



5.i Definición de las soluciones conceptuales

Las soluciones conceptuales consideradas hasta este momento y en proceso de evaluación se presentan en forma resumida en este capítulo. Más detalles se presentan en la Nota Técnica No. GE-2 anexa al presente informe y relativa a tramos de prueba, así como en el capítulo de modelos numéricos.

5.i.1 Solución a base de compensación parcial (incluyendo materiales aligerados)

5.i.1.1 Introducción

La construcción de terraplenes tradicionales en los suelos del lago de Texcoco conduce a problemas de asentamientos y endentación en el suelo natural. Este problema ha resultado particularmente espectacular en las pistas del aeropuerto actual.

Desde hace más de cinco décadas, se ha utilizado la llamada sección compensada en la construcción de las pistas y plataformas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México así como en otras vialidades ubicadas en la zona lacustre del Valle de México. Esta solución ha permitido la operación continua del aeropuerto actual aún en situaciones extremas tales como la ocurrencia de sismos. También, ha posibilitado el mantenimiento preventivo y correctivo los cuales tienden a ser más largos y con mayor frecuencia que en los aeropuertos convencionales. En lo que sigue, se propone estudiarla nuevamente para su posible aplicación en ciertos tramos de las pistas, calles de rodaje y plataformas de estacionamiento de los aviones del NAICM. Este estudio deberá conducir a la adaptación de la sección compensada a la problemática particular del sitio de Texcoco.

La experiencia adquirida muestra que el desempeño de este tipo de solución ha sido favorable en algunos casos y es bien conocido el procedimiento de construcción, así como sus ventajas, desventajas y aplicabilidad. Todo ello justifica que se evalúe como solución posible para algunas de las instalaciones del futuro aeropuerto.

5.i.1.2 Antecedentes históricos

La experiencia en el actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México se puede dividir en la que se ha adquirido en la zona de pistas y en la de plataformas. A continuación se resume dicha experiencia.



5.i.1.2.1 Pistas

La experiencia del comportamiento de las pistas se remonta al origen del aeropuerto en 1932, en donde la estructura del pavimento consistió de una base de piedra acomodada, de unos 30 cm de espesor (base Telford), cubierta por un revestimiento delgado, constituido por riegos de materiales pétreos y asfálticos (Macadam). Los hundimientos que sufrió esta estructura se acentuaron en la porción central de la sección transversal requiriendo por consiguiente de nivelaciones periódicas, que si bien corregían transitoriamente la sección transversal de la superficie, para evitar encharcamientos pluviales y contratiempos en el desplazamiento de las aeronaves, generaban simultáneamente la activación de mayores hundimientos que en forma cíclica conducían al agravamiento del problema. El levantamiento directo de la sección estructural del pavimento en la pista 051-23D, aprovechando la construcción de una trinchera en 1971 para rehabilitar el colector de drenaje que la cruza, mostró un espesor máximo acumulado de capas de concreto asfáltico de 1.80 m y de haber continuado con esta práctica seguramente se hubiera duplicado en un tiempo relativamente corto. Por ello en 1984 se cambió el procedimiento para corregir las distorsiones superficiales. Se recurrió al fresado de la superficie para lograr mediante corte y relleno la configuración original, recuperando así la uniformidad y también abriendo una caja en la porción central del pavimento para rellenarla parcialmente con material ligero (tezontle). El procedimiento permitía restituir la carpeta en todo su ancho, con lo cual la rehabilitación se lograba sin incrementar de manera substancial el peso del pavimento.

A partir de 1960 las pistas se alargaron en intervenciones sucesivas (Figura 5.i.1.1). Las extensiones se construyeron utilizando un criterio nuevo en esa época el cual se basa en el principio de compensación de masas, sustituyendo buena parte del peso del pavimento por la descarga producida en el subsuelo, al excavar la trinchera que lo aloja. De esta manera el incremento de presión aplicado sobre el terreno de cimentación se reduce significativamente y por consiguiente los asentamientos por peso propio. Los beneficios logrados al aplicar este criterio se comprueban al observar que el espesor total de las capas asfálticas en el año de 1986, es decir unos 15 años después de construido, es del orden de la tercera parte que el correspondiente a lo construido antes de 1958. Por otro lado, las distorsiones longitudinales sufridas en las pistas como consecuencia de los hundimientos regionales diferenciales, no han sido de importancia, como lo ha demostrado las nivelaciones efectuadas en diferentes épocas, en donde se observa que las pendientes alcanzadas entre los años 1961 y 1987 son muy inferiores al 1% máximo permitido.

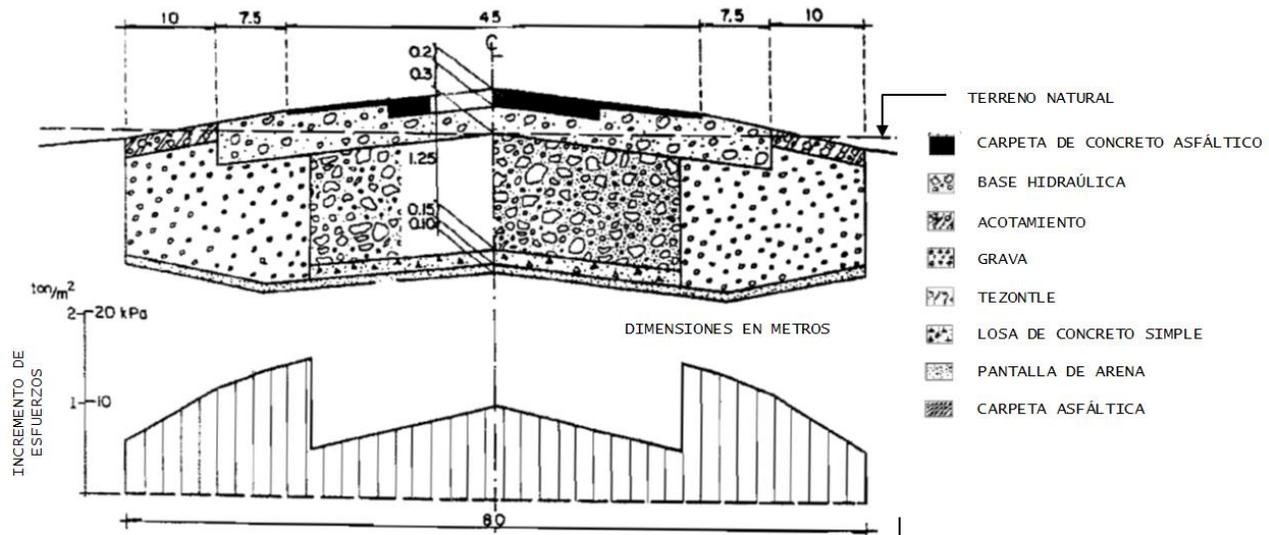


Figura 5.i.1.1 Sección estructural típica del pavimento (Aguirre y Zárate, 1985).

5.i.1.2.2 Plataformas de concreto hidráulico

La plataforma Norte Remota, ubicada al NE de la Terminal 1, aloja 14 posiciones para aeronaves grandes, fue construida en su primera etapa en 1968, creciendo pocos años después a su actual dimensión.

Una evaluación detallada del comportamiento del pavimento, efectuada 12 años después de estar operando (1980), condujo a la conclusión de que en general fue satisfactorio, tanto desde el punto de vista estructural como funcional. Los deterioros observados no son importantes, situación que prevalece básicamente en la actualidad, en lo que a funcionalidad se refiere, aun cuando los daños estructurales empezaron a ser notorios unos 30 años después de su construcción.

5.i.1.2.3 Tramos de prueba en el Actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México

Con el fin de conocer más a detalle el comportamiento de este diseño de pavimento, la SCT construyó a partir de 1980 dos tramos de prueba representando uno de ellos a las pistas y el otro a las plataformas. El resultado de las nivelaciones realizadas en el tramo de prueba de la pista durante cuatro años (1980 a 1983) indicaron que los hundimientos diferenciales observados entre el centro y las orillas del pavimento, en un 75% de los casos se conservaron dentro de los límites establecidos como objetivo del diseño y en el 25% restante, dicho valor se excedió pero sin rebasar al 50% de su magnitud, condición que se podría considerar admisible y en todo caso hacía prever la necesidad de una nivelación menos intensa y a intervalos notoriamente mayores.

El tramo de prueba correspondiente a la plataforma, consistió en reproducir el peso aproximado del pavimento, mediante un terraplén de 140 m x 280 m, logrando que el ancho del área cargada fuera del orden de 5 veces el espesor de los estratos compresibles, con lo cual el hundimiento en el interior de la franja debería reducirse con razonable uniformidad, lo cual conduce a eliminar prácticamente los hundimientos diferenciales en la mayor parte del área central, pudiéndose considerar las franjas de la orilla como zonas de acotamiento. Lo anterior dio pie al diseño de pavimentos de concreto hidráulico en las áreas de plataforma, invirtiendo las pendientes de la sección transversal hacia el centro en donde se colecta el agua pluvial a una red de alcantarillas para su evacuación. El tramo de prueba demostró que las previsiones teóricas consideradas se cumplen razonablemente en la práctica, lo que explica el buen comportamiento de la plataforma descrita.

Se presentan fotografías de la construcción de este tramo de prueba.



Figura 5.i.1.2 Proceso de construcción de los caminos de acceso (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.3 Inicio de excavación para la construcción de la sección compensada (Zarate, 2014)



Figura 5.i.1.4 Vista del desarrollo de la construcción de las terracerías (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.5 Ubicación de puntos de control topográficos, piezómetros y celdas de presión (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.6 Colocación de la losa de concreto y el Tezontle, al fondo tubería para drenaje (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.7 Colado de la losa de concreto (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.8 Otra vista del colado de la losa de concreto. A la derecha una franja de grava construida (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.9 Franjas de tezontle y grava terminadas (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.10 Capa de base en proceso (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.11 Vista aérea del tramo de prueba de pavimento flexible (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.12 El tramo de prueba de pavimento rígido (Zarate, 2014).



Figura 5.i.1.13 Ejecución de pruebas de placa (Zarate, 2014).

5.i.1.3 Comentarios generales

El uso de materiales ultraligeros en la compensación parcial de la estructura de un pavimento puede generar una reducción significativa en las presiones superficiales del suelo debido a la sobrecarga. Sin embargo, para el caso de la construcción de plataformas, calles de rodaje y pistas de aeropuertos, el uso de materiales ultraligeros pero altamente susceptibles al daño físico por efecto de altas temperaturas y solventes como es el caso específico de poliestireno expandido (EPS), se considera riesgoso. Si bien, la utilización de membranas sintéticas y la construcción de rellenos de suelo de baja permeabilidad pueden proteger a estos materiales ante el eventual derrame de combustibles, dichos procedimientos no garantizan que a lo largo de la vida útil se mantenga esta condición.

5.i.1.4 Referencias y Bibliografía

Aguirre, L.M, Zarate, M. (1985). “*Problematic of geotechnical performance of Mexico City international airport runways, built on ancient Texcoco Lake*”. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. San Francisco, Estados Unidos.

PLAXIS 2D (2011), Reference Manual versión 2

Zarate, M. (2013) “Comunicación Personal”

Zarate, M. (2014) “Archivo fotográfico Personal”



5.i.2 Soluciones basadas en precarga

5.i.2.1 Planteamiento

Es posible mejorar las características mecánicas de los suelos finos aumentando su grado de consolidación por precarga (Barron, 1948; PEMEX, 1974; LCPC, 1985), lo que tiene los efectos siguientes:

- Acelerar el desarrollo de la consolidación del suelo bajo carga y evitar asentamientos totales o diferenciales importantes a mediano o largo plazo.
- Aumentar la cohesión no drenada del suelo y por tanto la capacidad de carga del terreno.

a) Precarga simple

Esta técnica consiste en colocar sobre el terreno una carga igual a la carga definitiva, eventualmente aumentada de una sobrecarga (Fig. 5.i.2.1), con lo que se logra lo siguiente:

- Acelerar el desarrollo de los asentamientos de consolidación primaria.
- Acelerar la aparición y el desarrollo de asentamientos de consolidación secundaria.
- Aumentar la cohesión no drenada del suelo.

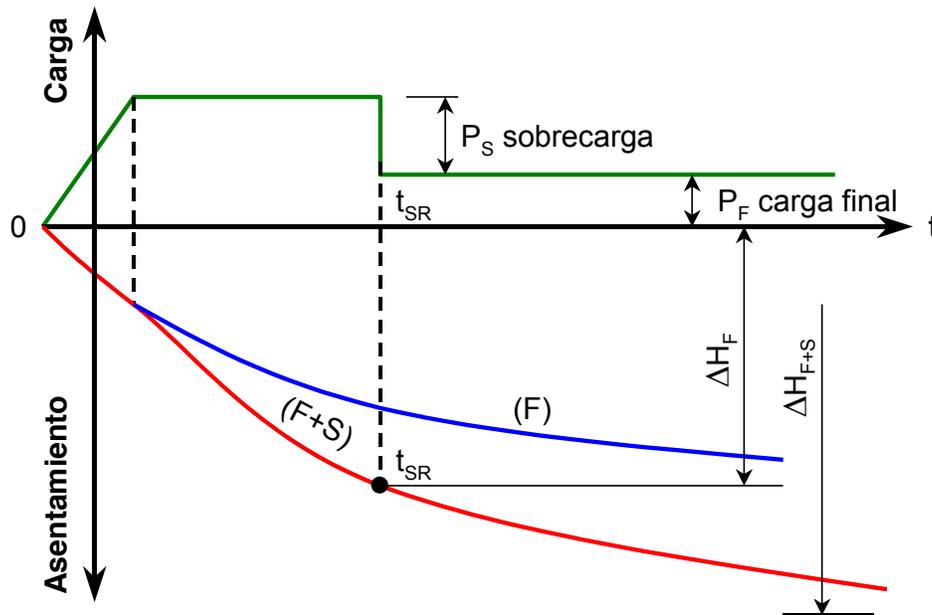


Figura 5.i.2.1 Compensación del asentamiento de consolidación primaria.

En el caso de una precarga con sobrecarga, los dos primeros efectos son dominantes: se remueve la sobrecarga 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.

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. El principio de los diferentes métodos más comunes se presenta en las Tablas 5.i.2.1 y 5.i.2.2 y en las Figuras 5.i.2.2 y 5.i.2.3



Tabla 5.i.2.1 Métodos de precarga por aumento del esfuerzo total

Método	Principio	Frecuencia de uso	Ventajas	Limitaciones
Aplicación de una carga equivalente al valor final	La carga definitiva se aplica con suficiente anticipación para que el grado de consolidación sea suficiente en el momento de la construcción de la obra	Método usado comúnmente	Se basa en la teoría confiable de la consolidación. (excepto en cuanto a la previsión de los tiempos de consolidación) Ejecución sencilla. Buena homogeneidad del tratamiento	La carga aplicada depende de la capacidad de carga del suelo. Puede ser necesaria la aplicación por etapas. Puede requerir un tiempo muy largo que puede reducirse recurriendo a un sistema de drenaje en el suelo de cimentación
Aplicación de una carga equivalente al valor final, más una sobrecarga (preconsolidación)	La aplicación de una carga mayor a la carga final permite obtener un asentamiento más importante en un plazo más corto. La carga excedente se remueve tan pronto el asentamiento obtenido se considera suficiente	Método usado comúnmente	Se basa en la teoría bien conocida y confiable de la consolidación. (excepto en cuanto a la previsión de los tiempos de consolidación) Ejecución sencilla. Buena homogeneidad del tratamiento	La carga aplicada depende de la capacidad de carga del suelo. Puede ser necesaria la aplicación por etapas. Plazo más corto que en el método anterior que puede reducirse todavía más con un sistema drenante. La sobrecarga debe enviarse a tiradero o reutilizarse
Carga aplicada llenando un recipiente	Mismo principio que en los dos casos anteriores	Común para tanques	Se basa en la teoría bien conocida y confiable de la consolidación	Puede ser necesario llenar progresivamente el tanque. Posibilidad de reducir el plazo con un sistema drenante



Tabla 5.i.2.2 Métodos de precarga por reducción de la presión intersticial

Método	Principio	Frecuencia de uso	Ventajas	Limitaciones
Aplicación de vacío	El vacío se aplica en pozos o en drenes de arena a partir de una membrana estanca que recubre la zona de tratamiento. obra	Método usado excepcionalmente	La aplicación del vacío conduce a un mejoramiento importante del suelo.	Método costoso que necesita equipo y personal especializados. Aplicable a suelos relativamente permeables y saturados. Profundidad de tratamiento limitada a 7m. Asentamientos no homogéneos.
Abatimiento del nivel del manto freático.	El abatimiento del manto acuífero en un suelo compresible induce asentamientos.	Método poco común	Este método es en general un efecto secundario de trabajos que inducen o requieren el abatimiento del manto freático.	Puede provocar asentamientos importantes del suelo. Asentamientos no homogéneos.
Electro-ósmosis	Una diferencia de potencial aplicada entre un ánodo y un cátodo provoca el flujo hacia el cátodo.	Método usado excepcionalmente.	Requiere un buen control de los parámetros del tratamiento. Se usa generalmente en obras provisionales.	Método costoso que necesita equipo y personal especializados. Utilizable en arcillas y limos con $k < 10^{-6}$ m/s. Difícil prever los parámetros y los efectos del tratamiento. Tratamiento no homogéneo y no reversible si el suelo no está cargado.

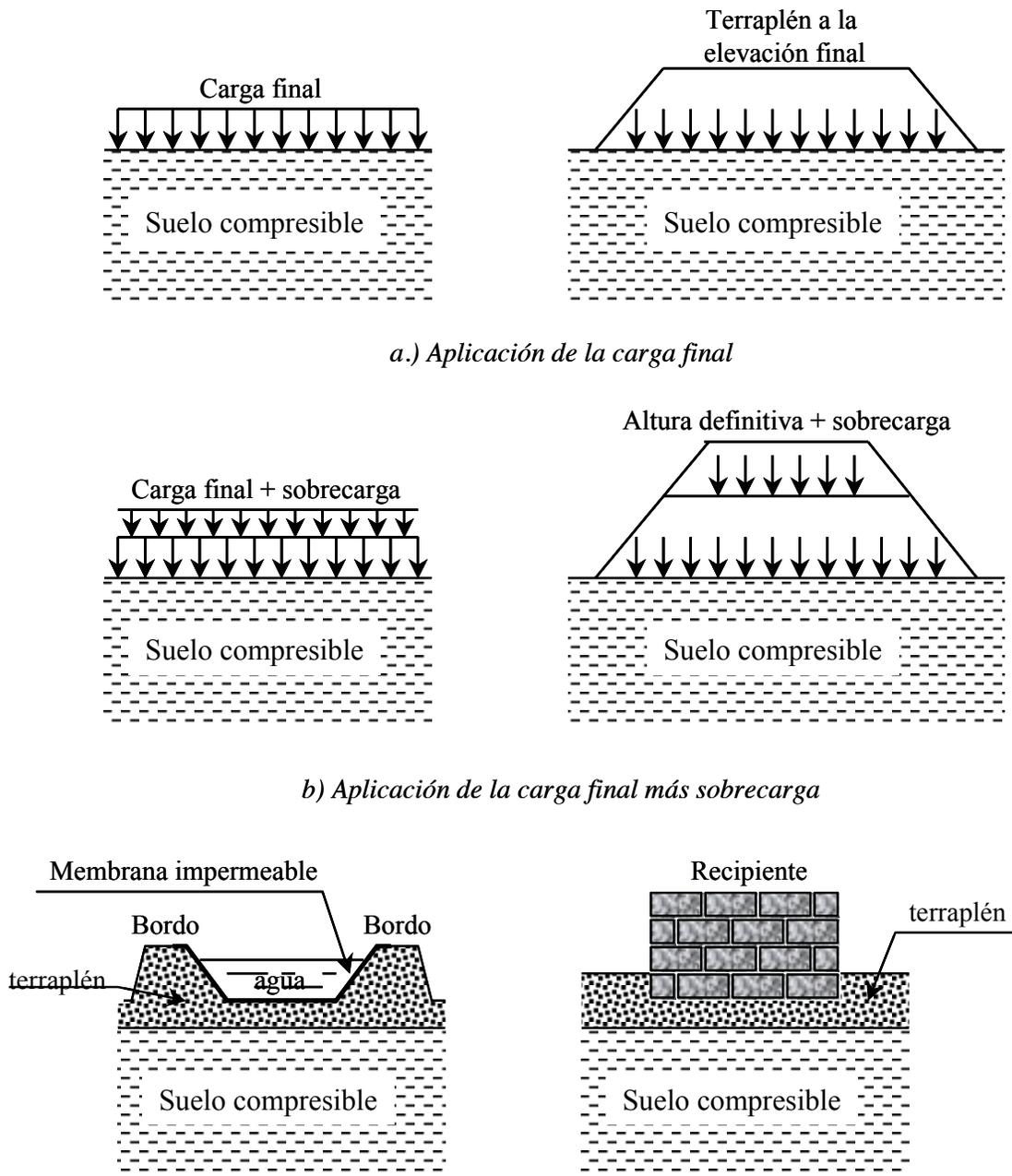


Figura 5.i.2.2 Métodos de precarga por incrementos del esfuerzo total

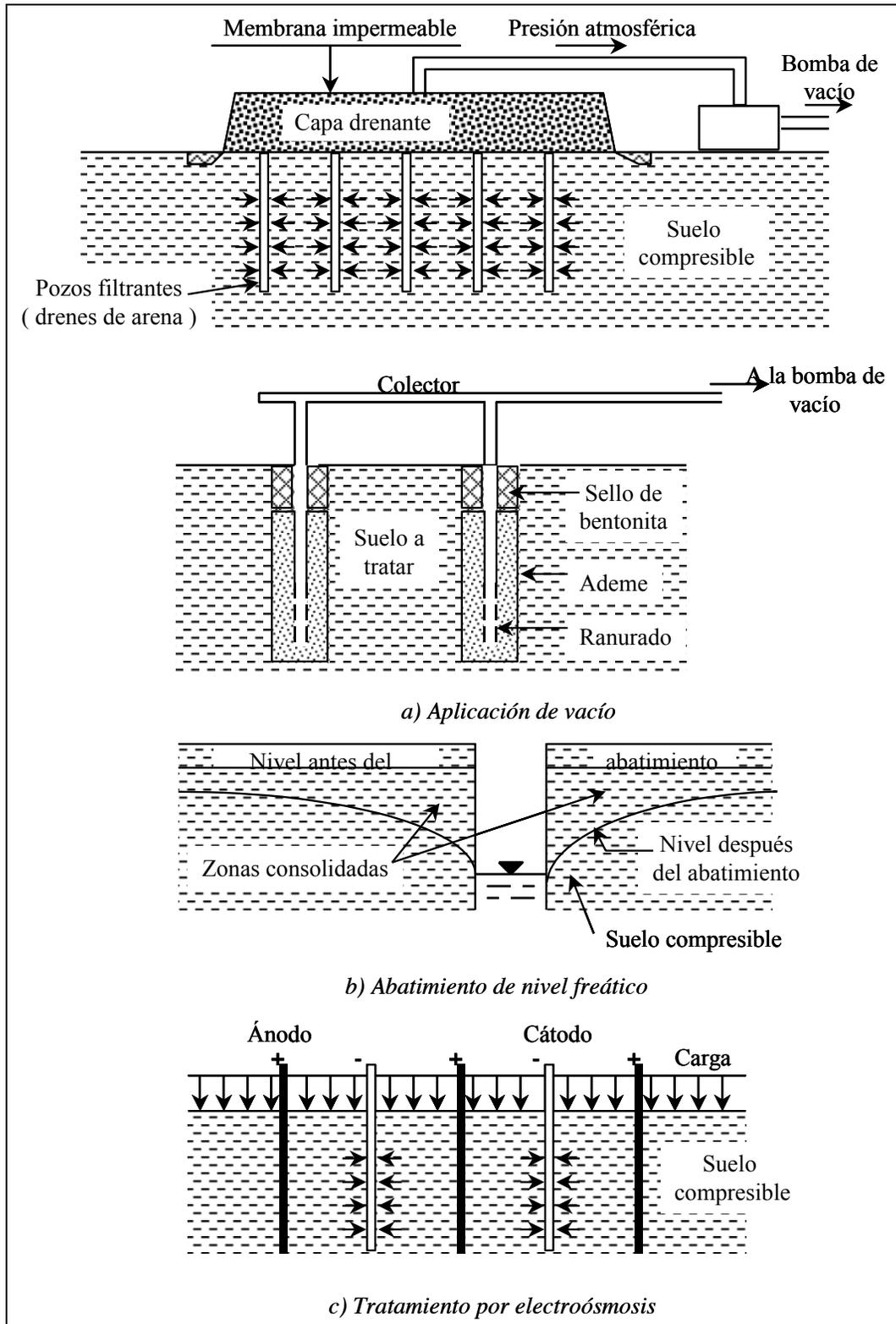


Figura 5.i.2.3 Métodos de precarga mediante disminución de la presión de poro

b) Precarga con sistema de drenaje

Es posible aumentar la eficiencia de la precarga instalando previamente un sistema de drenaje constituido por drenes verticales o trincheras drenantes (Figura 5.i.2.4). El sistema, inicialmente inerte, se vuelve activo cuando se carga el suelo. Los drenes verticales, generalmente colocados en trespelillo, pueden ser de arena o prefabricados (cartón o plástico). Para el diseño de sistemas de drenes, puede recurrirse a los conceptos indicados por Covarrubias (1972) y Stamatopoulos y Kotzias (1990). La experiencia ha mostrado que los drenes verticales son menos eficientes cuando el suelo contiene una proporción significativa de materia orgánica y que por tanto existe una consolidación secundaria importante.

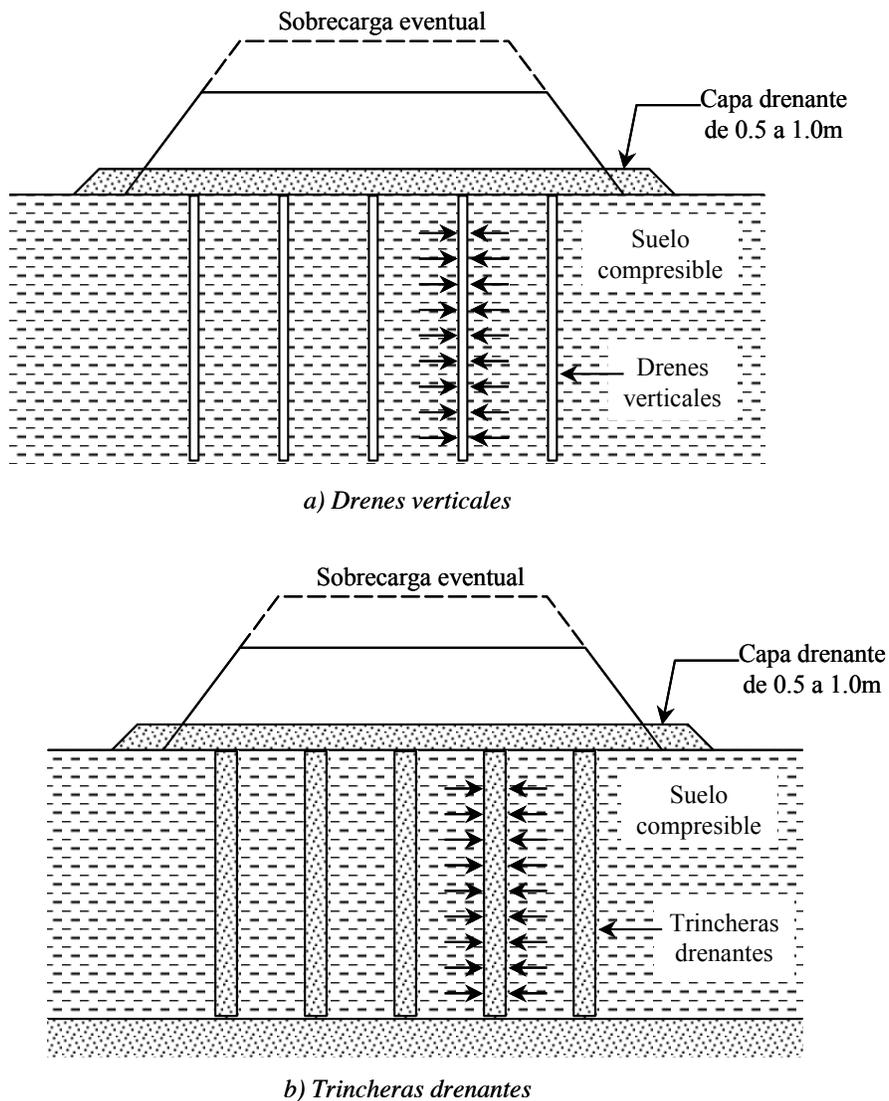


Figura 5.i.2.4 Sistemas comunes de drenaje



Los drenes de arena son más costosos que los drenes prefabricados pero presentan la ventaja de que son más eficientes y contribuyen en cierta medida a reforzar el suelo y a uniformar su compresibilidad. 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.

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 drenantes 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. Se puede minimizar su peso volumétrico usando criterios de selección de materiales semejantes a los usados en la técnica de compensación parcial (inciso 5.i.1). 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.

5.i.2.2 Experiencia en las arcillas del valle de México

Se sabe solamente de un caso documentado en el que fue empleada la técnica de la precarga (más sobrecarga) combinada con drenes de arena en las arcillas del valle de México (Figs.5.i.2.5 – 5.i.2.8; Auvinet, 1979). La técnica se empleó para una serie de naves industriales en la zona lacustre de Xochimilco. Se construyeron drenes de arena de 30cm de diámetro y 18.5m de longitud separados a cada 3.75m. La sobrecarga fue aplicada en dos etapas y solamente durante un tiempo total de un poco más de seis meses. Se midió un asentamiento de 70cm en el centro del área cargada. Los resultados fueron muy satisfactorios. En más de veinte años, el piso de concreto con juntas de las naves no ha sufrido deformaciones que dificultaran el tránsito constante de los montacargas móviles usados en estas naves, equipos muy sensibles a cualquier desperfecto de la superficie de rodamiento.

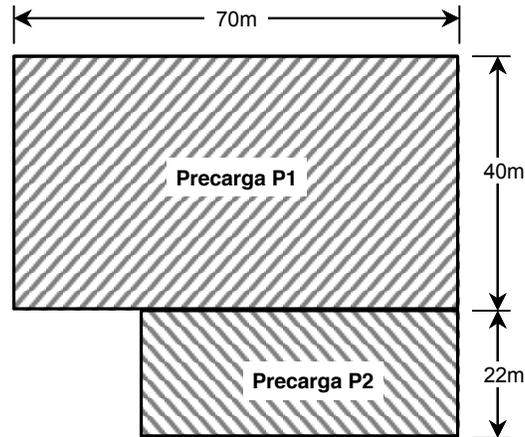


Figura 5.i.2.5 Xochimilco, áreas precargadas

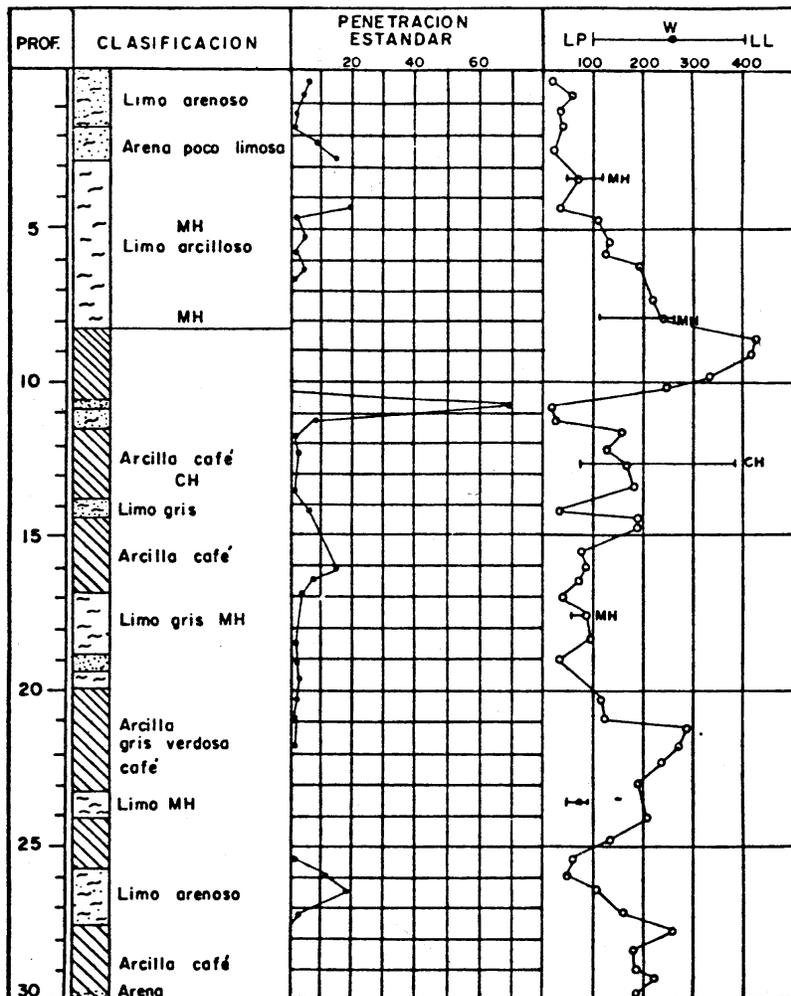


Figura 5.i.2.6 Perfil estratigráfico en Xochimilco

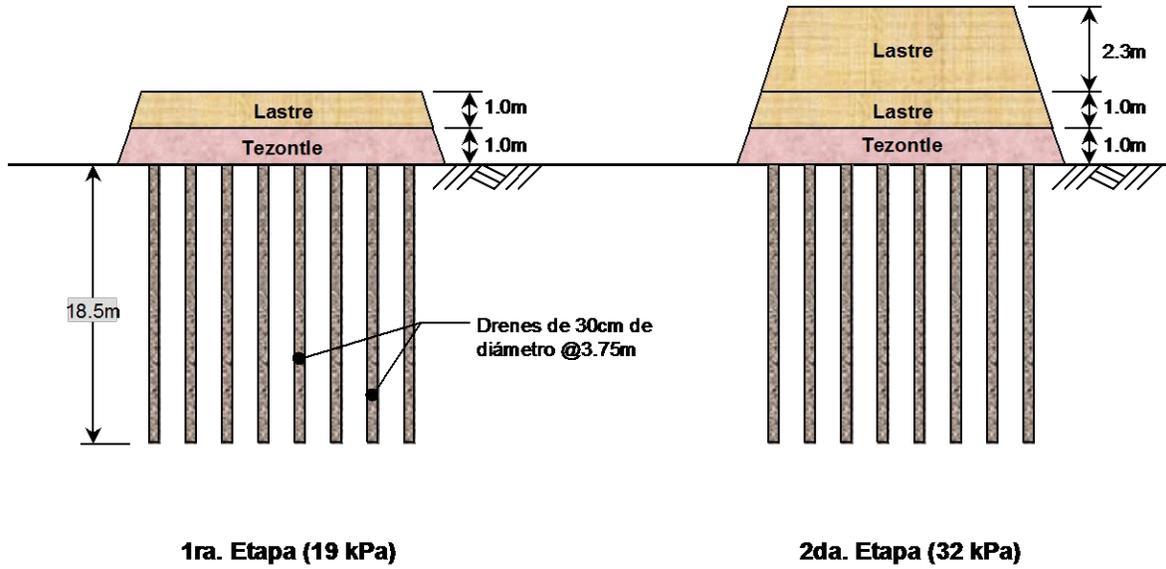


Figura 5.i.2.7 Xochimilco, cargas y drenes

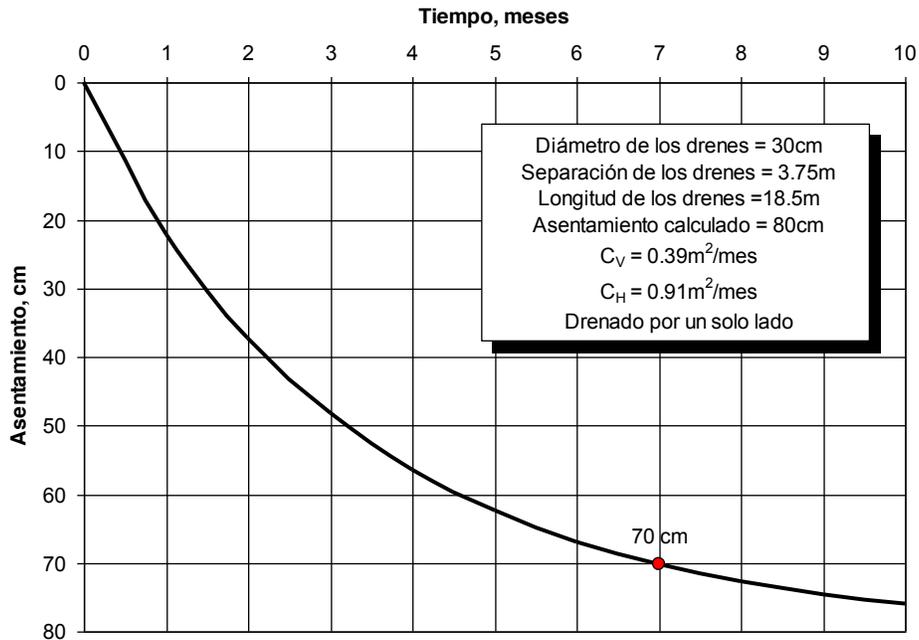


Figura 5.i.2.8 Xochimilco, asentamientos en el centro del área cargada

5.i.2.3 Análisis paramétricos

Algunos análisis paramétricos realizados hasta este momento se presentan en el capítulo de modelos numéricos. Se están realizando análisis adicionales.

Para la aplicación de la técnica de precarga en pistas, franjas de seguridad, calles de rodaje y plataformas, los análisis paramétricos sugieren seguir el procedimiento general siguiente:

- Se definirá la rasante de proyecto tomando en cuenta topografía, zonas de posible inundación, zonas de excavación, etc.
- Para tramos con características geométricas y geotécnicas semejantes, se definirá la sección transversal de proyecto de las pistas u otras estructuras (Fig. 5.i.2.9). La altura h deberá ser suficiente para garantizar una buena rasante para soporte del pavimento y para proteger la estructura del pavimento contra inundación local o general.

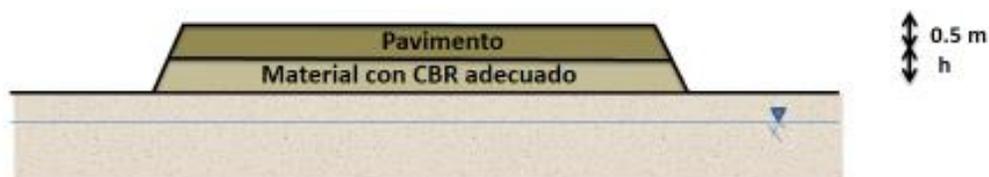


Figura 5.i.2.9 Sección transversal de proyecto

- Antes de construir el terraplén, se colocará sobre las zonas de interés una capa de tezontle o piedra pómez permeable de espesor igual al asentamiento δ esperado bajo el terraplén de proyecto pero no inferior a 75cm para permitir el acceso a la maquinaria y al tránsito de vehículos. El tezontle se extenderá sobre un geotextil no tejido que tendrá la función de separador para evitar que el tezontle se mezcle con el suelo natural y los azolves presentes en el terreno.
- Se construirá entonces un terraplén de precarga con las características y dimensiones típicas indicadas en la figura siguiente:

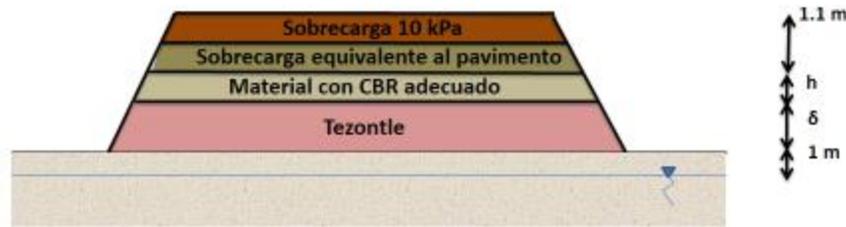


Figura 5.i.2.10 Sección transversal del terraplén de precarga

Entre el tezontle y el material con CBR adecuado se intercalará un geotextil no tejido y una geomalla.

Se revisará si la resistencia al cortante del suelo a corto plazo es suficiente para permitir la construcción en una sola etapa o si se deberá esperar cierta consolidación del suelo para alcanzar la altura máxima del terraplén.

- e) Se instalarán drenes verticales con las características definidas a partir de los análisis y de los resultados de tramos de prueba. Los drenes de arena tienen la ventaja respecto a los drenes sintéticos de uniformizar las características del suelo y contribuyen a reducir ligeramente el asentamiento total.
- f) Se dejará consolidar el suelo bajo el peso del terraplén anterior durante un tiempo suficiente (del orden de 1 año) para alcanzar el asentamiento esperado bajo el terraplén de proyecto. Este tiempo se determinará en forma más precisa a partir de las modelaciones realizadas y de las observaciones en terraplén de prueba. Se dejará que el material ligero de la base del terraplén se indente en el suelo conforme avanza la consolidación. Al ocurrir esta indentación, los materiales superficiales del subsuelo, y en su caso el propio tezontle, pasarán a ser sumergidos y quedarán afectados por el empuje de Arquímedes con lo que su peso volumétrico efectivo disminuirá considerablemente y dejarán de contribuir en forma significativa a los asentamientos.
- g) Después del periodo de precarga, se removerán las sobrecargas (lastre) y se podrá construir el pavimento. El terraplén de proyecto (Fig. 5.i.2.9) quedará así desplantado sobre material preconsolidado. Los asentamientos esperados a futuro serán entonces mínimos.

Estudios preliminares con el programa ASENT, desarrollado en el Instituto de Ingeniería, muestran que la altura total máxima (al centro) aproximada del terraplén de

precarga para diferentes alturas del terraplén final deseado será del orden indicado en la tabla siguiente:

h	$\delta_{\text{sin sobrecarga}}$	$\delta_{\text{con sobrecarga}}$	%	H_t
0.5	2.0	2.9	69	3.6
1.0	2.7	3.5	77	4.8
1.5	3.3	4.1	80	5.9

Fig. 5.1.2.11 Asentamientos calculados y altura máxima del terraplén de precarga H_t ,m

En los estudios detallados para diseño de la precarga deberá repetir este tipo de análisis para diferentes estructuras (pistas, franjas de seguridad, calles de rodaje, plataformas) y condiciones topográficas y geotécnicas. Las dimensiones y la separación de los drenes requeridos para alcanzar el asentamiento deseado en el tiempo disponible podrán calcularse con el mismo programa ASENT o recurriendo al Método del elemento finito. Es recomendable que la rasante se defina de tal forma que la altura h no rebase 1.5m para evitar terraplenes de precarga excesivamente altos que pudieran requerir un tiempo de construcción largo en dos etapas para evitar la falla por cortante del suelo. De ser necesario, el peligro de inundación deberá entonces controlarse por drenaje.

5.i.2.4 Revisión bibliográfica

Para poder definir los tipos de soluciones conceptuales para el proyecto en su conjunto, actualmente se efectúa una investigación bibliográfica de detalle respecto a métodos de mejoramiento masivo de suelos blando, tanto en congresos y revistas internacionales, como nacionales. El estado actual de dicha investigación, es:

- 1) Ache, W., Holzlohner, U., & Lehnert, J. (1983). Improvement of structure-ground systems by preloading. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (p. 559-564). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
- 2) Akai, K., & Okabayashi, I. (1983). Consolidation mechanism and performance analysis of sand-drain. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 565-570). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 3) Arulrajah, A., Nikraz, H., & Bo, M. (2005). Finite element modelling of marine clay deformation under reclamation fills. Proceedings of the ICE - Ground Improvement, 9(3), 105-118.



- 4) Asian Institute of Technology. (1995). The Full Scale Field Test of Prefabricated Vertical Drains for the Second Bangkok International Airport. Final Report, I.
- 5) Brednev, A., & Svetinsky, E. (1983). Soil consolidation by means of band-shaped drains. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 577-578). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 6) Calderón, P., & Romana, M. (1997). Soil Improvement by precharge and prefabricate vertical drains at Tank Group No.3 site, at the "TOTAL Oil Storage Plant" at Valencia Harbour. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1577-15801.
- 7) Chen, C. (s.f.). Treatment of landfill using dynamic compaction technique. Malaysia: SSP Geotechnics Sdn Bhd.
- 8) Chen, C., & S. M., T. (2002). A case history of a coastal land reclamation project. Bangunan: GSM-IEM Forum on Engineering Geology & Geotechnics In Coastal Development, 23rd October 2002, Bangunan IEM, P.J.
- 9) Choa, V., Bo, M., & Chu, J. (2001). Soil improvement works for Changi East Reclamation Project. Proceedings of the ICE - Ground Improvement, 5(4), 141-153.
- 10) Chu, J., Bo, M., & Choa, V. (2004). Practical considerations for using vertical drains in soil improvement projects. Geotextiles and Geomembranes, 22(1), 101-117.
- 11) Clemente, J., Vogelfanger, M., Young, L., & Heere, D. (1997). Ground improvement for a large power plant. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1677-1680.
- 12) Debats, J., & Sims, M. (1997). Vibroflotation in reclamations in Hong Kong. Proceedings of the ICE - Ground Improvement, 1(2), 127-145.
- 13) Eriksson, L., & Ekström, A. (1983). The efficiency of three different types of vertical drains- results from a full-scale test. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 605-610). Helsinki: Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 14) Eriksson, U., Hansbo, S., & Torstensson, B. (2000). Soil improvement at Stockholm-Armada Airport. Ground Improvement, 4, 73-80.
- 15) Fiovarante, V., Ghionna, V., Pedroni, S., & Veggi, S. (1997). Soil improvement through vertical jet-grouting columns - A centrifuge study. Proceedings of the



Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1681- 1684.

- 16) Fürsterberg, A., Lechowicz, Z., Szymanski, A., & Wolski, W. (1983). Effectiveness of vertical drains in organics soils. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 611-616). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 17) Gatti, G., & Gioda, G. (1983). Soil improvement by pre-loading: numerical results vs. in situ measurements. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 617-620). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 18) Guanbao, Y., & Shulin, Y. (1995). Field Study of Improved Soft Soil by Cement-soil Mixed Piles [J]. Journal of Tongji University, 3.
- 19) Hausler, E., & Sitar, N. (s.f.). Performance of Soil Improvement Techniques in Earthquakes. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- 20) Hegg, H., Jamiolkowski, M., Lancellota, R., & Parvis, E. (1983). Behavior of oil tanks on soft cohesive ground improvement by vertical drains. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 627-632). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 21) Hoikkala, S., Leppänen, M., & Tanska, H. (1997). Blockstabilization of peat in road construction. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1693-1696.
- 22) ICE. (2004). Ground and Soil Improvement. Institution of Civil Engineers.
- 23) Indraratna, B., & Chu, J. (2005). Ground improvement, Case Histories. Great Britain: Elsevier.
- 24) Jansen, H., & Den Hoedt, G. (1983). Vertical drains: in-situ and laboratory performance and design considerations. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 633-636). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 25) Kitazume, M. (2009). Ground Improvement in Tokyo/Haneda International Airport Expansion Project. Ground Improvement Technologies and Case Histories , 27-41.



- 26) Komatsu, A., Tanaka, N., Oikawa, K., & Nishida, T. (1992). Soil Improvement Effects of the Reclaimed Land for the Kansai International Airport. Japanese Geotechnical Society 27th Conference, 2165-2168.
- 27) Laumans, Q. (1983). Soil improvement by vertical drains - factors determining the settlement behavior. En Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 641-646). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 28) Lin, D., & Chang, K. (2009). Three-dimensional numerical modelling of soft ground improved by prefabricated vertical drains. Geosynthetics International, 16(5), 339-353.
- 29) Maisch, K., Mikulitsch, V., & Gudehus, G. (1997). Soil improvement by powder injection. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1625-1628.
- 30) Massarsch, K., & Kamon, M. (1983). Performance of driven sand drains. En Proceedings of Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 659-662). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 31) Mimura, M., & Jeon, B. (2013). Interactive behavior of Pleistocene marine foundation of existing 1st phase island due to construction of 2nd phase island of Kansai International Airport. Soils and Foundations, 53(3), 375-394.
- 32) Moh, Z., & Lin, P. (2003). From cobra swamp to international airport: ground improvement at Suvarnabhumi International Airport, Thailand. Proceedings of the ICE, 7(2), 87-102.
- 33) Moh, Z., & Woo, S. (1987). Preconsolidation of Bangkok Clay by Nondisplacement Sand Drains and Surcharge. Proc. 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, 8-184.
- 34) Nicholls, R., & Barry, A. (1983). Vertical drains. En Proceedings of Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (págs. 663-668). Helsinki: Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 35) Oteo, C., Sopeña, L., Sola, P., & Monroe, A. (1997). Ground consolidation using grouting at the new access road to Barajas Airport, Madrid. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1645-1648.



- 36) Parkkinen, E. (1997). Utilization of Industrial by-products to strengthen soft clayey and organic soils. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1701-1704.
- 37) Raju, V., & Daramalinggam, J. (2012). Ground improvement: principles and applications in Asia. Proceedings of the ICE, 165(2), 65-76.
- 38) Seah, T. (2006). Design and construction of ground improvement works at Suvarnabhumi Airport. Geotechnical Engineering, 37(3), 171.
- 39) Terashi, M., & Juran, I. (2000). Ground improvement—State of the Art. GeoEng 2000, 19 - 24.
- 40) Thaier, M., & Nutbohm, N. (1997). Soil stabilization, A future-oriented alternative for extensive earthworks. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1711-1716.
- 41) Tian Ho, S. (s.f.). Design and Construction of Ground Improvement Works at Suvarnabhumi Airport.
- 42) Turcek, P., Ravinger, R., Tavoda, O., Hlavacka, P., & Kostúr, C. (1997). Subsoil properties improvement control. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1653-1656.
- 43) V. R., R., & Valluri, S. (2008). Practical applications of ground improvement. Hyderabad: Symposium on Engineering Of Ground & Environmental Geotechniques (S EG2), Hyderabad, 29th Feb., – 1st March, 2008.
- 44) Zhou, H., Lu, J., & Jiang, J. (2005). Test study on reclaimed land of Pudong Airport improved with dynamic and drain consolidation method. Rock and Soils Mechanics-Wuhan, 26(11), 1779.

5.i.3 Soluciones a base de inclusiones

5.i.3.1 Planteamiento

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 ser pilotes prefabricados tradicionales o elementos insertados en el suelo mediante diversas técnicas. Las técnicas de construcción se mencionan a continuación.

a) Algunos tipos de inclusiones rígidas

En la estabilización de minas y cavernas se han utilizado inclusiones de mortero envueltas en geotextil (Koerner, 1985). Los tramos correspondientes a zonas huecas o deformables dentro del medio adoptan un diámetro mayor que en zonas más rígidas, quedando una configuración como la mostrada en la Figura 5.i.3.1

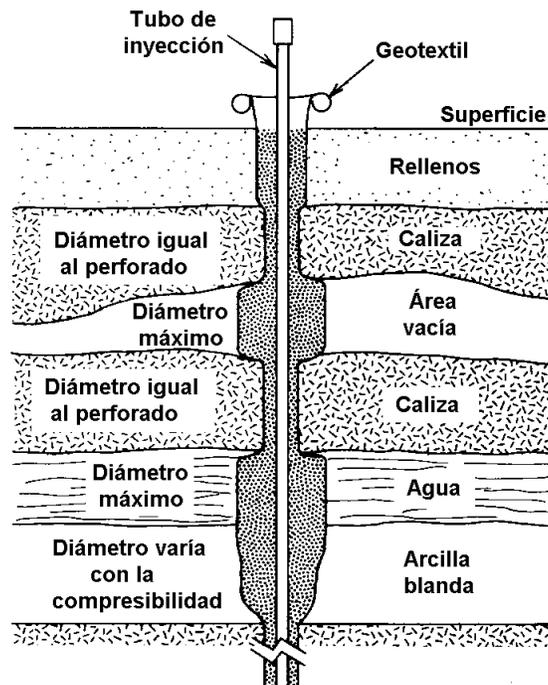


Figura 5.i.3.1 Inclusiones de mortero envueltas en geotextil usadas para estabilizar minas y cavernas

Para la conservación del patrimonio de la Ciudad de México, ante los asentamientos considerables inducidos por el bombeo profundo y el abatimiento del nivel freático, se ha propuesto el uso de inclusiones consistentes en pilotes inyectados en ciertos tramos de una perforación, combinados con láminas de mortero inyectado por fracturamiento hidráulico del subsuelo arcilloso. El objeto es reducir la compresibilidad de la arcilla en zonas de alta compresibilidad y en profundidad en donde el tratamiento resulta más efectivo, minimizando la magnitud de los asentamientos superficiales (Santoyo et al., 1998).

Por otro lado, en el proyecto de un puente de grandes dimensiones (Pecker, 1993), se utilizaron inclusiones constituidas por tubos de acero de 2 m de diámetro y 25 m de

longitud, formando una retícula con separación de 7 m; la cual sirvió para reforzar el suelo bajo las zapatas de 90 m de diámetro.

b) Jet-Grouting

El Jet-Grouting es una técnica desarrollada en los años sesentas (Henn, 1996), cuya finalidad es la de cementar el material suelto del subsuelo haciéndolo más resistente e impermeable. Este consiste en inyectar mortero mediante chorros a alta presión dirigidos lateralmente a las paredes de un pozo (Figura 5.5.3.2). El chorro de esta manera excava y mezcla simultáneamente el suelo. Además, es posible añadir aire a presión para mejorar la acción de corte. Finalmente, se obtiene como resultado una columna de suelo-mortero con una mayor resistencia que el suelo original.

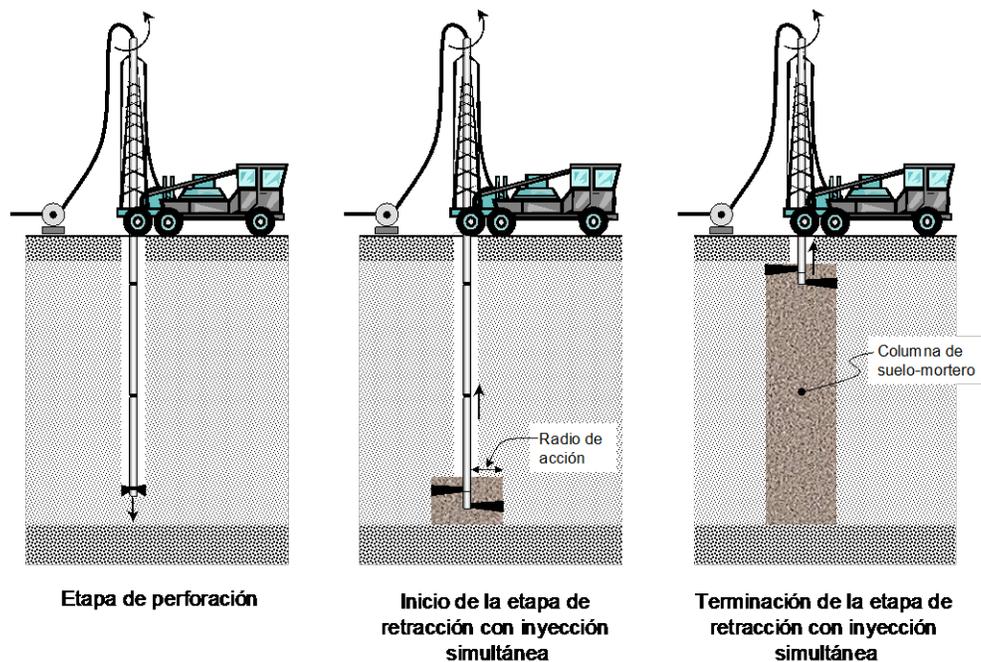


Figura 5.i.3.2 Etapas del proceso del Jet-Grouting

El Jet-Grouting es ideal para mejorar suelos constituidos básicamente por materiales cuya granulometría es gruesa y con algunas incrustaciones de roca (boleos de 30 cm de diámetro, gravas y/o arenas, en su mayoría). La resistencia a la compresión que se alcanza en este tipo de terrenos se encuentra entre 600 a 700 kg/cm². En suelos arenosos la resistencia es de 800 kg/cm² y en suelos areno-limosos es de 100 kg/cm² aproximadamente, es decir, entre más permeables sean los estratos mayor será la resistencia a la compresión después del tratamiento. También es posible aplicar Jet-Grouting en suelos constituidos por partículas finas (arcillas y/o limos) y en los cuales, la resistencia a la compresión oscila entre 15 y 25 kg/cm² aproximadamente.

c) Columnas balastadas

El método consiste en reemplazar del 10 al 35 % del suelo débil con grava o en ocasiones con arena formando columnas (Munfakh *et al.*, 1987). El método constructivo para la construcción de columnas balastadas, se muestra en la Figura 5.i.3.3. Se realiza inicialmente una perforación hasta una profundidad que puede variar de 15 a 20 m, con un diámetro de 0.6 a 1 m, con la ayuda de una punta vibrante. Esta punta es un cuerpo cilíndrico de 0.30 a 0.40 m de diámetro y de 2 a 5 m de largo que contiene un vibrador horizontal. La punta penetra en el suelo bajo la acción del peso propio, de la vibración y de un chorro de agua que permite recuperar los azolves.

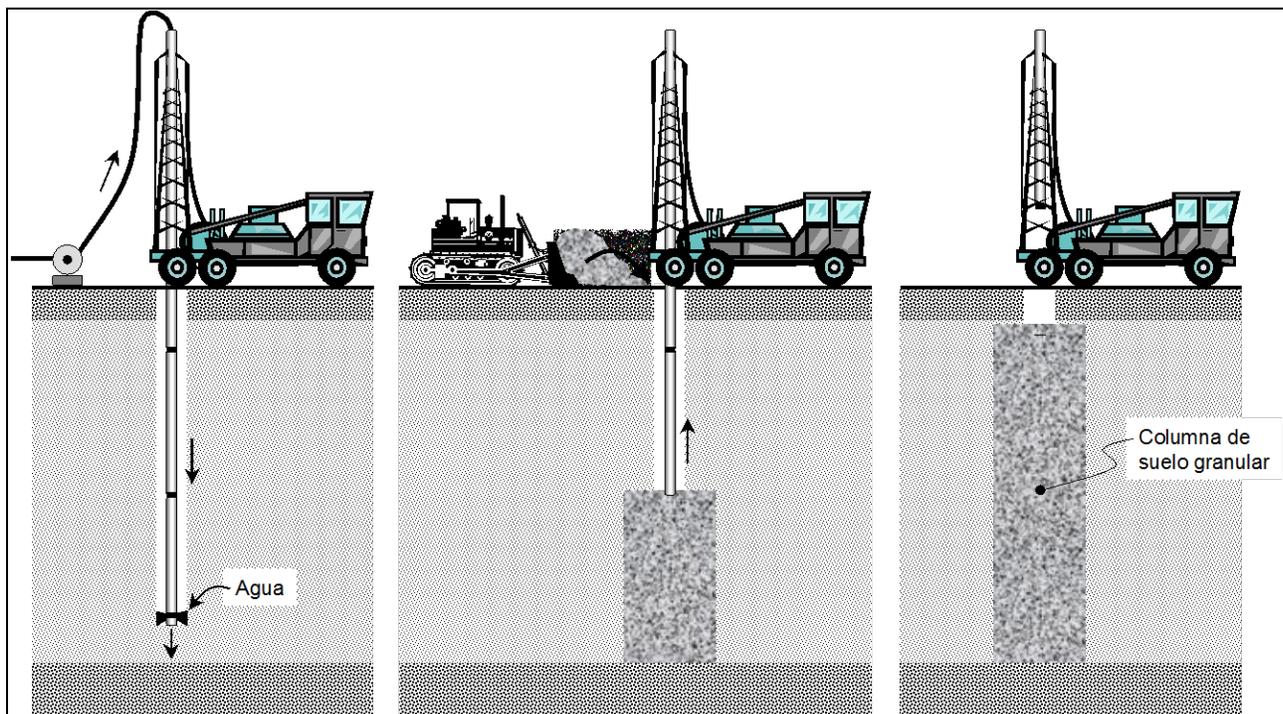


Figura 5.i.3.3 Proceso de ejecución de columnas balastadas

A continuación, se rellena la perforación con materiales granulares con alto ángulo de fricción (por ejemplo grava, basalto), la columna así constituida se compacta bajo el efecto del vibrador. El diámetro final de la columna dependerá de la consistencia del terreno y será mayor para suelos de consistencia más blanda. El suelo así reforzado, se transforma en una masa cilíndrica compacta y rígida que permite reducir la compresibilidad del suelo original e incrementar su resistencia al esfuerzo cortante.



d) Columnas de cal

En el caso de arcillas blandas de baja consistencia y eventualmente en el caso de limos, es posible realizar columnas de suelo tratadas in situ con cal, en las cuales la cal se mezcla con el suelo. Con esta técnica es posible realizar columnas de aproximadamente 50cm de diámetro y hasta 15m de profundidad. Las cantidades de cal viva requeridas suelen estar comprendidas en una proporción que oscila entre el 8 y el 10% del suelo seco. Con estas proporciones, por ejemplo, 5 m³ de cal proporcionan suficiente material como para construir aproximadamente 400 m lineales de columna de suelo tratado. Una de las limitaciones más importantes es que debe transcurrir un mínimo de 80 días hasta que las columnas de terreno estabilizado sean capaces de soportar la carga para la que fueron diseñadas. Una solución de este tipo es de limitada aplicabilidad en las arcillas del valle de México debido a su alto contenido de agua.

5.i.3.2 Aplicabilidad

Los resultados de las modelaciones numéricas realizadas hasta este momento indican que la solución de las inclusiones permite contribuir a reducir los asentamientos de obras como pistas, calles de rodaje, plataformas y construcciones relativamente ligeras.

5.i.4 Celdas estructuradas

La explicación de esta solución se describe en el inciso 5.I Modelos numéricos, en la parte 5.I.5 Celdas estructuradas de este Primer Informe Parcial.