



Ingeniería Civil
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Universidad de Chile

TRABAJO FINAL DE DIPLOMA: CASOS DE ASENTAMIENTOS INADMISIBLES EN SUELOS FINOS

Sebastián Henríquez
Aline Pedrals
Pablo Valdés

**DIPLOMA MECÁNICA DE SUELOS APLICADA
CASOS DE ASENTAMIENTOS INADMISIBLES EN SUELOS FINOS**

ÍNDICE

| | | |
|---------------|--|-----------|
| 1. | INTRODUCCIÓN | 3 |
| 2. | OBJETIVO | 3 |
| 3. | ASENTAMIENTOS EN FUNDACIONES SUPERFICIALES..... | 3 |
| 3.1. | Asentamiento Inmediato | 3 |
| 3.2. | Asentamiento por Consolidación primaria | 3 |
| 3.3. | Asentamientos Por Consolidación Secundaria | 4 |
| 3.4. | Asentamientos Según Tipo de Suelo..... | 4 |
| 4. | ASENTAMIENTOS ADMISIBLES..... | 4 |
| 4.1. | Definición de Asentamientos..... | 4 |
| 4.2. | Criterios de Asentamientos Tolerables | 5 |
| 5. | TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE SUELO..... | 6 |
| 5.1. | Pilotes | 6 |
| 5.1.1. | Tipos de pilotes según material..... | 6 |
| 5.1.2. | Tipos de pilotes según transferencia de carga | 7 |
| 5.1.3. | Estimación de la capacidad de los pilotes..... | 7 |
| 5.1.4. | Grupo de pilotes | 8 |
| 5.1.5. | Fricción superficial negativa | 9 |
| 5.1.6. | Metódos basados en el análisis continuo de interfaz pilote suelo..... | 9 |
| 5.2. | Precarga | 10 |
| 5.2.1. | Ventajas del uso de la precarga..... | 11 |
| 5.2.2. | Desventajas del uso de la precarga..... | 11 |
| 5.3. | Columnas de Grava | 11 |
| 5.4. | Mechas Drenantes | 14 |
| 6. | DIFICULTADES EN LA ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS | 16 |
| 6.1. | Presiones de Preconsolidación..... | 16 |
| 6.2. | Teoría de la Consolidación | 17 |
| 7. | MONITOREO Y CONTROL..... | 20 |
| 8. | CONCLUSIONES | 21 |
| 9. | FUTURAS INVESTIGACIONES..... | 21 |
| 10. | REFERENCIAS | 22 |

1. INTRODUCCIÓN

La calidad del suelo es un aspecto importante en la evaluación de un proyecto de edificación, incluso, si éste es de baja calidad geotécnica, puede hacerlo económicamente inviable.

Una estructura apoyada en suelo blando debe verificarse para condiciones críticas de capacidad de soporte y para no superar asentamientos admisibles. Asentamientos inadmisibles pueden provocar desde daños estéticos a daños funcionales o estructurales.

La condición que controla más frecuentemente las fundaciones de la estructura es la de asentamientos admisibles y de resultar ellos inadmisibles, se intentará analizar diversas soluciones. Estas soluciones pueden ser fundaciones más complejas, y por lo tanto más costosas, o como alternativa a veces más económica, la aplicación de tratamientos de los suelos de fundación para mejorar su calidad geotécnica.

Es necesario destacar que en la actualidad no se habla, sino que muy excepcionalmente, de suelos de fundación inadecuados. En el pasado era frecuente rechazar un determinado sitio por estas razones, en tanto que ahora, aún rellenos sanitarios antiguos, son estudiados y mejorados para fundar obras civiles en lugares habitados.

En relación al tema central de este trabajo, distintas estructuras y materiales de construcción permiten asentamientos tolerables diferentes. Soluciones de fundación más sofisticadas logran a veces convivir con asentamientos que resultan inadmisibles para soluciones directas de fundación.

2. OBJETIVO

El principal objetivo de este informe es describir las soluciones y técnicas más utilizadas, tanto en el mejoramiento de los suelos, como en soluciones de fundación para reducir los asentamientos que resultan inadmisibles en estas estructuras.

3. ASENTAMIENTOS EN FUNDACIONES SUPERFICIALES

Los asentamientos provocados por las cargas impuestas por una construcción se dividen generalmente en tres tipos:

- Asentamiento inmediato
- Asentamiento por consolidación primaria
- Asentamiento por consolidación secundaria

3.1. Asentamiento Inmediato

El asentamiento inmediato es provocado por la deformación elástica del suelo sin ningún cambio de volumen. En una fundación aislada, se producen desplazamientos horizontales en el suelo.

Para determinar el asentamiento inmediato se utiliza ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

Generalmente se considera que el asentamiento inmediato ocurre durante la construcción.

El ensayo edométrico no es representativo de este tipo de asentamiento, a diferencia del asentamiento por consolidación indicado en el punto siguiente.

3.2. Asentamiento por Consolidación primaria

El asentamiento por consolidación primaria es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.

La teoría clásica de consolidación de Terzaghi considera:

- El sistema suelo-agua es homogéneo
- 100% saturada
- El agua y los granos del suelo son incompresibles
- El flujo de agua es unidimensional
- La Ley de Darcy es válida

El asentamiento por consolidación primaria está representado por el ensayo edométrico, y al igual que la teoría de consolidación, corresponde a una deformación unidimensional.

3.3. Asentamientos Por Consolidación Secundaria

El asentamiento por consolidación secundaria es el ajuste plástico de la estructura del suelo y ocurre cuando la consolidación primaria ha terminado, es decir, después que los excesos de presión en el agua se han disipado y que toda la carga ha sido entregada a la estructura de suelo.

3.4. Asentamientos Según Tipo de Suelo

En el caso de *suelos granulares*, de alta permeabilidad, el asentamiento instantáneo es el más relevante, ya que se considera que la expulsión de agua (consolidación primaria) ocurre inmediatamente, por lo que el asentamiento instantáneo y la consolidación primaria ocurren en conjunto durante la construcción.

En *suelos finos*, de baja permeabilidad, el asentamiento por consolidación toma relevancia, ya que éste puede tomar una gran cantidad de tiempo y una magnitud considerable.

En *suelos orgánicos* y suelos inorgánicos altamente compresibles, es la consolidación secundaria la que toma una alta relevancia.

4. ASENTAMIENTOS ADMISIBLES

Dependiendo del tipo de estructura fundada, ésta permite ciertos asentamientos sin afectar su funcionalidad o estética.

4.1. Definición de Asentamientos

Para definir los asentamientos tolerables se utilizan los conceptos indicados en las siguientes figuras [Braja M. Das 1999].

Donde:

- ρ_i : desplazamiento vertical total en el punto i
- δ_{ij} : asentamiento diferencial entre los puntos i y j
- Δ : deflexión relativa
- ω : inclinación
- η_{ij} : distorsión angular

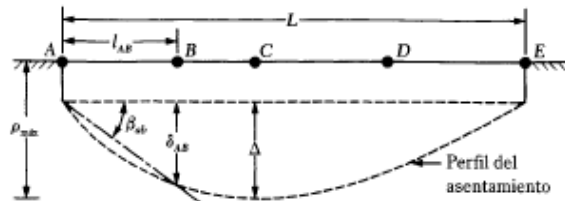


Figura 1. Asentamiento sin inclinación

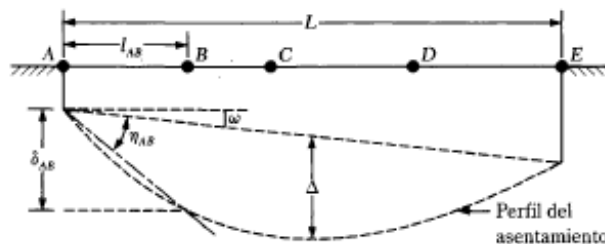


Figura 2. Asentamiento con inclinación

4.2. Criterios de Asentamientos Tolerables

Diversos estudios indican los asentamientos totales y diferenciales tolerables para distintos tipos de estructuras.

Tabla 1. Asentamientos admisibles [Skemton y MacDonald, 1956]

| | |
|---|--------------|
| Asentamiento máximo, ρ | [mm] |
| Arena | 32 |
| Arcilla | 45 |
| Asentamiento diferencial máximo, δ | [mm] |
| Fundaciones aisladas en arena | 51 |
| Fundaciones aisladas en arcilla | 76 |
| Distorsión angular máxima, η | 1/300 |

Tabla 2. Distorsión angular límite [Bjerrum, 1963]

| Categoría por daño potencial | η |
|---|--------------------------|
| Peligro a maquinaria sensible a asentamientos | 1/750 |
| Peligro a marcos con diagonales | 1/600 |
| Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios | 1/500 |
| Primer agrietamiento de muros | 1/300 |
| Dificultades con grúas elevadas | 1/300 |
| La inclinación de edificios rígidos altos se vuelve visible | 1/250 |
| Considerable agrietamiento de paneles y muros de ladrillo | 1/150 |
| Peligro de daño estructural en edificios generales | 1/150 |
| Límite seguro para muros flexibles de ladrillos | 1/150 |

Tabla 3. Distorsión angular límite [USSR Building Code, 1955]

| Tipo de estructura | Arena y arcilla dura | Arcilla plástica |
|--|-----------------------------|-------------------------|
| Estructuras de acero y concreto | 0,002 | 0,002 |
| Hileras extremas de columnas con revestimiento de ladrillo | 0,007 | 0,001 |
| Estructuras donde no surgen deformaciones auxiliares durante asentamientos no uniformes de cimentaciones | 0,005 | 0,005 |
| Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc. | 0,004 | 0,004 |
| Vigas carriles | 0,003 | 0,003 |

5. TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE SUELO

Existen diferentes técnicas para el mejoramiento de la calidad del suelo que van desde la utilización de refuerzos mediante pilotes, columnas de grava, entre otros, hasta la mejora de las propiedades mediante métodos como la precarga o mechas drenantes, entre otros. Diversos autores clasifican estos métodos según diferentes criterios, por ejemplo, según la granulometría del suelo o la temporalidad de las técnicas. Como resumen en la siguiente figura se indica las técnicas de mejoramiento de suelo según el tamaño de las partículas.

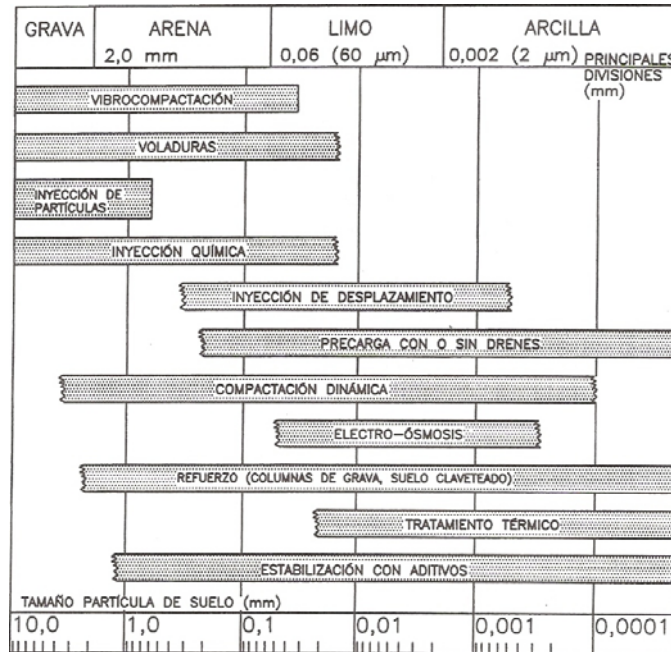


Figura 3. Técnicas de mejoramiento de suelo según la granulometría [Mitchell, J.K., 1981]

En los capítulos siguientes se entregan detalles de las siguientes técnicas:

- Pilotes
- Precarga
- Columnas de grava
- Mechas drenantes

5.1. Pilotes

Los pilotes, como todas las fundaciones profundas, son utilizados para traspasar la carga de una obra a estratos de mejor calidad geotécnica con una mayor capacidad de soporte. Si no existe un estrato competente a una profundidad razonable, son utilizados para transmitir la carga gradualmente al suelo.

5.1.1. Tipos de pilotes según material

Dependiendo de la carga, las condiciones del subsuelo y el nivel de la napa freática, se utilizan los siguientes tipos de pilotes:

- Pilotes de acero

Generalmente estos pilotes son perfiles de acero de a base de tubos o sección H laminados que son hincados en el suelo. La limitante de este tipo de pilote corresponde al tipo de suelo que cuando es granular de grava densa o roca, el hincado se dificulta, por lo que se debe adaptar el pilote con puntas de hincado.

- Pilotes de hormigón

Los pilotes de hormigón se dividen en prefabricados y contruidos in-situ. El refuerzo que utilizan debe ser capaz de resistir la flexión desarrollada durante el levantamiento y el trasporte, en el primer caso, y el momento causado por la carga vertical.

- Pilotes de madera

Los pilotes de madera son troncos de árboles a los que se ha quitado las ramas y la corteza. Estos pilotes si se encuentran rodeados por suelo saturado no presentarán ningún tipo de daño.

- Pilotes compuestos

Son pilotes que están hechos en base a materiales diferentes.

5.1.2. Tipos de pilotes según transferencia de carga

Dependiendo del mecanismo de transferencia de carga, los pilotes se dividen en dos tipos:

- Pilotes de punta

Si a una profundidad razonable existe un estrato competente, la capacidad última del pilote depende completamente de la capacidad de carga de ese estrato.

La longitud del pilote se establece fácilmente. En caso de encontrar roca, el pilote se apoyará sobre ésta. En caso de encontrar un suelo competente, los pilotes se extenderán unos pocos metros dentro de éste.

- Pilotes de fricción

Cuando no se encuentra un estrato competente, o éste se encuentra muy profundo, los pilotes se ubican a través del material blando. En este caso la carga será tomada por la fricción lateral superficial desarrollada lateralmente en el pilote, causada por la resistencia cortante entresuelo y pilote.

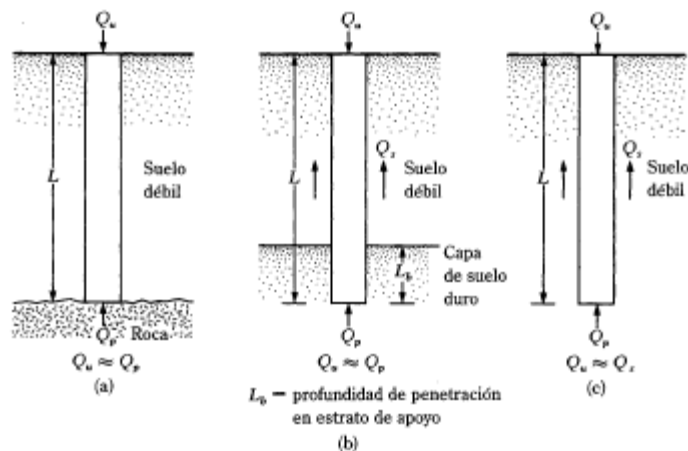


Figura 4. (a) y (b) Pilotes de punta; (c) Pilotes de fricción

5.1.3. Estimación de la capacidad de los pilotes

La capacidad de carga última de un pilote, está dada por la suma de la carga tomada por la punta y la resistencia total por fricción.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Ecuación 1

La capacidad de carga última de punta se determina de una forma similar a la capacidad de carga última en fundaciones superficiales, donde los factores de capacidad de carga cambian, según la siguiente ecuación:

$$Q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_f^*$$

Ecuación 2

La capacidad de carga última por fricción está dada por la siguiente ecuación:

$$Q_u = \sum p \Delta L f$$

Ecuación 3

Donde:

- p: perímetro de la sección del pilote
- ΔL : longitud incremental del pilote
- F: resistencia unitaria por fricción

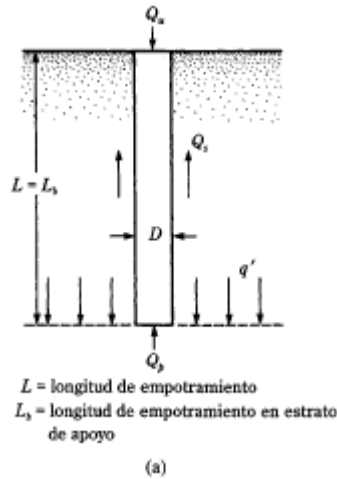


Figura 5. Capacidad de carga última pilote

Para la determinación de la capacidad de soporte admisible de un pilote se debe utilizar un factor de seguridad razonable, usualmente se utilizan valores que varían entre 2,5 y 4.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

Ecuación 4

5.1.4. Grupo de pilotes

En la mayoría de los casos los pilotes son usados en grupo para transmitir la carga al suelo. Sin embargo, se estima que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslapan, por lo que se reduce su capacidad de soporte. El espaciamiento entre pilotes debe ser tal que la capacidad de carga del grupo no sea menor que la suma de sus capacidades individuales. Para efectos prácticos, la separación mínima entre centros de pilotes es de 2,5 veces su ancho o diámetro.

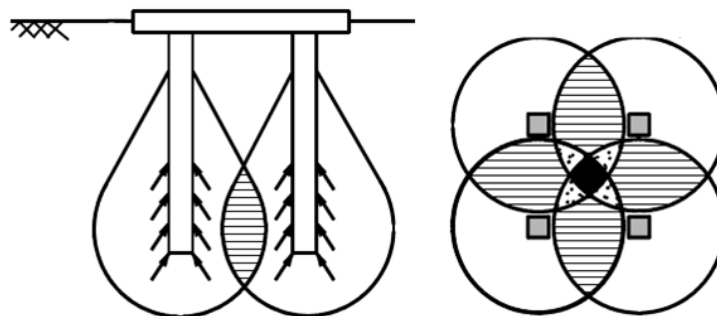


Figura 6. Grupo de pilotes

5.1.5. Fricción superficial negativa

En el diseño de los pilotes se debe considerar que se produce la fricción superficial negativa.

La fricción Superficial Negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, y que ocurre bajo las siguientes condiciones:

Al colocar un relleno de suelo arcilloso sobre un estrato de suelo granular, el relleno se consolidará gradualmente y ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el período de consolidación.

Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, se inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y se ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.

Si un pilote se localiza en un estrato de arcilla saturado y el nivel freático desciende, se incrementará el esfuerzo vertical efectivo y se ocasionarán asentamientos por consolidación. De esta forma, el pilote quedará sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

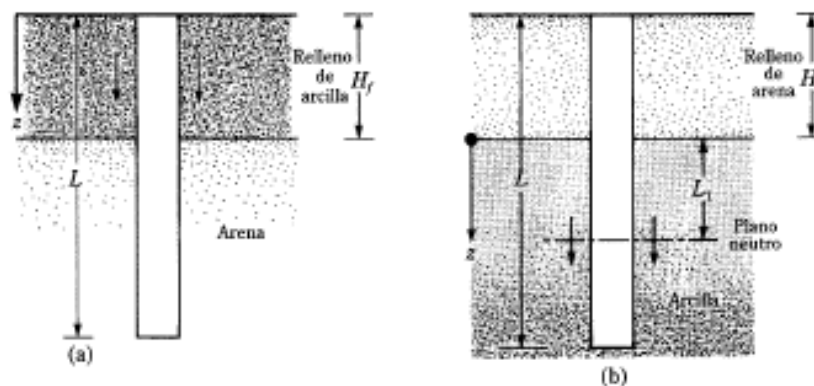


Figura 7. Fricción superficial negativa

5.1.6. Métodos basados en el análisis continuo de interfaz pilote suelo

A continuación se realiza un análisis del comportamiento de los pilotes, de dos maneras, tanto pilotes aislados como pilotes en grupo.

Se puede mencionar que respecto a los estudios, existentes acerca de pilotes y su funcionamiento o comportamiento, tanto aislados como pilotes en grupo, que éstos pueden dividirse en dos tendencias:

- Métodos basados en relaciones empíricas [Terzaghi y Peck, 1967].
- Métodos basados en el análisis continuo de la interfaz pilote-suelo [Poulos y Davies, 1980; Chow et al., 1990].

Los métodos basados en el análisis continuo de la interfaz pilote-suelo, se puede afirmar que, los enfoques por elementos finitos no han resultado útiles dadas las dificultades de generación de mallas tridimensionales cuando se trata de grupos de pilotes. Este inconveniente hace que los llamados métodos continuos se basen principalmente en procedimientos simplificados que usan soluciones analíticas de la teoría elástica. Sólo algunos de estos métodos permiten el uso de relaciones elastoplásticas de manera simplificada [Alonso et al., 1984; Lee, 1993].

A continuación se presenta un procedimiento sencillo para estimar el comportamiento de grupos de pilotes bajo carga vertical. El modelo físico se basa en un trabajo anterior [Alonso et al, 1984] que se ha mejorado y extendido para considerar el comportamiento en grupo. La interfaz pilote-suelo se considera que es elastoplástica, mientras que la influencia de un pilote en los demás se calcula mediante las soluciones de Mindlin para una carga vertical en un espacio medio elástico. La cual sostiene que la solución al problema de una carga actuando al interior de un espacio (semi) mediante una combinación lineal de potenciales correspondencias con seis núcleos de deformación. Los coeficientes de la

combinación lineal son obtenidos mediante la imposición de las condiciones de superficie libre y equilibrio global.

- Pilote Único

A continuación se analiza el caso se pilote único:

El análisis de un pilote aislado requiere establecer la ecuación de equilibrio a lo largo de su eje como:

$$-E_p \frac{d^2 w}{dz^2} = \frac{\Gamma_p}{A_p} \tau$$

Ecuación 5

Donde w es el desplazamiento vertical del pilote, E_p es el modulo de Young del pilote, A_p el área transversal del pilote y T_p su perímetro. Es la resistencia al corte en el fuste del pilote. Se supone que sólo se aplican fuerzas verticales al pilote y que el problema tiene una simetría radial.

De acuerdo con la evidencia experimental, la interfaz suelo-pilote se muestra como una delgada banda de suelo sujeta a grandes deformaciones debido a la diferencia de rigidez del suelo y del pilote. Fuera de esta delgada capa, se supone que las deformaciones son más bajas y el comportamiento elástico parece simplificar los cálculos. Sin embargo, esta delgada banda debe estudiarse como un cilindro concéntrico al pilote en el que la carga se transfiere del suelo al pilote o viceversa mediante un mecanismo de transferencia de resistencia al corte que refleja las características del suelo intensamente cizallado.

A partir de estos resultados experimentales, se ha propuesto una función de transferencia bilineal. El comportamiento cíclico de la interfaz debe tenerse en cuenta cuando el desplazamiento relativo se invierte (este caso puede ocurrir, por ejemplo, cuando el pilote se carga tras la consolidación del suelo).

- Grupo de Pilotes

A continuación se analiza el caso grupos de pilotes:

Las hipótesis principales que deben hacerse cuando nos enfrentamos a grupos de pilotes tienen que ver con la interacción entre pilotes y con el comportamiento del encepado.

La interacción entre pilotes vendrá dada por las tensiones, deformaciones y asentamientos en el suelo inducidos por las tensiones de corte transmitidas en los fustes y por las cargas ejercidas en los extremos del pilote. Para predecir esta interacción se pueden usar diferentes modelos. Dado que el comportamiento elastoplástico se concentra en la interfaz, resulta realista pensar en una transferencia lineal de desplazamientos en lugares “distantes”. Algunos autores han usado este tipo de modelos con ese motivo y con buen resultado [Poulos y Davies, 1980; Lee, 1993], incluso cuando suponen que la interfaz suelo-pilote tiene un comportamiento elástico.

En el caso de grupos de pilotes se han usado las soluciones originales de Mindlin tras definir un punto de carga equivalente en cada sección del pilote. Ello es posible pues no aparecen singularidades fuera del punto de aplicación de la carga y el resto de pilotes se encuentran distanciados de ella (normalmente a dos o cuatro veces el diámetro del pilote).

La solución del problema se alcanza cuando los asentamientos en el suelo corresponden con los aplicados en cada pilote y todos estos pilotes reúnen las condiciones descritas.

Luego se adopta un comportamiento rígido del encepado de los pilotes. Esta es una presunción realista en la mayoría de los casos prácticos. Finalmente la conexión entre los pilotes y el encepado (condiciones límite) se ha restringido a los asentamientos verticales. Por tanto, se supone que no se transmiten momentos de flexión a los pilotes.

5.2. Precarga

Corresponde a un método para disminuir los posibles asentamientos que se producirán en un determinado suelo después de terminada la construcción. Básicamente, consiste en colocar una carga durante un periodo de tiempo determinado, a través de un relleno en la parte superior del suelo. Luego, una vez que el suelo ha experimentado suficiente consolidación, el relleno es removido y la construcción se lleva a cabo.

En la estimación de los asentamientos por precarga y el tiempo de consolidación, se utilizan las expresiones de la teoría clásica de Terzaghi.

La precarga tiene resultados más efectivos en suelos arcillosos y la consolidación puede acelerarse mediante técnicas complementarias para aumentar el drenaje.

5.2.1. Ventajas del uso de la precarga

- Sólo requiere el uso de maquinaria convencional de movimiento de tierras (rodillos, bulldozers, etc.).
- No requiere especialización o calificación en cuanto al operador de los equipos de maquinaria pesada.
- Este método tiene una historia en cuanto a buenos resultados de su aplicación.

5.2.2. Desventajas del uso de la precarga

- El área de relleno para la precarga se debe extender horizontalmente a lo menos 10 m más allá del perímetro a utilizar (área a construir), lo que en ocasiones no es posible cuando los sitios de trabajo son confinados o reducidos.
- La precarga requiere el transporte de grandes cantidades de material para el relleno.
- El relleno para la precarga puede permanecer en su lugar durante tiempos prolongados, lo que retrasa la construcción.

5.3. Columnas de Grava

Las columnas de grava - también conocidas como vibrosustitución - son una técnica de mejora de suelos mediante el aporte de gravas al terreno en un pozo producido por vibración, y se utiliza para la mejora de suelos muy blandos a medios (arenas limosas, limos, limos arcillosos, arcillas, rellenos heterogéneos, etc). El procedimiento de construcción de las columnas consiste en introducir un vibrador que incorpora aire a presión o un chorro de agua a presión en la punta al suelo, facilitando el avance del dispositivo. Una vez alcanzada la profundidad requerida, cesa la inyección de aire (o agua) al suelo, comenzando el llenado del pozo con grava (2 – 80 mm).

Las gravas aportadas al pozo son compactadas por el mismo vibrador, que efectúa una maniobra de tipo escalonada. El resultado de este procedimiento es un relleno densificado, formándose una columna resistente de grava en cada punto tratado.

Las columnas de grava actúan además como drenes verticales, dado que permiten y aceleran el drenaje del suelo coherente, mejorando su resistencia. Esto las hace muy adecuadas para compactar arenas finas limosas con alto potencial de licuefacción.

Al igual que en el caso de los terrenos granulares, el sistema se aplica en los vértices de una malla, habitualmente triangular, con una separación entre ellos que depende de las características iniciales del suelo y de la mejora que se pretende conseguir. (Es posible construir 10, incluso 20 metros).

La calidad del tratamiento se controla generalmente mediante ensayos de carga sobre columnas aisladas o grupo de columnas.

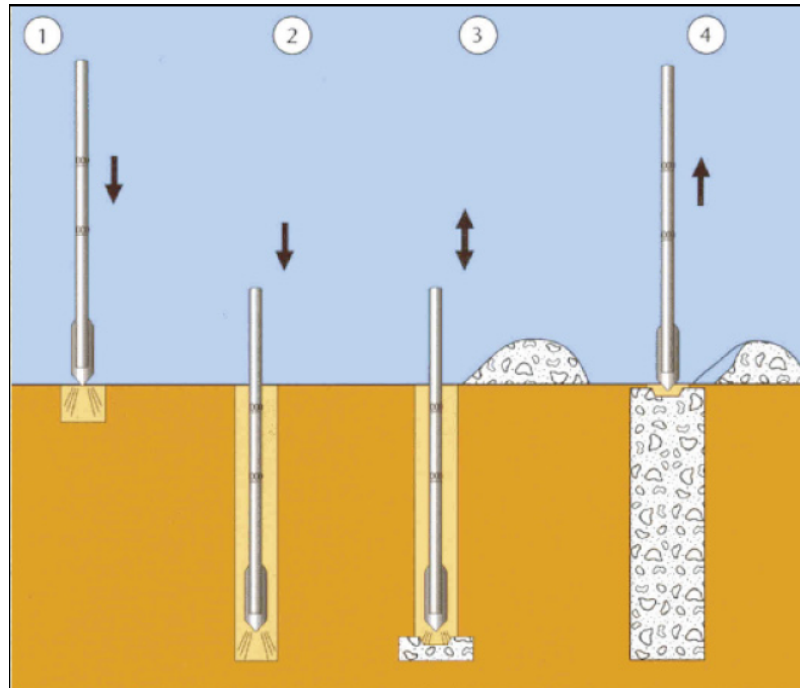


Figura 8. Secuencia constructiva de columnas de grava: (1) Inyección de vibrador (2) Alcance profundidad requerida (3) Aporte de grava, movimiento escalonado (4) Extracción del vibrador, fin faena.

Las columnas de grava pueden ejecutarse mediante vía húmeda o vía seca. Actualmente, salvo casos muy específicos, se emplea la vía seca, modalidad en la cual la perforación mediante vibrado se hace con aire comprimido. No es necesaria el agua por lo que se elimina toda la gestión de lodos y se reducen drásticamente las necesidades de mantenimiento de explanada. Además, la introducción de la grava se hace a través del vibrador, con lo cual se reducen las operaciones de extracción y reintroducción del vibrador, a la vez que se asegura la continuidad de la columna.

El análisis del proceso de consolidación para el suelo a mejorar con columnas de grava se basa en la Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi [1925], y en la formulación para un drenaje radial puro según Barron [1948]. Si adoptamos la expresión de Castillo [1942], de donde:

$$1 - U_t = (1 - U_r)(1 - U_v)$$

Ecuación 6

Siendo:

U_t : Grado de consolidación total para un tiempo t

U_r : Grado de consolidación radial para un tiempo t

U_v : Grado de consolidación vertical para un tiempo t

Para determinar U_t , se debe determinar el factor tiempo T_v , que es el porcentaje del tiempo total que se ha consumido para lograr el asiento con solo drenaje vertical, siendo adimensional.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{\left(\frac{H}{n}\right)^2}$$

Ecuación 7

Donde C_v es el coeficiente de consolidación vertical (m^2/s) y (H/n) corresponde a la distancia máxima que tiene que recorrer el agua (donde $n=1$, para drenaje simple y $n=2$ para drenaje doble) y t es el tiempo transcurrido.

Con el valor de T_v se calcula el grado de consolidación vertical U_v .

Para $U_v = 0 - 60\%$ $T_v = \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{U_v \cdot \%}{100}\right)^2$

Para $U_v > 60\%$ $T_v = 1.781 - 0.933 \cdot \log(100 - U_v \cdot \%)$

Ecuación 8

Análogo a T_v , se obtiene el factor de tiempo T_r , que a su vez es igual a la siguiente expresión que tiene en cuenta el drenaje radial:

$$T_r = \frac{C_r \cdot t}{d_e^2}$$

Ecuación 9

Siendo C_r el coeficiente de consolidación radial (m^2/s), que depende de la permeabilidad horizontal del suelo, y d_e el diámetro de influencia de la columna de grava. ($C_r = K_r \cdot E / \gamma_w$)

Seguindo la formulación de Barrón, el grado de consolidación promedio con flujo radial alcanzado, viene a ser:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\mu}$$

Ecuación 10

Donde μ es una expresión que se define como:

$$\mu = \frac{d_e^2}{d_e^2 - d_c^2} \cdot \ln\left(\frac{d_e}{d_c}\right) - \frac{3}{4} + \frac{d_s^2}{4 \cdot d_e^2} + \left[\frac{k_r}{k_s} \left(\frac{d_e^2 - d_c^2}{d_e^2} \right) \ln\left(\frac{d_s}{d_c}\right) \right]$$

Ecuación 11 [Barron - Hasbro]

Siendo:

d_c : Diámetro de la columna de grava.

k_r : Coeficiente de permeabilidad horizontal (suelo inalterado)
 k_s : Coeficiente de permeabilidad en la zona de suelo alterada

En resumen, el cálculo consiste en tantear una distribución de los drenes S , de tal forma que se alcance un grado de consolidación determinado, o a la inversa, a partir de un grado de consolidación deseado hallar una separación entre drenes adecuada y según las distribuciones geométricas que se muestran a continuación:

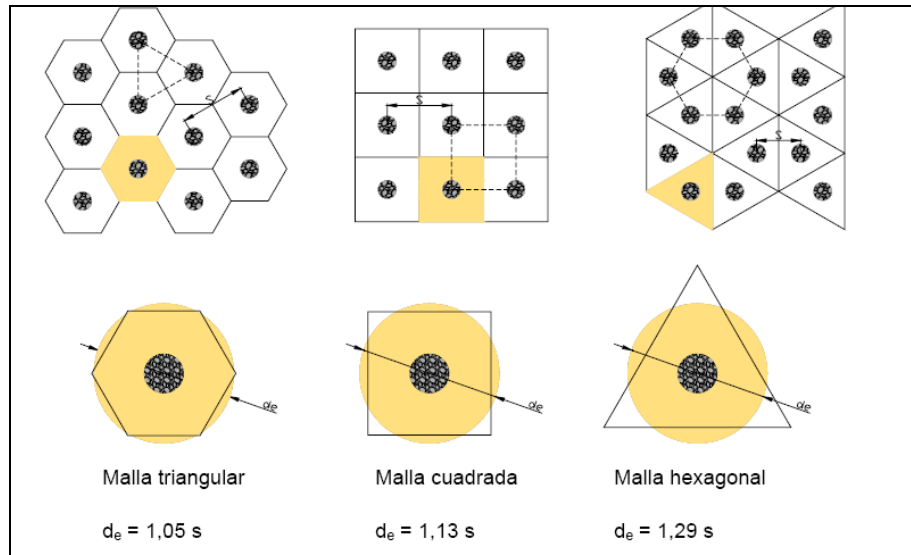


Figura 9. Diámetro de influencia de los drenes a partir de la distribución en planta y espaciamento entre drenes

Esta formulación de Barrón-Hasbro para la consolidación radial respondería a la interrogante sobre los asentamientos sufridos por un suelo compuesto a lo largo de un tiempo t con la ayuda de drenes verticales

Es importante destacar que en suelos con consolidación secundaria significativa, los drenes verticales no resuelven el problema de aceleración del tiempo de consolidación, puesto que podría acelerarse el efecto del *creep*, por lo que su uso no está justificado y su aplicación podría ser perjudicial.

5.4. Mechas Drenantes

Las mechas drenantes comenzaron sus aplicaciones en gran escala en la década del 30' en Suecia, pero no fue hasta la década del 70' que su mejor diseño hizo extensiva su aplicación mundial. Su diseño consiste esencialmente en un filtro de geotextil que rodea un núcleo plástico, el cual posee canales para permitir el flujo de agua en sección rectangular y de dimensiones típicas de 10 cm de ancho por 3 a 9 mm de espesor.

El uso principal de las mechas drenantes, es el de acelerar el proceso de consolidación para disminuir en forma significativa el tiempo de asentamientos de terraplenes sobre suelos blandos, tales como limos, arcillas, limos y arcillas orgánicas, turba y fangos.

En la práctica, las mechas drenantes son utilizadas en situaciones donde el suelo a tratar es altamente compresible, con baja permeabilidad y totalmente saturado en su estado natural, es decir, en condiciones donde cualquier incremento en la presión efectiva se traduce en un incremento en las presiones de poros que se disipa de manera muy lenta. La instalación de las mechas provee un recorrido de drenaje menor, lo

que provoca una mayor rapidez de liberación de las presiones de poros, y que resulta en una mayor velocidad de los asentamientos.

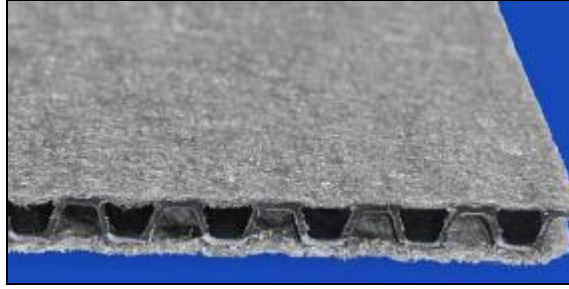


Figura 10. Sección típica mecha drenante (PVD)

La instalación del sistema de mechas drenantes requiere un conocimiento cabal del terreno, considerándose crítico conocer las propiedades geomecánicas, extensión, profundidad de los estratos de suelos, además de la toma de muestras inalteradas para determinar presiones de preconsolidación, coeficientes de compresibilidad y consolidación, tanto verticales como horizontales.

El procedimiento de cálculo es similar al expuesto para las columnas de grava, con la salvedad de que se debe realizar el cálculo de un diámetro equivalente para la sección drenante del dren. Reescribiendo la ecuación, e incorporando factores de corrección, se obtiene:

$$t = (D^2 / 8C_h)(F(n) + F_s + F_r) \ln(1/1 - U_h)$$

Ecuación 12 [Hasbro, 1981]

Donde:

- t : Tiempo requerido para alcanzar la consolidación deseada
- U_h : Grado de consolidación medio debido al drenaje horizontal
- D : Diámetro de la zona de influencia de las mechas drenantes
- C_h : Coeficiente de consolidación por drenaje horizontal
- F(n): Drain spacing factor = $\ln(D/d_w) - 3/4$
- d_w : Diámetro equivalente igual a $2(a+b)/\pi$, donde a: ancho del dren, b: espesor del dren
- F_s : Factor de distancia del suelo $((k_h/k_s) - 1) \ln(d_s/d_w)$
- k_h : Coeficiente de permeabilidad horizontal (suelo inalterado)
- k_s : Coeficiente de permeabilidad en la zona de suelo alterada
- d_s : Diámetro de la zona alterada idealizada alrededor del dren
- F_r : Factor para la resistencia del dren, igual a $\pi z(L-z)(k_h/q_w)$
- z : Distancia bajo la superficie del estrato compresible
- L : Largo efectivo del dren (Largo total para una cara drenante, L/2 para dos caras drenantes)
- q_w : Capacidad de descarga de la mecha drenante a un gradiente de 1

Usualmente la Ecuación 12 se simplifica despreciando los efectos de alteración del suelo y de la resistencia del dren (parámetros F_s y F_r). Considerar la alteración del suelo despreciable es razonable en la mayoría de las situaciones, mientras que el efecto de la resistencia del dren es muy inferior al efecto del espaciamiento de los drenes.

Usando la ecuación simplificada, el primer parámetro de entrada es el espaciamiento de las mechas drenantes, donde se debe tomar en cuenta que la dependencia para un porcentaje específico de consolidación depende en proporción cuadrática al espaciamiento.

6. DIFICULTADES EN LA ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS

Numerosos son los ejemplos a nivel mundial que permiten mostrar el valor, en términos prácticos, de estimar los asentamientos a los cuales va a estar sometido un determinado suelo u obra en estudio. Sin embargo, al estimarse estos asentamientos, se lleva a cabo un proceso de simplificaciones – intrínseco al arte de calcularlos – que pueden llevar no tan solo a estimaciones imprecisas, sino a estimaciones muchas veces erradas.

Independientemente de la técnica que se decida aplicar para mejorar el comportamiento del suelo, existen restricciones ligadas al método de predicción de asentamientos que afectan los resultados obtenidos, y que pueden agruparse en dos grandes tópicos:

- Dificultades en la evaluación de las presiones de preconsolidación.
- Limitaciones de la teoría de consolidación.

6.1. Presiones de Preconsolidación

La compresibilidad de las arcillas por sobre la presión de preconsolidación es aproximadamente 10 veces más grande que la compresibilidad registrada por debajo de esta presión; por este motivo resulta de vital importancia estimar este umbral de manera adecuada para estimar los asentamientos. La evaluación de este parámetro posee dos inconvenientes principales:

- Dispersión de los valores medidos.
- Heterogeneidad de las condiciones del terreno.

La figura adjunta a la derecha muestra los valores medidos de presiones de preconsolidación para las arcillas aluviales del sitio donde se emplaza el aeropuerto internacional de Kansai (medidas en ensayos de consolidación). Como se aprecia, los resultados son difusos, pese a que se tomaron medidas extremas para no perturbar las muestras.

Los asentamientos calculados a partir de los valores límites (umbral superior e inferior) se muestran en el gráfico siguiente, donde se observa una diferencia sustancial entre las estimaciones de asentamientos dependiendo del valor de la presión de preconsolidación.

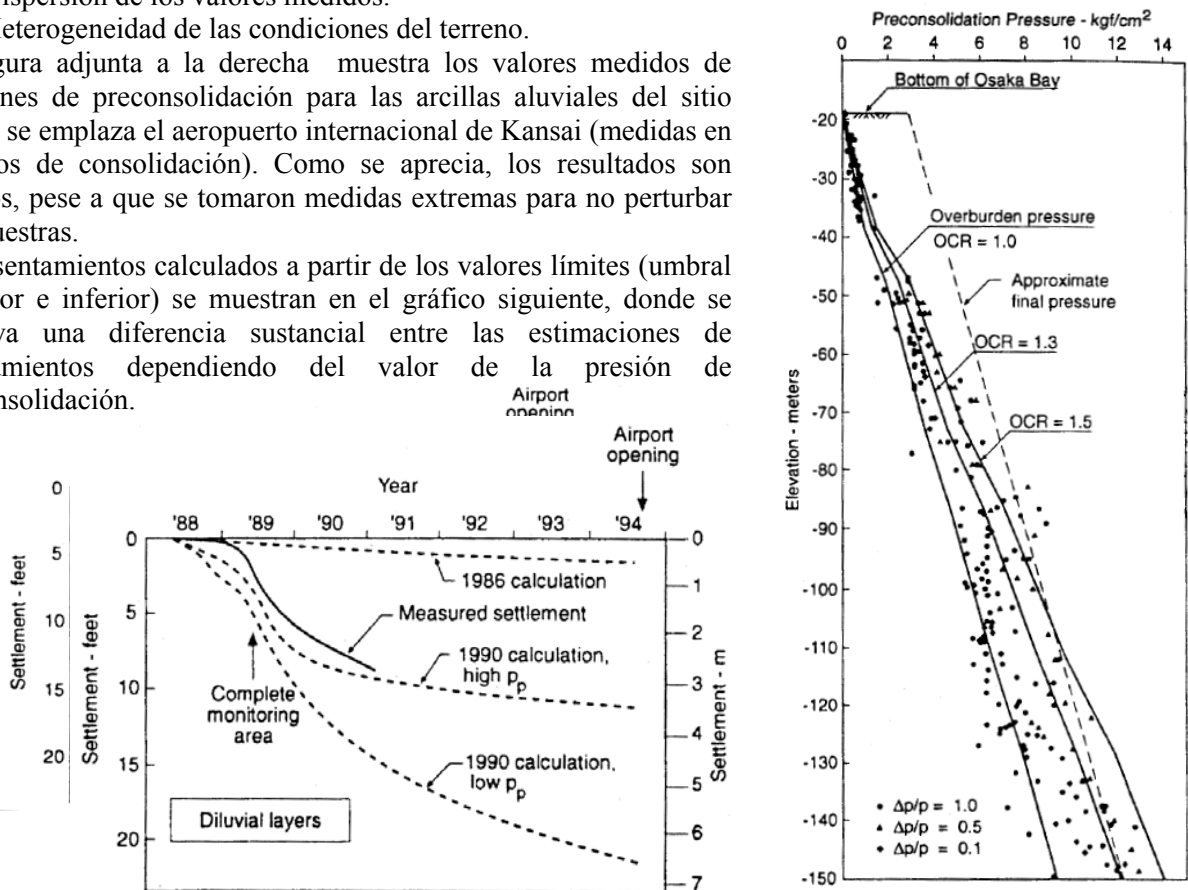


Figura 11. (a) Resultados Aeropuerto Kansai (b) Presiones Preconsolidación Aeropuerto Kansai

6.2. Teoría de la Consolidación

La teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi se expresa por medio de la siguiente ecuación:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Ecuación 13

Donde:

- u : Presión de poros.
- z : Profundidad del estrato de suelo.
- t : Tiempo de consolidación.
- c_v: Coeficiente de consolidación.

Para el desarrollo de esta teoría, es necesario efectuar los siguientes supuestos:

- La arcilla es homogénea y se encuentra saturada.
- La ley de Darcy es válida.
- Los granos de suelo y el agua son incompresibles.
- La compresión y el flujo son unidimensionales.
- Pequeños incrementos de carga aplicados no producen cambios en el espesor del suelo; la permeabilidad k es constante.
- La relación entre el cambio de volumen del suelo (Δe) y el esfuerzo efectivo ($\Delta \sigma'$) es lineal. Se supone que el parámetro a_v es constante durante el incremento de los esfuerzos aplicados (no hay compresión secundaria).
- El coeficiente de consolidación c_v es constante.

En los acápites siguientes se discute la condicionalidad de estos supuestos.

Coeficiente de Consolidación C_v

En casos donde se cuenta con resultados de laboratorio, el camino del drenaje (D) disminuye significativamente al consolidarse la arcilla y aumentar la presión. Dentro de los métodos disponibles para calcular el coeficiente C_v se encuentran el método de Casagrande y el método de Taylor, los que se enuncian a continuación:

$$c_v = \frac{(0.197) \cdot D^2}{t_{50}}$$

Ecuación 14 [Casagrande]

$$c_v = \frac{(0.848) \cdot D^2}{t_{90}}$$

Ecuación 15 [Taylor]

Donde:

- D : Largo del camino de drenaje
- t₅₀ : tiempo requerido para alcanzar un grado de consolidación igual al 50%
- t₉₀ : tiempo requerido para alcanzar un grado de consolidación igual al 90%

Cuando D se reduce al incrementarse la presión, el valor del coeficiente de consolidación será ostensiblemente menor si se calcula con el valor luego de la consolidación a si se calcula con el valor de D inicial. Ante esto, surge obviamente la pregunta sobre qué valor de D ocupar (inicial o final).

Adicionalmente al problema de la deducción del coeficiente de consolidación a partir de ensayos de laboratorio, los métodos de Casagrande y Taylor en general no arrojan los mismos valores de c_v . Como ejemplo, se muestran los valores del coeficiente de consolidación para el fango de la bahía de San Francisco (4), donde se observa una diferencia del 50% entre el valor calculado por la Ecuación 14 y Ecuación 15.

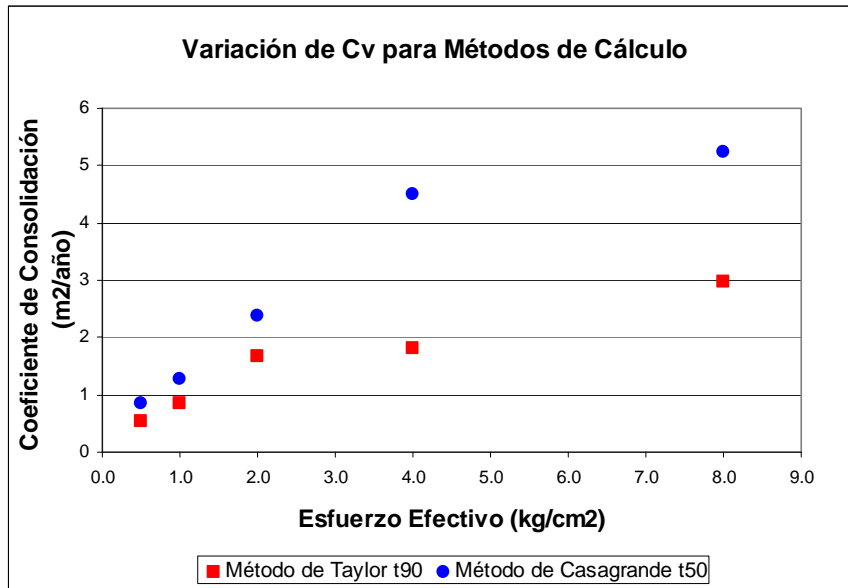


Figura 12. Variación de C_v para los métodos de Casagrande y Taylor

Otro elemento a destacar en el resultado que se obtiene del coeficiente de consolidación, es que su valor se incrementa al aumentar la presión de consolidación. El efecto se puede notar claramente en el gráfico anterior, así como en numerosas referencias mencionadas en [18], todas muestras normalmente consolidadas. El gráfico siguiente muestra este fenómeno para las arcillas aluviales del aeropuerto de Kansai [18].

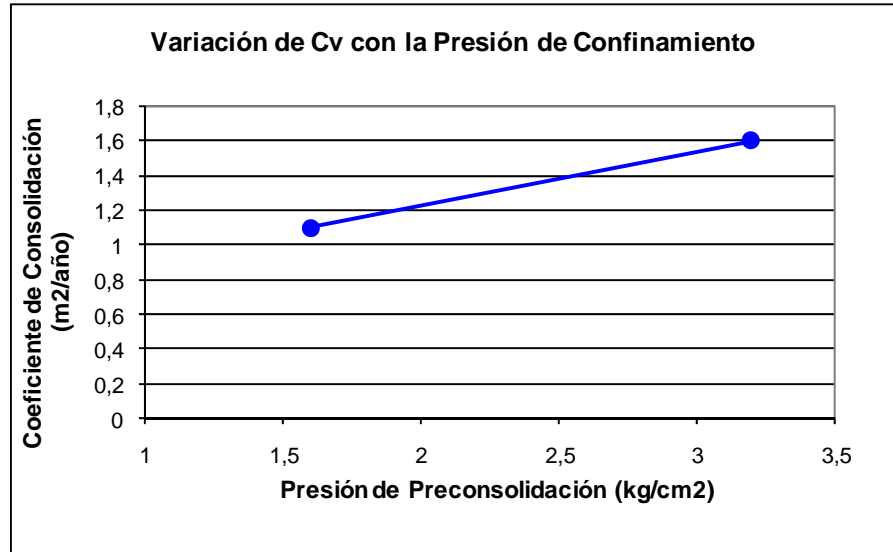
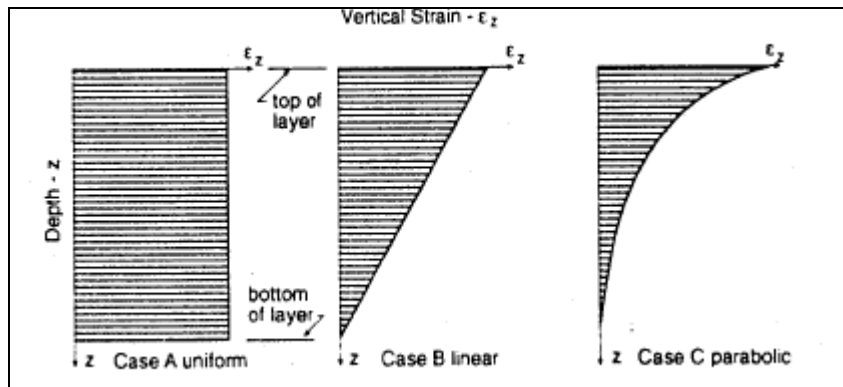


Figura 13. Variación de C_v para presiones de preconsolidación en arcillas aluviales

El coeficiente de consolidación también presenta variaciones importantes cuando se analizan capas de suelo con espesores significativos. Al aumentar el grosor del estrato, la diferencia en la presión inicial en la superficie y el fondo del estrato se incrementa, se reduce la compresibilidad (inverso del módulo de elasticidad) y se producen deformaciones más grandes cuando las presiones son menores (distribución de esfuerzos no uniforme). Más aún, se supone que el coeficiente de consolidación no presenta variaciones por cambios de la compresibilidad en el tiempo; sin embargo, en laboratorio es posible verificar que este elemento característico de la estructura de suelo depende del rango de deformaciones y del tiempo de aplicación de la carga.

El fenómeno recién expuesto no sólo afecta a la magnitud del coeficiente de consolidación. En la teoría de consolidación, la relación entre el grado de consolidación (U) y el factor de tiempo (T) se supone como la condición en la cual las deformaciones durante la consolidación son las mismas en todo el espesor del estrato. En casos reales esto no ocurre, dada la diferencia en la magnitud de las deformaciones del estrato analizado y especialmente cuando existe drenaje sólo en una cara.



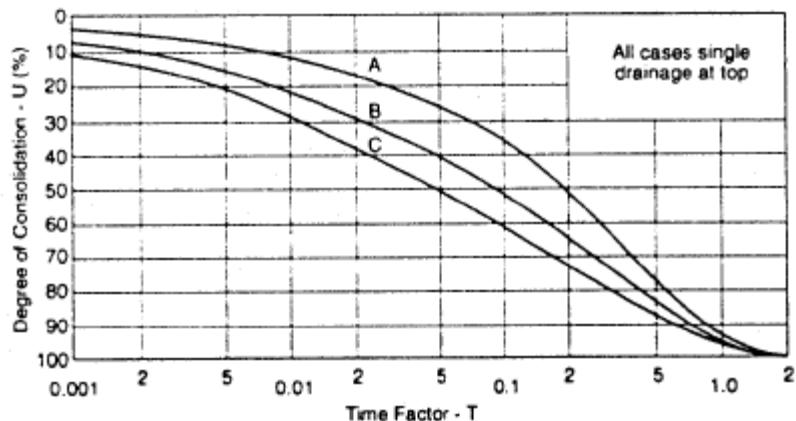


Figura 14. Influencia del perfil de deformaciones en el grado de consolidación

7. MONITOREO Y CONTROL

El objetivo principal del monitoreo y control es analizar si la obra en estudio se comporta según las predicciones del diseño. Esta premisa puede dividirse en dos categorías: primero, el estudio de problemas especiales que se relacionan con singularidades del terreno de fundación, y segundo, el estudio del comportamiento de la obra cuando no existen estos problemas particulares.

Estas actividades – monitoreo y control – se llevan a cabo por medio de la instrumentación, la que habitualmente se compone de:

- Monolitos de Asentamientos.
- Piezómetros.
- Placas de Asiento.
- Inclínómetros.

La instrumentación de la obra revela el desempeño real del proceso de consolidación y dan la posibilidad de controlar el ritmo de ejecución del terraplén o de aplicación de la sobrecarga.

Los elementos de medición de asentamientos nos dan el ritmo y la cantidad de asentamiento, mientras que el inclinómetro principalmente se utiliza para medir deformaciones horizontales en profundidad como control de potenciales fallas de deslizamiento. Los piezómetros son utilizados tanto para calcular el grado de consolidación alcanzado como el exceso de presiones de poro durante la construcción que indican el riesgo de potenciales de fallas, mientras que la instalación de una placa-base de fundación se hace para medir la consolidación en los suelos de la fundación bajo un relleno específico .

En caso de la incongruencia de la instrumentación se debe dar prioridad a las mediciones de asentamientos como indicadores del grado de consolidación.

8. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se han descrito las técnicas más utilizadas de mejoramiento de suelos en nuestro país. Su elección dependerá de diversos factores, tales como tipo de suelo, efecto deseado (consolidación, mejora estructural) y el factor económico, entre otros. En el presente documento se han delineado los principales aspectos de estas técnicas, así como su formulación teórica para una posterior aplicación práctica.

El estado del arte en la estimación de asentamientos presenta limitaciones, especialmente en suelos finos. Esto se debe a que el proceso de evaluación se realiza necesariamente efectuando supuestos difíciles de demostrar y en valores no siempre representativos de las propiedades y características de los suelos (compresibilidad de arcilla, presiones de preconsolidación y el ritmo al cual ocurrirá el drenaje, entre otros), principalmente porque estos datos frecuentemente contienen una dispersión muy alta y no son concluyentes. Dentro de los problemas más importantes se encuentran:

- Problemas en la determinación de la presión de preconsolidación.
- Variaciones en el coeficiente de consolidación por: Presión de consolidación y preconsolidación, diferencias en el método de evaluación a partir de datos de laboratorio y por espesor del estrato en estudio.
- Incerteza sobre extensión y distribución de estratos drenantes.
- Variaciones de la permeabilidad dentro de cada estrato y en las diferentes direcciones.

La evaluación de asentamientos requiere contar con una acuciosa estimación de los parámetros de los suelos, además de un juicio acertado sobre aquellos estratos que se estima proveerán drenaje a los suelos finos. Estos elementos constituyen los factores más importantes en la determinación de asentamientos y razones de consolidación. De forma complementaria, la elaboración de modelos más sofisticados puede contribuir a la resolución de problemas de mayor complejidad, donde sea necesario implementar características tales como distribución no lineal de deformaciones en el suelo y mejores predicciones del coeficiente de consolidación, entre otros factores.. La unión de estas dos visiones sobre la solución del problema de asentamientos otorgará, sin lugar a dudas, un mejor resultado.

El monitoreo y control de asentamientos son fundamentales en la aplicación de las técnicas de mejoramiento de suelo y en la verificación de las predicciones de asentamientos. Es importante destacar que, si bien es fundamental estimar los asentamientos, es igualmente significativo observar la razón a la cual se producen para evaluar el plan de acción implementado y además permitir efectuar correcciones a los pronósticos realizados.

Finalmente, la conclusión más importante del presente trabajo es que lo esencial en la resolución de situaciones prácticas radica en el juicio de ingeniero o criterio del mecánico de suelos, el cual debe conocer las fortalezas y limitaciones de las metodologías que aplica para así dar respuestas razonables y válidas a los problemas planteados.

9. FUTURAS INVESTIGACIONES

Los temas cubiertos en el presente trabajo han sido variados y, en consecuencia, la gama de estudios futuros que se desprenden de él son numerosos. Algunos de los temas propuestos son:

- Estudio y aplicación en problemas prácticos de teorías de consolidación no lineales.
- Relación entre grado de consolidación vertical y radial en la aplicación de drenes verticales.
- Distribución de deformaciones en Arcillas compresibles.
- Muestreo inalterado en sondajes de mejor calidad que los tubos célibes .

10. REFERENCIAS

- [1] DAS, Braja M. Das, 1999: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*.
- [2] SKEMPTON, A. W., and MACDONALD, D.H., 1956: *The allowable settlement of buildings*.
- [3] BJERRUM, L., 1963: *Allowable settlement of structures*.
- [4] MITCHEL, J.K., 1981: *Soil improvement. State-of-the-art report*.
- [5] ALONSO EE, JOSA, A y LEDESMA A, 1984: *Negative skin friction on piles: A simplified analysis and prediction procedure*. Géotechnique, 34 : 341-357.
- [6] ALONSO, EE & CASANOVAS, J, 1991: *Micropile foundation of a singular building over existing underground structures*. Fondations Profondes. Presses de l'Ecole National des Ponts et Chaussées. Paris : 93-102.
- [7] CHOW, YK, CHIN, J.T. y LEE, S.L, 1990: *Negative skin friction on pile groups*. Int. J. for Num. Anal. Methods in Geomech., 14: 75-91.
- [8] LEE, CY, 1993: *Pile groups under negative skin friction*. J. of Geotech. Engngn. ASCE, 119: 1587-1600.
- [9] MINDLIN, R.D, 1936: *Force at a point in the inferior of a semi-infinite solid*. Jnl. Appl. Phys. 7(5): 195-202.
- [10] POULOS, H.G y DAVIS, E.H., 1980: *Pile foundation analysis and design*. John Wiley & Sons, New York.
- [11] TERRATEST, 2004: *Columnas de Grava*. <<http://www.archiexpo.es/prod/terratest/columna-de-grava-para-la-mejora-del-suelo-61449-152180.html>> (Sin actualización, visitado el 30 de Octubre de 2009)
- [12] PINILLA, L., 2008: *Inyecciones y Mejoramientos en Suelos y Rocas*. <http://intrawww.ing.puc.cl/siding/public/ingcursos/cursos_pub/descarga.phtml?id_curso_ic=1574&id_archivo=55085> (Sin actualización, visitado el 30 de Octubre de 2009)
- [13] CIMENTADA, A.I., 2009: *Análisis Experimental en Modelo Reducido de la Consolidación Radial y Deformación de un Suelo Blando Mejorado con Columnas de Grava*. Tesis de Doctorado, Universidad de Cantabria.
- [14] PEÑA, A., 2005: *Técnicas Especiales Aplicadas a Obras Singulares en España*. Ciclo de Conferencias, Grupo de Geotecnia. PUCV.
- [15] TERRATEST, 2001: *Mechas Drenantes*. CAT-Mechas Drenantes-D-01-REV 1. www.terratest.cl
- [16] WICK DRAINS, 2008. <<http://www.geosyntheticworld.com/search/label/wickdrain>>. Sin Actualización.
- [17] TERRASYSTEMS INCORPORATED, 2008: *Terranotes. Wick Drains Design*. <www.terrasystemsonline.com>. Sin Actualización.
- [18] DUNCAN, J.M., 1993: *Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement*. J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 9, pp.1333-1359.