial de la presión de poro, u (kPa), a lo largo de la pista 2.



a) Sección transversal de la presión de poro, u (kPa) estimada.



b) Sección transversal de la desviación estándar de la estimación.

Figura 24. Distribución espacial de la presión de poro, u (kPa), a lo largo de la pista 3.



Interpretación de los resultados

Con base en las figuras 16 a 24, se concluye lo siguiente:

1. En las figuras 16 y 17, de acuerdo con la escala de colores, se aprecia que en la FAS se tienen los valores más altos de $w(\%)$, esta capa arcillosa puede subdividirse hasta en cuatro subcapas: la primera subcapa (bajo la Costra Superficial) presenta valores de $w(\%)$ entre 100 y 150 %, en la segunda subcapa, se tienen los valores más altos de $w(\%)$, superiores a 200%, la tercera subcapa, tiene valores entre 150 y 200% y la cuarta subcapa presenta valores de $w(\%)$ entre 100 y 150%.
2. De acuerdo con las figuras 18 y 19 y la escala de colores, en la FAS los valores de resistencia q_c en CPT, varían de entre 200 y 800 kPa; en la FAI son del orden de 1500 kPa; en la FAP varían entre 1500 y 3500 kPa. En general, las capas resistentes (CD, DP y FEP), tienen valores de q_c mayores a 5000 kPa, aunque en algunas ocasiones se intercalan con materiales menos resistentes, con valores de q_c entre 3000 y 5000 kPa.
3. En las figuras. 20 y 21 se observa que en la FAS predominan los valores de σ_c menores a 90 kPa, en la FAI predominan los valores entre 200kPa y 300 kPa, así como en la FAP predominan los valores mayores que 300 kPa.
4. En la figura 22, de acuerdo con la escala de OCR, a lo largo de cada sección se distinguen zonas de materiales sobreconsolidados a diferentes profundidades. Debajo de la FAP se encuentran valores del OCR próximos a la unidad que corresponden a materiales normalmente consolidados, lo cual tiene una alta relevancia por sus implicaciones prácticas.
5. En las figuras 23 y 24, se aprecia que la magnitud la presión de poro (u) es mayor al sur. Al norte, el abatimiento (Δu) inicia a menor profundidad (aproximadamente a los 10m). Asimismo, el mayor abatimiento (Δu) se presenta en la FEP. Debajo de esta franja, la u (kPa) se incrementa con una pendiente aproximadamente igual a la de la presión hidrostática.
6. En las secciones transversales de desviación estándar se observan algunas zonas de color naranja que indican incertidumbre alta, es decir, escasez de información de este tipo.



8. CONCLUSIONES

Los análisis realizados muestran que existe una variación importante en los aspectos de topografía, estratigrafía, distribución espacial de propiedades índice y mecánicas y velocidad de hundimiento a lo largo de las pistas 2 y 3. Estas diferencias debieron haberse tomado en cuenta en los diseños. En todo caso, deben considerarse en la interpretación de las observaciones de campo durante el proceso de precarga y el resto de la construcción de las pistas.

9. REFERENCIAS

1. Auvinet, G., 2002, “Uncertainty in Geotechnical Engineering”, *XVIth Nabor Carrillo Lecture*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.
2. CFE-GEIC, 2016, “*Segunda Etapa de exploración geotécnica del sitio donde se construirá la terminal del NAICM (predio de 4500 ha), en Texcoco, Estado de México*”, Entregas de avance de exploración (Varias entregas, de la No. 35_050116 a la No. 106_300517) de la Subgerencia de Geotecnia y Materiales, Departamento de Mecánica de suelos, CFE, para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, México.
3. Consorcio IUYET, 2015, “*Levantamiento topográfico con tecnología High Definition Surveying (HDS) en 1,500 ha en el predio del proyecto del NAICM*”, Informe elaborado para Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM), Ciudad de México, México.
4. Consorcio IUYET, 2016, “*Levantamiento topográfico con tecnología High Definition Surveying (HDS) en 4500 ha en el predio del proyecto del NAICM*”, Informe elaborado para Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM), Ciudad de México, México.
5. Consorcio IUYET, 2017, “*Estudio de Nivelación Diferencial de Precisión para la determinación de hundimientos de los bancos de nivel instrumentados dentro del polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, en los meses: junio, septiembre y diciembre de 2016*”, Informe elaborado para Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM), Ciudad de México, México.
6. Gobierno del Distrito Federal a (GDFa), 2004, “*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero del 2004, México.
7. Gobierno del Distrito Federal b (GDFb), 2004, “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de Octubre del 2004, México.



8. II-UNAM, 2016, Informe Final del Proyecto, *“Investigaciones y Estudios Especiales Relacionados con Aspectos Geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del Ex-lago de Texcoco, Zona Federal”*, elaborado para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México, Ciudad de México, México.
9. Juárez, M., 2001, “Aplicación de la geoestadística a la descripción del subsuelo del valle de México”, Tesis de Maestría, SEPI, ESIA-IPN, Ciudad de México, México.
10. Juárez, M., 2015, *“Análisis geoestadístico del subsuelo de la zona lacustre del Valle de México Caracterización geoestadística del subsuelo del Valle de México”*. Tesis Doctoral, Programa de Doctorado en Ingeniería, UNAM, Ciudad de México, México.
11. Krige, D.G., 1962, *“Statistical application in mine valuation”*, J. Inst. Mine Survey, South Africa.
12. Matheron, G., 1965, *“Les variables généralisées et leur estimation”*, Masson et Cie, France.

<p>Dr. Gabriel Auvinet Guichard Investigador Titular</p>	<p>Dr. Efraín Ovando Shelley Subdirector de Estructuras y Geotecnia</p>	<p>Dr. Manuel Jesús Mendoza López Coordinador del Proyecto NAIM sobre Aspectos Geotécnicos</p>
---	--	---



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-49

**Comentarios sobre la cimentación del viaducto de acceso a
la Terminal de Pasajeros del NAICM**

Elaborada para:

Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:

Instituto de Ingeniería, UNAM

Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Noviembre 21, 2017



Comentarios sobre la cimentación del viaducto de acceso a la Terminal de Pasajeros del NAICM

1. INTRODUCCIÓN

Parsons describió los aspectos generales, arquitectónicos y estructurales, del proyecto para el viaducto de acceso a la terminal de pasajeros del NAICM. En tres sesiones consecutivas se preguntó al panel de expertos y al II-UNAM su opinión sobre las siguientes cuestiones:

- Se preguntó si en el diseño sísmico del viaducto se deben seguir los mismos criterios que en el diseño de las otras estructuras del NAICM.
- Se preguntó si se podría concebir un sistema de cimentación alternativo y que, además de garantizar el funcionamiento adecuado del viaducto, fuera, al mismo tiempo más económico.

En este documento se manifiesta la opinión del II-UNAM respecto al segundo de estos temas.

2. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

De acuerdo con la información emitida por el AM y puesta a la disposición de este instituto por Parsons, a continuación, se resumen los aspectos generales del proyecto:

El viaducto rodeará a la TGT y recorrerá el flanco sur de la terminal de pasajeros. Tendrá un sector aproximadamente circular de unos 500 m de desarrollo lineal, así como dos tramos rectos de esa misma longitud, aproximadamente. Los tramos rectos están inclinados y constituyen las rampas de acercamiento y alejamiento a la zona curva en la cual se ubicará la zona de ascenso y descenso de pasajeros para ingresar a la terminal. Así, el desarrollo total del viaducto será de unos 1500 m. En la Figura 1 se muestra una planta del viaducto de acceso.

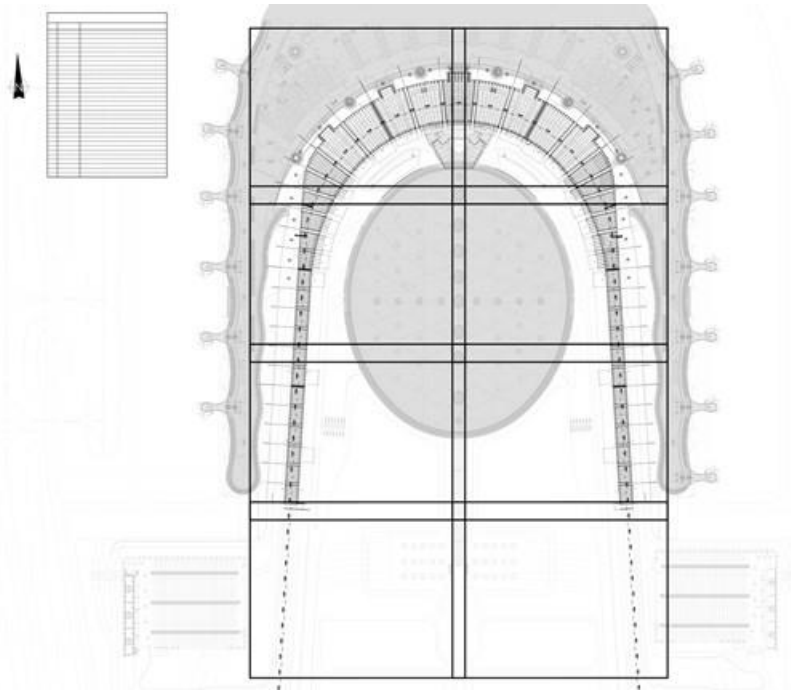


Figura 1 Planta del viaducto de acceso y de las estructuras cercanas (información proporcionada por Parsons)

La estructura del viaducto será de acero con pilas tubulares y con un sistema de piso de ese mismo material. La superficie de rodamiento se conformará con concreto hidráulico.

La anchura de los tramos rectos de acercamiento será de 16 m y en la zona curva el ancho alcanzará 50 m. El claro máximo de los apoyos entre pilas será de hasta 40 m. La altura máxima en la zona curvada es 16 m con respecto al nivel de piso terminado.

La cimentación del viaducto se ilustra esquemáticamente en las Figuras 2 y 3. Se trata de un sistema de cajones apoyados directamente sobre el terreno natural y debajo de los cuales se instalarán pilotes no ligados a la superestructura. Según los diseñadores, es una cimentación compensada en la cual los pilotes funcionarían como “reductores de desplazamiento”, concebidos como elementos de fricción.

Destaca el hecho de que los cajones de cimentación del viaducto estarían ligados estructuralmente con la losa de cimentación de la terminal y con la del CCCT.

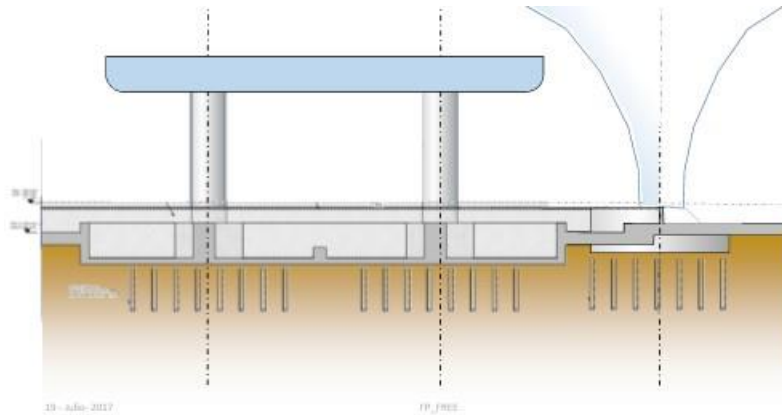


Figura 2 Corte longitudinal de la cimentación del viaducto mostrando su relación con la cimentación de uno de los embudos (funiles) de la techumbre de la terminal. Adaptado de: *Foster Partners y Fernando Romero (2017). Presentación Ejecutiva, Opciones de Ingeniería de Valor de Área Frontal*

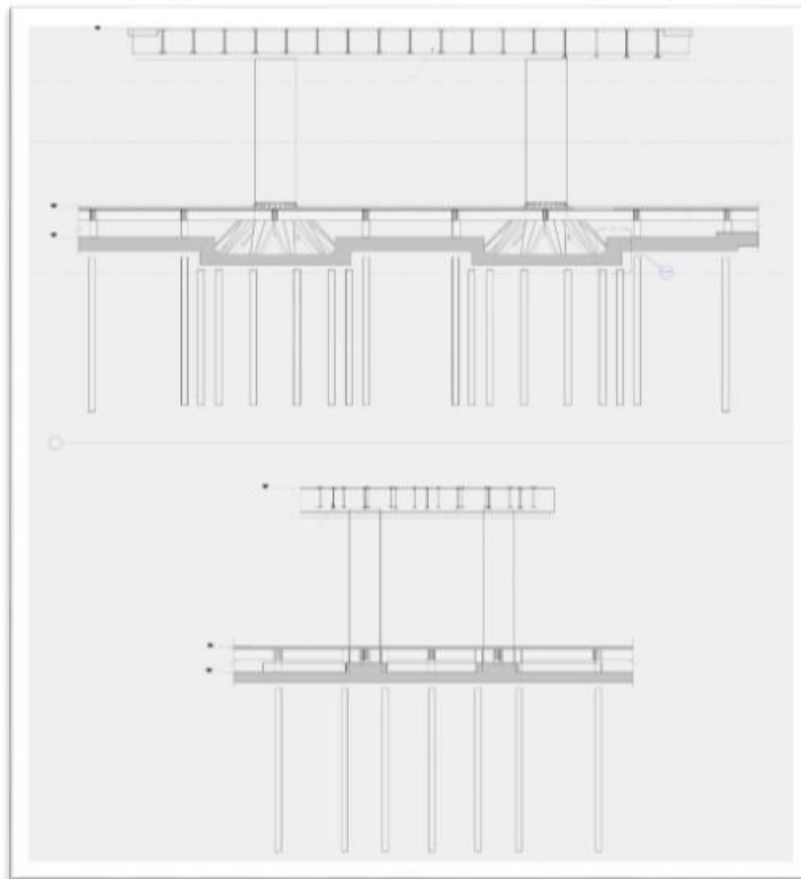


Figura 3 Otra vista esquemática de la cimentación del viaducto de acceso (información proporcionada por Parsons)



3. ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

En dos reuniones sostenidas en las oficinas de Parsons los días 27 de octubre y 3 de noviembre de 2017, se discutieron a nivel conceptual varias opciones alternativas para la cimentación del viaducto:

- *Cajones de cimentación aislados.* Considera cajones compensados aislados, es decir desligados tanto de la losa de la terminal como la del CCCT. Esta solución requiere de traveses de liga conectando los cajones aislados, formando así una estructura reticular bajo el viaducto.
- *Cajones de cimentación aislados con pilotes de fricción.* Igual que la anterior, pero con los pilotes conectados estructuralmente a la losa de cada cajón.
- *Cajones con pilotes de punta con dispositivos de nivelación.* También requiere de cajones, no necesariamente compensados, apoyados sobre pilotes de punta. Las cabezas de los pilotes estarían provistas de dispositivos para renivelar periódicamente el viaducto a fin de corregir los diferenciales de hundimiento. El sistema debería tener una “carrera” suficientemente amplia para compensar las emersiones relativas que manifestaría el viaducto por efecto del hundimiento regional durante la vida útil del proyecto.

Además, se discutió la posibilidad de seccionar estructuralmente el viaducto, separando la zona curva de las zonas rectas de las rampas de ascenso y descenso. Para estas últimas se consideró la posibilidad de usar materiales ultraligeros (EPS, por ejemplo), o elementos estructurales huecos que permitieran aplicar el concepto de compensación.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En opinión del IIUNAM, con ninguna de las alternativas de cimentación se podría garantizar la eliminación de asentamientos diferenciales en el viaducto y entre el viaducto y el edificio terminal, a lo largo de su vida útil. La solución propuesta por el AM propenderá a reducir la magnitud de los desplazamientos verticales diferenciales, aunque tampoco los eliminará por completo. No obstante, esta solución parece ser la más recomendable desde el punto de vista de la funcionalidad de la infraestructura aeroportuaria.



Lo anterior deberá ser confirmado por los cálculos de revisión de cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio. Se recomienda por tanto que la solución de cimentación del AM se revise detalladamente tomando en cuenta lo siguiente:

- Las variaciones topográficas a lo largo del desarrollo del viaducto y las variaciones correspondientes en la compensación.
- Las heterogeneidades de la estratigrafía, de las propiedades del subsuelo y de las condiciones hidráulicas dentro del mismo.
- La historia de esfuerzos dentro de cada uno de los estratos relevantes (condiciones de preconsolidación).
- La interacción estática y dinámica (sísmica) entre la cimentación del viaducto y las losas de CCT y la terminal. En estos estudios se deberán considerar los movimientos fuera de fase que afectan a este tipo de estructuras durante los temblores.

Todos estos factores deben tomarse en cuenta para revisar la cimentación al detallar el proyecto.

Finalmente, en los talleres que el II-UNAM ha sostenido con el AM las recomendaciones que se señalan arriba se han discutido con más detalle, como consta en nuestras Notas Técnicas G-10 y G-26 de abril y julio de 2017, respectivamente. Es importante que a todas estas recomendaciones se les dé la debida atención.

REFERENCIAS

Instituto de Ingeniería, UNAM (abril, 2017). *Algunos comentarios sobre los diseños de ARUP de las obras del lado tierra, para la reunión del 25 de abril, 2017, Nota técnica G-10* del Instituto de Ingeniería, UNAM al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.

Instituto de Ingeniería, UNAM (julio, 2017). *Comentarios al documento de ARUP “Actions arising from meetings with UNAM on April 25th and 26th, 2017” del 7 de junio de 2017, Nota técnica G-26* del Instituto de Ingeniería, UNAM al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

Convenio de Colaboración en Trámite

NOTA TÉCNICA No. G-50

**“Comentarios a la instrumentación geotécnica
preliminar de TASANA, para la construcción de la
Pista 6 del NAICM”**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Octubre 31 de 2017



NOTA TÉCNICA No. G-50

“Comentarios a la Instrumentación Geotécnica Preliminar de TASANA, para la Construcción de la Pista 6 del NAICM”

1. INTRODUCCIÓN

El Ing. Julio A. Díaz Vargas, Subdirector de Control de Obra Lado Aire del Grupo Aeroportuario e la Ciudad de México (GACM) convocó a personal del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) a una reunión técnica que tuvo lugar el martes 24 de octubre de 2017. El objetivo de dicha reunión fue plantear el proyecto de instrumentación geotécnica para soportar el Método Observacional (MO) que se pretende implantar para el control y seguimiento de la construcción de la aeropista No. 6 del NAICM. Los ingenieros de TASANA, en su condición de diseñadores de esa obra del lado aire, fueron los encargados de describir tal proyecto, advirtiendo que éste era de naturaleza preliminar. No obstante, durante esa sesión, personal de la SEDENA encargada de llevar a cabo la construcción de la pista 6 manifestó que estaba a punto de fincar el pedido de los instrumentos por instalar, a los fabricantes extranjeros proveedores de los mismos.

Personal del II-UNAM llamó la atención a que no era congruente que por primera vez se estuviese exponiendo ese proyecto de instrumentación, máxime que era preliminar, y que al mismo tiempo se pretendiese ya adquirir unos instrumentos y aparatos sin la indispensable discusión y revisión. Se solicitó contar con una descripción y planos del proyecto de instrumentación geotécnica, así fuesen de naturaleza preliminar. El GACM envió al II-UNAM al día siguiente la documentación que disponía al respecto, a través del Oficio GACM/DG/DCC-LA/SCO/LA/064/2017, y es la base para la exposición de comentarios que se reúnen en esta Nota Técnica No. G-51; se trata de los planos que se enlistan enseguida:

Z6-93-XXX-XXXXXX-025-0.1
Z6-93-XXX-XXXXXX-026-0.1
Z6-93-XXX-XXXXXX-027-0.1
Z6-93-XXX-XXXXXX-080-0.1

Z6-93-XXX-XXXXXX-081-0.1
Z6-93-XXX-XXXXXX-082-0.1
Z6-93-XXX-XXXXXX-083-0.1
Z6-93-XXX-XXXXXX-084-0.1



Esta nota técnica se emite a los pocos días de ocurrida la reunión en comento, con la intención de que la SEDENA, entidad responsable de la construcción de la P6, cuente con un documento oportuno sobre el particular, y también de que estas observaciones lleguen pronto a los diseñadores de TASANA, para que sean tomadas en cuenta en el diseño definitivo de la instrumentación de P6, del que mencionaron que su entrega está prevista para el mes de noviembre, 2017.

2. DIAGNÓSTICO

Con base en lo someramente expuesto por TASANA ese día se pudo distinguir que sin mediar consideración acerca de las experiencias tenidas al instrumentar con el mismo objetivo general las aeropistas Nos. 2 y 3, y sin considerar tampoco las opiniones del II-UNAM que se hicieron para ello en su momento, simplemente se replicaba en Pista 6, lo establecido por TASANA para las pistas 2 y 3.

La primera observación que se hizo en relación con los instrumentos, fue que no se trata de celdas de carga las instaladas en las Obras del Lado Aire (OLAs) sino celdas de presión, y que son los instrumentos que a solicitud del II-UNAM se añadieron al proyecto inicial de instrumentación. La presentación en comento que se llevó a cabo de la instrumentación para P6, mantenía el mismo equívoco de celda de carga por celda de presión, al igual que cuando TASANA presentó lo relativo a las pistas 2 y 3. Debe señalarse que los diseños de celdas de carga y celdas de presión son diferentes, que miden magnitudes diferentes y que, para el caso de las pistas lo que se requiere es medir presiones, no fuerzas.

Sin lugar a dudas hay conocimientos, experiencias y lecciones adquiridas muy valiosas en esas tareas previas similares en las Pistas 2 y 3, que se deben capitalizar para la construcción de la Pista 6. Hay instrumentos que han probado su pertinencia por lo que deben nuevamente adoptarse, pero también hay otros tantos que definitivamente ya no conviene recurrir a ellos; en efecto, de estos últimos se ha comprobado en la práctica, las dificultades para realizar su monitoreo, el impacto en el ritmo de construcción, o que francamente a la fecha ni siquiera se ha logrado concluir con su implementación.

Durante la sesión del 20171024 se esperaba que se diese cabida a personal de CFE para explicar las dificultades que tuvieron, y que continúan afrontando, ya que son los responsables de colocar, adaptar y monitorear los instrumentos geotécnicos alojados en



Pistas 2 y 3. El diseño de la instrumentación geotécnica para P6 merece un análisis específico para que con base en una planeación cuidadosa se capitalicen las lecciones aprendidas. Las observaciones de CFE aunadas a las del II-UNAM, deben considerarse para modificar sustancialmente lo mostrado por TASANA en la reunión del 20171024. Como ingenieros, debemos ser garantes de que los recursos que se eroguen en el NAICN, sean estricta y objetivamente aplicados a lo que requiere esta magna obra.

3. CRITERIOS GENERALES POR ADOPTAR

3.1 Enfoque principal del MO: ¿estabilidad de taludes o asentamientos?

Debe plantearse como punto de partida la discusión de si el MO debe tener como prioridad la observación y el monitoreo de la evolución de los asentamientos de las OLA's, o de los desplazamientos laterales en los taludes de la sobrecarga. En el Cuarto Informe del MO para las pistas 2 y 3, TASANA establece como de su máxima prioridad la medición y observación de los movimientos laterales en la frontera de los materiales de sobrecarga, y con ello juzgar sobre la estabilidad de esos taludes.

Si bien, es innegable la importancia de asegurar un proceso constructivo en el que no se tengan problemas de inestabilidad en las fronteras de las zonas tratadas, y también con base en lo que se está observando de ausencia de inestabilidades en la construcción de las Pistas 2 y 3, se estima de la mayor relevancia la vigilancia de la evolución de los asentamientos de las áreas con precarga; esta es la variable más significativa a seguir, ya que de su evolución y magnitud podrá establecerse el cumplimiento, o no, de los objetivos mismos del tratamiento.

De ahí la importancia de contar con la predicción de asentamientos de diferentes secciones y para diferentes tiempos a lo largo de la P6, mediante modelaciones numéricas, contra las que pueda contrastarse lo medido y observado con las placas de asentamiento. Los espesores de geomateriales sobre esas placas, antes mencionados, deben ser considerados en esas modelaciones.

3.2 Monitoreo del comportamiento durante la construcción y la operación

Entendemos que el enfoque del diseñador TASANA es el de privilegiar el monitoreo de las OLA's durante su etapa de construcción, a fin de concluir éstas de manera segura y en el plazo estimado, atendiendo a su diseño; esto es, para vigilar el comportamiento de



las obras mediante el método observacional, precisamente durante su proceso constructivo

Sin embargo se estima que es necesario visualizar las tareas de instrumentación geotécnica de las OLA's, no sólo para cubrir la etapa de construcción, sino también la etapa de operación, independientemente de qué entidad tenga a futuro esa encomienda; es menester que el GACM tenga como compromiso vigilar que se satisfagan pertinentemente ambos objetivos. Favorablemente, técnicamente eso se puede asegurar, sin dificultad alguna, y sólo requiere la disposición de TASANA para así diseñarlo. Se trata esencialmente de asegurar que al menos parte de la instrumentación geotécnica no se pierda con la remoción de sobrecarga y la construcción de pavimentos, sino que con su colocación ahora durante la construcción de las terracerías en las orillas de las pistas o en las “islas” verdes, pueda cubrirse el monitoreo no sólo durante la construcción de pistas, sino también durante la etapa de operación. Debe entenderse que si no se piensa desde ahora en la ubicación de los instrumentos con esa dualidad de objetivos, a futuro y ya en operación el aeropuerto, será punto menos que imposible disponer instrumentos en el subsuelo. Esta idea no es cosa menor toda vez que las políticas de mantenimiento y operación una vez concluidas las OLA's deberán estar basadas en un comportamiento medido y observado, lo que sólo se logra de manera objetiva a través del monitoreo de la instrumentación.

Llama mucho la atención el hecho de que TASANA ignore estos argumentos que fueron señalados por el II-UNAM desde el diseño para pistas 2 y 3, y persista en su enfoque de duplicar secciones de instrumentación a lo largo de la P6, con una separación de sólo 25 m, asumiendo un supuesto sentido de redundancia. Se tiene una verdadera redundancia cuando para medir las mismas variables recurrimos a instrumentos y técnicas con principios de medición diferentes, y no simplemente duplicamos los mismos instrumentos a corta distancia. Repetimos, que es francamente un despropósito el comentario que personal de TASANA hizo en alguna reunión de trabajo pasada para pistas 2 y 3, en el sentido de que si no se ubicaban los instrumentos según sus disposiciones se demeritaba la calidad del diseño de las OLA's, y que por lo tanto no asumirían la responsabilidad del mismo.

La invitación es que con el mejor ánimo de diálogo técnico, se reúnan los diseñadores con personal técnico del II-UNAM para, de manera objetiva, puedan diseñar una instrumentación geotécnica para la P6 que cumpla con los dos objetivos, sin erogar más recursos de los necesarios.



3.3 Necesidad de establecer la relación causa-efecto

Es indispensable que la instrumentación geotécnica se oriente a proveer de elementos o variables medidas que nos permitan establecer relaciones causa-efecto, como el medio idóneo para comprender el comportamiento de las OLA's y relacionarlo con los procedimientos constructivos. Así por ejemplo, es muy importante que además de que toda vez que se haga un levantamiento topográfico del nivel o cota de las placas de asentamiento, se registre también el espesor aproximado y tipo de materiales (tezontle o sobrecarga) sobre cada placa. El II-UNAM considera que es suficiente un valor aproximado de los espesores; en efecto, propone que a los tubos que encamisán a las barras de las placas se les pinten marcas a cada 10 cm, y que sea esa la precisión con la que de manera simple se recaben los espesores aproximados de material térreo de manera fácil, expedita, práctica y con la precisión suficiente. Se insiste en la necesidad de que en la misma hoja de cálculo aparezca en una columna los asentamientos y en otra paralela, se incluya el espesor de materiales antes comentado.

La tarea anterior tiene un objetivo específico ya que no es para fines de cuantificaciones de volumetría, control de acarreo y pagos, sino para cumplir con un elemento fundamental para la interpretación de la evolución del tratamiento de precarga y, en todo caso como lo prevé el MO si ese es el caso, adoptar las modificaciones pertinentes al proceso de construcción. Se necesita conocer no sólo cómo varían y se desarrollan los asentamientos, sino también cómo varían los espesores de materiales sobre cada placa. Se trata de establecer la relación que existe en los puntos de control, que son las placas de asentamiento, entre las causas y los efectos; esto es, a fin de cuentas, entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas.

En el mismo sentido, se ratifica la necesidad de contar con el conocimiento de los niveles freáticos en las OLAs, por lo que se señala la necesidad de colocar Pozos de observación someros. El conocimiento de esos niveles del agua es muy importante, ya que dan elementos para el cálculo de los esfuerzos efectivos sobre el terreno y aportan información al MO para el manejo de las terracerías.



4. OBSERVACIONES GENERALES POR INSTRUMENTOS, AL DISEÑO PRELIMINAR DE TASANA PARA LA INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA DE LA PISTA 6

En las Tablas 4.1 a 4.7 se incluyen las observaciones y propuestas que el II-UNAM realiza a los diferentes instrumentos que TASANA considera para la instrumentación de la pista 6, tomando en cuenta lo plasmado en los planos indicados en el inciso 1 de esta nota técnica.

En particular, por lo que se refiere a las placas de asentamiento se insiste en que mientras no tengamos la información completa de asentamientos y de espesores de materiales sobre cada placa, no podremos sacar conclusión provechosa alguna, y no tendremos elementos para cumplir con el tan mencionado, MO. Se estima que la labor adicional en esfuerzo y tiempo para registrar ese espesor sobre la placa es mínima, ya que al hacer el levantamiento del nivel de la placa, sólo se requiere añadir en el registro del nivel de la placa, el espesor de tezontle y precarga en ese punto, a juzgar por marcas que pudieran agregarse en el tubo que encamisa la barra que se soldó a la placa; o incluso, simplemente si en ese momento hay una, o la cantidad que proceda de capas de tezontle o material de precarga sobre la placa.



Tabla 4.1 Placas de asentamiento

Propuesta de TASANA	Observaciones y propuestas del II-UNAM
Proponen instalar placas a cada 100 m en algunas zonas, pero en la mayor parte de la zona con precarga se distribuyen a cada 50 m.	Distribuir de manera más espaciada las placas; parece razonable colocarlas a cada 100 m. En algunas zonas se deben redistribuir para tener más puntos de medición (secciones con cruce de canales, zonas de rellenos, partes con anomalías). Se considera ya innecesario recurrir al perfilómetro de asentamientos.
No se observa que se coloquen placas de asentamiento en zonas sin precargas.	Dado que el predio sufre una subsidencia regional por la extracción del agua, será conveniente evaluar las magnitudes de deformación vertical propia del predio en aquellas zonas sin precarga.
No se conocen las dimensiones de las placas de asentamiento por instalar.	Se recomienda que tengan una dimensión de 60 cm por 60 cm, buscando que se eviten desperdicios a partir de las dimensiones comerciales de las placas de acero.
En los planos proporcionados, no se indica el tipo de protección a colocar o qué medidas se deben implementar para que los vehículos y/o equipos de construcción no dañen las placas y demás instrumentación.	En las pistas 2 y 3 se colocó arroyo con materiales térreos, para proteger las placas; tales promontorios provocaron asentamientos adicionales espurios, que no reflejan los que propiamente ocurren en el resto de su zona. Se proponen colocar señalizaciones, más que protecciones, con algunos marcos de madera, banderas y/o trafi-tambos.
No se indica qué metodología seguir en caso de que alguna placa de asentamiento sufra daño, y se requiera reparar.	Se ha observado que en aquellas zonas que tienen ya materiales de precarga, algunas placas han sufrido daño; su reparación se ha complicado y ha sido costoso y riesgoso para el personal. Se propone que no se rescate la placa, sino que se coloque una placa de asentamiento adyacente y que se desplante en la última capa de tezontle.



<p>No se indica qué metodología se debe implementar para realizar la medición y tampoco se comenta sobre las causas-efectos.</p>	<p>En las pistas 2 y 3 no se ha logrado tener en la misma base de datos de asentamientos, los espesores de materiales que gravitan sobre las placas, lo que ha propiciado que el tendido de los materiales en las diversas áreas se haya realizado de manera desordenada. Se propone colocar marcas a cada 10 cm al tubo de encamisado, de manera que sea fácil saber el espesor de materiales que están sobre la placa, en el momento en que se realiza la medición topográfica e incluir ese espesor en la base de datos.</p> <p>Es recomendable además no realizar ajustes de la cota de partida del BNP-TGC Sur o BNP-TGC Norte que a su vez, son nivelados a partir del banco de nivel de Atzacolco cada bimestre.</p> <p>Se debe “congelar” la cota de partida y de manera simultánea llevar un control topográfico de los BNP-TGC Sur o BNP-TGC Norte. y posteriormente evaluar la subsidencia.</p>
<p>Frecuencia de medición.</p>	<p>No se conoce cuál será la frecuencia de medición de las placas, y cómo se ajustará conforme cambien los procesos constructivos. Es conveniente evaluar el empleo de otras tecnologías, como la técnica de InSar, para registrar tanto la subsidencia como los asentamientos por efecto de la sobrecarga.</p>



Tabla 4.2 Perfiles de asentamiento

Propuestas de TASANA	Observaciones y propuestas del II-UNAM
<p>Para la medición del asentamiento en las pistas por la colocación de la precarga, TASANA propuso la colocación de mangueras de asentamiento a lo largo de 34 secciones de hasta 650 m de longitud (con tramos no mayores 70 m) con lo que se llega a un total de 5,250 m de manguera.</p>	<p>La colocación de los registros para poder introducir la sonda y poder jalarla en las secciones de las pistas 2 y 3 provocan dificultades de logística en los procesos constructivos. Además, es literalmente imposible que no ingrese agua a las mangueras, y que se mantengan estancos los registros desde donde se jala el sensor a través de las mangueras; ello debido a la posición que alcanza el nivel freático y a los asentamientos muy grandes que sufre el sistema. Por otro lado, la tubería tiende a presentar fisuras por la magnitud de los asentamientos presentados en el suelo, y sumado a la presencia de agua, las mediciones resultan muy complicadas.</p> <p>Si bien el sistema de definición del perfil de asentamientos con manguera fue una solución pertinente para los tramos de prueba (60 x 60 m) su uso en longitudes mayores ha probado ser mucho más complicado. La postura del II-UNAM es que se puede prescindir de la colocación de mangueras de asentamiento, en razón de la confianza que han alcanzado las labores de nivelación de las placas de asentamiento, y de las dificultades prácticas antes descritas. Sólo en unas cuantas secciones especiales que se juzgara pertinente tener alguna redundancia, se podría recurrir a un número reducido de placas de asentamiento automatizadas, como las colocadas en el tramo de prueba del sistema de vacío con membrana.</p>
<p>Es importante distinguir que una vez concluida la precarga, quedan inhabilitados los accesos a los registros desde donde se realizan las mediciones de las mangueras de asentamiento.</p>	<p>A fin de no perder información valiosa sobre la evolución de asentamientos, es pertinente considerar las placas de asentamiento automatizadas; ello permitiría contar con la continuidad de tales mediciones tanto de la etapa de construcción, como durante la operación de la pista 6.</p>



Tabla 4.3 Piezómetros abiertos tipo Casagrande

Propuestas de TASANA	Observaciones y propuestas del II-UNAM
<p>En las pistas 2 y 3 se colocaron principalmente en la Capa Dura y con la idea de medirlos manual-mente, pero con el requerimiento de hacerlo con una periodicidad muy cerrada. Dada esta circunstancia, se tomó la decisión de automatizarlos, para lo que colocaron dentro de su tubería un piezómetro de cuerda vibrante de tipo standard. Parece un contrasentido, pero se instaló un piezómetro dentro de otro piezómetro.</p>	<p>Se sugiere instalar piezómetros abiertos tipo Casagrande sólo en áreas verdes, para que se puedan medir manualmente a largo plazo.</p> <p>Además, se propone que en algunos puntos se instalen piezómetros de cuerda vibrante de tipo standard en capa dura para poderlos automatizar.</p>
<p>Se instalaron a la profundidad de proyecto, sin asegurar que se instalara en la capa deseada correspondiente, ya que no se tuvo estratigrafía del lugar.</p>	<p>Se recomienda instalar los piezómetros en el estrato correspondiente deseado, y no ubicarlos a una profundidad fija preestablecida. Para ello los instaladores deberán contar con la estratigrafía del sitio y realizar un sondeo SPT de ser necesario.</p>
<p>Inicialmente no se consideraron tubos de observación del nivel de aguas superficiales.</p>	<p>Se sugiere colocar al menos tres pozos de observación, uno en el centro y los dos restantes, en las orillas de las pistas fuera de la precarga y ubicándolos a su vez en áreas verdes para su monitoreo a largo plazo.</p>



Tabla 4.4 Piezómetros de cuerda vibrante (VW)

Propuestas de TASANA	Observaciones y propuestas del II-UNAM
TASANA propone una ubicación en planta con una concentración de 6 piezómetros de cuerda vibrante en un área, acomodados en dos filas de 3.	Para evitar tener un área en la que no se pueda colocar precarga e hincar drenes verticales, se propone colocar los piezómetros en una fila donde se colocarán estos drenes y sustituir un dren sí y otro no por un piezómetro de cuerda vibrante, con la finalidad de que se tengan mediciones representativas de la presión de poro en el subsuelo y se evite la cercanía entre drenes y piezómetros; esto para minimizar los daños posibles a la instrumentación. Los piezómetros deben ser colocados antes de los procesos constructivos que se llevarán a cabo, con la finalidad de tener la medición de la presión de poro dentro de la masa de suelo antes de aplicar cualquier carga (condiciones iniciales).
Los protocolos de medición en pistas 2 y 3 justo después de la instalación de los piezómetros VW, consisten en comenzar con mediciones manuales a los equipos, mismas que son capturadas y procesadas con ayuda de una hoja Excel, mientras que para automatizar las mediciones, se utiliza el software GeoViewer. Dentro de la propuesta de TASANA no se especifican los protocolos de medición.	Para evitar incompatibilidades dentro de los datos de mediciones, se propone la utilización del sistema GeoViewer desde que se comienzan a medir las lecturas de los piezómetros de cuerda vibrante.
Para la instalación de estos instrumentos en las pistas 2 y 3, se utilizó un hincador	Como se describe en la NT No. G-43 emitida por el II-UNAM, se propone la utilización de un tubo que permite mantener al piezómetro en el extremo, para poder



<p>con aletas de reacción a las que se enroscó el piezómetro. Dentro de la propuesta de TASANA no se especifica el procedimiento de instalación.</p>	<p>empujarlo hasta la profundidad de instalación, al llegar al fondo del barreno.</p>
<p>Los instrumentos colocados en las pistas 2 y 3 se tienen cables de gran longitud y en algunos casos se añadió cable para poder llegar a los <i>dataloggers</i> donde se almacenan y/o envían las lecturas de los sensores. Dentro de la propuesta de TASANA no se especifica el arreglo para la colocación de los <i>dataloggers</i>.</p>	<p>Se propone la colocación estratégica de los <i>dataloggers</i> de manera que se eviten cables muy largos y/o el empalme de cables de señal de los instrumentos, ya que ello pone en riesgo la integridad de los mismos y podría producir pérdida de datos.</p>
<p>La canalización de los cables en pistas 2 y 3 fueron protegidos con tramos de canaleta con el objetivo de que se pudieran deslizar, al ocurrir los asentamientos del suelo. Dentro de la propuesta de TASANA no se especifica la protección de los cables.</p>	<p>La utilización de poliducto corrugado con un diámetro donde puedan pasar los cables, es una buena opción para proteger en todas direcciones el cableado de los instrumentos.</p>



Tabla 4.5 Inclinómetros

Propuestas de TASANA	Observaciones y propuestas del II-UNAM
Se instalan inclinómetros en el hombro de las pistas.	Tomando como referencia la información recabada en los terraplenes de prueba del 2014, se puede observar que fuera de éstos se presentan desplazamientos como es de esperarse. Es por ello, que como complemento a los inclinómetros del hombro, se recomienda evaluar la posibilidad de instalar algún inclinómetro en algunas secciones, más allá de la precarga.
La medición de los inclinómetros se realiza de manera manual	Se sugiere automatizar al menos un inclinómetro por sección, instalando un tren de sensores conectados entre sí, utilizando la misma tecnología de la sonda manual. Por otra parte, se sugiere revisar la forma en que se constituyan los tubos de inclinómetro, entre coples y tubos, a fin de adecuarse a los fuertes asentamientos.

Tabla 4.6 Extensómetros

Propuestas de TASANA	Observaciones y propuestas del II-UNAM
Se propone instalar extensómetros, pero no indican de qué tipo serán. Además de acuerdo con los planos serán colocados en el eje de pista.	De acuerdo con la experiencia de pistas 2 y 3, los extensómetros multipunto no han cumplido con su cometido, toda vez que para poder instalar el cabezal o elemento de medición automatizado, se requiere ya tener el nivel máximo de precarga. Eso ha determinado que mientras no se concluya el tendido de la precarga, no se cuenten con las lecturas de la evolución de los asentamientos a profundidad. Por otra parte, los extensómetros magnéticos, sin tubería telescópica han tenido una vida muy corta debido a que ésta pierde verticalidad, obstruyendo el paso de la sonda de medición. Si se opta por instalar extensómetros de este tipo, su tubería deberá contar con coples telescópicos, y deberán ubicarse en zonas verdes. Cabe señalar el corto alcance de estos extensómetros, ya que en el mejor de los



	<p>casos sólo pueden registrar la contribución de los estratos que constituyen la Formación Arcillosa Superior (FAS), a los asentamientos de la superficie.</p> <p>Se sugiere recurrir a bancos de nivel a diferentes profundidades, monitoreados por medio de topografía. Se requiere que su ubicación sea en zonas verdes, y se propone que sean instalados a profundidades de por lo menos 200 m. La razón de solicitar esas profundidades es para determinar el aporte de estratos profundos al asentamiento, dada la gran extensión del área cargada en la superficie, lo que determina incrementos significativos de esfuerzo a esas profundidades. Desde luego estos conjuntos de bancos de nivel sólo se propone que se ubiquen en unos cuantos sitios a lo largo de la pista 6.</p> <p>Otra opción que cabría revisar es recurrir a la instalación de tubería de inclinómetro telescópico y emplear un deformímetro mecánico ó sonda tipo USBR, para detectar con precisión la posición del cople.</p>
--	---



Tabla 4.7 Celdas de presión

Propuestas de TASANA	Observaciones y propuestas del II-UNAM
De acuerdo con la información proporcionada, no se indica el rango de presión de las celdas.	De acuerdo con la experiencia de los Tramos de Prueba del II-UNAM, se sugiere emplear celdas de presión con un rango de 0 a 250 kPa.
No se indica el detalle de instalación de la celda de presión.	Se recomienda colocar una capa de arena de 10 cm de espesor, arriba y debajo de la celda de presión. La arena podría ser de tezontle con un tamaño máximo de 2 mm de diámetro.
No se indica en planta la ubicación de las celdas de presión.	Conviene que las celdas de presión queden muy cerca de alguna placa de asentamiento para poder establecer una relación causa-efecto; y preferente-mente en sitios que permitan su monitoreo después de que se construyan las capas de pavimento, a fin de monitorear la evolución de las presiones verticales a largo plazo. Evitar la colocación de las celdas de medición cercanas a registros y tubos, para evitar fenómenos de arqueo.
No se indica sobre algún procedimiento de verificación de las celdas de presión.	Dado que se requiere tener certeza de la medición conviene realizar verificaciones sistemáticas en laboratorios acreditados de algunos lotes de instrumentos.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

TASANA ha propuesto preliminarmente una instrumentación geotécnica orientada fundamentalmente a cubrir el monitoreo del comportamiento de la aeropista 6, durante su etapa de construcción. Con este enfoque, al removerse la precarga y construirse el pavimento, muchos de los instrumentos quedarán sepultados y sin monitoreo. Es opinión del II-UNAM que este enfoque es inaceptable, toda vez que prácticamente con la misma inversión, puede cumplirse no sólo el monitoreo durante la construcción, sino también el muy necesario durante la operación del aeropuerto en un horizonte de largo plazo, a fin de tener elementos que sustenten las políticas de mantenimiento de las OLA's.

La definición de los instrumentos por colocar, ubicación y profundidad, así como las políticas de monitoreo por adoptar para la pista 6, deben establecerse con base en los requerimientos expresos de las previsiones de diseño, por una parte, y de las experiencias y lecciones dejadas por la instrumentación en las pistas 2 y 3, por la otra.

El II-UNAM manifiesta su mejor disposición de discutir técnicamente los alcances y todos los pormenores con los diseñadores de TASANA, a fin de sacar el máximo provecho a la instrumentación geotécnica por disponer en la pista 6 del NAICM. Como adelanto a ello, en esta nota técnica se han reunido algunas recomendaciones y adecuaciones que cabría implementar en la instrumentación geotécnica de la pista 6, a fin de evitar los problemas presentados en las pistas 2 y 3. Así mismo se dan recomendaciones referentes a la base de datos que actualmente existe para las pistas 2 y 3, con miras a adoptar mejoras a los protocolos de medición, frecuencias de medición y transferencia oportuna y eficiente de la información a las partes involucradas.



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

NOTA TÉCNICA No. G-51

**Opinión del II-UNAM a los comentarios de TASANA a la Nota
Técnica G-21 “Recomendación de monitoreo posterior al
término de la prueba de consolidación por vacío dren a dren”**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
**Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Noviembre 3, 2017**



NOTA TÉCNICA No. G-51

Opinión del II-UNAM a los comentarios de TASANA a la Nota Técnica G-21 “Recomendación de monitoreo posterior al término de la prueba de consolidación por vacío dren a dren”

1. INTRODUCCIÓN

En atención a la solicitud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) mediante oficio GACM/DG/DCC-LA/SC-LA/RIA-03/033/2017, el II-UNAM en esta nota técnica, emite una opinión acerca de los comentarios de TASANA (Documento TSN_GACM-OF_0749) a la Nota Técnica G-21 “Recomendación de monitoreo posterior al término de la prueba de consolidación por vacío dren a dren”.

2. ANTECEDENTES

El II-UNAM a través de la Nota Técnica G-21 y una Adenda a dicha nota, emitidas en los meses de junio y julio de 2017 respectivamente, recomendó al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) construir una estructura de pavimento flexible en el sitio donde se construyó el tramo de prueba de consolidación por vacío mediante la tecnología dren a dren a fin de monitorear su comportamiento en el corto y mediano plazo y utilizar esta información en la conceptualización de soluciones de cimentación de las estructuras del lado aire que aún no se construyen. Cabe mencionar que a la fecha de elaboración de ambos documentos el II-UNAM desconocía que el diseñador de las obras de lado aire (TASANA) proponía aplicar la técnica de consolidación por vacío en las zonas donde serán construidas las plataformas del aeropuerto, cuya estructura contempla un pavimento rígido.

Por otra parte, el II-UNAM el pasado 10 de octubre emitió la Nota Técnica G-46 “Comentarios del II-UNAM referentes al tramo de prueba de la tecnología de consolidación con vacío dren a dren en el sitio del NAICM”. En dicho documento se presenta un análisis del comportamiento de este tramo; específicamente se emiten comentarios acerca de la evolución de asentamientos, desplazamientos laterales y la evolución de la presión de poro durante el proceso constructivo y hasta unos días después de haber sido apagado el vacío.



Adicionalmente, en la Nota Técnica G-46 se presenta la evolución que sufrieron algunos parámetros del suelo tales como peso volumétrico, contenido de agua, relación de vacíos, permeabilidad, velocidad de onda de corte, módulo dinámico, módulo al cortante y esfuerzo de preconsolidación debido del mejoramiento que sufrió el suelo por la acción combinada de la precarga de tezontle y vacío, a profundidades que coinciden con la longitud de los drenes prefabricados (PVD).

En este documento se indica que las pruebas de laboratorio ejecutadas antes y después del mejoramiento del suelo, sugieren que los esfuerzos de preconsolidación registrados a diferentes profundidades se movilizaron de manera significativa excepto a profundidades someras en las cuales el suelo (en concordancia con otros sitios cercanos) presenta un alto grado de preconsolidación que no pudo ser superado por la acción combinada de cargas del terraplén de tezontle y la presión de vacío. En la Figura 1 se presenta una estimación de la evolución de la distribución de esfuerzos efectivos que experimentó el suelo sobre el cual se construyó el tramo de prueba de consolidación mediante la técnica de vacío dren a dren y la que experimentaría si se construyera sobre él una estructura de pavimento de aproximadamente 28 kPa, condición representativa de los esfuerzos efectivos que podrían transmitir las plataformas al suelo.

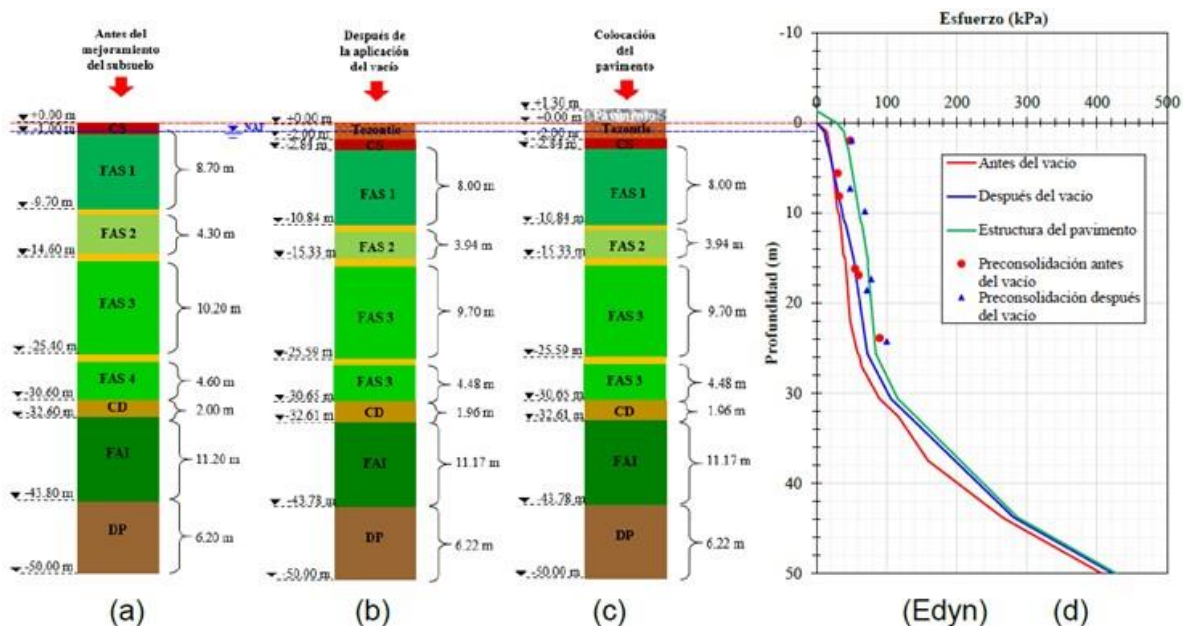
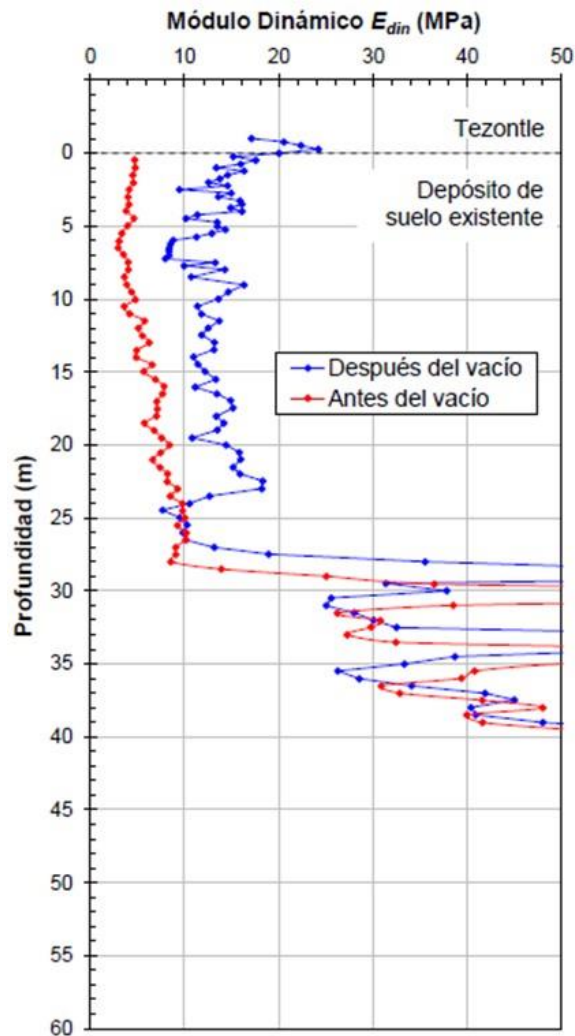


Figura 1. Esfuerzos efectivos y esfuerzos de preconsolidación antes y después de la aplicación de vacío, y considerando la adición de estructura de pavimento (Nota Técnica G-46)

En esta figura se observa que si bien el sistema de vacío solo estuvo encendido seis meses, el suelo alcanzó una condición de preconsolidación tal que, en casi todas las profundidades podría prevalecer aún después de la construcción del pavimento.

Por otra parte, al comparar los valores del módulo dinámico (E_{din}) estimados a partir de mediciones de velocidad de onda de corte (V_s) antes y después del proceso de mejoramiento del suelo (Ver Figura 2) se observó que la rigidez del suelo (parámetro comparable con el módulo resiliente a su vez fundamental en el dimensionamiento de las estructuras de pavimentos) aumentó significativamente y de manera superficial exhibió valores promedio de 12 MPa.



**Figura 2. Módulo dinámico del suelo antes y después de la aplicación de vacío
(Nota Técnica G-46)**



En dicha figura se puede observar también, que los valores del módulo dinámico estimados para el tezontle por debajo del nivel freático (NAF= 1m) variaron entre 17MPa y 24 MPa.

3. COMENTARIOS

Con base en los antecedentes expuestos anteriormente, el II-UNAM manifiesta estar de acuerdo con la propuesta de construcción de un pavimento rígido planteado por TASANA en el documento TSN_GACM-OF_0749, en el entendido de que esta estructura, es representativa de la que se construiría en zonas de plataformas y por lo tanto deberán seguirse las especificaciones del proyecto.

Por otra parte, se recomienda que los piezómetros instalados en el sitio, sean conectados a dataloggers que permitan monitorear las variaciones de la presión de poro con una frecuencia de dos a tres veces al día, durante la construcción del pavimento y después por un periodo de seis meses.

Los instrumentos con medición manual (extensómetros, inclinómetros horizontal y verticales) se monitorearán a diario durante la construcción de pavimento. Dichas mediciones se espaciarán a cada semana hasta completar dos meses desde el inicio de la construcción. Posteriormente, se deberán tomar lecturas cada dos semanas.

Por otra parte, se deberán colocar referencias topográficas superficiales en el pavimento, las que serán monitoreadas con las mismas frecuencias de los instrumentos de medición manual.

El registro de asentamientos obtenidos a partir de los inclinómetros horizontales y referencias superficiales permitirán verificar si la consolidación del suelo debido a la sobrecarga impuesta por el pavimento ,ocurre bajo un estado normalmente consolidado o de preconsolidación (objetivo del proceso de mejoramiento con precarga, ya sea convencional con drenes PVD o mediante vacío).

Durante la interpretación del monitoreo del tramo de prueba con pavimento deberá tomarse en cuenta que las condiciones de vacío a las que estuvo sometido el suelo, son diferentes a las que el diseñador especificó para el proyecto de construcción de plataformas.



Finalmente, para identificar las variaciones en las propiedades del suelo debidas a la construcción del pavimento, se recomienda la ejecución de un sondeo de cono CPT hasta una profundidad de 25 metros, una vez termine el monitoreo de seis meses del tramo de prueba. Este sondeo deberá cerca de uno de los sondeos CPTu ejecutados previamente, para lo que deberá preverse ahogar un tubo de 3” a 4” de diámetro en la etapa de construcción del pavimento.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-52

**Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de
TASANA a la propuesta de modificación de las
especificaciones de las mezclas asfálticas, llevadas a
cabo por la Supervisión de Obra (SIPNA)**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Noviembre 29, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-52

Opinión del II-UNAM respecto a los comentarios de TASANA a la propuesta de modificación de las especificaciones de las mezclas asfálticas, llevadas a cabo por la Supervisión de Obra (SIPNA)

1. INTRODUCCIÓN

En atención a la solicitud del Ingeniero Enrique Erazo del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM), en esta nota técnica, el II-UNAM emite una opinión acerca de los comentarios de TASANA (Documento TSN_GACM_OF_0780) acerca de la propuesta de modificación a las especificaciones de las mezclas asfálticas de los pavimentos de pistas y calles de rodaje (Documento SIPNA- 241017-02) del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).

A continuación se presentan los comentarios del II-UNAM, de acuerdo al formato solicitado por el GACM.

Respuestas a las Recomendaciones de Supervisión	Análisis y Comentarios
I. De hecho, AC 150/5370-10G de la FAA se utilizó en el desarrollo de las especificaciones y se hace referencia a ella a lo largo de todo el documento.	El diseño de las mezclas asfálticas especificado en los documentos 32.12.16-13 (Carpeta asfáltica), 32.12.16-29 (Carpeta asfáltica modificada) y 32.11.26-13 (Base de mezcla asfáltica) se basa en la metodología Marshall, el cual es un procedimiento aceptado por la FAA tal como lo indica el documento AC 150/5370-10G. No obstante, este procedimiento se basa en la evaluación de las propiedades volumétricas y gravimétricas de especímenes así como de estabilidad y flujo (parámetros que no representan ninguna condición
La AC mencionada comienza diciendo: “Esta especificación contiene opciones para los métodos de diseño de mezcla giratoria y Marshall. El ingeniero seleccionará las opciones para el método de diseño de mezcla seleccionado”. Por lo tanto, ambos métodos son válidos. Sin embargo, se podría considerar válida la propuesta de utilizar los	



<p>métodos de diseño de mezcla <i>Superpave</i>, siempre y cuando esto no tenga un impacto en los precios unitarios. Si este es el caso, adjunto se encuentra una versión de la especificación particular 32 12 16 29 con el Método de diseño de mezcla (compactador giratorio).</p>	<p>de carga de los pavimentos) de concreto asfáltico elaborados en laboratorio mediante impactos. Por otra parte, el procedimiento <i>Superpave</i> para el diseño de mezclas asfálticas también incluido en la circular AC 150/5370-10G se basa en la evaluación de propiedades volumétricas y gravimétricas de especímenes de</p>
<p>II. En la especificación se cita y se utiliza como referencia el Manual MS- 2, incluido el Capítulo 5. El único cambio sería el diseño de mezcla asfáltica, que en lugar de utilizar el Capítulo 7 (Marshall), se propone utilizar el Capítulo 6 (Giratorio). En la pregunta anterior, ya se indicó que se considera válida la propuesta de utilizar los métodos de diseño de mezcla giratoria y se adjunta una versión de la especificación con el Método de diseño de mezcla giratoria.</p>	<p>concreto asfáltico elaborados por amasado mediante un compactador giratorio a fin de reproducir el arreglo estructural del material de manera similar a como ocurre en campo por efecto de la compactación con rodillo. Así mismo, dicha metodología se basa en la evaluación del desempeño del concreto asfáltico bajo condiciones ambientales, de temperatura y carga representativas de las que se presentan en los pavimentos.</p> <p>Por lo anterior, es opinión del II-UNAM que el diseño de las mezclas asfálticas a utilizarse en los pavimentos de pistas y calles de rodaje se lleve a cabo bajo el enfoque del desempeño adoptando la metodología <i>Superpave</i> también descrita en el Manual MS-2 del Instituto del Asfalto. Por otra parte, la metodología <i>Superpave</i> propone procedimientos de selección de los agregados basados en su calidad y desempeño. Para el caso de la selección de los cementos asfálticos, dicha metodología deja a un lado la determinación de parámetros que de manera indirecta y empírica se correlacionan con el desempeño y características del cemento asfáltico y</p>



	propone la caracterización reológica del material.
<p>III. La normativa ASTM se usa ampliamente; en menor medida también se emplean los estándares AASHTO, por lo que esta solicitud no es clara.</p>	<p>La selección de los agregados pétreos debe enfocarse fundamentalmente en garantizar que el material sea afín con el ligante asfáltico (adherencia) tenga una adecuada resistencia mecánica así como que la presencia de arcillas en los finos sea de mínima a nula.</p>
<p>Además de esta normativa, la especificación se complementa con algunos estándares europeos en temas específicos.</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • Ensayo de azul de metileno • Materiales ligantes bituminosos – Determinación del contenido de parafinas. 	<p>Es opinión del II-UNAM que la ejecución de pruebas de laboratorio para evaluar la calidad de los agregados se lleve a cabo de acuerdo a las normas nacionales, a reserva de que éstas difieran significativamente de los estándares internacionales en su procedimiento y por lo tanto en su interpretación. Cabe mencionar que las normas nacionales en su mayoría se basan en las ASTM y AASHTO. Por lo anterior, se recomienda que la prueba de azul de metileno se lleve a cabo de acuerdo a las normas de la SCT. Por otra parte, el contenido de parafinas es una prueba que se realiza en Europa y algunos países de América, cementos asfálticos con contenidos mayores al 3%, podrían presentar problemas significativos de adherencia con el agregado. En ausencia de una norma Mexicana para ejecutar dicha prueba, se recomienda seguir el procedimiento indicado en la normativa Europea.</p>



<ul style="list-style-type: none"> • Ensayo de compresión cíclica para mezcla asfáltica en caliente. Como se establece en la norma EN 12697-25-B: “El Método de Ensayo B es un método para determinar las características de fluencia de las mezclas bituminosas, por medio de un ensayo de compresión triaxial cíclico. En este ensayo, una probeta cilíndrica se somete a esfuerzo de confinamiento y a esfuerzos axiales cíclicos. Este ensayo es el que se utiliza con más frecuencia con el objeto de valuar y desarrollar nuevos tipos de mezclas”. Esta prueba está completamente integrada en la forma europea de probar la resistencia a la formación de roderas de las mezclas asfálticas. La triaxial es una de las pocas pruebas capaces de simular condiciones de esfuerzo en línea con las cargas de los aviones. Otras pruebas, tales como la de la rueda de Hamburgo (HWT) se desarrollan para pavimentos de carreteras y por lo tanto no se consideraron. Esta prueba usa el mismo tipo de compactación (giratoria) para los especímenes de prueba que el resto del diseño de la mezcla. Por lo tanto este ensayo se considera fundamental en el diseño y no se puede retirar de los requisitos de la especificación particular. 	<p>Si bien esta prueba es usada en otros países para determinar la resistencia a la deformación permanente (roderas) del concreto asfáltico, este procedimiento no es usado en México. Alternativamente, para tal efecto en México se lleva cabo la prueba en rueda de Hamburgo, la cual si bien es usada para el diseño de mezclas asfálticas para pavimentos de carreteras su uso no está limitado para los pavimentos aeroportuarios.</p> <p>En México se cuenta con equipos comerciales para la ejecución de la prueba de Hamburgo y no así para la prueba EN 12697-25-B; esta condición puede resultar inconveniente en la ejecución de los diseños bajo la especificación actual. No obstante, el II-UNAM podrá ejecutar pruebas indicadas en la norma EN 12697-25-B: a fin de verificar el diseño de las mezclas asfálticas para pistas e identificar si la propuesta del constructor cumple con la especificación.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Compactación en laboratorio de mezclas bituminosas por compactador vibratorio se cita 	<p>Se recomienda sólo usar el procedimiento compactación giratoria para el diseño de las mezclas asfálticas.</p>



solamente como procedimiento alternativo.	
La mayoría de las normas mencionadas en el Anexo 1 ya están incluidas en las especificaciones y, por lo tanto, no está clara la solicitud. Adicionalmente con respecto al Anexo 1 se tienen los siguientes comentarios:	
<ul style="list-style-type: none"> • Normativa sugerida para control de Agregados: apegarse a lo establecido en la especificación particular 32 12 16.29 	Tal como se mencionó en líneas anteriores, es opinión del II-UNAM que la especificación 32 12 16.29 sea complementada con las pruebas que propone la supervisión a través del Anexo 1.
<ul style="list-style-type: none"> • Normativa sugerida para el control de cemento asfáltico: el núcleo de la especificación 32 12 16.30 Cemento Asfáltico Grado PG 76-16 Modificado con Polímero son los estándares mexicanos, complementados por algunas normas de ASTM. Por lo tanto, el cambio propuesto no se considera aplicable. 	De acuerdo.
<ul style="list-style-type: none"> • Normativa sugerida para el control de mezclas: apegarse a lo establecido en la especificación particular 32 12 16.29. 	El II-UNAM recomienda que además de revisar las propiedades volumétricas y gravimétricas, espesor y granulometría de las capas asfálticas, se ejecuten pruebas en rueda de Hamburgo y en caso de que se unifique el uso del cemento asfáltico modificado en las dos capas asfálticas, se verifiquen además el módulo dinámico del pavimento construido.
<ul style="list-style-type: none"> • Normativa sugerida para desempeño de la mezcla (Diseño y Control): apegarse a lo establecido en la especificación particular 32 12 16.29. Esta mezcla asfáltica será 	Si bien el diseño de pavimento de pistas de TASANA está conceptualizado para que las capas asfálticas no fallen por fatiga al incluir una base cementada de espesor no despreciable, durante el



<p>colocada sobre la capa de base estabilizada con cemento y por lo tanto no va a fallar por fatiga. Por lo tanto este tipo de especificaciones (p.ej. ASTM D 7460) no se incluye en la especificación.</p>	<p>diseño de las mezclas asfálticas deberá cuidarse que el material no sea susceptible a fatigarse de manera acelerada debido a las proporciones de materiales utilizadas. Por lo anterior, el II-UNAM recomienda que se incluya la prueba de fatiga como criterio de selección de las mezclas asfálticas para pistas.</p>
<p>IV. Se considera válida técnicamente la propuesta de usar la mezcla asfáltica Modificada con Polímero en todo el espesor de las carpetas asfálticas (20 cm).</p>	<p>De acuerdo, la propuesta es válida técnicamente. La utilización del cemento asfáltico modificado con polímero en la capa asfáltica inferior podrá incrementar ligeramente su rigidez. No obstante, esta misma capa podría ser construida con cemento asfáltico EKBE PG 64-22 el cual presenta características reológicas similares o incluso mejores al AC-20, Así mismo, puede adquirirse fácilmente en el país.</p>
<p>V. Ver punto anterior. Se considera válida la propuesta desde el punto de vista técnico. Sin embargo deberá corroborarse el impacto que podría tener el cambio propuesto en costos.</p>	<p>Cuantificar el impacto en costos de las obras del NAICM, no cae en los alcances del II-UNAM.</p>
<p>VI. La cláusula 3.2 de la especificación particular 32 12 16.29 manifiesta: “el contratista deberá preparar y entregar al supervisor de GACM un procedimiento de trabajo y un plan de aseguramiento de la calidad detallados”. Se considera que del Manual Serie número 22, HMA CONSTRUCTION del Instituto del</p>	<p>De acuerdo.</p>



Asfalto es una excelente base para este plan.	
VII.Las cláusulas 3.5J, 3.6L y 3.6M de la especificación particular 32 12 16.29 describen las pruebas a realizar de Uniformidad y rasante y Fricción superficial respectivamente.	
Adicionalmente, se tienen los siguientes comentarios con respecto a las pruebas propuestas:	
a. Índice de Rugosidad Internacional: En la literatura se encuentran publicaciones que indican que el IRI no es un indicador apropiado de la rugosidad de la pista. El IRI se basa en la respuesta dinámica de un automóvil, no de un avión. Por lo tanto, adoptar IRI en la pista no tiene ninguna relación con la respuesta de la aeronave.	El II-UNAM recomienda aplicar el procedimiento indicado por la FAA (Federal Aviation Administration) a través de la circular de referencia AC 150-5380-9 el cual se refiere a la evaluación de la irregularidad de pistas tomando en cuenta las características geométricas y mecánicas de cada aeronave. Cabe aclarar que el término <i>Roughness</i> (inglés) se refiere a la irregularidad superficial de un pavimento y no a su rugosidad.
b. Índice de Perfil: ver Cláusulas 3.4F y 3.5 J de la especificación particular 32 12 16.29.	Ver comentario anterior.
c. Macrotextura: Cubierta con las pruebas de fricción del punto siguiente.	Este parámetro es diferente al coeficiente de fricción.
d. Coeficiente de fricción: ya incluido.	Se recomienda evaluar este parámetro.
e. Profundidad de Rodera: No está claro a qué ensayo se refiere.	La profundidad de rodera es una condición que hace parte de la evaluación estructural y funcional de los pavimentos flexibles, sin embargo esta



	no es una condición que se presente en una pista recién construida.
f. Deflectómetro de Impacto: se acepta la propuesta de incluir esta prueba después de finalizar los pavimentos. En el documento recibido se menciona el Anexo 3, pero este no se encontró. Las pruebas se deberán realizar de acuerdo a las normas ASTM D 4694 y ASTM D 4695.	De acuerdo. Con esta prueba se podrán verificar las rigideces de las diferentes capas de la estructura del pavimento de pistas.

CONCLUSIONES

En este documento se emite una opinión acerca de los comentarios de TASANA (Documento TSN_GACM_OF_0780) en relación con la propuesta de modificación a las especificaciones de las mezclas asfálticas de los pavimentos de pistas y calles de rodaje (Documento SIPNA-241017-02) del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).

Se emiten recomendaciones y observaciones relacionadas con el diseño, desempeño y control de calidad de las mezclas asfálticas de las pistas así como de los materiales individuales.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, EN EL VASO DEL EX LAGO DE TEXCOCO, ZONA FEDERAL”**

NOTA TÉCNICA No. G-53

**Subpresión bajo la cimentación de la TCTA,
durante su construcción**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Diciembre, 2017



NOTA TÉCNICA No. G-53

Subpresión bajo la cimentación de la TCTA, durante su construcción

Se revisa a continuación la aportación de agua hacia la excavación realizada para la construcción de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA), y las implicaciones del ascenso del nivel de agua sobre la estabilidad de dicha cimentación.

1. ANTECEDENTES

Durante el proceso de excavación y como resultado del alivio de esfuerzos verticales en el subsuelo arcilloso, se abatió el nivel de aguas freáticas pudiendo llevarse a cabo la excavación en seco. Ya en las etapas finales de la excavación fue necesario extraer agua del fondo empleando bombas de achique.

Una vez que se concluyó con el colado de la plantilla y losa de cimentación, a los pocos días pudo apreciarse un espejo de agua en la cara vertical de la losa en su porción inferior. El GACM y los constructores de la losa de cimentación han reportado un incremento considerable del gasto extraído por bombeo desde la periferia de la citada losa; el 27 de noviembre de 2017 se iniciaba una campaña más intensa de bombeo y el espejo de agua se encontraba a 80 cm del borde superior de la losa (ver Figura 1). Se ha reportado que hacia la semana siguiente se extraía un volumen de 300 m³ al día.



Figura 1. Espejo de agua a 80 cm del borde superior de la losa.



Se ha podido distinguir que el mayor aporte de agua proviene del lado oriente de la TCTA. Así pues, en la búsqueda de un medio para conducir esa agua se excavó una zanja en el costado oriental de la zona delimitada para trabajos de la TCTA, tratando de captar y conducir esos escurrimientos y desalojarlos hacia el poniente de la excavación (ver Figuras 2 y 3). Adicionalmente, se excavó otra zanja aproximadamente a 20 m del hombro del talud externo de la excavación, desde donde se bombea el agua a las pipas (Figura 2).



Figura 2. Vista en planta de las zanjas excavadas para captar el flujo proveniente del “reservorio relleno con tezontle” (CFE).



Figura 3. Vista hacia el sur de zanja exterior llena, a un costado de la cerca, para captar el flujo proveniente del “reservorio de agua” (CFE).

2. DIAGNÓSTICO

Se confirma que el mayor aporte de agua proviene del lado oriente, prueba de ello es que se distingue (Figura 2) una huella húmeda, recta en planta, que se aprecia a 20 m del hombro del talud de la excavación.

Tal huella húmeda corresponde al límite de la excavación que por cerca de 80 hectáreas se efectuó al oriente inmediato de la misma, con el fin de extraer rellenos incontrolados resultantes de escombros de edificaciones (ver Figura 4). Hemos sido informados que tal excavación alcanzó al menos 2.5 m de profundidad bajo el nivel del terreno natural, mismos que posteriormente fueron rellenados con tezontle. El volumen de escombros retirados de dichas áreas fue estimado por CFE en su informe “Caracterización de la zona de escombros ubicada al norte de la futura terminal del Nuevo Aeropuerto de la Ciudad de México” en 2.88 millones de metros cúbicos.



De esta manera, tal excavación rellena se constituye un gran reservorio de agua, dada la relativa impermeabilidad de su fondo, el suelo de la Formación Arcillosa Superior (FAS).



Figura 4. Ubicación de la zona de escombros removidos y rellenos con Tezontle (CFE)

Considerando el nivel del fondo de ese reservorio, no es de extrañarse que reciba no sólo el aporte del agua extraída por los drenes verticales de la Pista 3, sino también, y de manera más cuantiosa, por las que provienen de las superficiales de la zona. El flujo hacia la excavación de la cimentación de la TCTA desde este reservorio o fuente se



propicia por el nivel inferior de ésta, y por la presencia de las capas de tezontle tendidas sobre la superficie del terreno y que se prolongan por la excavación misma.

Dada la cercanía de esa fuente de agua y la gran permeabilidad del tezontle se tiene entonces que buscar un medio que permita conducir esa agua fuera de la excavación. Surge así la necesidad de profundizar la zanja interior existente, de donde se bombea agua a las pipas, hasta tocar francamente los suelos arcillosos de la FAS. Tal zanja deberá, además de profundizarse, extenderse por todo el talud oriente, y bordear la excavación por el sur, para canalizar finalmente el agua hacia el poniente.

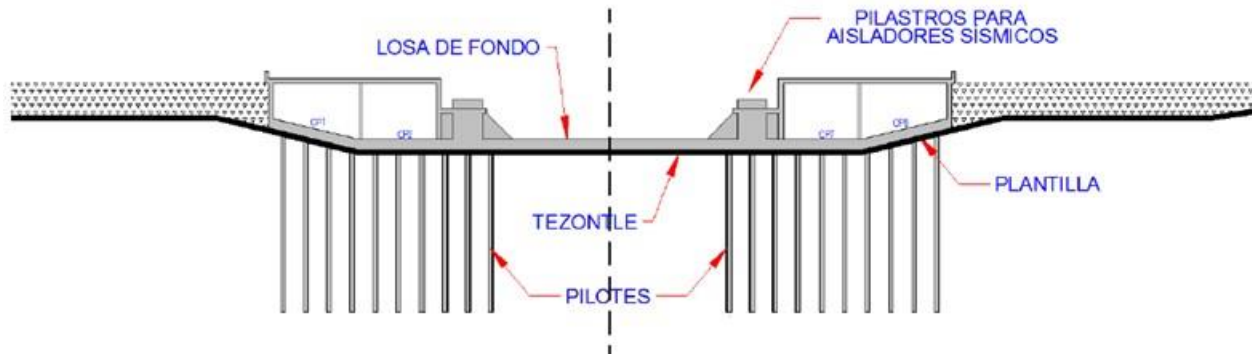
Cuando ya se haya concluido la conducción del agua de la fuente fuera del área de la excavación, el flujo de agua que típicamente se tendría hacia la excavación de la cimentación (dictada por la permeabilidad de la arcilla) se deberá controlar el nivel de la misma durante el proceso de construcción de la TCTA, mediante bombeo de achique. Ello es necesario debido a las implicaciones que tiene un ascenso incontrolado del agua, en tanto el peso de la torre no sea suficiente para compensar la fuerza vertical ascendente debida a la subpresión.

3. ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN ANTE LA SUBPRESIÓN

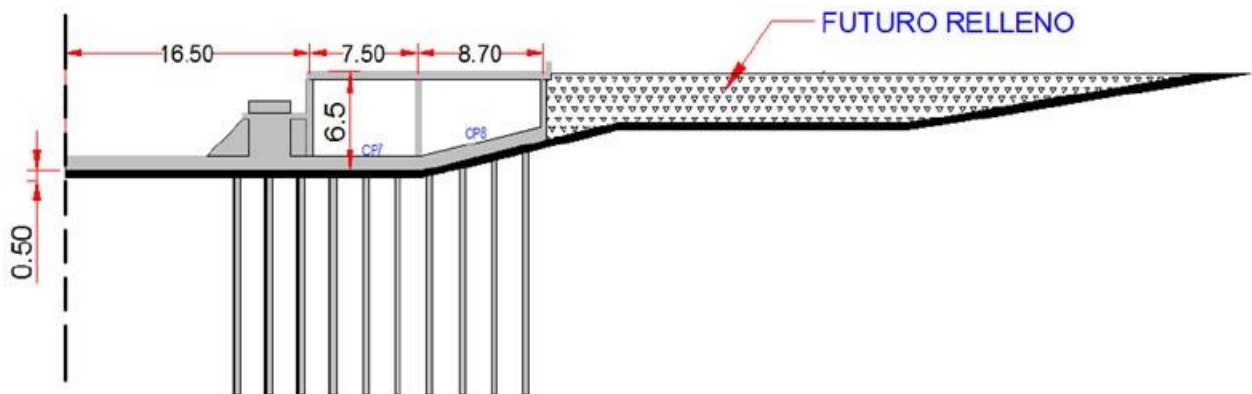
Durante el proceso constructivo de la TCTA, el peso de la cimentación podría ser superado por el empuje ascendente debido a la subpresión que ejerce el agua, lo que provocaría una franca inestabilidad, por lo que se revisa a continuación tal eventualidad.

El nivel de desplante de la plantilla está a 6.5 m debajo de la superficie del terreno natural, tal como se aprecia en la Figura 5.

De los planos estructurales brindados por el diseñador, se estableció que el peso de la plantilla y losa de cimentación es de 9,593 t; si además se tiene en cuenta el muro perimetral, se alcanza una carga de 10,789 t. La subpresión llegará prácticamente a anular el peso de plantilla y losa cuando el nivel del agua ascienda al borde de la losa; esto es, cuando actúe un tirante de 3.2 m de agua a partir del lecho inferior horizontal de la parte central de la plantilla. Como medidas atenuantes de una eventual inestabilidad potencial se tendrían el peso que se agregue por la estructura de la torre, y los pilotes actuando a extracción; lo anterior se muestra en la Figura 6. Más adelante se discute lo referente a la aportación de los pilotes.



a) Corte transversal del cajón



b) Dimensiones del sistema

Figura 5. Geometría del cajón de cimentación

La potencial capacidad de carga estimada por adherencia–fricción de los pilotes es de 8,642 t (ver Anexo 1). No habría incertidumbre acerca de la contribución de los pilotes trabajando a la extracción, sí como es usual en México se les hubiese descabezado, se hubiese expuesto su armado y se hubiese colado monólicamente ese armado de cada pilote con la losa de cimentación.

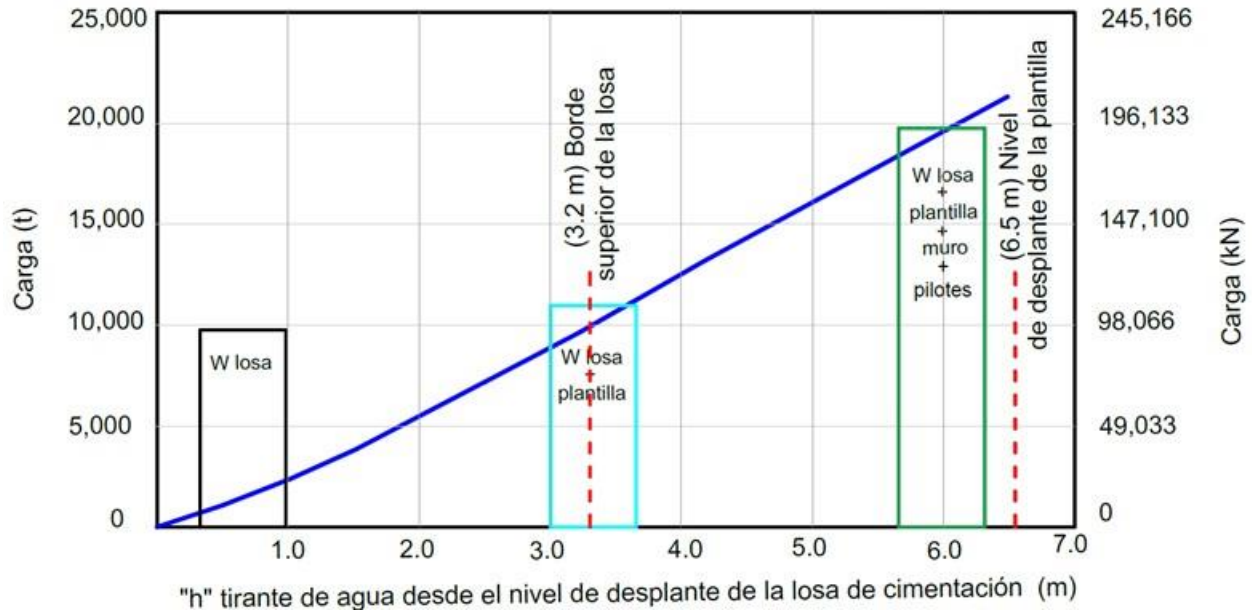


Figura 6. Peso de la cimentación y contribución de pilotes VS. Subpresión

Es opinión del II-UNAM que la forma en la que fue diseñada y construida la conexión de la cabeza de los pilotes a la losa, no asegura la transferencia de la contribución de los pilotes trabajando por fricción a la extracción.

Lo anterior se debe a que si bien cada pilote cuenta con el anclaje de dos varillas de pulgada y media de diámetro ahogadas en la losa (ver Figuras 7 y 8), su conexión en el pilote es dentro de un tubo que no asegura que pueda transferir la potencial tensión de las citadas varillas de acero, a pesar de que entre varillas y tubos se aplicó un *grouting*. Esta incertidumbre podrá reducirse si es que se realizan ensayos experimentales de la conexión para transferir la capacidad de carga de los pilotes.

Luego entonces no se juzga pertinente depender de la efectividad de la conexión de los pilotes de fricción trabajando a extracción, para asegurar la estabilidad de la cimentación de la TCTA.



Figura 7. Varillas de anclaje de cada pilote a la losa de cimentación



Figura 8. Tubos embebidos en el pilote para recibir las varillas de anclaje



Por tanto, debe tenerse presente que hay un eventual punto crítico si es que el agua alcanza el nivel del borde de la losa de cimentación y empieza a cubrir ya el muro perimetral. Es posible que se ponga en juego algo de la contribución de los pilotes si es que el nivel del agua empieza a cubrir muros, pero se señala que una falla en la conexión de los pilotes a la losa sería súbita y desastrosa ya que a pesar de que no sufriera una total flotación, eventualmente sí le podría generar desplazamientos y giros inadmisibles para continuar con la construcción de la TCTA. Desde luego esta situación estará reduciendo su posibilidad de ocurrencia, en la medida que aumente el peso de la TCTA atendiendo a su proceso constructivo.

Además de lo anterior debe tenerse presente que los pilotes se instalaron con perforación previa en al menos tres cuartas partes de su longitud total lo cual introduce más incertidumbre en lo que se refiere a la capacidad friccionante de estos elementos.

Se recomienda continuar vigilando el nivel de agua en la periferia de la cimentación a fin de verificar que en ningún momento la fuerza de subpresión asociada sea mayor que el peso de cimentación y superestructura. Para ello es muy importante disponer pozos de observación mediante tubos de por lo menos 30 cm de diámetro, a fin de que permitan tener acceso al sistema de bombeo de achique.

Una vez que el diseñador establezca el tipo y procedimiento de construcción del relleno, el II-UNAM se pronunciará al respecto.

4. RECOMENDACIONES

a) Profundizar la zanja existente de donde se bombea agua a las pipas, hasta una cota tal que su fondo quede por debajo de las capas de tezontle, a fin de captar y conducir hacia el poniente, el agua que actualmente se acumula en la porción rellenada con tezontle, misma que antes estaba ocupada con escombros de construcción.

b) Asegurar con el debido bombeo que el agua no ascienda más allá del borde superior de la losa de cimentación, en tanto no se concluye la construcción de pilastras de los aisladores de base. Iniciada francamente la erección de la superestructura, podrá eliminarse esta restricción acerca del nivel del agua, aunque habrá de continuarse verificando que en todo momento, la suma del peso de la torre y el de la cimentación sea superior a la fuerza de subpresión.



c) Llevar a cabo algunas pruebas experimentales de extracción de varillas en ductos ahogados en concreto, buscando reproducir las mismas condiciones que imperan en la conexión entre las varillas y la cabeza del pilote. Ello con el fin de sustentar la efectividad de la conexión de las varillas de anclaje a la cabeza de los pilotes.

d) Solicitar a los diseñadores de la cimentación y torre, la justificación por escrito de la capacidad del sistema de cimentación ante la fuerza que ejerce la subpresión, por la eventualidad de inestabilidad de la misma, durante su construcción. Así mismo, que establezcan el tipo de material y el procedimiento constructivo que permitan rellenar el espacio que generó la excavación para alojar el cajón de cimentación.



ANEXO A

ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES DE FRICCIÓN, TRABAJANDO A EXTRACCIÓN

Con base en la capacidad de carga última obtenida de una prueba de carga realizada por ARUP en la zona de la TCTA, resultado que se muestra en la Tabla A.1, se estimó la contribución a la extracción de los 480 pilotes de la cimentación de la TCTA. En las Figuras A1 y A2 se muestran vistas y resultados de las pruebas de carga en un pilote instrumentado ensayado por el II-UNAM en el mismo sitio.



Figura A1. Vista general del sistema de reacción

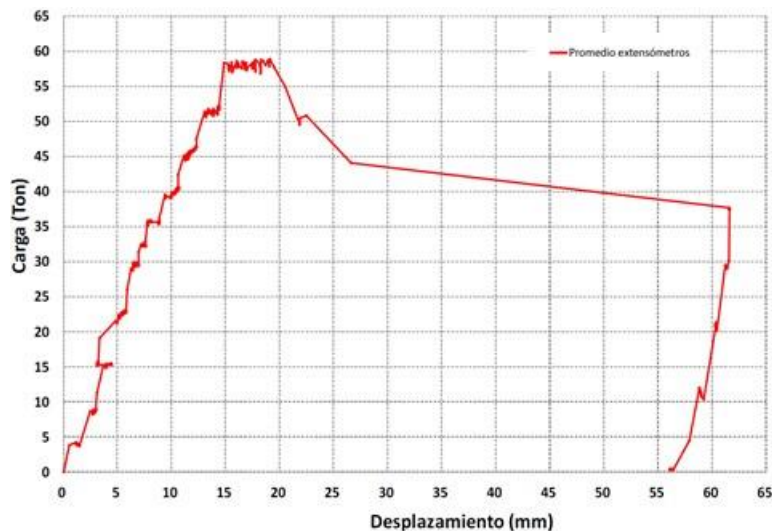


Figura A2. Curva carga-desplazamiento en la cabeza de pilote 14a



Tabla A1. Resumen de carga última en los ensayos de pilotes instrumentados y pilotes no instrumentados, trabajando a compresión

Pilote	Sitio de prueba	Longitud del pilote, m	¿Instrumentado?		Carga máxima medida, t
3	Edificio terminal	21	-	No	47.6
3a		21	Sí	-	60
14	Torre de Control	21	-	No	40.4
14a		21	Sí	-	58

La diferencia que existe entre los resultados de los pilotes 14 y 14a, se debe a que mientras el II-UNAM no ejerció perforación previa para el hincado de los pilotes instrumentados, ARUP preestableció la perforación previa, para los pilotes cuadrados de 40 cm de lado, con un diámetro de 30 cm y en una longitud del 70% de la longitud total del pilote.

Se encontró una resistencia de 40.4 t para un pilote de 21 m de longitud, conociendo el hecho de que la resistencia es aproximadamente proporcional a la longitud de los pilotes, es posible estimar una resistencia última para los pilotes de la TCTA, los que son unos de 14.0 m y otros de 12.5 m. Bajo este supuesto, y tomando un factor de adherencia pilote-suelo de 0.7, se estimó que la resistencia de los 480 pilotes es de **8,642 t**.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-54
**Revisión de los análisis de interacción
terreno-revestimiento**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Febrero 02, 2018



Revisión de los análisis de interacción terreno-revestimiento

El Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM), a través de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), realiza los estudios correspondientes al sistema de drenaje pluvial complementario del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM), que se construirá en la zona lacustre del ex lago de Texcoco. Este sistema se interconectará a la infraestructura hidráulica de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través de una red subterránea.

El II-UNAM ha participado en la determinación de lineamientos para los análisis de interacción del terreno y los revestimientos primario y secundario. De la revisión de los resultados obtenidos se tienen los siguientes comentarios

1. De manera general se identificaron las características de las unidades geotécnicas típicas de la zona lacustre del Valle de México. Dichas unidades son: costra superficial (CS), formación arcillosa superior (FAS), capa dura (CD), formación arcillosa inferior (FAI), serie estratificada superior (SES), formación arcillosa profunda (FAP), serie estratificada inferior (SEI). El análisis presentado corresponde a una determinada sección de análisis. En su momento el II-UNAM comentó la importancia de considerar que, a lo largo del trazo geométrico del túnel, dichas unidades geotécnicas pueden presentar cambios principalmente en sus parámetros de compresibilidad, por lo que se recomienda generar una cantidad de modelos geotécnicos suficientes para representar la respuesta mecánica del terreno en diferentes sitios de interés. Se recomienda considerar los siguientes dos aspectos fundamentales en la determinación de los modelos geotécnicos
 - Los perfiles de resistencia de punta obtenidos con el piezocono son útiles para determinar la profundidad y el espesor de los estratos rígidos en el terreno (lentes de arena, capas duras y depósitos profundos). Los perfiles de contenidos de agua permiten identificar estratos de arcilla con diferentes compresibilidades. Con una adecuada combinación de los resultados de ambos tipos de sondeos, es posible obtener el modelo geotécnico que permita representar con mayor precisión, la respuesta del terreno en términos de su compresibilidad y resistencia.
 - Parámetros de las unidades geotécnicas. Es muy recomendable contar con los resultados de las pruebas de laboratorio a la profundidad de las unidades geotécnicas determinadas como se indicó en el punto anterior. A partir de las pruebas de consolidación es fundamental construir las curvas



de compresibilidad y con ellas calcular el esfuerzo de preconsolidación y los índices de compresibilidad y de recompresión. En caso de no contar con pruebas inalteradas a la profundidad de cada unidad geotécnica determinada, pueden utilizarse las siguientes correlaciones conocidas para la zona de estudio.

- Correlación del contenido de agua w con el índice de compresibilidad C_c :

$$C_c = 0.016(w\%)$$

- Correlación de la resistencia de punta q con el esfuerzo de preconsolidación σ_c .

$$\sigma_p = q_t / 5.3$$

Estas correlaciones deben aplicarse en los estratos donde se cuente con resultados de pruebas de laboratorio y calcular los parámetros para compararlos, con el objetivo de “validar” la aplicación de dichas correlaciones.

2. En el documento se afirma que en la FAS, a lo largo del trazo del túnel, no se distinguen rasgos que indiquen un comportamiento particular a estudiar. Por tanto, la GEIC ha determinado realizar todos los análisis de interacción terreno-túnel con base en una sección geotécnica “crítica”. Sin embargo, el nivel de aguas freáticas (NAF) se detectó a una profundidad variable en cada sitio de medición (0.5 y 2.3m). Este nivel es fundamental en la determinación de los grados de preconsolidación (OCR). Por tanto, se recomienda generar una cantidad de modelos geotécnicos suficientes para representar la respuesta mecánica del terreno en diferentes sitios de interés.
3. En el documento se comenta que la condición piezométrica actual se obtuvo mediante pruebas de disipación de presión de poro (DPP) a partir de los resultados de piezoconos en lentes drenantes. El II-UNAM en su momento recomendó la obtención de mediciones en los estratos compresibles.
4. En los resultados se observa que las presiones abatidas se presentan por debajo de la capa dura. Por tanto el túnel, que será construido en la FAS, estará sujeto a una condición inicial hidrostática. El II-UNAM recomienda que en las modelaciones analíticas y numéricas a largo plazo, se abata totalmente esta presión.
5. El II-UNAM considera adecuado utilizar los modelos constitutivos Hardening Soil (HS) o Soft Soil (SS) para representar la respuesta de suelos blandos y el modelo constitutivo Mohr Coulomb (MC) para representar el comportamiento de los suelos rígidos. De esta manera se considera adecuado realizar las modelaciones



numéricas tanto a corto como a largo plazo, sin necesidad de realizar cambios de modelos constitutivos en los materiales de las diferentes unidades geotécnicas, para cada tipo de análisis.

6. En el caso de suelos blandos cómo los correspondientes a la FAS no se considera necesario tomar en cuenta el GAP correspondiente a la conicidad del faldón del escudo. Por tanto, no debe establecerse ninguna contracción volumétrica del suelo.
7. Se recomienda aplicar completamente la metodología de análisis para túneles en suelos blando del Manual de Obras Civiles de la CFE (edición 2017), en lugar de utilizar las expresiones del Manual del Cuerpo de Ingenieros de EUA.
8. Adicionalmente a la instrumentación que se comenta en el documento, el II-UNAM considera adecuada la instalación de celdas de presión únicamente en las zonas de los hastiales, clave y cubeta del anillo de dovelas.
9. Se considera adecuado generar un proyecto para que la instrumentación pueda seguirse monitoreando a largo plazo.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-55

**Instalación de distanciómetros para monitorear el
movimiento de los aisladores sísmicos de la TCTA.**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Enero, 2018**

NOTA TÉCNICA No. G-55

Instalación de distanciómetros para monitorear el movimiento de los aisladores sísmicos de la TCTA.

1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LA CIMENTACIÓN DE LA TCTA.

La cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo (TCTA) está diseñada para lograr prácticamente una compensación total del peso del edificio; adicionalmente cuenta con pilotes de fricción con la intención de reducir el asentamiento a largo plazo entre el edificio y el terreno adyacente circundante. Tal subestructura está formada por una losa fondo de 1 m de espesor y por una serie de muros radiales, dos circulares concéntricos y el perimetral. La parte superior del cajón de cimentación está constituida por una losa de concreto reforzado de 0.5 m de grosor que se extiende entre los muros radiales, los circulares y el muro perimetral, soportando la planta baja del complejo de la TCTA. La losa fondo está desplantada sobre un relleno de 1 m de tezontle. En la Figura 1 se muestra una vista general de la TCTA.

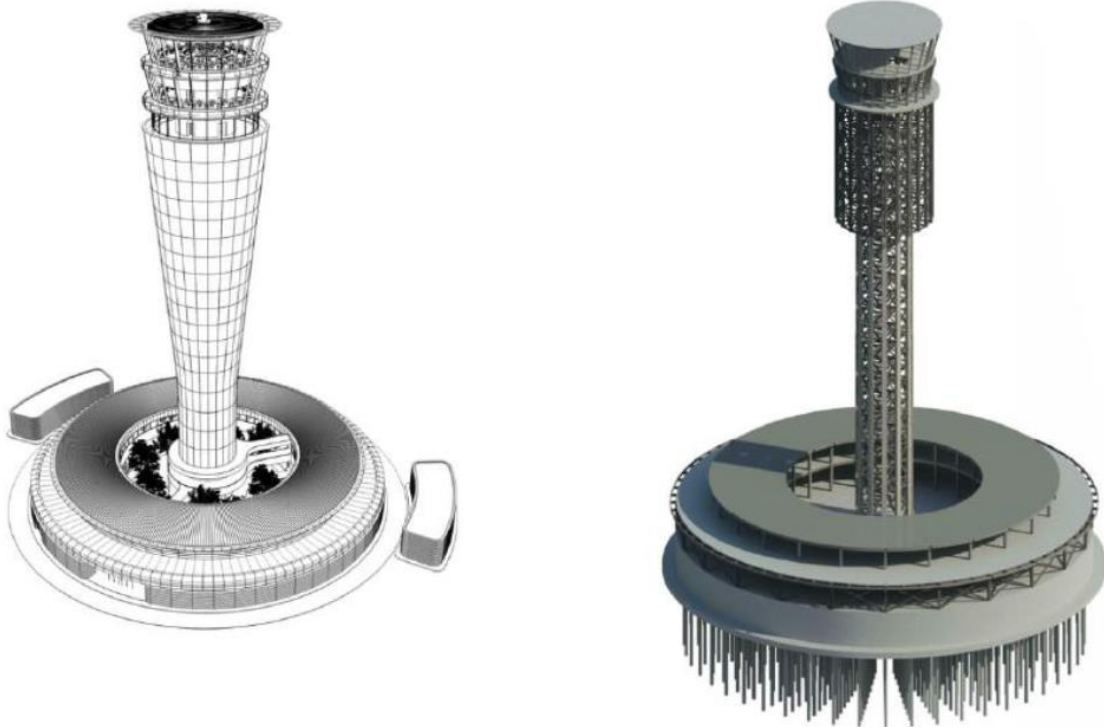


Figura 1. Vista general de la forma arquitectónica (izq) y del sistema estructural (der) de la Torre de Control de Tráfico Aéreo.



El diseño de la cimentación incluye el uso de pilotes de fricción con longitudes de 13 y 14 m, cuadrados de 0.4 m x 0.4 m, los cuales fueron conectados a la losa fondo del cajón de cimentación.

La estructura principal de la torre está unida a la cimentación a través de doce armazones de transferencia que se extienden radialmente hacia afuera desde tal estructura y se apoyan en doce soportes de elementos ubicados alrededor en un anillo de cerca de 28 m de diámetro (Figura 2); estos últimos constituyen los aisladores de base, que tienen como objetivo reducir significativamente los movimientos y respuesta de la estructura de la torre, ante las eventuales acciones sísmicas.

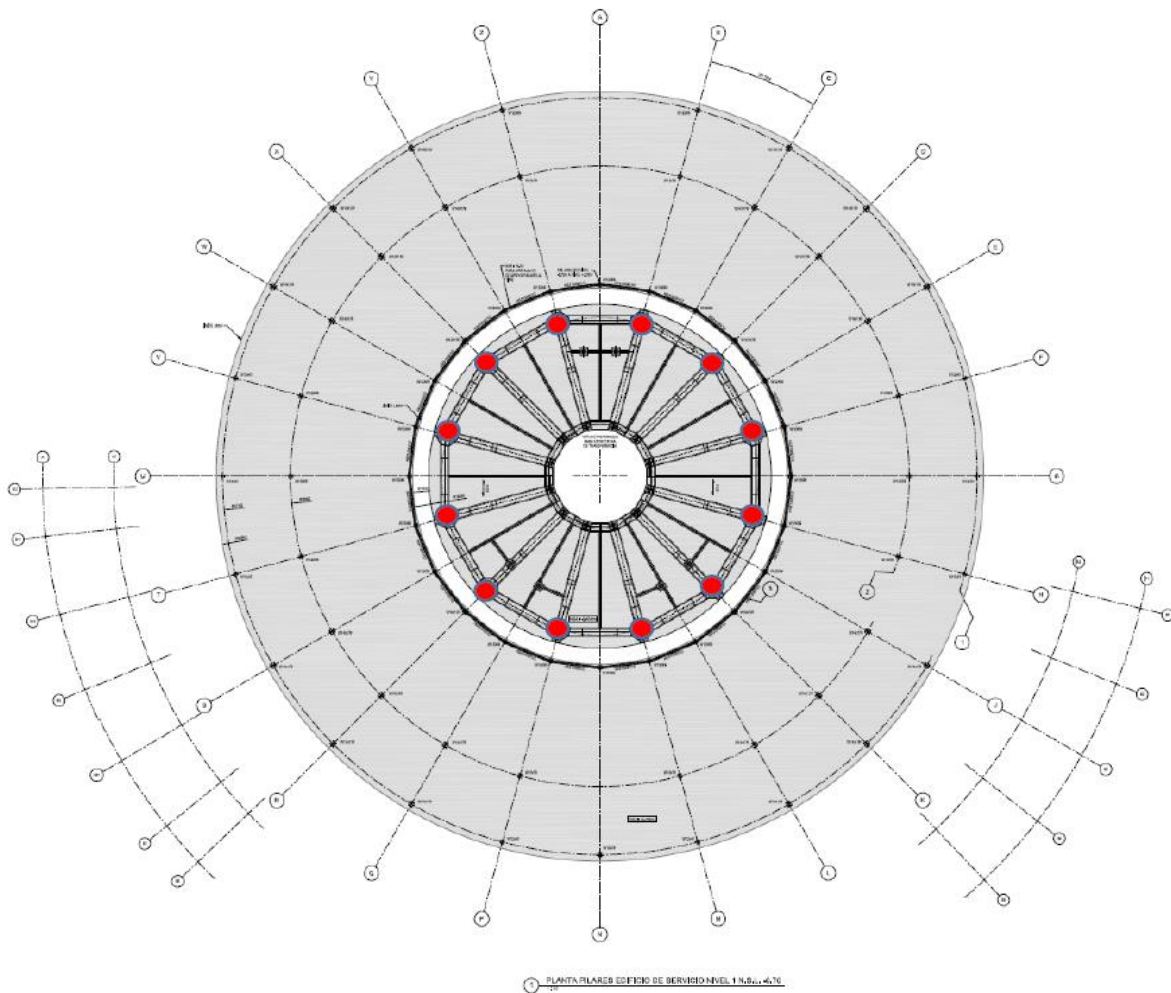


Figura 2. Planta de la losa de cimentación que muestra la ubicación de los soportes de los aisladores de base.



2. OBJETIVO DE LOS DISTANCIÓMETROS

Aunados a los acelerómetros que se tienen previstos instalar en la cimentación de la TCTA, los distanciómetros tienen como objetivo conocer, midiendo, los desplazamientos relativos del sistema cimentación-aislador de base-torre, primordialmente ante acciones sísmicas.

Debe señalarse que este sistema no tiene precedente en el Valle de México, por lo que la medición y monitoreo de su comportamiento ante sismos es de gran importancia. En efecto, debe reconocerse que en la zona metropolitana de la Ciudad de México no existe una estructura construida con 90 m de altura, con cimentación casi compensada, con pilotes de fricción más bien cortos y con aisladores de base; de hecho no contamos con antecedente del uso de éstos últimos en nuestra ciudad.

Todo ello nos ha llevado a insistir acerca de la necesidad de medir la respuesta del sistema, a fin de verificar en los hechos los supuestos del diseño; ello es de la máxima relevancia, a fin de corroborar el funcionamiento y la estabilidad de esta estructura que es vital e ícono del proyecto del NAICM.

3. AISLADORES SÍSMICOS

En las ubicaciones de los aisladores los muros radiales se estrechan hacia el centro de la placa de cimentación a manera de contrafuertes para permitir una mejor distribución de la carga del aislador al tiempo que aloja el talud del perfil inferior de las estructuras de transferencia de acero.

En la Figura 3 se muestra un corte del cajón de cimentación donde se aprecia la ubicación de la pilastra y pedestales que soportan a los aisladores de base, y la ubicación de éstos respecto a la losa tapa del cajón.

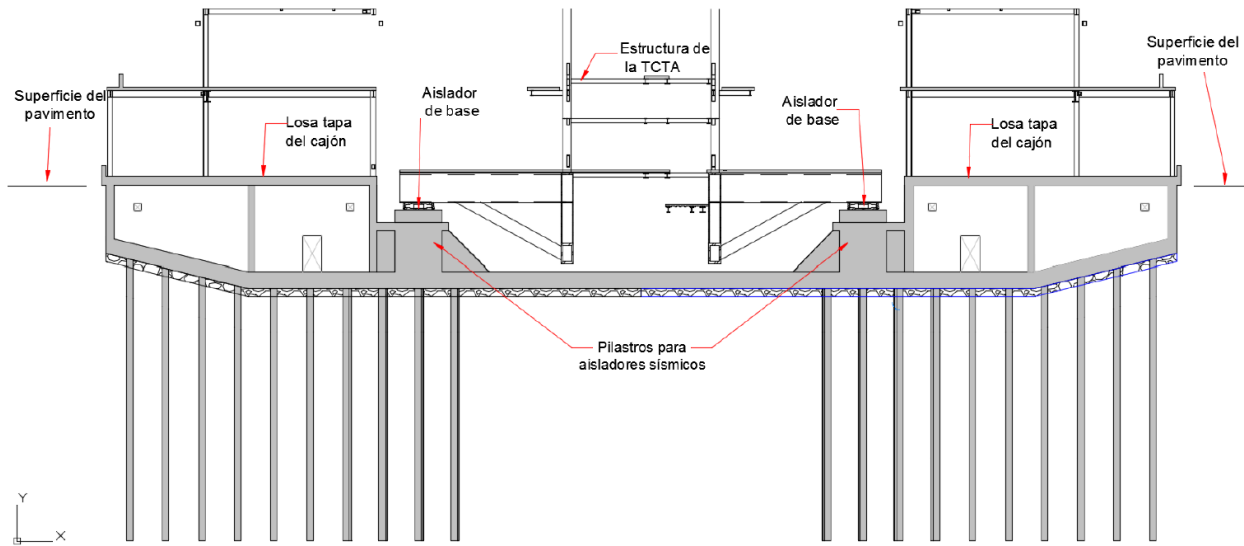


Figura 3. Vista en corte del cajón de cimentación.

Los aisladores sísmicos instalados en la cimentación de la TCTA tienen una altura de 40 cm, como se aprecia en la Figura 4, y una forma tal que se enmarcan en un cuadrado de 1.75 m de lado con las esquinas redondeadas (ver Figura 5).

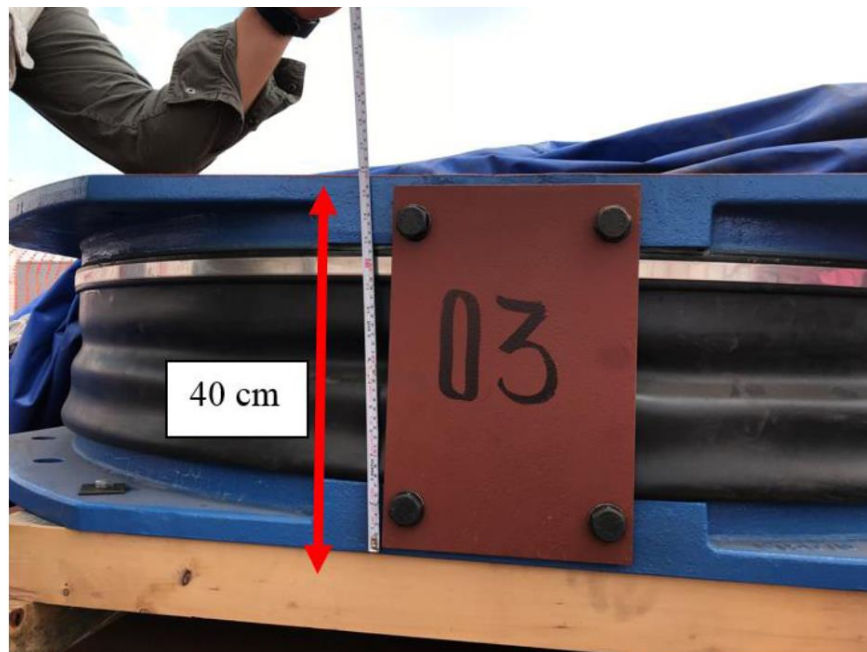


Figura 4. Vista lateral de un aislador de base.

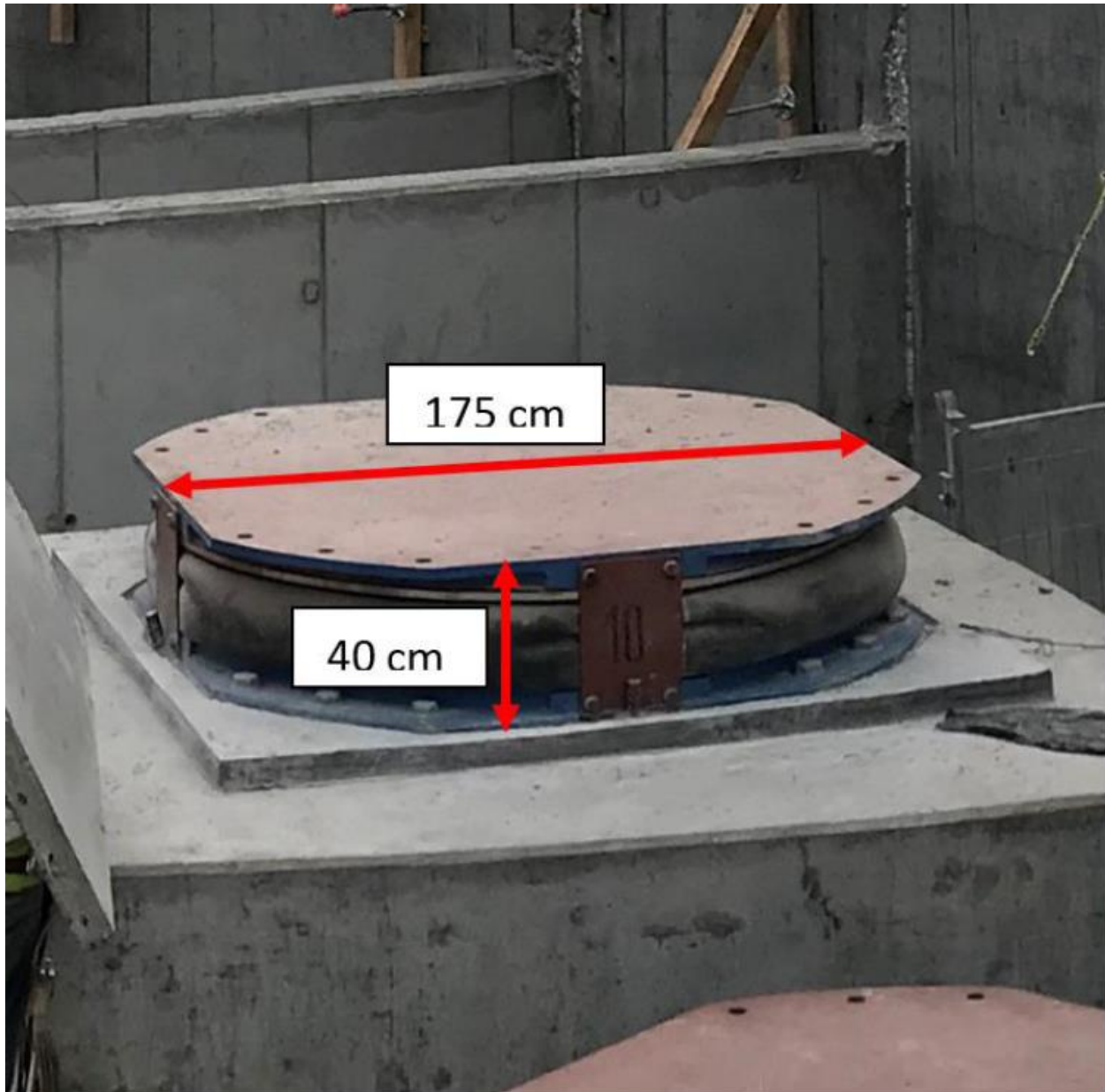


Figura 5. Aislador de base instalado sobre su pedestal.

El aislador de base de triple péndulo cóncavo de fricción (TPCF) (véase la Figura 6) está formado por dos superficies cóncavas de acero inoxidable cubiertas con Teflón separadas por un arreglo deslizante articulado. Tal arreglo deslizante se compone de dos placas cóncavas separadas por un elemento rígido deslizante; aunque esta parte es rígida, el conjunto tiene la capacidad de girar para asimilar rotaciones relativas entre las partes superior e inferior tal y como se esquematiza en la Figura 7.

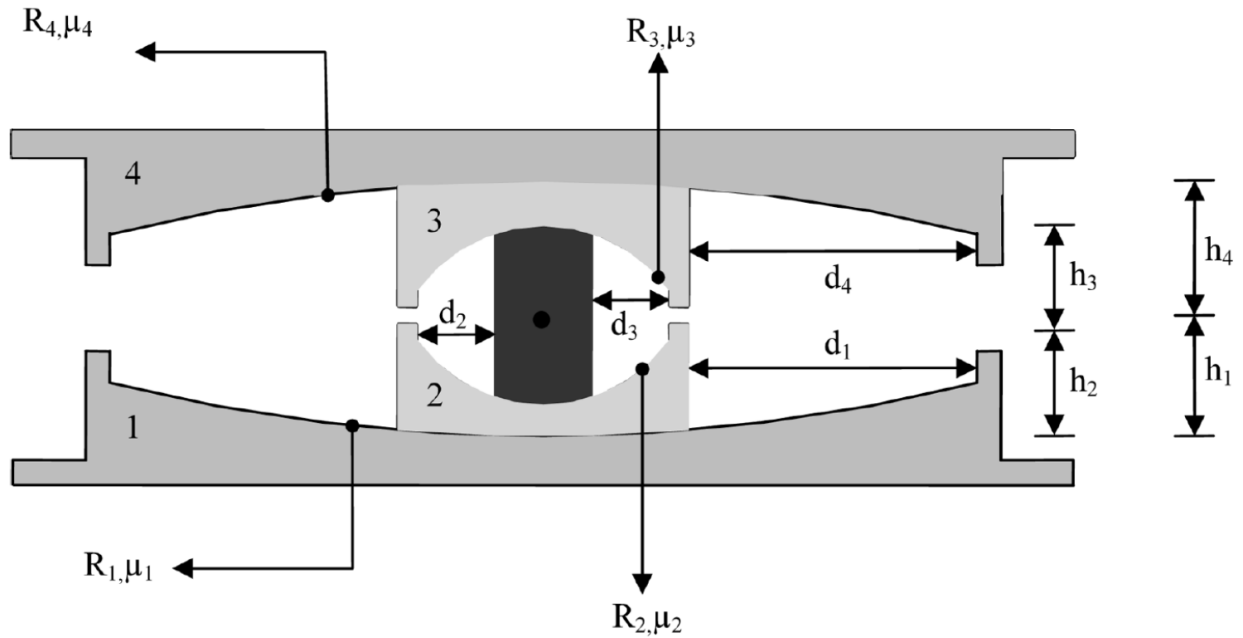


Figura 6. Sección transversal de un aislador de base de TPCF (Yurdakul y Ates, 2011)

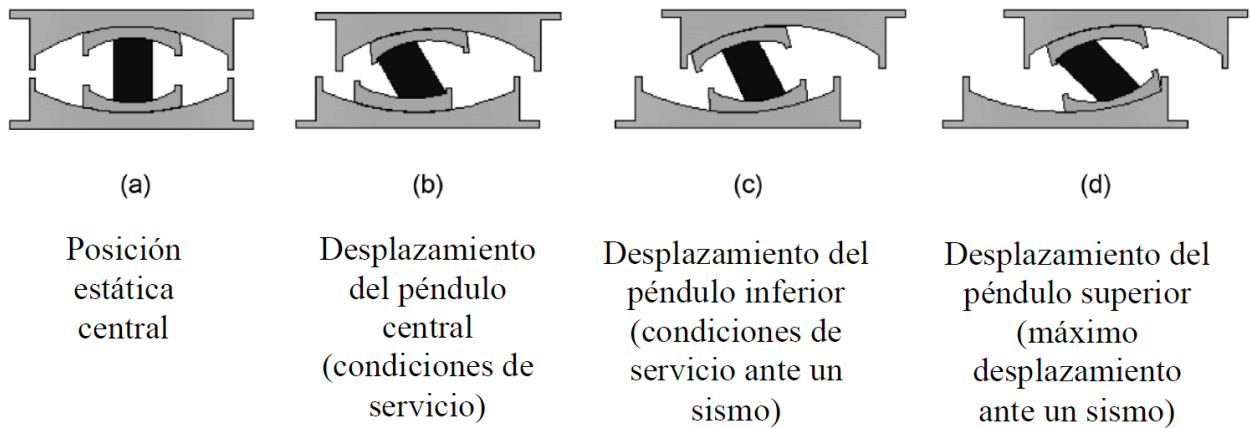


Figura 7. Posibles posiciones de un aislador de base de TPCF (Yurdakul y Ates, 2011)

4. INSTRUMENTACIÓN

Como complemento a la instrumentación que se ha realizado en la cimentación de la TCTA, lo que se ha detallado en nuestras NT's No. G-9 y G-33, el II-UNAM propone instrumentar cuatro de los 12 aisladores sísmicos con los que contará la TCTA con el fin de monitorear su comportamiento durante solicitaciones dinámicas (ver Figura 8) y de esta forma conocer los movimientos que sufra la estructura de la TCTA en relación a su cimentación ante solicitaciones dinámicas.

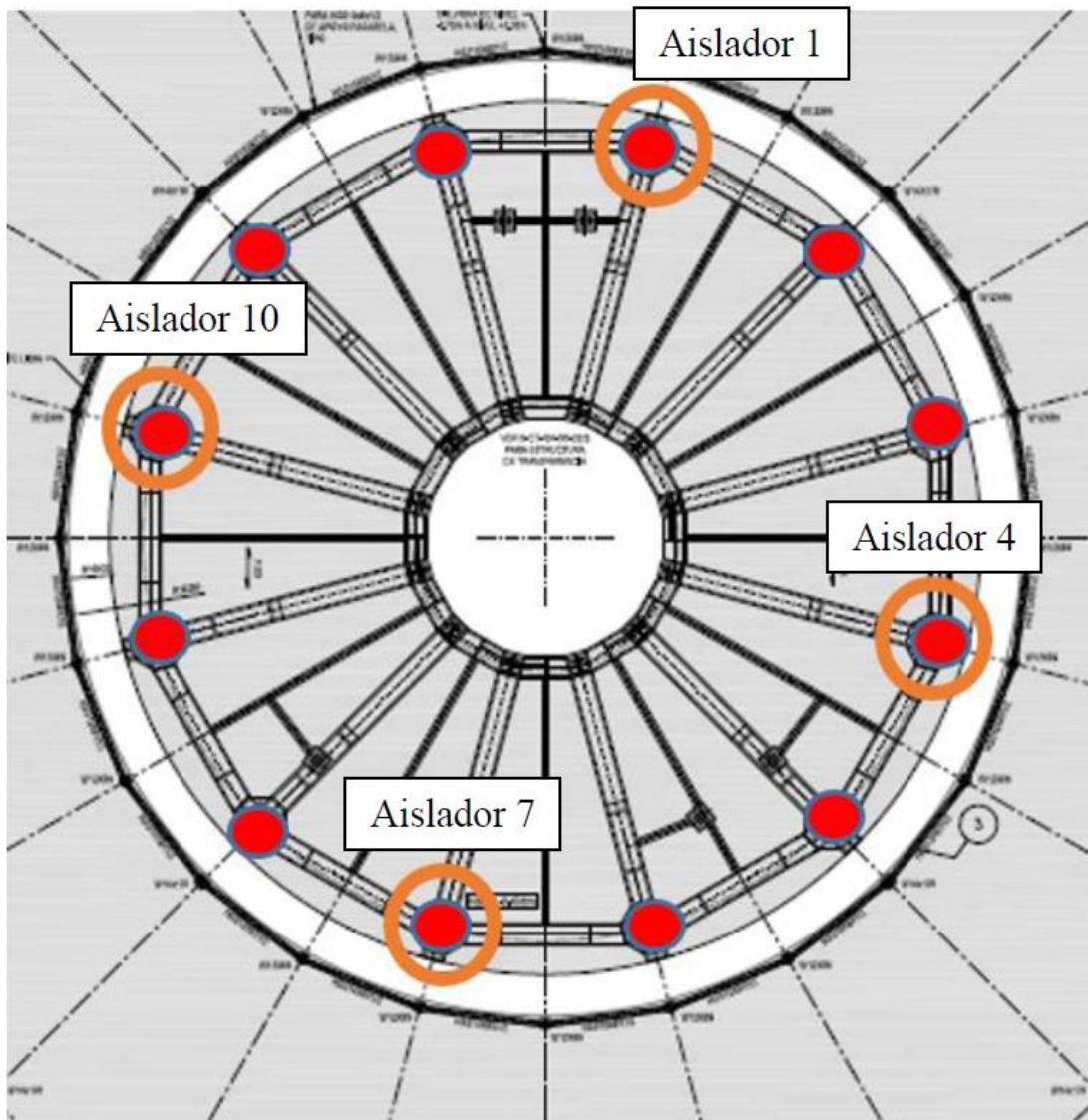


Figura 8. Aisladores sísmicos a instrumentar

Para tal efecto, se propone hacer uso de un distanciómetro, como el que se muestra en la Figura 9, cuyo principio de medición es tecnología de rayo láser. Con este instrumento, será posible medir el desplazamiento relativo, entre la parte superior del aislador sísmico y los muros circular interior y los radiales cercanos a los aisladores, con resolución de hasta 0.1 mm, asumiendo a estos muros como monolíticos al cajón de cimentación.



Figura 9. Distanciómetro propuesto para la instrumentación.

Estos distanciómetros tienen la capacidad de tomar lecturas, durante un evento sísmico, de 11, 33, 100, 250 y hasta 1,000 muestras por segundo con una vida en servicio del láser de 100,000 horas (Ver Figura 10); información adicional de este instrumento se presenta en el Anexo A.

Para cada uno de los aisladores se propone el uso de dos distanciómetros, para así medir el desplazamiento en dos direcciones ortogonales entre sí, la radial y la tangencial. El que medirá el desplazamiento radial se fijará a la cara que da hacia los aisladores del muro circular interno del cajón de cimentación, mientras que aquel que registrará los movimientos tangenciales se fijará al muro radial que se encuentra cerca de los aisladores a instrumentar. Se debe garantizar que el rayo láser esté siempre apuntando al canto plano de la placa superior del aislador (nivel del blanco) (ver Figura 11); para ello es necesario verificar el máximo desplazamiento vertical que pudiera llegar a sufrir dicha placa superior cuando el aislador se vea sometido a sollicitaciones extremas; si se considerara que ese movimiento pudiera causar que el rayo láser no incidiese en el canto de la placa superior del aislador, será necesario fijarle una placa a ésta, a fin de garantizar

el correcto funcionamiento del distanciómetro. En los cuatro lados principales del aislador existe la parte plana, facilitando así la instalación de los dos distanciómetros que se colocarán para cada aislador.



Figura 10. Distanciómetro fijado y en operación.

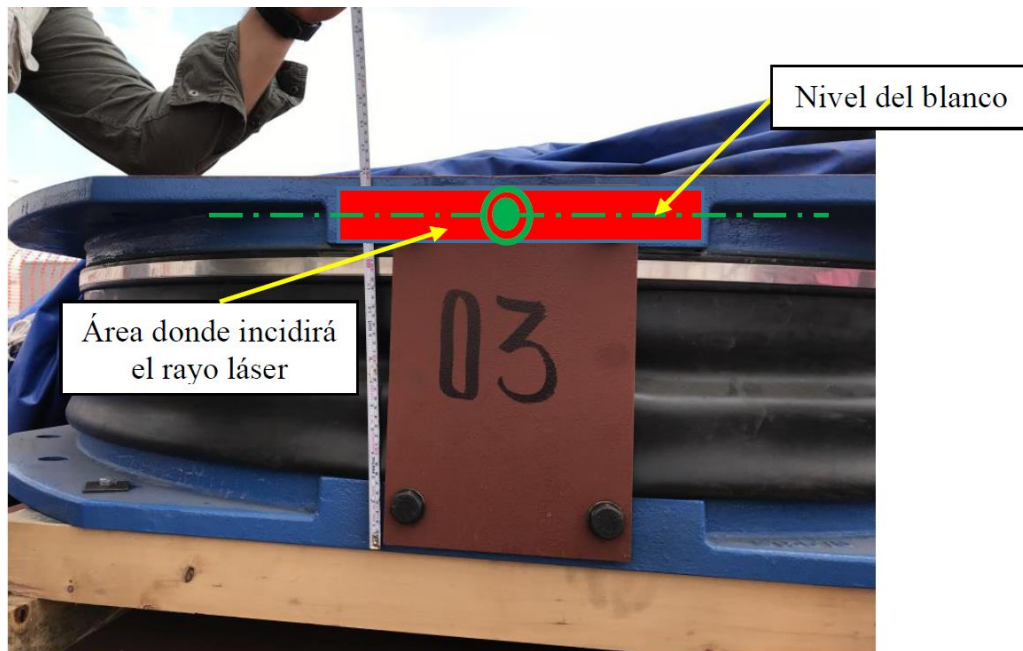


Figura 11. Parte plana en el canto de la placa superior de un aislador.

En la Figura 12 se muestra un corte de la zona donde se instalará el distanciómetro radial. En la Figura 13 se presenta una vista del lecho bajo de las armaduras de transferencia, durante el proceso de su armado, hacia finales del mes de enero, 2018.

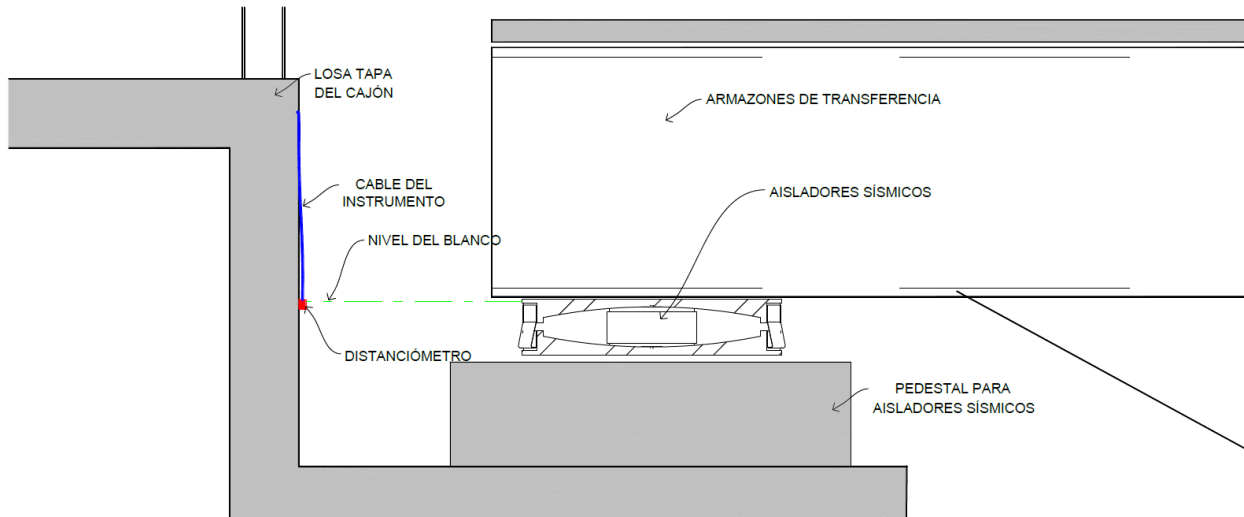


Figura 12. Detalle de la ubicación del distanciómetro.

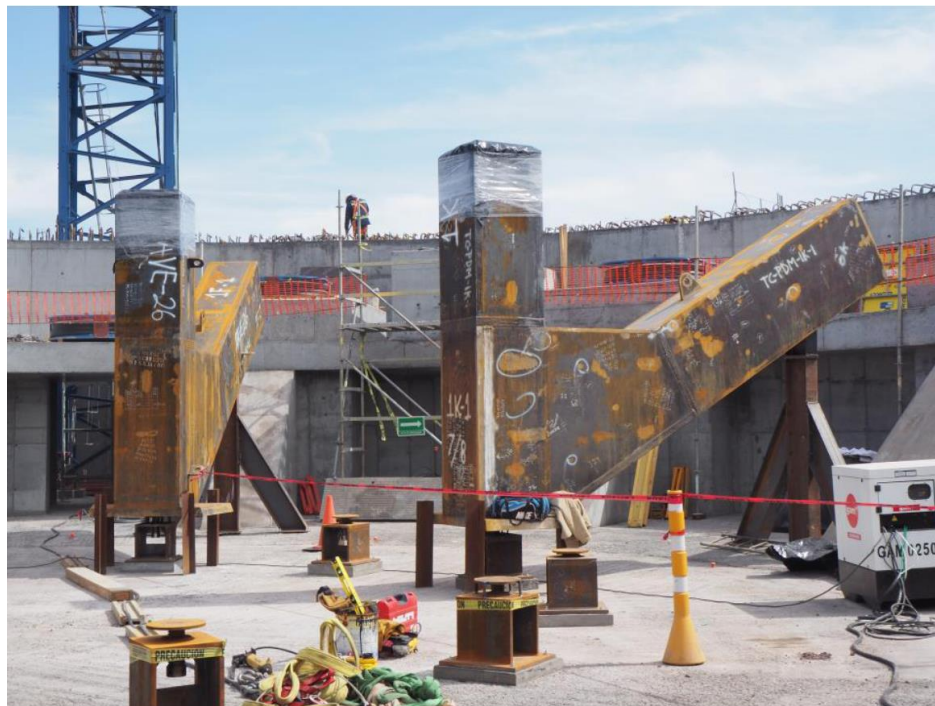


Figura 13. Vista del proceso de armado de la armadura de transferencia.



El cable de cada instrumento se subirá por el muro donde estará fijado el instrumento, hasta llegar a la losa tapa del cajón de cimentación, donde se ahogará protegiéndolo con ducto poliflex y así poder llevar sus puntas a la caseta de monitoreo de toda la instrumentación de la TCTA. Alternativamente, podrán conducirse los cables externamente, lo que se acordará la manera de hacerlo con los residentes de obra, y para lo que emitiremos un plano con todos los detalles pertinentes.

5. REQUERIMIENTOS

En la Tabla 1 se presenta un compendio de los instrumentos y los aditamentos que se requieren para el monitoreo de los aisladores de base.

Tabla 1. Instrumentación y complementos faltantes para la instrumentación de la TCTA

Descripción	Cantidad
Acelerómetro triaxial con rango de -2 a 2 g*	2
Cable para los acelerómetros (detalles en las Especificaciones)	300 m
Computadora industrial con una velocidad de 1.91 GHz, caché de 2 MB, 10 W y 8 GB en RAM y disco duro de 500 GB.	1
Distanciómetro láser con una resolución de 0.1 mm, con una capacidad de registrar mínimo 200 muestras por segundo. DT 50-2 Pro.	8
Cable para los distanciómetros, 4 conductores con malla calibre 22 AWG	700 m
CFast 128 GB MLC	1
Conector 24 V 5.08 3p screw	1
Win7 Ult 64 b SP1 DVD	1
X20 bus controller Modbus/TCP	1
X20 bus controller base	1
X20 BC supply, 24 V, bus supply	1
X20 terminal block, 12-pin, 24 VDC keyed	5
X20 Analog 4xl, +/- 10 V/0..20 mA, 16 Bit	2
X20 Digital 8xl, 24 V, Sink, 1 Wire	1
X20 Digital 8xO, 24 V, sink/source, 1 W	1
X20 bus module, 24 VDC keyed, internal I/O supply continuous	4
Conector armable en campo M12 recto hembra 4 pines	8
Fuente de alimentación de 24 V, 10 Amperes	1

* En el Anexo A se encuentran las especificaciones técnicas (Ver NT No. G-9)

Debido a que la computadora debe trabajar las 24 horas, se requiere una de tipo industrial que cumpla con las características señaladas en la Tabla 1. Es necesario instalarle a dicha computadora un programa para la adquisición de datos de los distanciómetros ante las solicitaciones dinámicas impuestas por un sismo o por el viento.



Tal programa deberá activar la medición de los distanciómetros cuando el adquirente de datos dinámico de 36 canales (esclavo de los acelerómetros) se lo indique. También, deberá permitir generar un pre y un post-evento, y elegir sus duraciones. El mismo programa deberá generar archivos exportables a una hoja de cálculo.

Para la instalación de los distanciómetros se requerirá que la constructora realice dos perforaciones de 3/8” de diámetro y una longitud de 10 cm para fijar cada uno de los distanciómetros; para la fijación de los acelerómetros se requiere hacer una perforación en la base del aislador 1 y otra en la base del aislador 4. La ubicación de dichas perforaciones se definirá en campo. Además, cada uno de los distanciómetros requiere de una base metálica que puede ser maquinada por el II-UNAM.

Dado que la instrumentación aquí descrita está orientada a realizar mediciones dinámicas se reitera la necesidad de contar ya tanto con el adquirente de datos dinámicos, como de los dos acelerómetros solicitados en la Nota Técnica No. G-9: “Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”, y cuyas características técnicas se respaldan en la Nota Técnica No. G-33: “Sobre los requerimientos técnicos del adquirente de datos para la instrumentación sismo-geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del NAICM”.

REFERENCIAS

- Yurdakul, M. y Ates, S. (2011). “Modeling of triple concave friction pendulum bearings for seismic isolation of buildings”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 40, No. 3.



ANEXO A

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LOS ACELERÓMETROS TRIAXIALES REQUERIDOS




EpiSensor ES-T Force Balance Accelerometer

The EpiSensor ES-T: A Flexible, Versatile Value

Kinometrics announces its latest line of earthquake sensors – EpiSensor force balance accelerometers. Model FBA ES-T is a triaxial surface package useful for many types of earthquake recording applications. The unit consists of three EpiSensor force balance accelerometer modules mounted orthogonally in one small convenient package. With fullscale recording ranges of ± 0.25 to $\pm 4g$ (user selectable) the EpiSensor provides on-scale recording of earthquake motions even at nearfault locations and in a wide variety of structure types.

The significantly improved bandwidth of DC to 200 Hz allows engineers and scientists to study motions at higher frequencies while maintaining the very important DC response that allows simple field calibration and reduces post-processing confusion.

Output circuitry is also significantly enhanced. Several types of outputs can be field-selected by the user: $\pm 2.5V$ single-ended output for use with traditional Kinometrics earthquake recording instruments; $\pm 10V$ single-ended or $\pm 20V$ differential output for use with Kinometrics digital recorders and other 24-bit digital recorders currently on the market.

EpiSensor force balance accelerometers are also available in uniaxial (the FBA ES-U) and borehole (the FBA ES-SB shallow and FBA ES-DH deep) packages.

FEATURES

- Low noise
- Extended bandwidth - DC to 200Hz
- User-selectable full-scale range
- Calibration coil (standard)
- Single-end or differential output (user selectable)
- Double-stage transient protection

SPECIFICATIONS

Dynamic range:	155 dB+	Linearity:	< 1000 $\mu g/g^2$
Bandwidth:	DC to 200Hz	Hysteresis:	< 0.1% of full scale
Calibration coil:	Standard	Cross-axis sensitivity:	< 1% (including misalignment)
Full-scale range:	User selectable at $\pm 0.25g$, $\pm 0.5g$, $\pm 1g$, $\pm 2g$ or $\pm 4g$	Zero point thermal drift:	< 500 $\mu g/^{\circ}C$ (1g sensor)
Outputs:	User selectable at: $\pm 2.5V$ single-ended $\pm 10V$ single-ended $\pm 5V$ differential $\pm 20V$ differential	ESD, RF, EMI protection:	Double stage transient protection with gas arrester elements
Zero adjust:	Three user-friendly access holes for simple, safe, efficient adjustment	Power consumption:	12mA from +/- 12V (Standard Amp) 35mA from +/- 12V (Low Noise Amp) Single supply option available
		Physical size:	13.3 cm diameter (cylinder), 6.2 cm high
		Mounting:	Single bolt mounting, three adjustable leveling feet and bubble level
		Connection:	Single military-style metal connector
		Operating Temperature:	-20° to 70°C (0° to 160°F)
		Housing:	Watertight enclosure

 The Kinometrics facility in Pasadena, CA has a certified ISO9001 Quality Management System.

USA • 222 Vista Ave., Pasadena, CA 91 107
Tel (626)795-2220 | Fax (626)795-0868

Switzerland • Z.I. Le Tres 66, 1028 Preverenges
Tel +41 (21) 803-2829 | www.kinometrics.com

10-23-13



“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”

NOTA TÉCNICA No. G-56

**Exploración geotécnica adicional y recomendación para
continuar el monitoreo geotécnico y topográfico después del
apagado de las bombas de vacío en el tramo de prueba de
consolidación por vacío con membrana**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Febrero 2, 2018



NOTA TÉCNICA No. G-56

Exploración geotécnica adicional y recomendación para continuar el monitoreo geotécnico y topográfico después del apagado de las bombas de vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana

1. INTRODUCCIÓN

En opinión del Instituto de Ingeniería (II-UNAM) es muy pertinente conocer la variación de las propiedades índice, mecánicas, hidráulicas y dinámicas del subsuelo después del periodo de aplicación del vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana. La pertinencia reside en la necesidad de evaluar la eficacia del procedimiento puesto en práctica en este tramo de prueba. Para ello, es necesario realizar una exploración geotécnica similar a la que se efectuó antes de la aplicación del vacío en el sitio de la prueba. Asimismo se requiere continuar el monitoreo de los instrumentos en este tramo de prueba, y evaluar sus resultados para conocer y calificar el comportamiento a largo plazo de esta técnica, como se indica a continuación.

2. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA POSTERIOR AL APAGADO DEL VACÍO

2.1 Trabajos de campo

Se proponen realizar tres sondeos alterados continuos (SPT) y cinco sondeos de cono eléctrico con medición de presión de poro (CPTu), tres sondeos mixtos con muestreo selectivo inalterado (SS) a ocho profundidades y tres sondeos helicoidales con prueba de veleta (VT) a seis diferentes profundidades. La ubicación de los sondeos (Figura 1) debe estar lo más cercana posible a las coordenadas indicadas en la Tabla 1, se deberán tomar las acciones necesarias para no dañar la instrumentación existente. Estas ubicaciones fueron marcadas por MENARD para la campaña de exploración previa a la aplicación de vacío en el sitio (MENARD, 2017).



Tabla 1. Coordenadas UTM para los sondeos (MENARD, 2017)

Sondeo	X	Y
1	500991.88	2155364.88
2	500991.87	2155398.57
3	500991.86	2155432.38
4	500969.14	2155398.56
5	501019.14	2155398.56

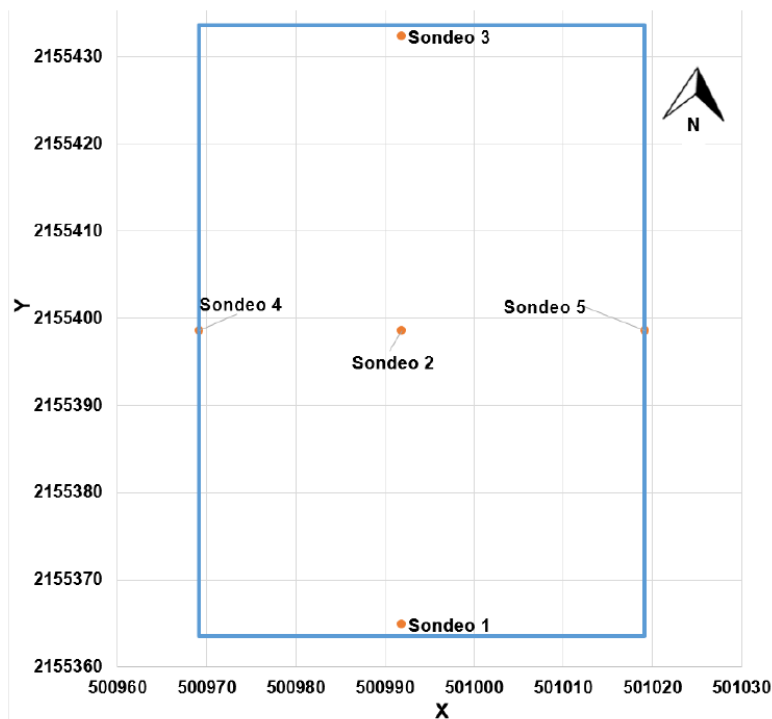


Figura 1. Ubicación de los sondeos propuestos

La profundidad recomendada para los sondeos SPT y CPTu es hasta la capa dura (CD), y las profundidades recomendadas para los sondeos selectivos (SS) y los sondeos helicoidales con prueba de veleta (VT) se muestran en las Tablas 2 y 3, respectivamente. En las tablas anteriores, las profundidades están referenciadas al Nivel del Terreno Natural (NTN). Estas profundidades (al final de la aplicación de vacío) fueron estimadas a partir de las velocidades de deformación registradas en los extensómetros colocados en diferentes estratos en el sitio de la prueba, y deberán verificarse una vez concluida la prueba.



Antes de la ejecución de los sondeos helicoidales y de muestro selectivo, se deberán realizar los sondeos tipo SPT y CPTu para conocer la variación del espesor de los estratos debido a la técnica de vacío con membrana. Lo anterior permitirá seleccionar las profundidades a las cuales se extraerán muestras inalteradas.

A partir de los sondeos SPT se podrá conocer la variación de las propiedades físicas como el contenido de agua (w%) antes y después del vacío. Con los sondeos CPTu se podrá conocer la variación de la permeabilidad debido al proceso de consolidación acelerada del suelo, así como la resistencia de punta antes y después del vacío. Los sondeos de muestreo selectivo (SS) permitirán conocer la variación del esfuerzo de preconsolidación debido al efecto del vacío. Lo anterior, permitirá evaluar la eficiencia global de la técnica de consolidación por vacío con membrana comparando las propiedades iniciales con las propiedades después de la aplicación del vacío, y por consiguiente, será posible realizar cambios y/o mejoras al diseño de las estructuras aeroportuarias que permitan destinar eficientemente los recursos para la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).

Tabla 2. Profundidades estimadas para el sondeo selectivo (SS)

No. Tubo	SS-01 (m)*	SS-02 (m)*	SS-03 (m)*	Profundidad final** SS-01 (m)	Profundidad final** SS-02 (m)	Profundidad final** SS-03 (m)
1	2.0 a 3.0	5.5 a 6.5	1.8 a 2.8	4.3 a 5.3	7.7 a 8.7	4.1 a 5.1
2	4.7 a 5.7	8.0 a 9.0	6.9 a 7.9	6.8 a 7.8	9.8 a 10.8	8.7 a 9.7
3	7.7 a 8.7	11.1 a 12.1	10.4 a 11.4	9.4 a 10.4	12.5 a 13.5	11.8 a 12.8
4	10.4 a 11.4	16.7 a 17.7	12.4 a 13.4	11.8 a 12.8	17.6 a 18.6	13.6 a 14.6
5	15.5 a 16.5	20.0 a 20.6	14.7 a 15.7	16.4 a 17.4	20.6 a 21.1	15.7 a 16.7
6	19.5 a 20.5	23.8 a 24.4	21.7 a 22.7	20.1 a 21.1	24.1 a 24.6	22.1 a 23.1
7	23.0 a 24	27.3 a 28.3	23.4 a 24.4	23.3 a 24.3	27.3 a 28.3	23.7 a 24.7
8	26.80 a 27.8	---	26.4 a 27.4	26.9 a 27.9	---	26.4 a 27.4

* Profundidad inicial marcada por MENARD (2017).

** Profundidades al final de la aplicación de vacío estimadas a partir de las velocidades de deformación registradas en los extensómetros colocados en diferentes estratos del sitio de la prueba.



Tabla 3. Profundidades estimadas para el sondeo con veleta

No.	Profundidad inicial (m)*	Profundidad final VT-01 (m)**	Profundidad final VT-02 (m)**	Profundidad final VT-03 (m)**
1	5.5	7.5	7.7	7.5
2	8.0	9.7	9.8	9.7
3	16.7	17.5	17.6	17.5
4	20.3	20.8	20.9	20.8
5	24.0	24.3	24.3	24.2
6	27.3	27.3	27.3	27.3

* Profundidad inicial marcada por MENARD (2017).

** Profundidades al final de la aplicación de vacío estimadas a partir de las velocidades de deformación registradas en los extensómetros colocados en diferentes estratos del sitio de la prueba.

2.2 Trabajos de laboratorio

Los trabajos de laboratorio tienen por objeto conocer las propiedades índice y mecánicas de los suelos, a partir de las muestras recuperadas en los sondeos de muestreo. Los trabajos necesarios que deberá considerar la contratista son:

- Clasificación e identificación de los suelos. Permitirá obtener el perfil estratigráfico del subsuelo en los sondeos de muestreo (inalterados y de penetración estándar) y calibrar los sondeos de cono eléctrico para estos mismos fines y para la identificación de suelos.
- Ensayes en muestras inalteradas: Se requiere al menos un ensaye para cada profundidad recomendada en la Tabla 2 en cada uno de los sitios en donde se efectúen sondeos de muestreo inalterado (8 ó 7 ensayes según sea el caso).
- Pruebas de consolidación unidimensional. Permitirán determinar la compresibilidad del subsuelo y sus parámetros de consolidación, bajo la superficie del tramo de prueba.
- Ensayes triaxiales en arcillas naturales. Se utilizarán cámaras instrumentadas para obtener los parámetros de resistencia del suelo en ensayes tipo UU. De cada muestra inalterada se ensayará una serie de tres probetas en condiciones no drenadas.

2.3 Recomendaciones

El II-UNAM recomienda, a mejor opinión por parte del GACM, que la exploración geotécnica y las pruebas las realicen las mismas empresas que hicieron la campaña de exploración inicial para que los datos sean aún más comparables entre sí.



Las propiedades dinámicas del subsuelo del sitio antes y después de la aplicación del vacío pueden relacionarse directamente con los valores del módulo de resiliencia del suelo bajo las plataformas intervenidas, el cual, a su vez es un parámetro que define el dimensionamiento de las capas de un pavimento. Por lo anterior, resulta de gran importancia ejecutar ensayos de sonda suspendida y *cross-hole*, para obtener los parámetros que permitan el diseño de los pavimentos de las pistas. Estos ensayos deben realizarse con las mismas características que las establecidas en la Nota Técnica No. G-20 “Solicitud para ejecutar ensayos de sonda suspendida y *cross-hole* en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana” (II-UNAM, 9 junio 2017). En dicha Nota Técnica se estipuló que: “La recomendación es realizar un ensaye de sonda suspendida a 50 m de profundidad, y otro de *cross-hole* al menos a 35 m de profundidad (que sobrepase la capa dura), previo a la construcción de la plataforma de vacío con membrana. Este mismo par de ensayos se ejecutaría cuando se apague el vacío, una vez que concluya la prueba.”

3. PARTICIPACIÓN DEL II-UNAM EN LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA POSTERIOR AL APAGADO DEL VACÍO

Como en los casos anteriores, el II-UNAM realizará los ensayos de sonda suspendida, sin embargo se requiere el apoyo del GACM para que designe a una empresa que ejecute las perforaciones necesarias. Con este ensaye se determinará el perfil de velocidades de onda de cortante a cada 0.50 m en un sitio cercano al centro de la plataforma tratada, y buscando un punto central entre los drenes verticales.

Tomando en cuenta que la conformación de la sonda es tal que debe alojar una longitud de 5 m debajo del punto de medición, para un ensaye a 50 m de profundidad es necesaria una perforación mínima de 55 m, en un barreno de 4” de diámetro, sin ademe, estabilizado con lodo bentonítico. La profundidad más somera del perfil será de 1.5 a 2.5 m abajo del nivel de la superficie del terreno. Es importante coordinar el ensaye para que al momento de sacar la herramienta de perforación se realice la prueba, evitando dar tiempo para que la perforación se cierre.

El II-UNAM recomienda que la CFE ejecute las pruebas *cross-hole*, siguiendo el protocolo que ha realizado previamente en el NAICM y obteniendo información de la rigidez de los materiales, al menos a cada 0.5 m, hasta la profundidad indicada.



4. RECOMENDACIÓN PARA CONTINUAR EL MONITOREO GEOTÉCNICO Y TOPOGRÁFICO POSTERIOR AL APAGADO DEL VACÍO

En opinión del II-UNAM, resulta indispensable dar seguimiento a la observación del comportamiento de la plataforma de prueba bajo consolidación acelerada mediante vacío con membrana, una vez que se apaguen las bombas y concluya el monitoreo que ha venido realizando la empresa MENARD en dicho tramo de prueba.

Extender el monitoreo de los instrumentos en el tramo de vacío con membrana, y el análisis de sus resultados es importante para conocer el estado del suelo mejorado a largo plazo y evaluar la técnica (por ejemplo: si el efecto del vacío continúa una vez apagadas las bombas; cómo se recupera la presión de poro del suelo; si el hundimiento se detiene bruscamente al apagar las bombas o el suelo continúa asentándose; entre otros aspectos).

Es indispensable prever que continúe el monitoreo, en principio al menos hasta la conclusión del año 2018, a fin de observar y medir la evolución del comportamiento de este tramo de prueba en un horizonte a largo plazo. Se recomienda realizar las mediciones de los instrumentos existentes, y llevar a cabo los levantamientos topográficos que se han venido ejecutando, una vez al mes durante cuatro meses, y posteriormente evaluar la posibilidad de espaciar estas mediciones a dos meses.

REFERENCIAS

II-UNAM (2017). Nota Técnica G-20 “Solicitud para ejecutar ensayos de sonda suspendida y *cross hole* en los tramos de prueba de consolidación por vacío dren a dren y vacío con membrana”, elaborada para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM). 9 junio 2017, CDMX, México.

MENARD (2017). Exploración geotécnica para el panel de vacío con membrana para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Informe final preparado por *InGeum*.



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio GACM-IIUNAM, No. AD-SRO-CONV-DCAGI-SC-013-17

NOTA TÉCNICA No. G-57

**Consideraciones y recomendaciones para la
construcción de un banco de nivel semiprofundo para la
Pista 6 del NAIM**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Marzo 19, 2018**



NOTA TÉCNICA No. G-57

Consideraciones y recomendaciones para la construcción de un banco de nivel semiprofundo para la Pista 6 del NAIM

1. INTRODUCCIÓN

En respuesta a la solicitud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) expresada en su oficio Núm. GACM/DG/DCC-LT/SC/AT1/030/2018, en esta nota técnica se presentan algunas consideraciones y recomendaciones que, en opinión del Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) deben tomarse en cuenta para el control altimétrico del proceso de construcción de la Pista No. 6 del Nuevo Aeropuerto Internacional de México (NAIM).

2. ANTECEDENTES

Se cuenta con un banco de nivel profundo desplantado hacia la cabecera sur de la Pista No. 3, a una profundidad de 200 m; se le conoce como BNP Sur 200. Se ha establecido como un acuerdo entre todas las partes [GACM, diseñadores y constructores de las Obras del Lado Aire (OLAs) y Obras del Lado Tierra (OLTs) compañías supervisoras y entidades asesoras] que todos los trabajos en el proyecto y construcción del NAIM, tomarían como referencia para el control de niveles topográficos, dicho banco de nivel profundo. Tal decisión se ratificó en la reciente sesión del 8 de marzo, 2018, cuando se presentó la Red Geodésica NAIM propuesta por CFE, en la que para el control de la coordenada Z del sistema geodésico global, se recurre también al BNP Sur 200.

No se desconoce que el efecto del hundimiento regional afecta incluso a la profundidad de desplante del BNP Sur 200, por lo que se mantiene un periódico monitoreo de su nivel respecto al considerado banco de nivel fijo, que es el BNP Atzacolco. Este banco por cierto, junto con el BN Tezoyuca y el BN Chimalhuacán son los referentes para gestionar y administrar los sistemas de coordenadas X,Y de las estaciones de Referencia de Medición Continua, de la Red Geodésica antes citada.



3. CONSIDERACIONES

3.1 Sólo un banco de nivel semiprofundo

Personal del IIUNAM está consciente de que la lejanía y el tránsito intenso de camiones ha complicado el traslado del nivel topográfico desde el banco de nivel profundo de referencia TGC Sur 200 a la zona de construcción de la Pista No. 6.

Sin embargo, no se considera conveniente recurrir a otro banco nivel profundo, que no sea el considerado y aceptado como único para todas las labores de construcción del NAIM, que es el TGC Sur 200. En reuniones técnicas previas con el GACM y SEDENA había surgido la idea de construir dos bancos de nivel a 200 m de profundidad. Sin embargo, es opinión del IIUNAM que no es pertinente construir dos bancos, como tampoco llevarlos a 200 m de profundidad. Se estima que es suficiente un banco de nivel semiprofundo (BNSP) que tenga como fin no suplir al BNP maestro, sino sólo como un referente local único para la construcción de la Pista No. 6. Ello evitará posibles discrepancias y confusiones entre los posibles diferentes frentes de trabajo, asegurará referirse con facilidad a los niveles de las otras obras del nuevo aeropuerto, y también será en beneficio de reducir costos y tiempos de instalación. Adicionalmente, consideramos que no es necesario que tal banco sea de acero inoxidable, por el costo que ello implica; no se requiere más que acero galvanizado como material para construir el BNSP.

3.2 Profundidad de desplante del BNSP

La profundidad de desplante de ese BNSP merece consideración específica, en función de las condiciones estratigráficas de la zona a lo largo de la Pista No. 6. Por lo antes dicho, se considera conveniente que ese BNSP se ubique hacia la parte media de la longitud de la pista, lo que determinó la búsqueda de un sondeo y perfil representativo de la misma; en la Figura 1 se presenta una planta de la zona, en donde se ubica el sondeo T-BH-224-SPT, ejecutado por CFE en 2015. En el Anexo a esta Nota Técnica se ha

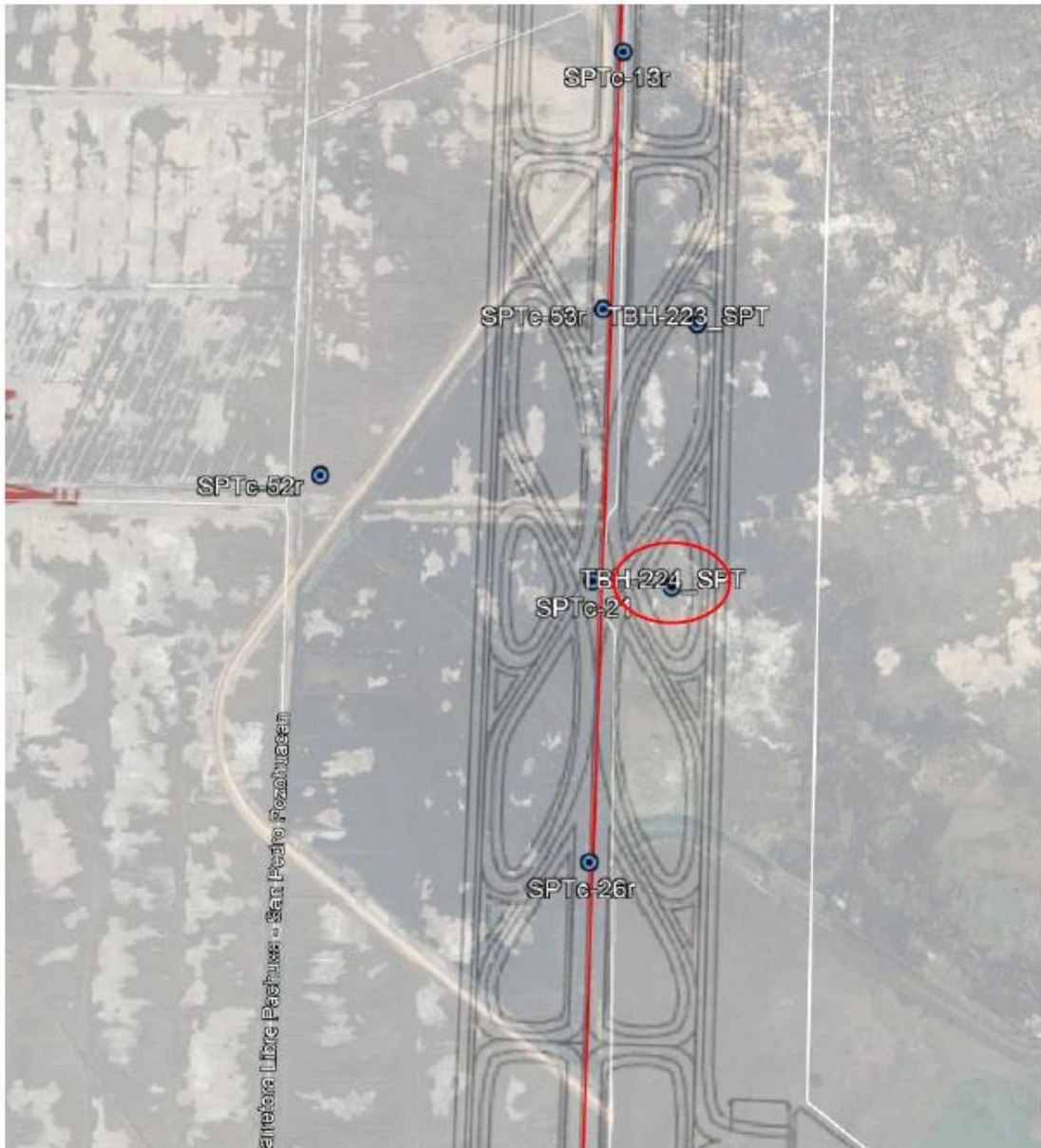


Figura 1. Zona central de la Pista No. 6 del NAIM, donde se ubica el sondeo T-BH-224-SPT

incluido completa la información asociada al citado sondeo, lo que ha permitido tener elementos para fijar la profundidad más conveniente del BNSP.



4. RECOMENDACIONES

Atendiendo a lo expuesto anteriormente, se recomienda construir un solo Banco de Nivel Semiprofundo para llevar a cabo el control altimétrico de las actividades de construcción de la Pista No. 6. Este banco deberá referirse periódicamente al BNP TGC Sur 200, al menos cada dos meses, lapso que deberá revisarse conforme se analice la evolución del movimiento relativo entre ambos.

La ubicación del banco será en una de las zonas verdes de acuerdo con los planos del proyecto, aunque también podría ser en una zona la más retirada posible del área de influencia de la construcción, para evitar su afectación. En función del perfil estratigráfico del sondeo representativo, se sugiere que tal banco se desplante a una profundidad de 60 m. Luego entonces, el banco de referencia para la Pista No. 6 que se propone es el BNSP 6-60.

<p>Dr. Moisés Juárez Camarena Ingeniero de Proyecto</p>	<p>Dr. Efraín Ovando Shelley Subdirector de Estructuras y Geotecnia</p>	<p>Dr. Manuel Jesús Mendoza López Coordinador del Proyecto NAIM sobre Aspectos Geotécnicos</p>
--	--	---

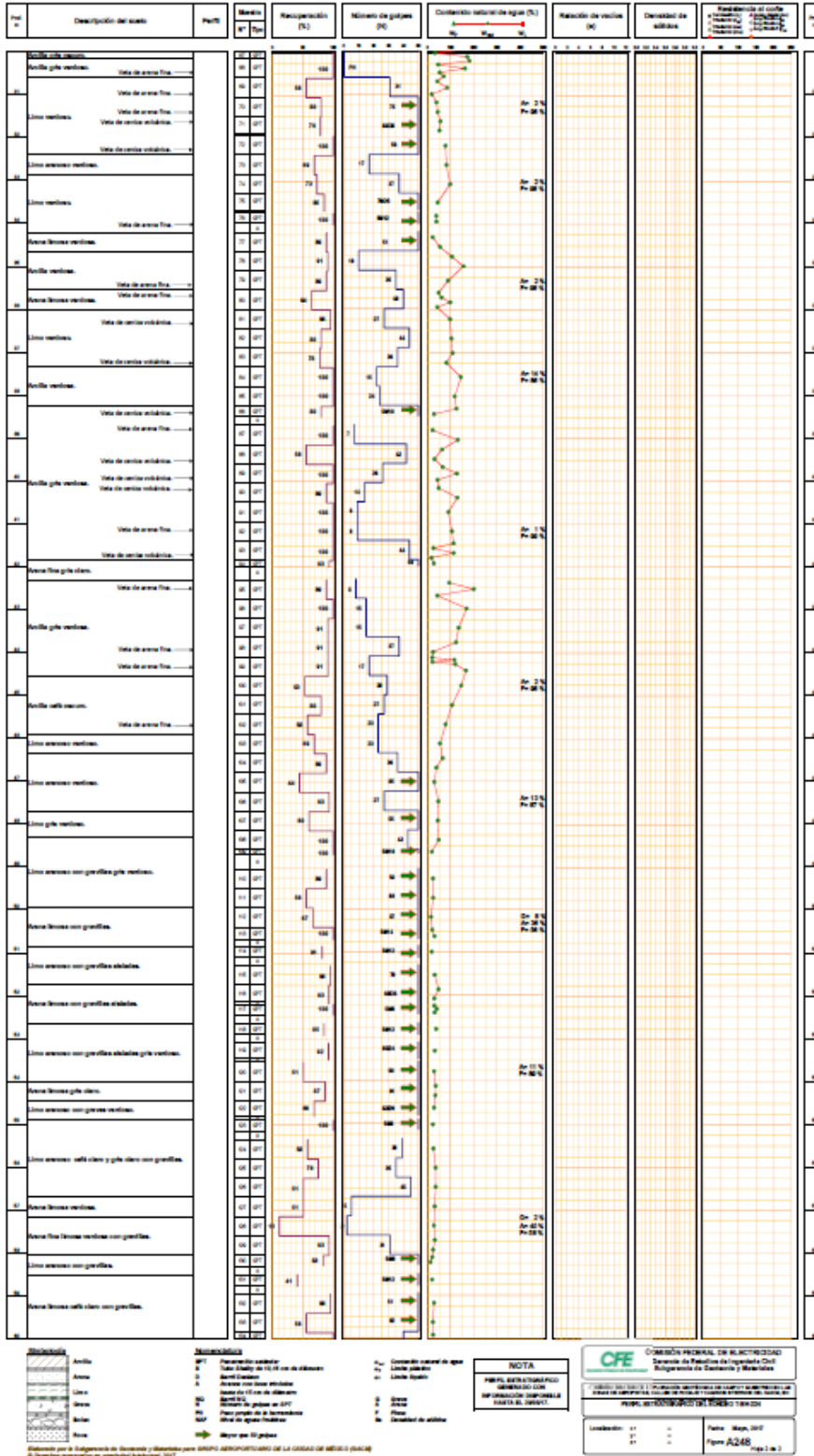


ANEXO

DATOS DEL SONDEO T-BH-224-SPT EN PISTA No. 6 DEL NAIM



CARPETA 2433/19 DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA DE CAMPO Y SUBSUELO EN LAS ZONAS DE AEROPUERTO, CALLE DE ROSAL Y CAMBIO INTERIORES DEL NAICM, EN TERREJO ESTADO DE MÉXICO. Informe n.º: 13/24/2019





**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio GACM-IIUNAM, No. AD-SRO-CONV-DCAGI-SC-013-17

NOTA TÉCNICA No. G-58

**Consideraciones y recomendaciones para el control de
calidad de la carpeta asfáltica elaborada con polímeros
EP 32 12 16.29**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Marzo 19, 2018



NOTA TÉCNICA No. G-58

Consideraciones y recomendaciones para el control de calidad de la carpeta asfáltica elaborada con polímeros EP 32 12 16.29

1. INTRODUCCIÓN

A solicitud del Ing. Enrique Erazo del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM), en esta nota técnica se presentan algunas consideraciones que en opinión del II-UNAM deben tomarse en cuenta en el proceso de control de calidad del cemento asfáltico modificado con polímero (EP 32 12 16.30) y las mezclas asfálticas elaboradas con polímero (EP 32 12 16.29) materiales que serán utilizados en la construcción de las carpetas asfáltica de las pistas y calles de rodaje del Nuevo Aeropuerto Internacional de México (NAIM).

2. ANTECEDENTES

Las mezclas asfálticas con las cuales se construirán las capas de rodadura de las pistas y calles de rodaje del NAIM deberán ser elaboradas y construidas tal como se indica en la especificación 32 12 16.29. Dicha especificación indica el uso de un cemento asfáltico modificado con un polímero tipo SBS (estireno-butadieno-estireno) el cual a su vez debe cumplir con las características indicadas en la Tabla 3 de la especificación 32 12 16 30, tal como se ilustra en la Figura 1. De acuerdo a TASANA (2016) la función de este polímero será la de mejorar el comportamiento ante deformación permanente de la carpeta asfáltica.

Por otra parte, de acuerdo a la especificación 32 12 16 29, la mezcla asfáltica en estado compacto deberá cumplir con las pruebas de desempeño que se indican en la Figura 2.



3. CONSIDERACIONES

3.1 Respecto a los requisitos de aceptación del cemento asfáltico modificado con polímero.

De acuerdo a la especificación 32.12.16.30 el contratista deberá presentar un certificado de calidad por lote o suministro del cemento asfáltico modificado con polímero, no obstante la supervisión podrá hacer pruebas para verificar el cumplimiento de las características del material indicadas en la Tabla 3 de dicha especificación y Figura 1 de este documento.

De acuerdo a la información presentada por COCONAL en la reunión de Oficina Técnica de Pistas llevada a cabo el 22 de febrero de 2018, las formulaciones de cemento asfáltico modificado con polímero SBS realizadas preliminarmente para alcanzar los requisitos de desempeño de la carpeta asfáltica, sugieren que el cemento asfáltico a utilizar requerirá un grado PG diferente al 76-16, mayor a 76 y menor a -16.

Basados en lo anterior, el II-UNAM recomienda que esta condición sea tomada en cuenta y por lo tanto la especificación 32.12.16.30 sea actualizada a fin de garantizar que el cemento asfáltico utilizado en la construcción de las carpetas asfálticas de las pistas y calles de rodaje, tenga las mismas características físicas y reológicas del ligante asfáltico usado en los diseños volumétricos y pruebas de desempeño de dichas mezclas.

3.2 Respecto a los criterios de aceptación del material producido en planta y colocado en campo de la carpeta asfáltica.

De acuerdo a la especificación 32.12.16.29, cuando la mezcla asfáltica elaborada con polímero sea colocada y esté en estado compacto (carpeta asfáltica) deberá ser evaluada bajo los siguientes parámetros:

- Vacíos de aire
- Densidad de la carpeta
- Espesor
- Uniformidad
- Rasante



Es opinión del II-UNAM que la especificación 32.12.16.29 no contempla el control de un parámetro que permita verificar que la mezcla colocada cumple con el requisito de tener una mejor resistencia a la deformación permanente respecto a una mezcla convencional, definido por TASANA. Por lo anterior, recomienda que en los requisitos de aceptación o rechazo de las mezclas asfálticas con polímero, se integre una prueba que permita evaluar cualitativamente el desempeño del polímero; para ello se sugiere que realicen pruebas en rueda de pista española (EN 12697-22) o en rueda de Hamburgo (AASHTO T 324).

Características	PG 76-16 (Tipo I)
Grado de desempeño (acorde a ASTM D 6373)	PG 76-16
Recuperación elástica en ductilómetro a 25 °C (acorde a ASTM D 6084)	80%
Estabilidad de almacenamiento (acorde a ASTM D 7173)	$\Delta T_{R\&B} < 3 \text{ }^\circ\text{C}$
Temperatura máxima de diseño del pavimento (promedio de 7 días), °C	76
Temperatura mínima de diseño del pavimento, °C	-16
Asfalto original:	
Penetración:	
• A 25°C, 100 g, 5 s; 10-1 mm, mínimo	60
• A 4°C, 200 g, 60 s; 10-1 mm, mínimo	25
Punto de inflamación Cleveland; °C, mínimo	230
Viscosidad dinámica a 135°C; Pa·s (Poises), máximo	3
Módulo reológico de corte dinámico ($G^*/\text{sen } \delta$) kPa, mínimo	1
• Temperatura de prueba @ 10 rad/s; °C	76
Después de prueba de película delgada y aire de horno:	
Pérdida por calentamiento a 163°C; %, máximo	1
Módulo reológico de corte dinámico ($G^*/\text{sen } \delta$) kPa, mínimo	2.2
• Temperatura de prueba @ 10 rad/s; °C	76
Después de envejecimiento en vasija de presión temperatura y aire:	
Temperatura de envejecimiento PAV; °C	
• En climas normales	100
Índice de endurecimiento físico [4], máximo	Reportar
Rigidización ($G^* \text{ sen } \delta$); kPa, máxima	5000
• Temperatura de prueba @ 10 rad/s; °C	34
Rigidez de Flexión $S(t)$; MPa, máximo ($m = 0,3 \text{ min}$)	300
• Temperatura de prueba @ 60/s; °C	-6

Figura 1. Requisitos del material bituminoso Grado PG modificado con polímeros, Tabla 3 de la Especificación 32 12 16 30



Tabla 8: Requisitos de la prueba de desempeño

Propiedad	Condición de prueba	Requisito	Norma
Resistencia a la tracción indirecta	0 °C	Promedio > 3.5 MPa Mínimo > 3.15 MPa	ASTM D 6931
	25 °C	Promedio > 1.0 MPa Mínimo > 0.75 MPa	ASTM D 6931
	50 °C	Se informaran los resultados de la prueba únicamente	ASTM D 6931
Dureza	0 °C	Promedio > 7.0 N/mm	ASTM D 6931
	25 °C	Promedio > 7.0 N/mm	ASTM D 6931
	50 °C	Se informaran los resultados de la prueba únicamente	ASTM D 6931
Módulo resiliente total	0 °C @ 1 Hz a una tensión de 30% de la resistencia de tracción indirecta	Promedio < 20,000 MPa Promedio > 10,000 MPa	ASTM D 7369
	25 °C @ 1.0 Hz a una tensión de 15% de la resistencia de tracción indirecta	> 2,500 MPa	ASTM D 7369
Creep dinámico	$\sigma_c = 0.00$ MPa, $\sigma_b = 0.40$ MPa, $T_1 = 0.2s$, $T_o = 0.8s$, $N = 10,000$, pulso de bloque		EN 12697-25-B
	40 °C	Deformación axial acumulada < 1.5% Pendiente de creep (log-log) < 0.25	
	60 °C	Deformación axial acumulada < 2.0% Pendiente de creep (log-log) < 0.25	
Creep estático	60 °C $\sigma_c = 0.00$ MPa $\sigma_b = 0.40$ MPa	Se informara únicamente el tiempo de flujo	EN 12697-25-B

La energía de compactación para todo espécimen deberá ser de 2 x 75 golpes
La dureza se calcula como el área bajo de la curva carga-desplazamiento (en Nmm) dividida entre el área de la sección transversal del espécimen. Esto puede incluir el desplazamiento más allá del punto de falla.

**Figura 2. Requisitos de la prueba de desempeño,
Tabla 8 de la Especificación 32 12 16.29**



4. CONCLUSIONES

En este documento se emiten conceptos y recomendaciones relacionadas con el control de calidad de las mezclas asfálticas con polímero que serán utilizadas en la construcción de la carpeta asfáltica de pistas y calles de rodaje, a fin mejorar este proceso y garantizar la calidad de las mismas.

Dra. Alexandra Ossa López Investigadora	Dr. Efraín Ovando Shelley Subdirector de Estructuras y Geotecnia	Dr. Manuel Jesús Mendoza López Coordinador del Proyecto NAIM sobre Aspectos Geotécnicos
---	---	---



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio GACM-IIUNAM, No. AD-SRO-CONV-DCAGI-SC-013-17

NOTA TÉCNICA No. G-59

**“Sobre la instalación del sistema de placas con
sensores, para el monitoreo de asentamientos
durante la construcción y la operación de la
Pista 6 del NAIM”**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

**Ciudad Universitaria, Ciudad de México
Marzo 15 de 2018**



NOTA TÉCNICA No. G-59

“Sobre la instalación del sistema de placas con sensores, para el monitoreo de asentamientos durante la construcción y la operación de la Pista 6 del NAIM”

1. ANTECEDENTES

La Pista No. 6 se ubica al oriente del predio donde actualmente se construye el NAIM; tiene una longitud de aproximadamente 5 km (4739 m) y se desarrolla aproximadamente en dirección norte-sur. Tendrá dos calles de rodaje paralelas a la pista y una conexión con la Pista No. 3 cercana a su cabecera sur.

El Instituto de Ingeniería, UNAM (IIUNAM) emitió la Nota Técnica No. G-51 “Comentarios a la Instrumentación Geotécnica Preliminar de TASANA, para la Construcción de la Pista 6 del NAICM”, en octubre de 2017. En reuniones técnicas posteriores con TASANA, diseñadores de esta Obra del Lado Aire (OLA) y con los responsables de su construcción (SEDENA), personal del IIUNAM propuso la colocación de un sistema de placas con sensores hidroeléctricos, a fin de monitorear los asentamientos que ocurran en la Pista 6 del NAIM. Acorde con el enfoque que se insiste debe tener la instrumentación geotécnica en esta OLA, la que fue ampliamente expuesta en esa NT No. G-51, se está buscando que tales instrumentos permitan medir y registrar los movimientos verticales que sufra el contacto suelo-terraceras, no sólo durante la construcción sino durante ya su etapa de operación.

Para registrar los asentamientos que sufra el terreno durante el tratamiento de precarga en la Pista 6, se tiene prevista la colocación de placas de asentamiento, las que se monitorearán durante el proceso de manera tradicional topográfica, tal como se llevó a cabo en las Pistas 2 y 3. Sin embargo, con el retiro de la precarga y una eventual sobrecarga, estas placas deben removerse para construir los pavimentos, y con ello se suspenderá el monitoreo del asentamiento durante la etapa de operación de la aeropista.



2. OBJETIVOS

El objetivo del sistema de monitoreo del asentamiento es dual, ya que durante la construcción de la Pista No. 6, es medir las deformaciones verticales debidas al proceso de consolidación por la acción de la precarga y sobrecarga; esto es, llevará registro desde la colocación de las capas de tezontle, durante el hincado de los drenes verticales, el lapso en que se mantenga la precarga y sobrecarga, su retiro, y luego la pavimentación de la pista y calles de rodajes. Una vez que la pista entre en operación, el sistema podrá continuar monitoreando los asentamientos, con miras a establecer políticas de mantenimiento de las pistas.

Atendiendo a la meta de registrar los movimientos verticales a largo plazo y durante la operación del aeropuerto, el IIUNAM ha sugerido el empleo de un sistema automático de monitoreo del asentamiento, consistente en una placa de acero que es el fiel del movimiento vertical del contacto suelo-tezontle donde se coloca; a dicha placa va adosado un sensor piezométrico que mide la carga hidráulica sobre ésta. Determinando topográficamente la cota del nivel de la superficie de ese tirante de agua, es posible definir la cota de la placa, y con ello establecer la evolución de sus asentamientos, desde la construcción de la pista y también durante la operación de la misma. El registro de los movimientos verticales a largo plazo se asegura al ubicar tales placas en sitios que no sufrirán cambios entre el tratamiento con precarga, su retiro, la construcción de pavimento, y la operación, tales como jardineras, o espacios entre las pistas y las calles de rodaje. Será posible incluso disponer algunas placas de asentamiento en el eje de la Pista 6, para intentar registrar la evolución de los movimientos a largo plazo en dicho eje.

La medición de la carga hidráulica sobre cada placa se efectuará mediante un piezómetro de tipo cuerda vibrante, el que como todos ellos, estará siendo leído constantemente, y su registro se guardará en un *datalogger*.

En esta nota técnica se describen los componentes del sistema automático de medición de asentamientos, así como los detalles de su colocación y las políticas a las que se adaptará el monitoreo.

3. SISTEMA DE MONITOREO AUTOMÁTIZADO DEL ASENTAMIENTO

3.1 Placa de asentamiento (PLA)

En la Figura 1 se muestra el sistema consistente en una placa de acero, que lleva adosado un transductor, el que está conectado a una tubería llena de un fluido muy estable y desaerado, así como de un cable conductor de las señales eléctricas. El sensor de presión deberá contar con la longitud necesaria de cable y de tubería para alcanzar al *datalogger*, evitando empalmes o añadiduras de cables o tuberías, a fin de que no entren burbujas de aire al sistema. La capacidad del sensor de presión será de aproximadamente 70 kPa. Cada sensor deberá contar con su ficha de calibración y certificado de calidad. Del conjunto de placas, al menos cinco (5) de ellas deberán contar con la verificación realizada en las instalaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

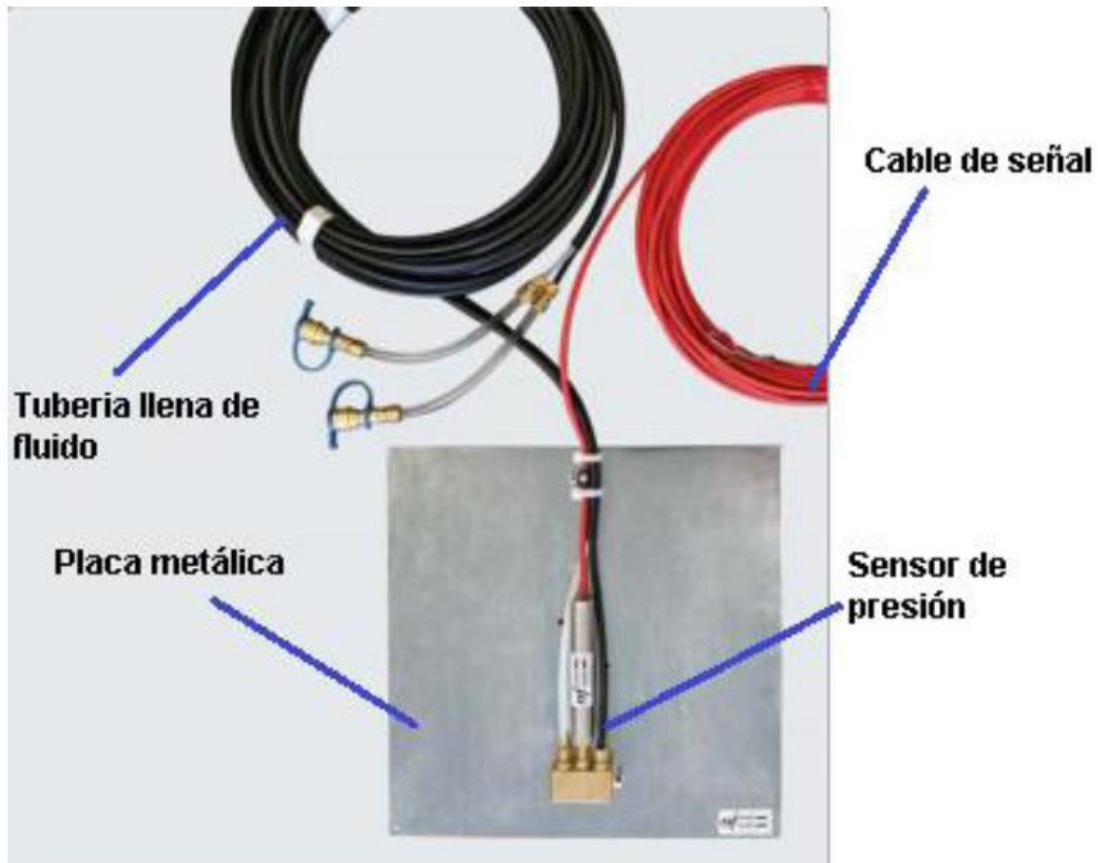


Figura 1. Placa de asentamiento con sensor de presión

3.2. *Datalogger* y buretas (SMA)

El sistema de monitoreo automático estará compuesto por un *datalogger* y un reservorio con líquido desaerado por sección. Cada *datalogger* deberá contar con capacidad suficiente para alojar a cada uno de los sensores de las placas de asentamientos; así mismo, deberá contar con energía a base de baterías portátiles que sean fácilmente cambiables. Dada la cantidad de sensores por sección, se propone que se tenga un *datalogger* de 40 canales (DT2040:20/40) en cada una de las secciones con 6 placas (véase la Figura 2) y uno de 10 canales (DT2055B:5/10) en cada una de las secciones con 3 PSMA.



Figura 2. *Datalogger* de 40 y 10 canales

Dado que durante los trabajos de instalación se requiere tomar lecturas del sistema de asentamiento manualmente, se utilizará una unidad de lectura portátil *Vibrating Wire Readout VW2106* (Figura 3).

Para garantizar que una vez instalado el sistema hidráulico no exista presencia de burbujas de aire, se requiere desaerar cada uno de los sistemas hidráulicos, por lo que será necesario la adquisición de una Unidad de Desaeración SS6000 (Figura 4) diseñada expresamente para ese fin.

El sistema de medición de asentamiento será dispuesto en una gaveta para alojar tanto al recipiente que contienen el líquido, como al *datalogger*



Figura 3. Unidad de lectura portátil



**Figura 4. Unidad de Desaeración del Sistema de Monitoreo
Automatizado de Asentamiento**

3.3 Localización

Las celdas con sensores de presión y monitoreo automatizado se ubicarán en la Pista 6, atendiendo a la nomenclatura y coordenadas que se indican en la Tabla 1.



Tabla 1. Coordenadas de instalación de las placas de asentamiento automatizado

No. Placa	COORDENADAS		Puntos del SMA y placas ahí monitoreadas
	E	N	
PLA001-IIUNAM	503511.85	2157196.76	
PLA002-IIUNAM	503451.66	2157198.87	
PLA003-IIUNAM	503329.50	2157203.16	
PLA004-IIUNAM	503253.89	2157205.81	SMA001-IIUNAM
PLA005-IIUNAM	503133.00	2157210.04	
PLA006-IIUNAM	503072.94	2157212.15	
PLA007-IIUNAM	502993.32	2157214.95	
PLA008-IIUNAM	502760.09	2157628.10	
PLA009-IIUNAM	502762.61	2157700.77	SMA002-IIUNAM
PLA010-IIUNAM	502765.19	2157775.49	
PLA011-IIUNAM	501925.50	2157657.33	
PLA012-IIUNAM	501928.05	2157730.00	SMA003-IIUNAM
PLA013-IIUNAM	501930.66	2157804.72	
PLA014-IIUNAM	503575.03	2158695.46	
PLA015-IIUNAM	503495.83	2158698.24	
PLA016-IIUNAM	503391.81	2158701.89	
PLA017-IIUNAM	503306.38	2158704.88	SMA004-IIUNAM
PLA018-IIUNAM	503201.24	2158708.57	
PLA019-IIUNAM	503130.68	2158711.05	
PLA020-IIUNAM	503647.17	2158699.96	
PLA021-IIUNAM	503598.66	2159370.09	
PLA022-IIUNAM	503519.46	2159372.88	
PLA023-IIUNAM	503415.45	2159376.55	SMA005-IIUNAM
PLA024-IIUNAM	503330.01	2159379.57	
PLA025-IIUNAM	503224.84	2159383.28	
PLA026-IIUNAM	503154.31	2159385.76	
PLA027-IIUNAM	503631.91	2160319.47	
PLA028-IIUNAM	503552.70	2160322.24	
PLA029-IIUNAM	503448.68	2160325.89	SMA006-IIUNAM
PLA030-IIUNAM	503363.26	2160328.88	
PLA031-IIUNAM	503258.08	2160332.56	
PLA032-IIUNAM	503187.56	2160335.03	
PLA033-IIUNAM	503661.66	2161168.95	
PLA034-IIUNAM	503582.45	2161171.72	
PLA035-IIUNAM	503478.43	2161175.36	
PLA036-IIUNAM	503393.01	2161178.35	SMA007-IIUNAM
PLA037-IIUNAM	503287.83	2161182.02	
PLA038-IIUNAM	503217.30	2161184.49	
PLA039-IIUNAM	503750.87	2161173.13	



Como ya se mencionó, el arreglo hidráulico se encuentra abierto a la atmósfera, por lo que las lecturas arrojadas por los sensores estarán afectadas por los cambios barométricos y de temperatura que existan a lo largo del día. Para realizar una corrección por estos factores, será necesario la colocación de tres placas de asentamiento de referencia adicionales debajo de tres puntos de monitoreo (SMA). Estas placas serán instaladas justo por arriba del terreno natural y corresponden a la nomenclatura siguiente PSMA007-IIUNAM, PSMA020-IIUNAM y PSMA039- IIUNAM. El sistema de medición de asentamientos (SMA) será instalado en las coordenadas mostradas en la Tabla 2.

Tabla 2. Coordenadas de instalación del sistema de medición de asentamiento (SMA)

Gaveta No.	E	N
	m	m
SMA001-IIUNAM	502993.32	2157214.95
SMA002-IIUNAM	502694.53	2157474.04
SMA003-IIUNAM	501919.97	2157500.19
SMA004-IIUNAM	503647.17	2158699.96
SMA005-IIUNAM	503688.14	2159373.83
SMA006-IIUNAM	503721.14	2160324.50
SMA007-IIUNAM	503750.87	2161173.13

4. COLOCACIÓN DEL SISTEMA DE MONITOREO AUTOMÁTIZADO DEL ASENTAMIENTO

4.1 Placas de asentamiento con sensor

El punto de instalación con las coordenadas definidas en el proyecto debe ser corroborado por topografía y debe observarse que el sitio sea idóneo para su instalación sin interferir con algún otro instrumento, estructura o actividad. De la misma forma, debe ser ubicada la trayectoria que seguirán los tubos de fluido y el cable de señal que reconocerán hacia el punto de medición. Si no se ha tendido tezontle, entre estos puntos se abrirá una trinchera en el terreno natural para tender el conduit con mangueras y cable, arrojándolo con arena o tezontle fino cernido. Si ya se tiene una plataforma de tezontle, podrá tenderse el conduit en el tezontle, aunque arrojándolo igualmente con tezontle cernido. Deberán evitarse gravas y fragmentos de tezontle en contacto con el conduit, los que podrían afectar la manguera y cable.

En la Figura 5 se observa un corte esquemático del arreglo para la colocación del sistema de monitoreo automatizado de los asentamientos que sufra la Pista 6. Asumiendo que ya está tendida la primera capa de tezontle, se hará una excavación con una retroexcavadora pequeña con taludes 1:1, o más tendidos, de tal forma que en el contacto con el terreno natural se descubra un área aproximada cuadrada en planta de por lo menos 1 m por 1 m. No excavar el terreno natural; de existir, retirar por medios manuales el geotextil entre terreno natural y tezontle. Sobre el terreno natural, sólo añadir la arena para formar una “cama” de unos 5 cm de espesor para que celda, sensor, tuberías y cable se asienten bien y descansen sobre prácticamente el mismo horizonte. La arena debe tener una granulometría media, contar con cierta humedad y se deberá apisonar para que alcance una compacidad media. Opcionalmente, podrá usarse arena fina de tezontle, la que deberá cernirse en una malla fina. Usar un nivel de mano para asegurar la horizontalidad de la celda; su cota habrá de establecerse mediante nivelación topográfica. NO usar geotextil alguno entre arena y suelo, ni tampoco entre arena y tezontle. NO usar tubo de PVC para cubrir tuberías, sensor y cable. La utilización de tubería conduit corrugada plástica de pared gruesa, con un diámetro en el que puedan pasar los cables y mangueras, es una buena opción para proteger en todas direcciones el cableado y conductos hidráulicos de los instrumentos. Es importante cuidar que dicho conduit se coloque con ciertas formas curvas (en S) sin que el cable y/o el sensor sufran daños.

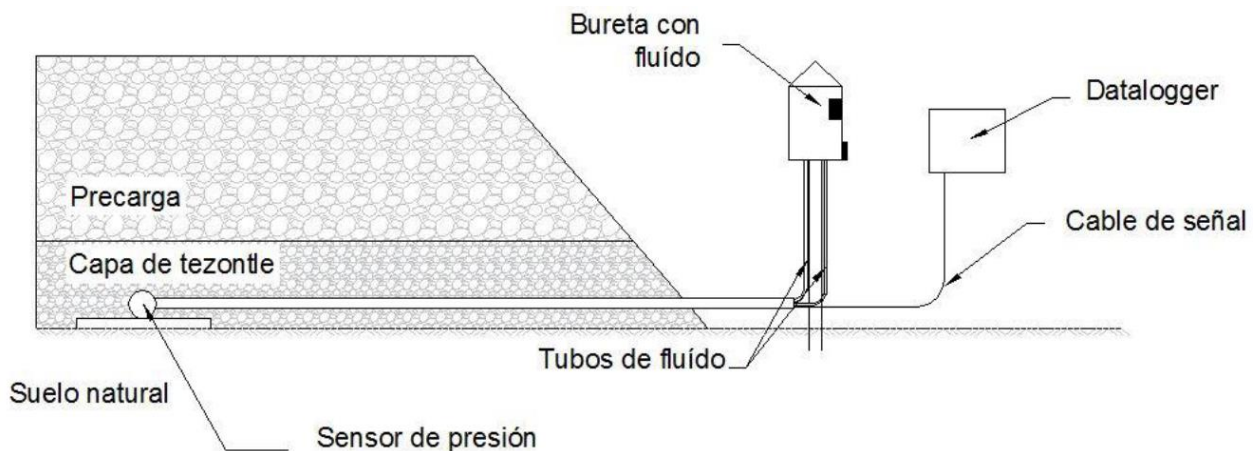


Figura 5. Esquema del sistema de monitoreo automatizado del asentamiento

Finalmente, se cubrirá el conjunto con más arena del mismo tipo, en las mismas condiciones que la de la “cama”, y con un espesor de unos 8 cm. Deberán marcarse cuidadosamente los cables según la nomenclatura de la placa, a fin de identificarlos sin duda alguna. Los primeros decímetros con tezontle sobre la arena se rellenarán manualmente, evitando colocar fragmentos grandes de tezontle.

4.2 Gaveta para *dataloggers* y buretas

Se expone en este apartado la porción del sistema al que las mangueras y el cable de la placa con sensor llegan, para constituir el punto de monitoreo (medición y adquisición de datos) que reconoceremos como SMA.

En el plano II-UNAM P-6 01 se observa que los puntos SMA se localizarán fuera de la zona de precarga, a fin de tener en ellos la menor magnitud de asentamiento posible debido a ésta. A su vez, se instalarán gavetas destinadas al alojamiento del sistema hidráulico (reservorio o bureta) y el sistema de adquisición de datos,

En el punto SMA establecido se colocará la gaveta sobre una estructura metálica, tal como se muestra en el esquema de la Figura 6. La base metálica se fija sobre una losa de concreto de 1 x 1 m y espesor de 10 cm, antes de conectar mangueras y cable de

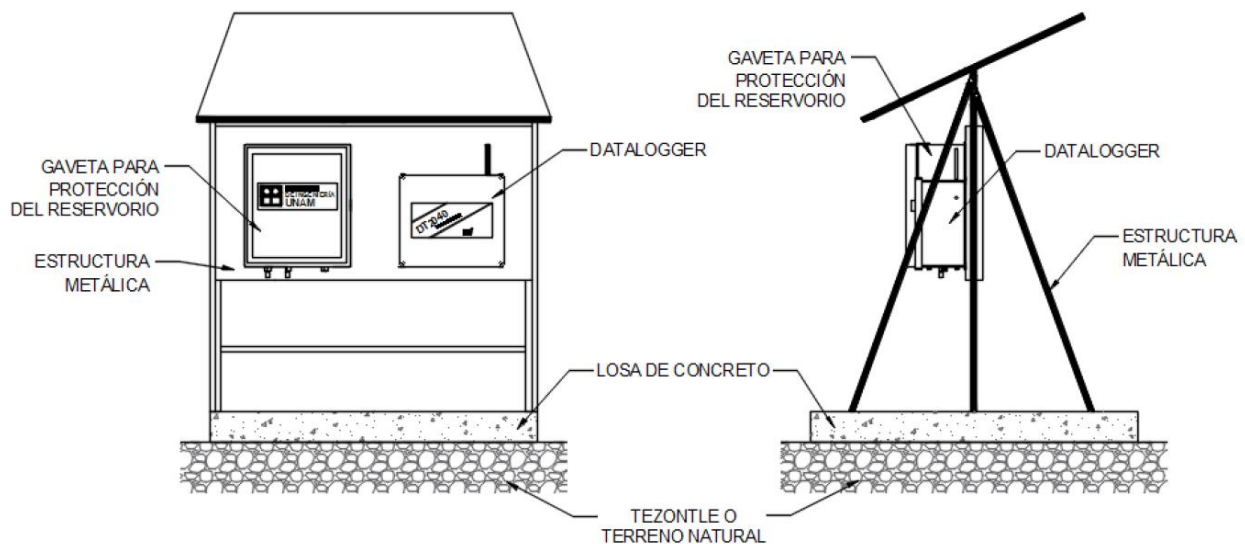


Figura 6. Esquema de instalación de gaveta y *datalogger*



señal, como se indica más adelante. Debe asegurarse que todo el arreglo se encuentre perfectamente nivelado mediante la utilización de un nivel de mano de burbuja. La referencia del reservorio debe ser registrada mediante topografía para futuros cálculos.

El manejo de la bureta y su llenado requieren cuidado y atención especiales a fin de tener resultados positivos. La bureta debe ser llenada hasta la marca roja con el líquido desairado. Se deben remover los las dos extensiones de 6” (15.24 cm) que se encuentran dentro de la bureta. Las dos conexiones rápidas en las puntas de los tubos de fluido deben ser cubiertas con líquido para impedir que al hacer la conexión quede atrapado aire dentro del sistema; ambas conexiones deben de ser insertadas en su respectivo espacio justo al mismo tiempo.

De ser necesario, debe volver a llenarse la bureta con solución desaerada hasta la marca y colocar algunas gotas de aceite mineral claro para evitar en lo posible, la evaporación del fluido. Para asegurarse que el sistema esté completamente saturado y que no existan burbujas de aire dentro del mismo, se tendrá que recurrir al procedimiento definido en la Unidad de Desaeración.

Por último, deben de realizarse las conexiones eléctricas a manera que exista la comunicación entre el *datalogger* y el sensor de presión. Al finalizar la instalación, se verificará que el sistema esté funcionando correctamente, para proceder a tomar las primeras lecturas, tanto de presión como de temperatura, las que serán tomadas como referencia o lectura cero.

5. MATERIALES Y EQUIPOS NECESARIOS

Además de las 39 placas de asentamiento automatizadas, se requerirá de acuerdo a la distancia que deben cubrir los cables de señal y los tubos de líquido, una cierta suma de longitud de cable y tubería. En breve se establecerá tal cantidad, definiendo incluso la longitud particular de cada celda, toda vez que está en revisión la ubicación más pertinente de los puntos SMA.

6. SOBRE LA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

La instrumentación completa de placas, sensores, mangueras, cables, buretas y *dataloggers*, así como los materiales e implementos necesarios para la instalación del sistema de monitoreo propuesto, será suministrado por los constructores de la Pista No. 6. Así mismo, la ejecución de las actividades necesarias para excavar y colocar las placas, la provisión de la arena, la ejecución de la excavación y tendido del conduit, la



construcción de las gavetas y toda actividad requerida para colocar físicamente toda la instrumentación geotécnica y montar los componentes de registro, será responsabilidad de los mismos constructores.

Sin embargo, personal del Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México (IIUNAM) será el encargado de realizar un seguimiento muy cercano de los trabajos de instalación de la instrumentación, colaborando estrechamente con quienes designen los constructores para llevar a cabo la instalación del sistema, a fin de asegurar que la colocación se lleve a cabo según lo establecido por el fabricante de la instrumentación (RST Instruments, 2018) y lo que aquí se ha señalado; participará también en la verificación de la calibración de los sensores de presión. Los ingenieros del IIUNAM serán también quienes resuelvan cualquier aspecto técnico no previsto en esta nota técnica. Así mismo, serán vigilantes del proceso de monitoreo durante la etapa de precarga.

REFERENCIAS

Instituto de Ingeniería, UNAM (2017) Nota Técnica No. G-51: “Comentarios a la Instrumentación Geotécnica Preliminar de TASANA, para la Construcción de la Pista 6 del NAICM”, entregada al GACM, octubre de 2017.

Instituto de Ingeniería, UNAM (2017). Nota Técnica No. G-18: “Instrumentación Geotécnica Adicional y Complementaria para el Tramo de Prueba con Sistema de Vacío y Membrana Hermética”, entregada al GACM, mayo de 2017.

RST Instruments LTD (2017). VW Liquid Settlement System Instruction Manual.

<p>Dr. Efraín Ovando Shelley Subdirector de Estructuras y Geotecnia</p>	<p>Dr. Manuel Jesús Mendoza López Coordinador del Proyecto NAIM sobre Aspectos Geotécnicos</p>
--	---



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

Convenio GACM-IIUNAM, No. AD-SRO-CONV-DCAGI-SC-013-17

NOTA TÉCNICA No. G-60

**“Sobre la medición de esfuerzos efectivos laterales
sobre el muro perimetral del cajón de cimentación de
la TCTA del NAIM”**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Marzo 20 de 2018



NOTA TÉCNICA No. G-60

“Sobre la medición de esfuerzos efectivos laterales sobre el muro perimetral del cajón de cimentación de la TCTA del NAIM”

1. ANTECEDENTES

El Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) hizo entrega al Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) el 28 de abril de 2017, de la Nota Técnica No. G-9 titulada “Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”. En respuesta a ella, el 26 de mayo, 2017, el GACM envió un correo electrónico con algunos cuestionamientos planteados por el constructor ALDESA de la TCTA. Ello dio motivo a la preparación de la Adenda a la Nota Técnica No. G-9, que daba respuesta a tales cuestionamientos, y que se ha considerado pertinente reproducirla aquí, ya que se ha suscitado una controversia en relación con las celdas de presión hincables, con medición de presión de poro, con transductor resistivo (piezoceldas) que ahí se describieron y solicitaron.

2. CONSIDERACIONES

En el quinto rubro de la tabla que aparece en la página 4 de la Adenda antes citada se precisa el instrumento geotécnico en comento, el cual está destinado a medir la presión lateral efectiva sobre el muro perimetral del cajón de cimentación de la TCTA. En su descripción se precisan dos características que deben contar esas piezoceldas para cumplir el objetivo para el que están destinados: (1) deben tener la capacidad de registrar esas variables ante eventos dinámicos como los que impone un sismo; y (2) deben poder medir esfuerzos efectivos, atendiendo al criterio bien establecido por la Mecánica de Suelos, de conocer el comportamiento de los geomateriales en términos de esos esfuerzos.



El primer aspecto se cubre con sensores de tipo resistivo, los cuales tienen una excelente respuesta dinámica; debe recordarse que los sensores de tipo cuerda vibrante, no tienen tal cualidad.

Por lo que se refiere al segundo aspecto, la definición de esfuerzos efectivos exige, por una parte, la medición de la presión lateral total ejercida por el relleno sobre la pared del muro; y por la otra, la medición de la presión de poro en el mismo punto; ésta última corresponde a la presión en el agua. Precisamente la diferencia algebraica entre estas dos variables, es por definición el valor de los esfuerzos efectivos. Por tal motivo, el número de catálogo de la piezocelda incluida en esa tabla, corresponde a un equipo en el que en el mismo cuerpo de la celda se tienen los dos transductores, uno el que mide la presión total, y otro el que mide la presión de poro.

No obstante la emisión de la Nota Técnica No. G-9 y su Adenda, los responsables de la adquisición de las piezoceldas, solicitaron éstas sin el transductor que mide la presión de poro; las piezoceldas suministradas y disponibles, sólo disponen cada una del sensor que mide la presión lateral total.

3. RECOMENDACIONES

A fin de cumplir con los objetivos de las piezoceldas establecidos en la NT No. G-9 y su Adenda, se recomienda colocar las piezoceldas disponibles con sólo el transductor de presión lateral total; y por separado y contiguo a cada una de ellas y a una distancia de medio metro, disponer un piezómetro que es el sensor que nos medirá la presión de poro. Es muy importante insistir que tal sensor faltante debe ser de tipo resistivo (NO del tipo Cuerda vibrante); el rango de presiones será de 0 a 70 kPa.

Si el programa de construcción para el relleno de la excavación realizada para construir el cajón de cimentación lo exige, se adelantará la colocación de la piezocelda disponible con un sensor, y se dejará el preparativo para la colocación de los piezómetros. Ambos sensores se colocarán a 4.0 m de profundidad, con respecto al borde del muro perimetral.

Para colocar cada piezómetro *a posteriori* en el relleno contiguo al muro perimetral, se colocará un tubo de PVC de 2" de diámetro antes de hacer el relleno. Una vez que se disponga de esos piezómetros, se introducirá cada uno de esos sensores en su fondo, para cubrirlo posteriormente con *pellets* de bentonita, a fin de medir la presión de poro justo en el punto sensible del piezómetro.



Cada uno de los seis sensores resultantes de las mediciones en la pared del muro perimetral, se medirán por separado, primero mediante una consola portátil durante la construcción de la TCTA, para luego conectarlos al sistema de registro digital del sistema que monitoreará la instrumentación geotécnica y acelerográfica dispuesta en la cimentación de la TCTA.

<p>Dr. Efraín Ovando Shelley Subdirector de Estructuras y Geotecnia</p>	<p>Dr. Manuel Jesús Mendoza López Coordinador del Proyecto NAIM sobre Aspectos Geotécnicos</p>
---	--



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

ADENDA A NOTA TÉCNICA No. G-9

**Especificaciones para la instrumentación geotécnica
de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico
Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la
Ciudad de México**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Mayo 29 de 2017



Adenda a Nota Técnica No. G-9
**Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la
cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo
Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México**

1. Antecedentes

El 28 de abril del presente año, el II-UNAM hizo entrega de la Nota Técnica No. G-9 titulada “Especificaciones para la instrumentación geotécnica de la cimentación de la Torre de Control de Tráfico Aéreo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”. En respuesta a ésta, el 26 del mes en curso el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México envió un correo electrónico con algunos cuestionamientos planteados por ALDESA sobre la instrumentación proyectada, que aquí se reproducen en letras cursivas. El motivo de esta Adenda a la NT No. G-9 es dar respuesta y expresar algunos comentarios a tales cuestionamientos.

2. Dudas planteadas y sus respuestas

- a) *Sobre los rangos de presión requeridos de los piezómetros resistivos y los metros del cable*

La presión máxima de los piezómetros resistivos requeridos, y los metros del cable correspondiente de cada uno de ellos son como se indica enseguida:

Profundidad de instalación (m)	Presión máxima (kPa)	Longitud de cable (m)
10	250	30
15	250	35
20	250	40

- b) *Sobre los rangos de presión requeridos de los piezómetros de cuerda vibrante y los metros del cable*

La presión máxima de los piezómetros de cuerda vibrante requeridos, y los metros del cable correspondiente de cada uno de ellos son como se indica enseguida:



Profundidad de instalación (m)	Presión máxima (kPa)	Longitud de cable (m)
10	250	30
20	250	40

- c) *De los inclinómetros: nos confirmen si van a ser 9 barrenos de 30 m de profundidad y 3 sondas portátiles inclinométricas. Informar si requieren tubería guía para los inclinómetros*

En efecto, serán nueve barrenos de 25 m de profundidad (a partir del nivel del terreno natural) dado que la capa dura comienza aproximadamente a los 24 m en esa zona.

Por lo que se refiere a las sondas portátiles para las mediciones de los inclinómetros, se ha reconsiderado la petición inicial de tres, para quedar sólo la solicitud de dos (2) de ellas. Se ha tomado tal decisión, pensando primordialmente en una posible avería de alguna de ellas, tomando en cuenta las experiencias de los tramos de prueba, cuando se tuvieron descomposturas en esas sondas.

En efecto, se requiere la tubería guía plástica de ABS, con 25 m de longitud para cada uno de los barrenos. Tal tubería deberá contar con coples telescópicos, a fin de que se pueda ajustar al asentamiento regional del sitio.

- d) *En el caso de productos de los sensores de tipo resistivos, ¿Qué tipo de salida requieren mv/V, de 0-5VCD o de 4-20mA? Comento que aquellos con salida en corriente su tiempo de entrega es menor.*

Requerimos salida de 0 a 5 VCD.

- e) *Se repitió el cuestionamiento d).*

- f) *¿Las celdas de presión, son celdas de carga?*



Si bien se pensó inicialmente en celdas de presión, la visita al sitio de colado de los pilotes, nos ha exigido reconsiderarlo; en efecto, pudimos apreciar que es necesario prever la conexión de varillas que unen la losa con la parte superior de cada pilote (tubos engargolados de 55 mm de diámetro y 4 m de longitud, dentro de los que se inyecta un *grouting*).

La solución definitiva para medir la carga que toma cada uno de los pilotes instrumentados será mediante una CELDA DE CARGA cilíndrica y hueca, que permita dar paso a las varillas antes mencionadas. En cada cabeza de pilote instrumentado (seis) se colocará una celda Modelo 3000 (la hoja de especificaciones se anexa al final de la presente adenda), marca Geokon como referencia, con capacidad de 750 kN y diámetro interior de 200 mm, y de la menor altura posible. Es muy importante señalar que DEBE ser de tipo resistivo (*Resistance strain gauge type*) ya que tiene por objetivo no sólo medir cargas permanentes estáticas, sino de registrar su respuesta ante acciones dinámicas producidas por sismo y viento sobre la torre, cuando ésta esté ya en operación. Estas celdas de carga habrán de ser monitoreadas manualmente durante la etapa de construcción mediante una consola portátil Modelo GK-502, y posteriormente se conectarán al sistema automático de adquisición de datos *Dolomite*, mismo que registrará sus lecturas, al igual que las de los acelerómetros, las presiones de poro en el subsuelo, las presiones verticales en el contacto losa de cimentación-suelo y las presiones laterales sobre las paredes de la cimentación, todas ellas ante eventos dinámicos.

Con la información requerida y las reconsideraciones antes mencionadas, se ha actualizado la Tabla 1 de la Nota Técnica No. G-9, por lo que deberá desecharse ésta, y adoptar la que se incluye en esta adenda.



Tabla 1. Compendio de instrumentos a colocarse con sus especificaciones.

Sensor	Ubicación	Marca	Modelo	Rango		Cantidad	metros de cable
				-3000 a 3000	µε		
Deformímetros*	A lo largo de seis pilotes	Vishay	EGP-5-350		25	depende de la ubicación	
Celdas de carga	Cabeza de seis pilotes	Geokon	3000	0 a 750	6	2 con 25 m 2 con 50 m 2 con 70 m	
Consola portátil	-	Geokon	GK-502	-	1	-	
Celdas de presión	Debajo de la losa fondo	Geokon	3500	0 a 400	10	6 de 40 m 2 de 60 m 2 de 75 m	
Celdas de presión hincables, con medición de presión de poro, con transductor resistivo	Muros del cajón de cimentación	Geokon	3500	0 a 100	3	35	
Piezómetros resistivos	En el suelo a diferentes profundidades	Geokon	3400	250	3	1 con 50 m 2 con 60 m	
Piezómetro de cuerda vibrante	En el suelo a diferentes profundidades	Geokon	4500S	350	2	1 con 50 m 1 con 60 m	
Sistema de inclinómetro digital (MEMS)	-	Geokon	GK-604D	±30	2	Con 30 m de cable	
Tubería para inclinómetro**	En la periferia de la excavación	Geokon	De 70 mm de diámetro externo	-	9	27 m de tubo con coples	
Bancos de nivel profundo	En los dos primeros estratos resistentes (25 y 38 m), a cinco metros de la cimentación	-	-	-	2	-	
Pozos de observación	A 8 m del NTN, en el centro y en la periferia de la cimentación	-	-	-	-	Se requiere una sonda piezométrica con 20 m de cable	
Acelerómetros triaxiales	Sobre la losa tapa, al centro y en un extremo	Kinematics	Episensor EST	-4 a 4	2	1 con 50 m 1 con 20 m	
Adquisidor de datos	En la caseta de registro	Kinematics	Dolomite	36	1	-	

*Ya provistos por el IIUNAM, e instalados en pilotes hincados
**Deberá conciliarse con la propuesta de instrumentación de ALDESA

ANEXO

Model 3000 Series

Electrical Resistance Type Load Cells

Applications

The Model 3000 Electrical Resistance Strain Gage Type Load Cells are used for...

- Monitoring loads in tiebacks and rock bolts in the walls of excavations
- Monitoring loads in steel arch tunnel supports
- Monitoring loads in cross slot struts
- Measurement of loads during pile testing



• Closeup of cable insertion showing Kellera® wire mesh grip.



• Model GK-502 Readout for use with the Model 3000 Series Load Cells.



• Model 3000 Series Load Cells.

Operating Principle

The Model 3000 Load Cell is designed primarily for use on tiebacks and rockbolts. They may also be used during pile load tests and for monitoring loads in crosslot struts and tunnel supports, etc.

In most situations, the Model 3000 is used in conjunction with bearing plates, positioned on either side of the load cell.

Where load cells are used to check the load as determined by the hydraulic pressure applied to the jack, during proof-testing on tiebacks, rockbolts, etc., the user should be aware that, due to the annular design and the many variables in load distribution, the agreement cannot be guaranteed better than $\pm 15\%$.

In use, load cells are positioned so that the tensile load in the tieback or rockbolt produces a compressive load in the load cell. This is done by trapping the load cell between bearing plates positioned between the jack and the structure, either below the anchor plate for permanent installations or above the anchor plate for proof-testing.

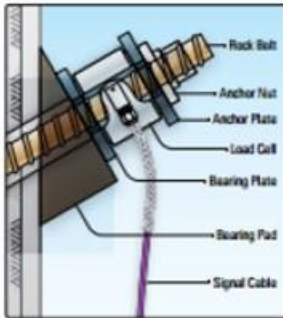
Advantages and Limitations

The Model 3000 Load Cell is made from an annulus of high strength steel or aluminum. Electrical resistance strain gages are cemented around the outside of the annulus and connected in a Wheatstone Bridge circuit so that there is a single mV/V output. Remote sensing techniques are used to minimize cable effects. Solid load cells are also available.

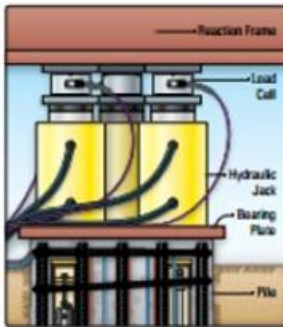
An outer shell protects the gages from damage and 'O'-rings on either side of the gages ensure that the load cell is fully waterproof.

The cable is attached to the cell through a waterproof gland. A strain relief, in the form of a Kellera's grip, prevents the cable from being pulled out of the cell. Cables have thick PVC jackets and can be terminated in a 10 pin connector to mate with the GK-502 Readout.

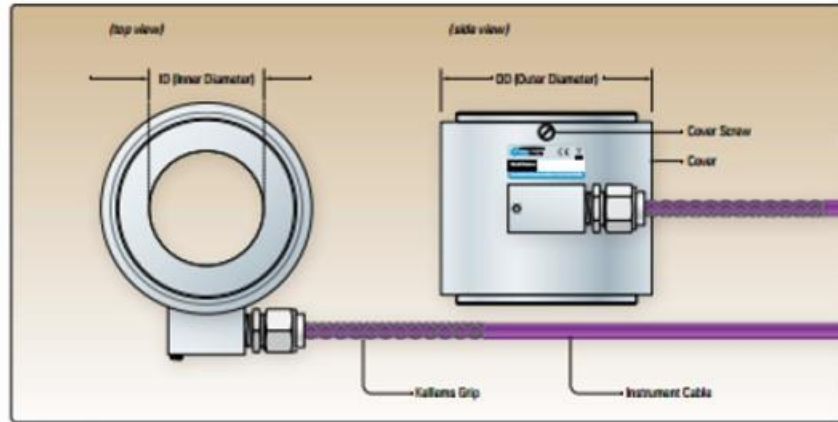
The calibration of annular shaped load cells is very dependent on the end loading conditions, i.e. on the flatness and thickness of the bearing surfaces and on any mismatch in size between the load cell and the hydraulic ram which could cause bearing plates to bend. Calibration variations of as much as 15% have been observed. For best accuracy, calibrations should be performed while duplicating or simulating actual field conditions.



• Load cell used to monitor performance of tie-back in excavation.



• Load cells used in pile test.



• Model 3000 Series Load Cell components.

System Components

Signals from the load cell are transmitted to the readout location by means of a multi-conductor shielded cable, which may be armored for extra protection. Kellogg grips prevent the cable from being pulled from the load cell. Larger size load cells are supplied with lifting lugs.

To minimize eccentric and uneven loading, the use of the thick machined-flat bearing plates and centralizer bushings (where necessary) are recommended.

Bearing plates should be machined flat and large enough to totally cover the load bearing surface of the load cell. The thickness is related to the load cell/hydraulic jack size mismatch: the greater the size disparity the thicker the bearing plate. Typical thickness ranges from 25 to 75 mm.

If the size of the tie-back or rock bolt is more than 20 mm smaller than the internal diameter of the load cell, then centralizer bushings are recommended.

Readout of the Model 3000 Load Cells is achieved using the Model GK-502 Readout or with the Micro-800/1000 Dataloggers.

Technical Specifications

Rated Capacities ¹	100 to 10,000 kN
Over Range ²	150% F.S.
Resolution	0.025% F.S.
Accuracy ³	±0.5% F.S.
Output	1.5 to 2.5 mV/V @ F.S.
Temperature Range ⁴	-20°C to +80°C
Cables	Multi-conductor shielded pairs with PVC outer jacket
Internal Diameters ¹	solid, 25, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250 mm

¹Other capacities and diameters available on request. Calibrations that exceed Geokon's 100% traceable capacity of approximately 10,075 kN are subcontracted to an accredited testing laboratory.
²100% no calibration shift.
³Established under laboratory conditions. System accuracy depends on end loading conditions.
⁴Other ranges available on request.



The World Leader in Vibrating Wire Technology™

Geokon, Incorporated
48 Spencer Street
Lebanon, NH 03766
USA

Geokon maintains an ongoing policy of design review and reserves the right to amend products and specifications without notice.

☎ 1-603-448-1562
☎ 1-603-448-3216
✉ geokon@geokon.com
🌐 www.geokon.com

©2011 Geokon, Incorporated. All Rights Reserved | Doc. No. 54, 06/11





**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-61
**Influencia de la Precarga en la Vida Útil de los
Pavimentos de las Pistas 2 y 3 del NAIM**

Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)

Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Abril 27, 2018

NOTA TÉCNICA No. G-61

Influencia de la Precarga en la Vida Útil de los Pavimentos de las Pistas 2 y 3 del NAIM

1. INTRODUCCIÓN

El mejoramiento del suelo mediante precarga y drenes es un proceso que ocurre a través del tiempo, el cual culmina cuando el exceso de presión de poro generado por la colocación del relleno permanente y la sobrecarga se disipa en su totalidad.

El proceso de mejoramiento del suelo con el cual se construyen las pistas 2 y 3 del NAIM inició a mediados del 2016 y en términos generales consistió en la colocación de drenes prefabricados PVD en tresbolillo con un espaciamiento de 1.5 m y hasta una profundidad variable y cercana a la capa dura; luego el tendido de una capa de tezontle de dos metros de espesor la cual será parte de la estructura permanente del pavimento, seguido de una capa de sobrecarga de enrocamiento basáltico o andesítico (ver Figuras 1a y 2) con un espesor inicialmente concebido de dos metros. Este último espesor fue modificado en algunas zonas de las pistas hasta alcanzar los 3 m. A la fecha de elaboración de este documento, los trabajos de mejoramiento en la pista 6 recién inician; no obstante, de acuerdo a TASANA se realizarán bajo el mismo concepto de mejoramiento aplicado en las pistas 2 y 3.

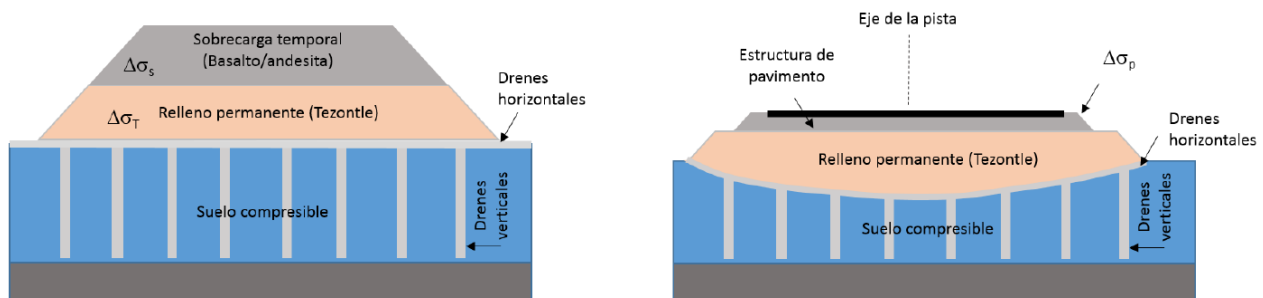


Figura 1 a) Proceso de mejoramiento del suelo mediante la técnica de precarga y drenes verticales; b) Retiro de sobrecarga y construcción del pavimento

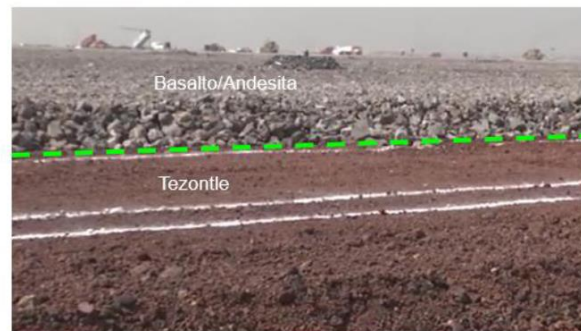
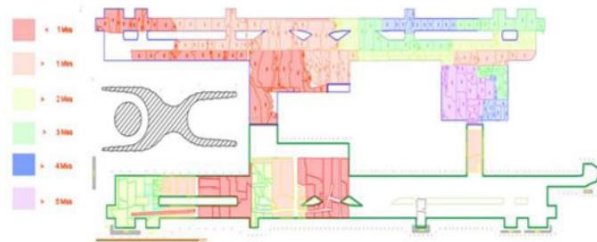


De acuerdo a la información proporcionada por TASANA en diferentes reuniones de trabajo siendo la más reciente la realizada el día 13 de febrero de 2018 en las instalaciones del II-UNAM, este proceso de mejoramiento del suelo tiene dos propósitos: el primero minimizar los asentamientos a largo plazo de las pistas y con ello los cambios en los niveles de rasante en el mediano y largo plazo; y segundo, garantizar que los espesores someros (hasta 5 m aprox.) del suelo natural adquieran la capacidad de carga representada por el módulo resiliente del suelo considerada en el diseño y dimensionamiento del pavimento. Una vez que se alcance el grado de consolidación definido por el diseñador se procederá a retirar la sobrecarga de basalto/andesita, renivelar la capa de tezontle y a construir las otras capas del pavimento (sub-base hidráulica, base cementada, base y carpeta asfáltica) tal como se ilustra en la Figura 1b. Para que se logren los dos objetivos del mejoramiento, el suelo deberá alcanzar una condición de preconsolidación, de tal manera que los esfuerzos efectivos inducidos por la estructura del pavimento $\Delta\sigma_p$ no superen a los transmitidos inicialmente por la sobrecarga de basalto/andesita $\Delta\sigma_s$ conservándose la relación $\Delta\sigma_s - \Delta\sigma_p \geq 10$ kPa.

Instalación de drenes verticales



Avance en colocación segunda capa de sobrecarga a dic de 2017



Colocación de capas de Tezontle y sobrecarga (Basalto o andesita)

Figura 2. Proceso constructivo de las pistas del NAIM

En la Figura 3, se presenta un esquema del cambio volumétrico del suelo durante y después del proceso de precarga (construcción del pavimento) en ella se observa que

una vez que el suelo se encuentra en estado de preconsolidación, los asentamientos (cambio volumétrico) que se presentan ocurren a razones menores (rama de descarga o recompresión) que en el rango normalmente consolidado (rama virgen del suelo).

Para que el suelo alcance el mejoramiento por efecto de precarga, el exceso de presión de poro generado por la colocación de las capas de tezontle y de enrocamiento de basalto/andesita deberá disiparse casi en su totalidad, tal como se ilustra en la Figura 4.

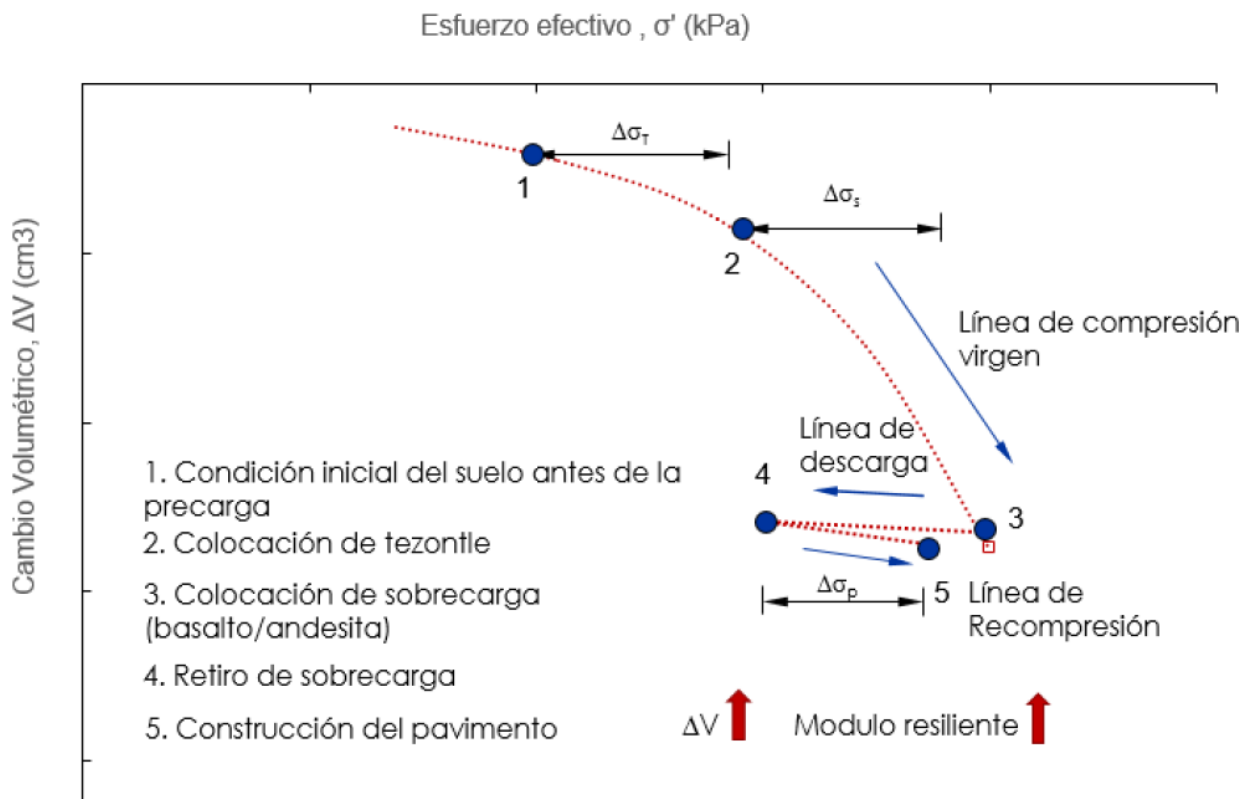


Figura 3. Esquema del cambio volumétrico del suelo (asentamiento) durante el proceso de precarga y construcción del pavimento

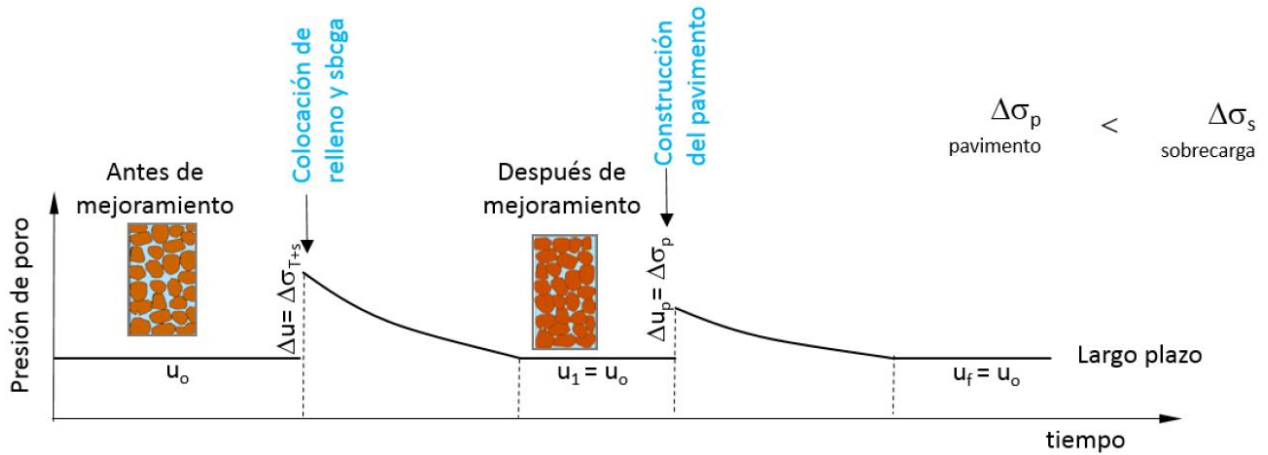


Figura 4. Evolución de la presión de poro durante y después de la precarga

2. CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS DE LAS PISTAS 2 Y 3 DEL NAIM

El diseño original de los pavimentos de las pistas del NAIM consideraba una estructura cuyos espesores se indican en la Figura 5a, los cuales fueron dimensionados bajo las recomendaciones de la circular AC- 150/5320-6E de la FAA (Federal Aviation Administration). Sin embargo, dichos espesores fueron modificados por TASANA (ver Figura 5b) tal como se indica en el documento



a) Propuesta original, Mr arcilla de 10 MPa

b) Propuesta enero 18 de 2018, Mr arcilla de 8 MPa

Figura 5. Dimensionamiento de la estructura del pavimento (TSN_GACM_MEM_0223 de enero de 2018)



TSN_GACM_MEM_0223 de enero 18 de 2018. Lo anterior, con base en los resultados de pruebas de módulo de resiliencia ejecutados en muestras provenientes de la formación arcillosa superior a profundidades someras (II-UNAM, 2016) y pruebas Cross-Hole en el tezontle (CFE, 2016). Cabe mencionar, que dicha modificación en los espesores se basó además en las recomendaciones de la circular actualizada y vigente AC- 150/5320-6F. No obstante, los nuevos espesores podrán ser susceptibles a cambios una vez que se verifiquen las condiciones de mejoramiento del suelo al final del proceso de precarga de las pistas.

Como parte de las actividades de asesoría y acompañamiento que el II-UNAM lleva a cabo para el GACM, se verificó el dimensionamiento del pavimento de las pistas del NAIM siguiendo el procedimiento que a continuación se describe:

- Definición de coeficientes de daño bajo la metodología indicada en la Circular AC-150/5320-6(E, F) de la Federal Aviation Administration (FAA).

Con base en las estimaciones de la composición de aeronaves y tránsito aéreo que tendrá el NAIM en los próximos 20 años presentadas en la Tabla 1 y en la geometría y características del pavimento indicada en las Figura 5a, utilizando el programa FAARFIELD versión 1.302 se evaluó el coeficiente de daño por fatiga asociado a las deformaciones horizontales ϵ_h , en la interfaz de la carpeta asfáltica y la capa de base cementada; así mismo, el coeficiente de daño por deformación en la subrasante (terreno natural) asociado a las deformaciones verticales ϵ_v , en la interfaz de la capa de tezontle y el terreno natural. Debido a la configuración de las capas del pavimento, los coeficientes de daño por fatiga resultaron ser nulos para el periodo de 20 años y para el caso del coeficiente de daño por deformación (CDF) presentaron la distribución que se indica en la Figura 6 en la que se observa que el 99 % del daño total en el pavimento lo induce la aeronave Airbus A-380.

Tabla 1. Composición de aeronaves y tránsito aéreo estimado para el NAIM (TASANA, 2016)

Código	Aeronave	2020-2040
C	A320-200 NEO	1,781,000
C	B737 MAX 9	1,781,000
C	EMBRAER 196	1,781,000
D/E	A350-900	132,000
D/E	B777-300ER	132,000
D/E	B787-9	132,000
F	A380	28,000
Total		5,767,000

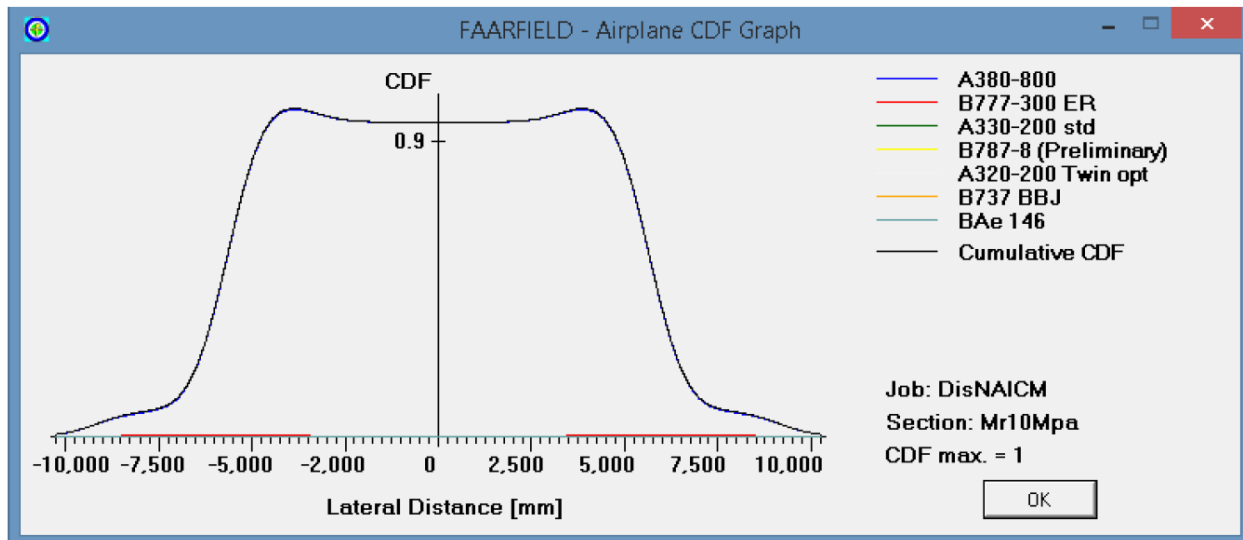


Figura 6. Distribución del coeficiente de daño por deformación CFD para un periodo de 20 años

- Evaluación de la vida útil de los pavimentos en función de la variación de la capacidad de carga del suelo

A fin de verificar la influencia del grado de consolidación debido al proceso de precarga y la efectividad del proceso de mejoramiento del suelo en la vida útil de los pavimentos, se realizó un análisis paramétrico mediante modelaciones numéricas en las que se simuló el estado de esfuerzos y deformaciones inducidos por el Airbus A-380 sobre la estructura del pavimento. Estos análisis se hicieron bajo las condiciones que se indican en la Tabla 2. Alrededor de 60 escenarios fueron evaluados.

Tabla 2. Condiciones evaluadas en la modelación numérica del comportamiento esfuerzo-deformación de los pavimentos

Capa	Espesor (m)	MR (MPa)
Carpeta asfáltica	0.2	4000
Base cementada	0.65-1.15	4800
Sub-base granular	0.15	200
Tezontle	1.50,1.85	40
Arcilla	-	7 a 10

Con base en los resultados de estas simulaciones se determinó el número de coberturas admisibles bajo dos enfoques: El primero con las recomendaciones de la circular AC-150/5320-6E; y el segundo y más reciente, bajo la circular AC-150/5320-6F, siendo el primero de ellos el más conservador pues considera para el cálculo de las coberturas o salidas admisibles (ecuación 1) la acción simultánea de las 20 llantas (ver Figura 7) del tren de aterrizaje de la aeronave (ver ecuación 1), mientras que el segundo enfoque calcula dichas coberturas a través de la ecuación 2 y para ello toma en cuenta la acción de los ejes tridem (6 llantas) o tándem (4 llantas) de manera separada .

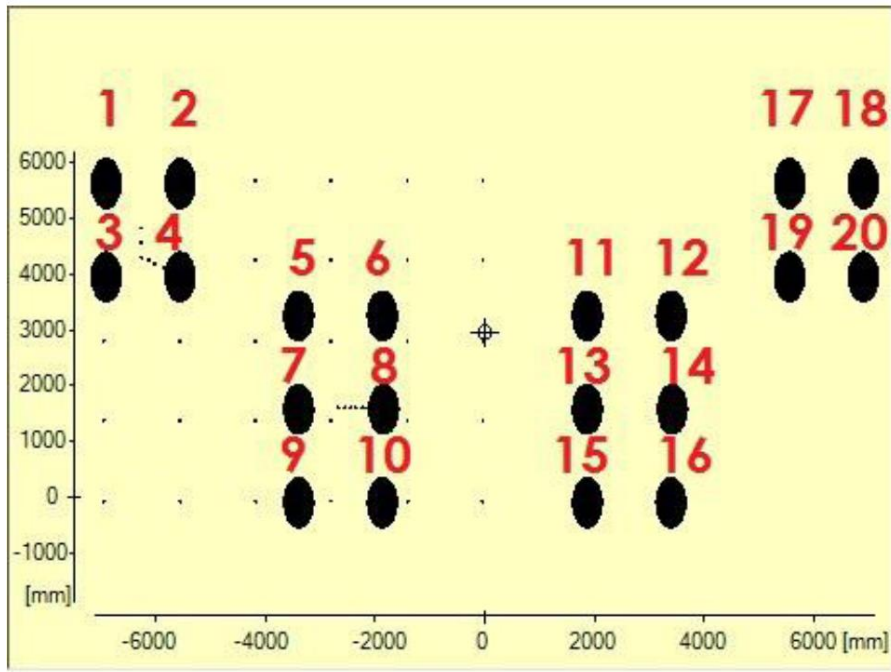


Figura 7. Configuración del tren de aterrizaje de la aeronave Airbus A-380

$$C = \left(\frac{0.002428}{\varepsilon_v} \right)^{14.21} \tag{ec.1}$$

$$\log_{10}(C) = \left(\frac{1}{-0.1638 + 185.19 \times \varepsilon_v} \right)^{0.60586} \tag{ec.2}$$

donde:



C= Coberturas (salidas) de aeronaves admisibles

ϵ_v = deformación vertical en la interfaz del tezontle y el terreno natural

A continuación, en las Figura 8 y 9 se presentan los resultados del análisis paramétrico de coberturas en función de la rigidez del suelo (Módulo resiliente, MR) y el espesor de la capa de base cementada.

En las Figuras 8 y 9 se observa que bajo diferentes condiciones de rigidez del terreno natural mejorado por el efecto de la precarga, la cantidad de coberturas admisibles varía significativamente y por lo tanto su vida útil. Dichas figuras indican el espesor mínimo que requerirá tener la base cementada del pavimento de las pistas del NAIM en función de las características de rigidez del tezontle y de la arcilla después de que ocurra el proceso de mejoramiento por precarga; lo anterior, para cumplir con la demanda de salidas de la aeronave Airbus A-380 estimadas para los próximos 20 años.

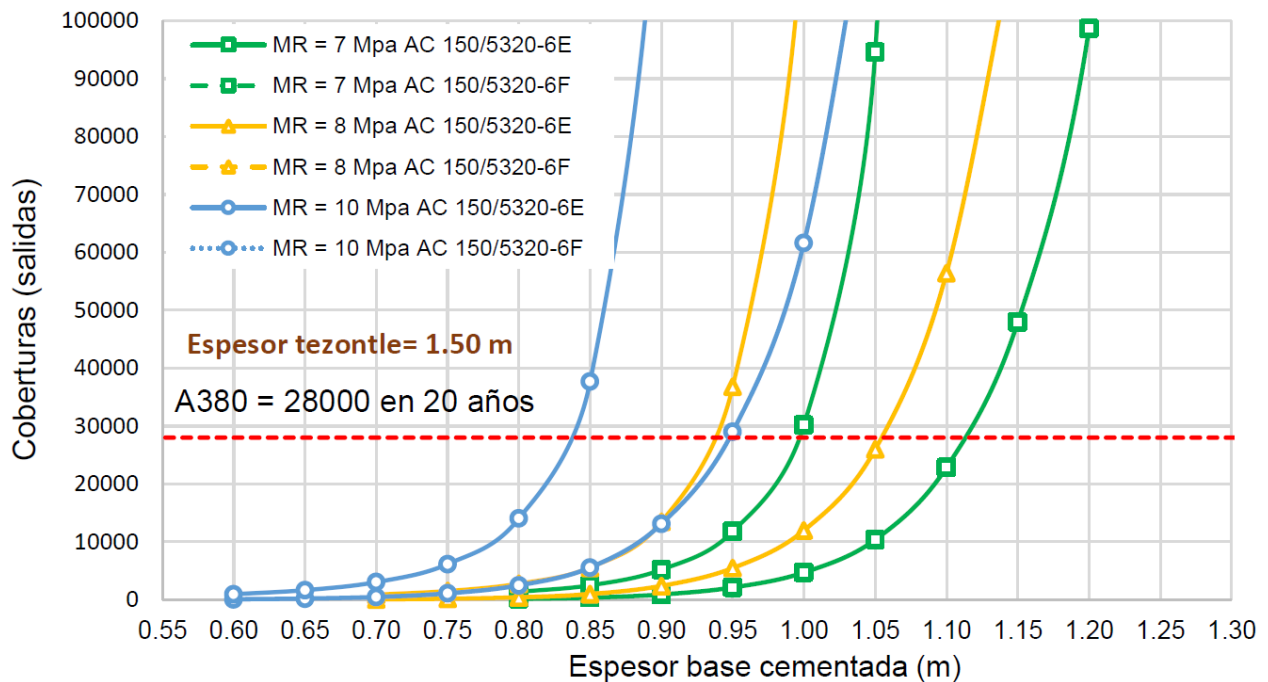


Figura 8. Análisis paramétrico para un espesor de tezontle de 1.50 m

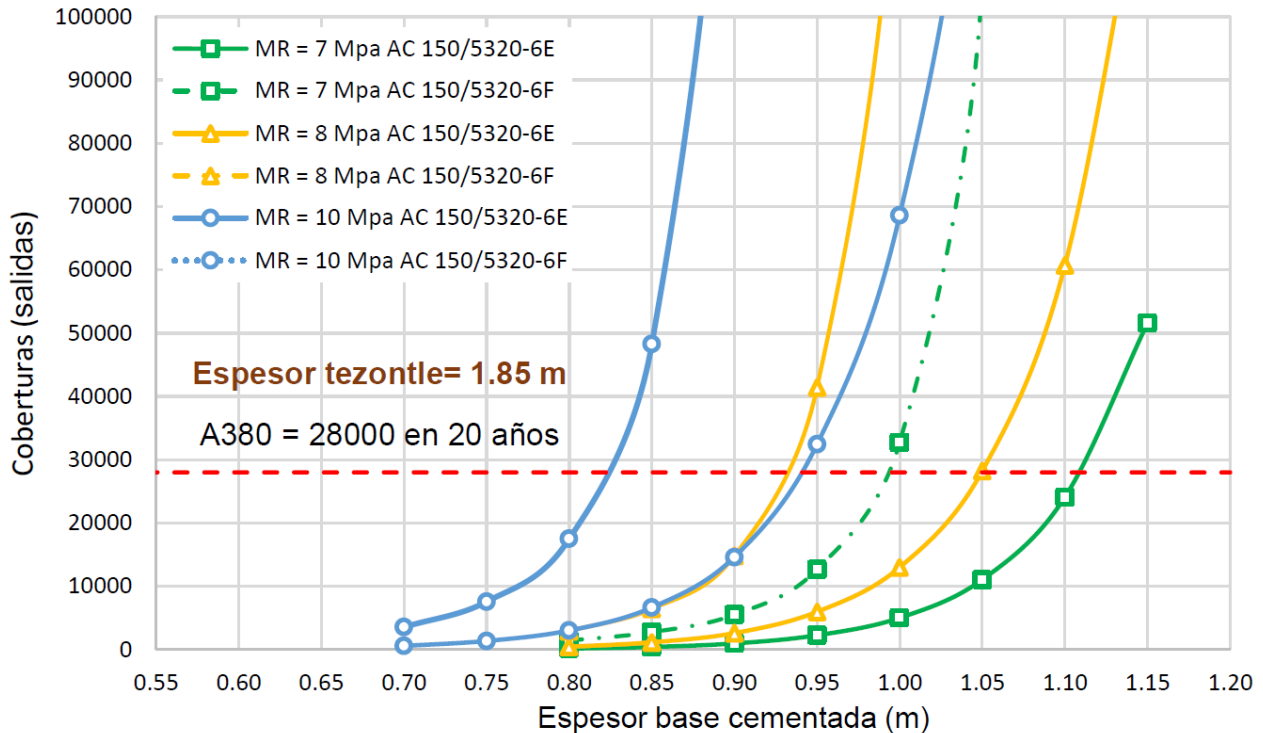


Figura 9. Análisis paramétrico para un espesor de tezontle de 1.85 m

En estas figuras se nota además, cómo el enfoque de dimensionamiento bajo las recomendaciones de la circular AC- 150/5320-6F recientemente actualizada y vigentes a la fecha, conducen a espesores menos conservadores que el enfoque anterior, lo cual en parte explica las diferencias entre las dos estructuras de pavimento tipo propuestas por TASANA en diferentes etapas del proyecto y que se muestran en la Figura 5.

3. CONCLUSIONES

En este documento se presentan algunas consideraciones del diseño de pavimentos de aeropistas y cómo éstas fueron tomadas en cuenta en la revisión de los espesores de los pavimentos de las pistas 2 y 3 de NAIM, por parte del II-UNAM.

Para llevar a cabo dicha revisión el II-UNAM realizó un análisis paramétrico en los que consideró diferentes escenarios entre ellos la rigidez del suelo, condición que refleja la posible variabilidad espacial de las propiedades del mismo después del proceso de mejoramiento con precarga. Los resultados de estos análisis reflejan concordancia con los dimensionamientos de pavimento realizados por TASANA e indican además, que el



espesor de la base cementada requerida a fin de cumplir con el requerimiento de salidas o coberturas admisibles es altamente susceptible a cambios en la rigidez del suelo, la cual a su vez depende del grado de consolidación logrado durante el proceso de precarga y/o la efectividad del proceso de mejoramiento del suelo.

Por lo anterior, el II-UNAM reitera la necesidad de que se efectúen determinaciones de las características del suelo mejorado y el grado de consolidación alcanzado en el subsuelo, como resultado del proceso de precarga; sólo conociendo esta información, se podrá revisar de manera objetiva la capacidad estructural y vida útil que tendrían los pavimentos de las pistas.

REFERENCIAS

TASANA (2016). Reporte de diseño de cuarta fase - Concepto 1- Pistas. Documento TSN_GACM_REP_173.

<p>Dra. Alexandra Ossa López Investigadora Titular</p>	<p>Dr. Efraín Ovando Shelley Subdirector de Estructuras y Geotecnia</p>	<p>Dr. Manuel Jesús Mendoza López Coordinador del Proyecto NAIM sobre Aspectos Geotécnicos</p>
---	--	---



**“INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
(NAICM)”**

NOTA TÉCNICA No. G-62

**Profundidades para la campaña de exploración
geotécnica posterior a la aplicación de vacío en el
tramo de prueba de consolidación por vacío con
membrana hermética**

**Elaborada para:
Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)**

**Por:
Instituto de Ingeniería, UNAM
Geotecnia**

Ciudad Universitaria, Ciudad de México

Abril 20, 2018



NOTA TÉCNICA No. G-62

Profundidades para la campaña de exploración geotécnica posterior a la aplicación de vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana hermética

1. INTRODUCCIÓN

En la Nota Técnica No. G-56 “*Exploración geotécnica adicional y recomendación para continuar el monitoreo geotécnico y topográfico después del apagado de las bombas de vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana*” (II-UNAM, 2 febrero 2018) el Instituto de Ingeniería propuso la ejecución de una exploración geotécnica similar a la que se efectuó antes de la aplicación del vacío en el sitio de la prueba; tal campaña incluyó sondeos alterados continuos (SPT), sondeos de cono eléctrico con medición de presión de poro (CPTu), sondeos mixtos con muestreo selectivo inalterado (SS) y sondeos helicoidales con prueba de veleta (VT). Se propuso que las ubicaciones de los sondeos fueran en los mismos sitios o lo más cercanas posibles a los puntos donde se efectuaron los sondeos de la exploración geotécnica previa a la aplicación del vacío en esta plataforma de prueba. Asimismo, en la Nota Técnica No. G-56 se recomendó que los sondeos SPT y CPTu se efectuaran hasta la capa dura. Por su parte, las profundidades de los sondeos selectivos SS y de veleta VT fueron estimadas a partir de las velocidades de deformación registradas (hasta la fecha de elaboración de esa nota técnica) en los sensores de los extensómetros colocados en diferentes estratos del sitio de la prueba.

A solicitud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM) en esta nota técnica se redefinen las profundidades que se propusieron para esos sondeos, tomando en cuenta la información actualizada de los extensómetros, una vez apagado el vacío. Se establecen las profundidades entre las que se deberán recuperar las muestras inalteradas de los sondeos selectivos, y la profundidad a la que se ejecutarán las pruebas de veleta y los sondeos CPTu.



2. MEDICIONES EN LOS EXTENSÓMETROS DESPUÉS DE APAGADO EL VACÍO

En la Figura 1 se muestra el desplazamiento vertical acumulado medido en los sensores de los extensómetros ubicados a distintas profundidades en las islas sur E1, central E2 y norte E3 de la plataforma. Se observa que una vez apagado el vacío (día 301, 7 marzo 2018) el desplazamiento continuó debido a que las válvulas que conectan los drenes horizontales con las bombas de vacío se dejaron cerradas durante 15 días más (hasta el día 316, 22 marzo 2018). Una vez abiertas las válvulas, debido a la liberación de la presión de vacío remanente debajo de la membrana, el desplazamiento experimentó una recuperación. Tomando en cuenta lo anterior, las profundidades que se proponen para la exploración geotécnica adicional considera la deformación que alcanzaron los estratos el día en que se apagaron las bombas del sistema de vacío (día 301, 7 marzo 2018).

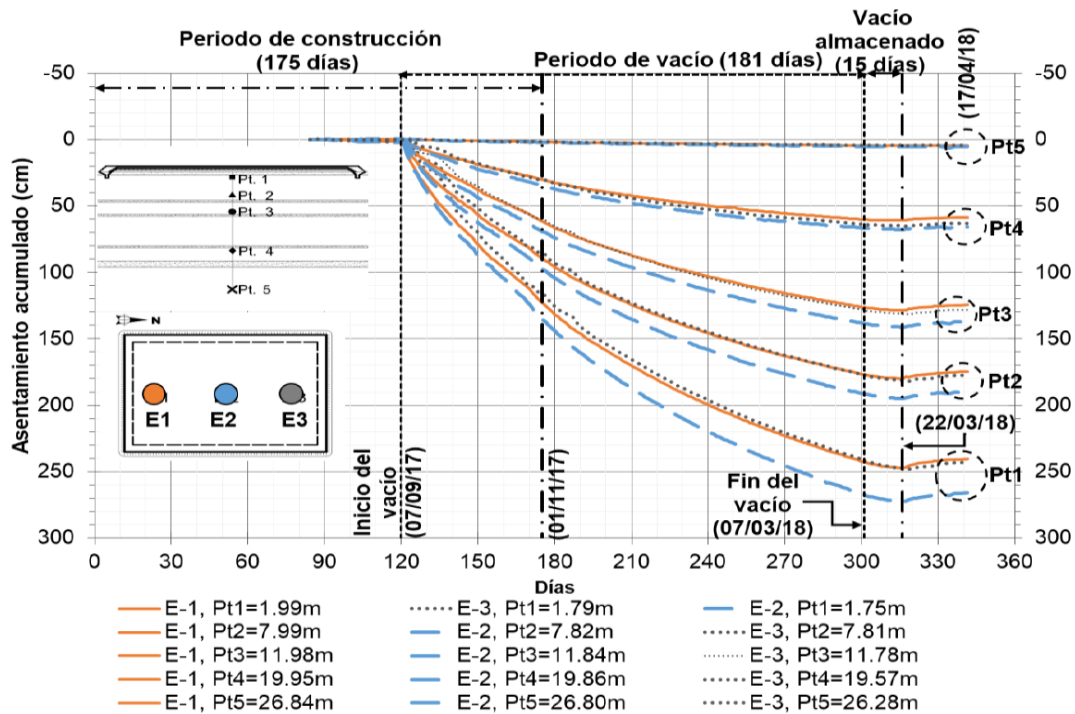


Figura 1. Desplazamiento vertical acumulado medido en los sensores de los extensómetros ubicados a distintas profundidades.

Se remarca que la ubicación de los extensómetros E1, E2 y E3 no coincide con la ubicación de los sondeos propuestos para la segunda campaña de exploración, como se aprecia en la Figura 2 y en las Tablas 1 y 2. Sin embargo, es la información disponible y



la que se considera como una referencia aproximada para definir las profundidades de los sondeos considerando las deformaciones medidas en las distintas capas de suelo una vez apagado el vacío.

En la Figura 3 se presenta un corte transversal en la dirección norte-sur del desplazamiento vertical acumulado (al día 301, 7 marzo 2018) registrado en los sensores de los extensómetros a distintas profundidades. Estos resultados también se tomaron como referencia para estimar las deformaciones de los estratos, y con ello, las profundidades de la nueva exploración geotécnica.

Tabla 1. Coordenadas UTM para los sondeos de la exploración previa al vacío (MENARD, 2017a).

Sondeo	X	Y
1	500991.88	2155364.88
2	500991.87	2155398.57
3	500991.86	2155432.38
4	500969.14	2155398.56
5	501019.14	2155398.56

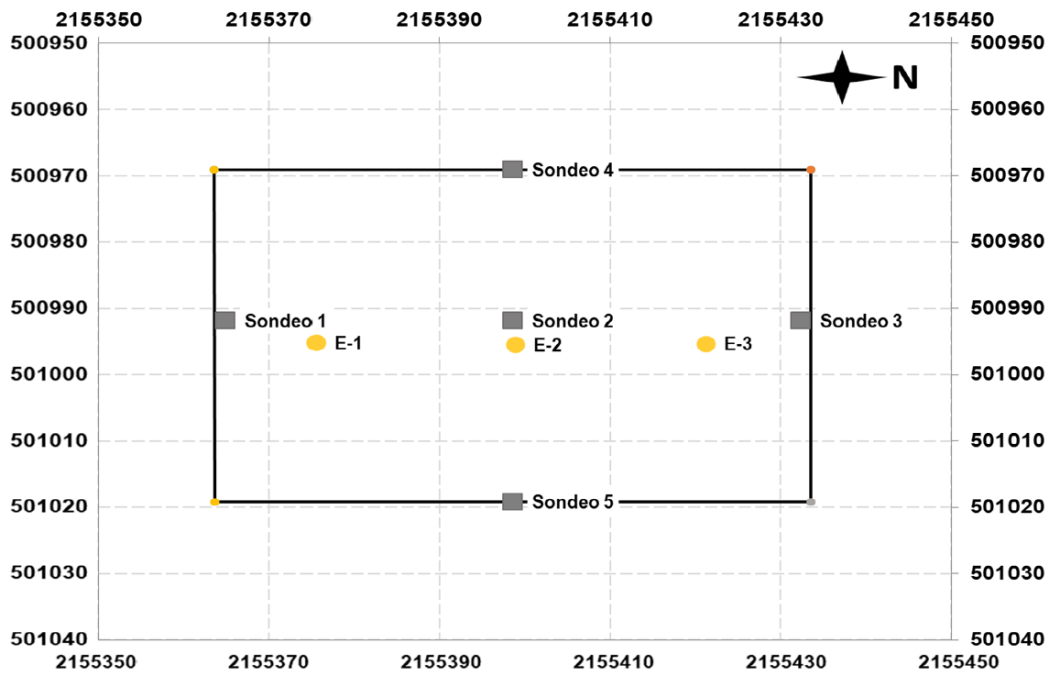


Figura 2. Ubicación de los sondeos y de las islas de los extensómetros E1, E2 y E3.

Tabla 2. Coordenadas UTM de los extensómetros (MENARD, 2017b).

Extensómetro	X	Y
E1	500995.17	2155375.46
E2	500995.47	2155398.81
E3	500995.32	2155421.20

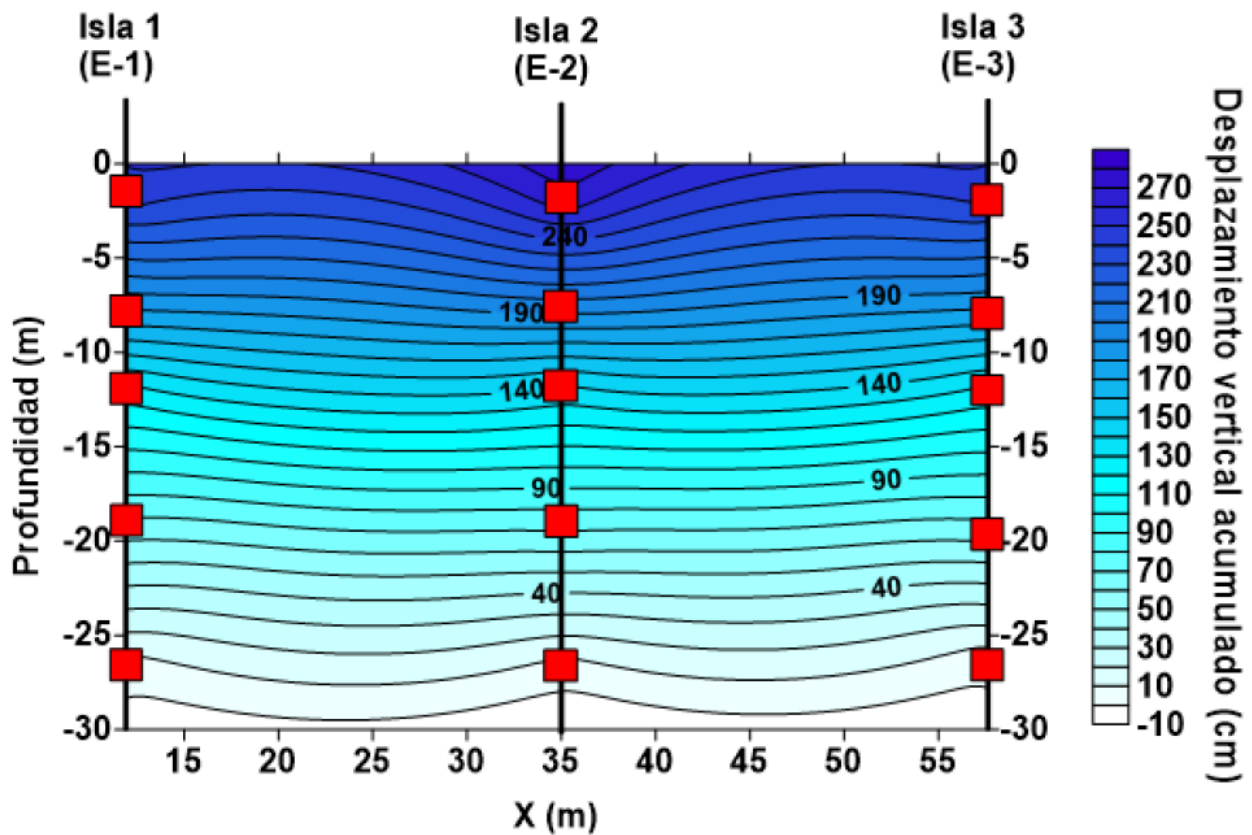


Figura 3. Desplazamiento vertical acumulado (al 7 marzo 2018) en los sensores de los extensómetros E1, E2 y E3 a distintas profundidades.

3. PROFUNDIDADES PARA LA EXTRACCIÓN DE MUESTRAS Y PARA LA EJECUCIÓN DE PRUEBAS *IN-SITU*

La profundidad recomendada para los sondeos SPT y CPTu es hasta la capa dura. Considerando el nuevo Nivel del Terreno Natural (NTN) ya deformado por el tratamiento al día 301 (apagado de las bombas), la profundidad de la capa dura en el centro de la

plataforma es 27.3 m a partir de este nivel (sin considerar el espesor del terraplén de tezontle). La Figura 4 muestra un corte esquemático de las capas de suelo deformadas en el sentido sur-norte.

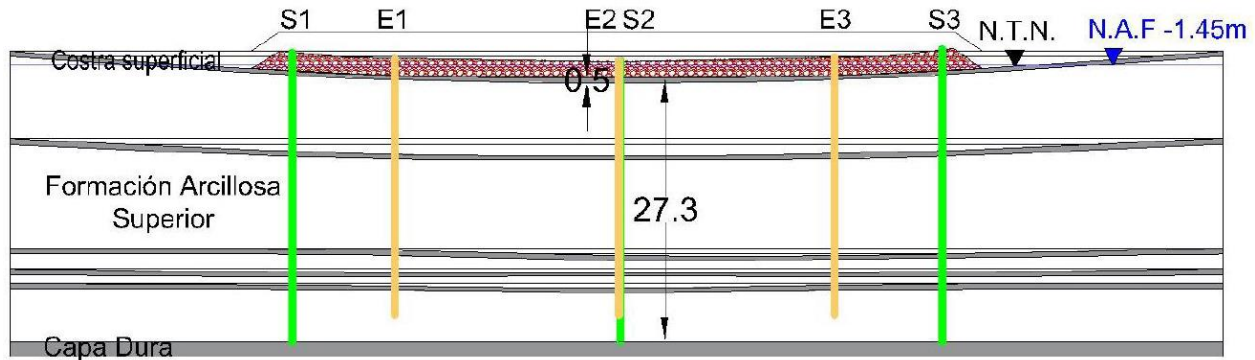


Figura 4. Corte esquemático de las capas de suelo deformadas.

Las profundidades recomendadas para los sondeos CPTu, los sondeos selectivos SS y los sondeos con veleta VT se proporcionan en las Tablas 3, 4 y 5, respectivamente. Estas profundidades están referenciadas al nuevo NTN (sin considerar el espesor del terraplén de tezontle) y corresponden a las que se recuperen muestras o se realicen las pruebas indicadas. Antes de la ejecución de los sondeos de muestreo selectivo y de veleta, se deben realizar los sondeos SPT y CPTu para verificar la variación del espesor de los estratos debido al tratamiento con vacío e identificar lentes, y con ello, si es necesario algún ajuste a las profundidades de las tablas anteriores.

Tabla 3. Profundidades recomendadas para los sondeos CPTu.

Prueba	CPTu-01 (m)*	CPTu-02 (m)*	CPTu-03 (m)*	Profundidad final** CPTu-01 (m)	Profundidad final** CPTu-02 (m)	Profundidad final** CPTu-03 (m)
1	5.5	5.5	5.5	5.2	5.0	5.2
2	8.0	8.0	8.0	8.1	7.2	7.4
3	16.7	9.14	16.7	15.1	8.2	15.1
4	20.3	9.20	20.3	18.4	8.3	18.4
5	24.0	16.7	24.0	21.8	14.9	21.8
6	27.3	20.3	27.3	24.8	18.2	24.8
7	---	22.66	---	---	20.4	---
8	---	24.0	---	---	21.6	---
9	---	27.3	---	---	24.6	---

* Profundidad inicial marcada por MENARD (2017a) en la exploración previa al vacío.

** Profundidades que consideran la deformación que alcanzaron los estratos el día en que se apagaron las bombas del sistema de vacío (día 301, 7 marzo 2018).



Tabla 4. Profundidades recomendadas para la extracción de muestras en los sondeos selectivos (SS).

Tubo TGC	SS-01 (m)*	SS-02 (m)*	SS-03 (m)*	Profundidad final** SS-01 (m)	Profundidad final** SS-02 (m)	Profundidad final** SS-03 (m)
1	2.0 a 3.0	5.5 a 6.5	1.8 a 2.8	1.8 a 2.8	4.9 a 5.9	1.6 a 2.6
2	4.7 a 5.7	8.0 a 9.0	6.9 a 7.9	4.3 a 5.3	7.1 a 8.1	6.2 a 7.2
3	7.7 a 8.7	11.1 a 12.1	10.4 a 11.4	5.1 a 6.1	9.8 a 10.8	9.2 a 10.2
4	10.4 a 11.4	16.7 a 17.7	12.4 a 13.4	9.3 a 10.3	14.9 a 15.9	11.1 a 12.1
5	15.5 a 16.5	20.0 a 20.6	14.7 a 15.7	13.9 a 14.9	18 a 19.0	13.2 a 14.2
6	19.5 a 20.5	23.8 a 24.4	21.7 a 22.7	17.6 a 18.6	21.4 a 22.4	19.6 a 20.6
7	23.0 a 24	27.3 a 28.3	23.4 a 24.4	20.8 a 21.8	24.6 a 25.6	21.1 a 22.1
8	26.80 a 27.8	---	26.4 a 27.4	24.3 a 25.3	---	23.9 a 24.9

* Profundidad inicial marcada por MENARD (2017a) en la exploración previa al vacío.

** Profundidades que consideran la deformación que alcanzaron los estratos el día en que se apagaron las bombas del sistema de vacío (día 301, 7 marzo 2018).

Tabla 5. Profundidades recomendadas para los sondeos con veleta (VT).

No.	Profundidad inicial (m)*	Profundidad final** VT-01 (m)	Profundidad final** VT-02 (m)	Profundidad final** VT-03 (m)
1	5.5	5.0	5.0	5.0
2	8.0	8.0	7.9	8.0
3	16.7	15.1	14.9	15.1
4	20.3	18.4	18.2	18.4
5	24.0	21.8	21.6	21.8
6	27.3	24.8	24.6	24.8

* Profundidad inicial marcada por MENARD (2017a) en la exploración previa al vacío.

** Profundidades que consideran la deformación que alcanzaron los estratos el día en que se apagaron las bombas del sistema de vacío (día 301, 7 marzo 2018).



Referencias

II-UNAM (2018). Nota Técnica G-56 “*Exploración geotécnica adicional y recomendación para continuar el monitoreo geotécnico y topográfico después del apagado de las bombas de vacío en el tramo de prueba de consolidación por vacío con membrana, elaborada para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM)*”. 2 febrero 2018, Preparada para GACM, CDMX, México.

MENARD (2017a). “*Exploración geotécnica para el panel de vacío con membrana para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México*”. Informe final preparado por InGeum.

MENARD (2017b). “*Ficha sintética de extensómetros (unificación del criterio de medición)*”.

<p>Dra. Norma Patricia López Acosta Coordinadora de Geotecnia</p>	<p>Dr. Efraín Ovando Shelley Subdirector de Estructuras y Geotecnia</p>	<p>Dr. Manuel Jesús Mendoza López Coordinador del Proyecto NAIM sobre Aspectos Geotécnicos</p>
--	--	---