



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN.
COMPARACIÓN ENTRE DOS MÉTODOS DE CÁLCULO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. RAMSÉS OSMANI HUICOCHEA MORALES

DIRECTOR DE TESINA: **ING. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN**

MÉXICO, D.F.

MAYO 2013

“Hay una fuerza motriz más poderosa que el vapor, la electricidad y la energía atómica: la voluntad”.

Albert Einstein

Contenido

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | Introducción | 1 |
| 2 | Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto | 4 |
| 2.1 | Dimensiones y arreglo geométrico del proyecto | 4 |
| 2.2 | Consideraciones sísmicas de la zona del proyecto..... | 7 |
| 2.3 | Procedimiento constructivo..... | 20 |
| 2.4 | Combinaciones de cargas para el diseño geotécnico y estructural | 21 |
| 3 | Condiciones geotécnicas del sitio de estudio | 23 |
| 3.1 | Marco geológico..... | 23 |
| 3.2 | Exploración y laboratorio | 28 |
| 3.3 | Modelo geotécnico | 32 |
| 3.4 | Esfuerzos en el sitio..... | 34 |
| | Análisis y diseño mediante la teoría del Dr. L. Zeevaert W. | 38 |
| 3.5 | Cajón de cimentación..... | 38 |
| 3.5.1 | Capacidad de carga en el cajón de cimentación..... | 41 |
| 3.5.2 | Cálculo de deformaciones..... | 43 |
| 3.5.3 | Análisis de la excavación | 52 |
| 3.6 | Pilotes de fricción | 58 |
| 3.6.1 | Capacidad de carga por punta y por fricción lateral..... | 58 |
| 3.6.2 | Estado límite de falla..... | 61 |
| 3.6.3 | Estado límite de servicio..... | 63 |
| 3.7 | Interacción suelo-estructura | 63 |
| 5 | Análisis y diseño con el Manual de la Armada de los Estados Unidos (U.S. Army Corps Of engineers)..... | 68 |
| 5.1 | Solución de la capacidad de carga del cajón..... | 68 |
| 5.2 | Empujes en los muros del cajón..... | 71 |
| 5.3 | Evaluación de los asentamientos..... | 71 |

| | | |
|---------------------------|---|------------|
| 5.3.1 | Asentamientos inmediatos para cargas estáticas en suelos cohesivos..... | 72 |
| 5.3.2 | Asentamientos por consolidación primaria | 84 |
| 5.3.3 | Compresión secundaria y “Creep” | 99 |
| 5.3.4 | Asentamientos por carga transitoria y sismo | 103 |
| 5.4 | Pilotes hincados..... | 103 |
| 5.4.1 | Efectos de pilotes hincados | 103 |
| 5.4.2 | Capacidad de carga vertical de pilotes hincados aislados | 104 |
| 5.4.3 | Capacidad de carga lateral de pilotes aislados | 112 |
| 5.4.4 | Capacidad de grupo de pilotes..... | 116 |
| Conclusiones..... | | 120 |
| Bibliografía | | 123 |

Tabla de figuras

| | | |
|-----------|---|----|
| Figura 1 | Ubicación de la zona de estudio (<i>Gogle Earth, 2010</i>) | 4 |
| Figura 2 | Estructura del proyecto (acotaciones en cm). | 6 |
| Figura 3 | Ubicación de la zona de estudio en el plano de zonificación sísmica (R.C.D.F., 2004)..... | 7 |
| Figura 4 | Espectro para la aceleración máxima en roca (programa PRODISIS)..... | 9 |
| Figura 5 | Espectro de diseño para el estado límite de colapso en el sitio de estudio..... | 19 |
| Figura 6 | Fuerzas que transmite la superestructura a la cimentación..... | 21 |
| Figura 7 | Ubicación de la zona de estudio en un mapa fisiográfico (INEGI, 2011) | 24 |
| Figura 8 | Ubicación de la zona de estudio en un mapa geológico (INEGI, 2011)..... | 27 |
| Figura 9 | Ubicación del proyecto en una mapa tectonoestratigráfico (Santoyo Villa, 2005)..... | 28 |
| Figura 10 | Perfil estratigráfico del sondeo mixto. | 31 |
| Figura 11 | Esfuerzos verticales en condiciones hidrostáticas..... | 35 |
| Figura 12 | Esfuerzos horizontales en condiciones hidrostáticas | 35 |
| Figura 13 | Esfuerzos verticales en el sitio y esfuerzo efectivo después de excavar..... | 45 |
| Figura 14 | Gráfica de esfuerzos debido a la excavación y los pilotes de fricción..... | 51 |
| Figura 15 | Arreglo general del sistema de contención para la excavación | 53 |
| Figura 16 | Presiones de tierra y elementos mecánicos actuando en la tablestaca | 55 |
| Figura 17 | Falla de fondo por flujo plástico..... | 57 |
| Figura 18 | Esfuerzos efectivos con pilotes de fricción (López R., 2005) | 61 |

| | |
|---|-----|
| Figura 19 Ecuación matricial para cálculo de hundimientos (López R., Interacción estática Suelo-estructura, 2005)..... | 64 |
| Figura 20 Distribución de reacciones en cimentación rígida (López R., Interacción estática Suelo-estructura, 2005)..... | 66 |
| Figura 21 Procedimiento de cálculo en cimentaciones de rigidez EI (López R., Interacción estática Suelo-estructura, 2005)..... | 66 |
| Figura 22 Factor de expansión por profundidad F_{RD} (U.S. Army Coop. of engineers, 1990)..... | 73 |
| Figura 23 Factor de expansión por forma F_{RS} (Ídem, p. 3-19)..... | 74 |
| Figura 24 Cálculo del asentamiento elástico bajo una losa de cimentación, z =profundidad bajo la losa, ft; R = radio equivalente de la losa, ft (U.S. Army Coop. of engineers, 1990)..... | 75 |
| Figura 25 Tabla para estimar asentamientos inmediatos en suelos cohesivos (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-21)..... | 79 |
| Figura 26 Distribución aproximada de esfuerzos por el método 2:1 (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.c-2). | 86 |
| Figura 27 Curva de compresibilidad de un suelo normalmente consolidado (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-31)..... | 87 |
| Figura 28 Curva de compresibilidad de un suelo pre consolidado (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-31). | 88 |
| Figura 29 Esfuerzos geostáticos y esfuerzos de preconsolidación..... | 90 |
| Figura 30 Factor de reducción λ , de asentamientos de Skempton y Bjerrum (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p. 3-36)..... | 91 |
| Figura 31 Correlaciones entre el coeficiente de consolidación y el límite líquido (NAVFAC DM 7.1, tomado del U.S. ARMY COORP OF ENGINEERS)..... | 95 |
| Figura 32 Ejemplo de distribuciones de exceso de presión de poro para solo y doble drenaje. H es el espesor actual del estrato y H_e es el espesor equivalente..... | 96 |
| Figura 33 Ejemplos de distribuciones de exceso de presión de poro..... | 97 |
| Figura 34 Soporte de cimentación profunda por cargas verticales (U.S. Army Coop of engineers, 1992)..... | 105 |
| Figura 35 Factores de capacidad de carga, método de Meyerhof (U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-49)..... | 108 |
| Figura 36 Relación crítica de profundidad L_c/B (Meyerhof,1976, citado por U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-6)..... | 109 |
| Figura 37 Zonas de esfuerzos en suelos soportando un grupo de pilas (U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-43)..... | 116 |
| Figura 38 Esquema de un grupo de pilas (U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-44)..... | 117 |

Índice de tablas

| | |
|--|----|
| Tabla 1 Estratigrafía del sitio con propiedades dinámicas | 10 |
| Tabla 2 Tabla de correlación de la prueba SPT con la velocidad de ondas de corte V_s . 10 | |
| Tabla 3 Tabla para obtener por medio de interpolación el factor de sitio | 12 |
| Tabla 4 Tabla para obtener por medio de interpolación el factor de respuesta | 13 |
| Tabla 5 Tabla para obtener por medio de interpolación el factor de no linealidad para suelos arcillosos..... | 13 |
| Tabla 6 Tabla para obtener por medio de interpolación el factor F'_v | 14 |
| Tabla 7 Tabla resumen de las cargas a la cimentación..... | 21 |
| Tabla 8 Tabla resumen de propiedades del sondeo mixto tomado en el sitio de estudio | 30 |
| Tabla 9 Caracterización geotécnica del sitio de estudio..... | 32 |
| Tabla 10 Propiedades de diseño | 33 |
| Tabla 11 Esfuerzos en la masa de suelo del sitio en estudio..... | 34 |
| Tabla 12 Tabla auxiliar para el cálculo de deformaciones por expansión | 44 |
| Tabla 13 Tabla auxiliar para el cálculo de deformaciones por recompresión..... | 47 |
| Tabla 14 Tabla auxiliar para el cálculo de deformaciones por compresión neta | 48 |
| Tabla 15 Tabla auxiliar para el cálculo de deformaciones por compresión neta utilizando pilotes de fricción..... | 50 |
| Tabla 16 Tabla resumen de deformaciones..... | 52 |
| Tabla 17 Capacidad de carga de pilotes de fricción (López R., 2005)..... | 62 |
| Tabla 18 Factores para estimar asentamientos inmediatos en suelos cohesivos (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-23)..... | 81 |
| Tabla 19 Factor de corrección α en el centro de una cimentación circular uniformemente cargada de ancho B sobre un Módulo Elástico de una capa $E_{\alpha 1}$ a una profundidad H, sobreyaciendo a una capa de Módulo Elástico de menor rigidez $E_{\alpha 2}$ de longitud infinita (íbidem)..... | 82 |
| Tabla 20 Asentamientos inmediatos en el centro de la cimentación evaluado con tres métodos. | 83 |
| Tabla 21 Estimación del índice de la curva virgen de compresibilidad Cc (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-34)..... | 88 |
| Tabla 22 Esfuerzos geostáticos y de preconsolidación..... | 89 |
| Tabla 23 Cálculo de las deformaciones por consolidación primaria | 90 |
| Tabla 24 Procedimiento para evaluar el espesor efectivo y un grado promedio de Consolidación para un suelo multicapa (U.S. Army Corps of engineers, 1990 p.3-45).. | 95 |
| Tabla 25 Grado de consolidación en función del factor tiempo T_v (U.S. Army Corps of engineers, 1990 p. 3-40) | 96 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 26 Coeficiente de compresión secundaria (U.S. Army Corps of engineers, 1990 p. 3-54)..... | 100 |
| Tabla 27 Tabla resumen de deformaciones (U.S. Army Corps Of engineers) | 102 |
| Tabla 28 Factores de adhesión para pilotes hincados en suelos cohesivos (Tomlinson, 1980 citado por U.S. Army Coop of engineers, 1992, p.5-58)..... | 110 |
| Tabla 29 Cálculo de la capacidad de carga en pilotes hincados, teoría de Meyerhof.. | 111 |
| Tabla 30 Ecuaciones de Broms para carga última lateral (Broms, 1965 citado por U.S. Army Coop of engineers, 1992) | 113 |
| Tabla 31 Ecuaciones de Broms para carga última lateral (Broms, 1965 citado por U.S. Army Coop of engineers, 1992) | 115 |
| Tabla 32 Resumen de deformaciones | 120 |
| Tabla 33 Resumen de capacidad de carga..... | 120 |

1

Introducción

1 Introducción

La ingeniería de cimentaciones siempre ha representado uno de los retos más desafiantes para el ingeniero geotécnico. Debido principalmente a las condiciones difíciles del terreno donde se desplantan estructuras, pudiéndose encontrar con terrenos formados por roca, suelo o una combinación de ambos; así como la presencia de agua y las condiciones accidentales tales como viento, oleaje y sismo. Estas solicitaciones se presentan a lo largo de la vida útil de las obras civiles. Es amplia la diversidad de condiciones naturales presentes en cada lugar; por lo tanto la manera de abordar los problemas y las respectivas soluciones es casi siempre muy particular; así entonces, un buen diseño de la cimentación debe estar basado en un buen estudio geotécnico, desde su fase de exploración y laboratorio hasta la etapa de análisis, modelación y diseño.

Las teorías que se han desarrollado hasta hoy, para el diseño de cimentaciones, han dado soluciones razonables cuando se aplican adecuadamente.

El presente trabajo tiene el objetivo de mostrar dos herramientas de cálculo para el análisis y diseño geotécnico de una cimentación compensada con pilotes de fricción en suelos blandos de la Ciudad de México: Se aplicarán la teoría del Dr. Leonardo Zeevaert W., y los criterios del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (*US Army Corp. Of engineers*).

Se mostrará a detalle el análisis de cada una de estas metodologías con sus respectivos criterios y teorías y por otro lado se expondrán las ventajas de conocer, comprender y manejar distintas herramientas de análisis y diseño geotécnico de este tipo de cimentaciones.

El desarrollo del trabajo está dividido en seis capítulos a: éste, donde se fija el objetivo de la tesina, el segundo, donde se muestra el arreglo general del proyecto, que consiste en un edificio de 6 niveles más planta baja y que se desplanta en una zona de suelos blandos en el estado de México, hacia el oriente de la Ciudad de México. Se presentan además, los aspectos sísmicos particulares de esta zona, así como el procedimiento constructivo general para la cimentación, de donde se derivarán los detalles para el análisis de la excavación que se efectúa en los capítulos cuatro y cinco.

En el capítulo tres se presentan los detalles de la exploración geotécnica así como los ensayos de laboratorio que se efectuaron para la determinación de los parámetros geotécnicos de diseño. En el cuarto capítulo se desarrolla el diseño geotécnico y estructural mediante la teoría del Dr. Zeevaert. Se muestra el análisis en todas sus etapas desde el cálculo de la capacidad de carga del cajón, así como las respectivas deformaciones inmediatas por efecto de la excavación, y se analiza la estabilidad de la excavación. Se presenta el diseño geotécnico de los pilotes de fricción y el análisis de interacción suelo-estructura para garantizar el buen comportamiento de la superestructura con la cimentación y el terreno.

El capítulo cinco está dedicado al diseño geotécnico de la cimentación con los criterios del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (*U.S. Army Corp. of Engineers*). Casi de manera similar a lo que se presenta en el capítulo cuatro se desarrolla el diseño de la cimentación, que incluye también, el análisis de la capacidad de carga y el cálculo de deformaciones por efectos de la excavación. Se continúa

Introducción

con el análisis de las deformaciones tanto a corto como a largo plazo y finalmente se presenta el diseño de los pilotes de fricción.

En el capítulo seis se hace una discusión y se anotan las conclusiones sobre los resultados obtenidos con los dos métodos empleados mostrando las ventajas de cada uno y la precisión obtenida para cada caso.

2

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

Las coordenadas de la ubicación del proyecto, en el sistema U.T.M. (Universal Translator Mercator) son 14Q, 513000 m E y 2133779 m N.

Se propone el uso de un cajón de cimentación más pilotes de fricción como sistema de cimentación. En la siguiente figura se muestra el proyecto tanto en planta como en elevación donde se puede apreciar la estructuración del edificio, que está formado por 6 niveles, un sótano más un cajón de cimentación que además tendrá pilotes de fricción como sistema de cimentación mixta.

En la planta puede observarse la estructuración del cajón con su sistema de muros internos para rigidizar el sistema. Los muros perimetrales tienen un espesor de 20 cm, los transversales internos; 25 cm y el muro longitudinal interno tiene un espesor de 40 cm. El área total de cimentación es de 12 m en el sentido transversal por 24 m; sentido longitudinal (Figura 2).

En la siguiente figura se muestran también las cargas que llegan a la cimentación y estas corresponden a la primera combinación de carga muerta más carga viva (CM+CV).

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

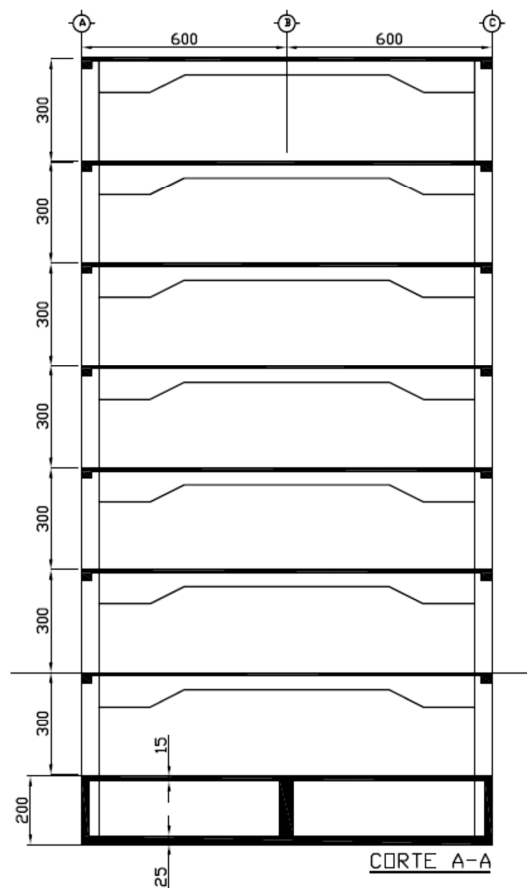
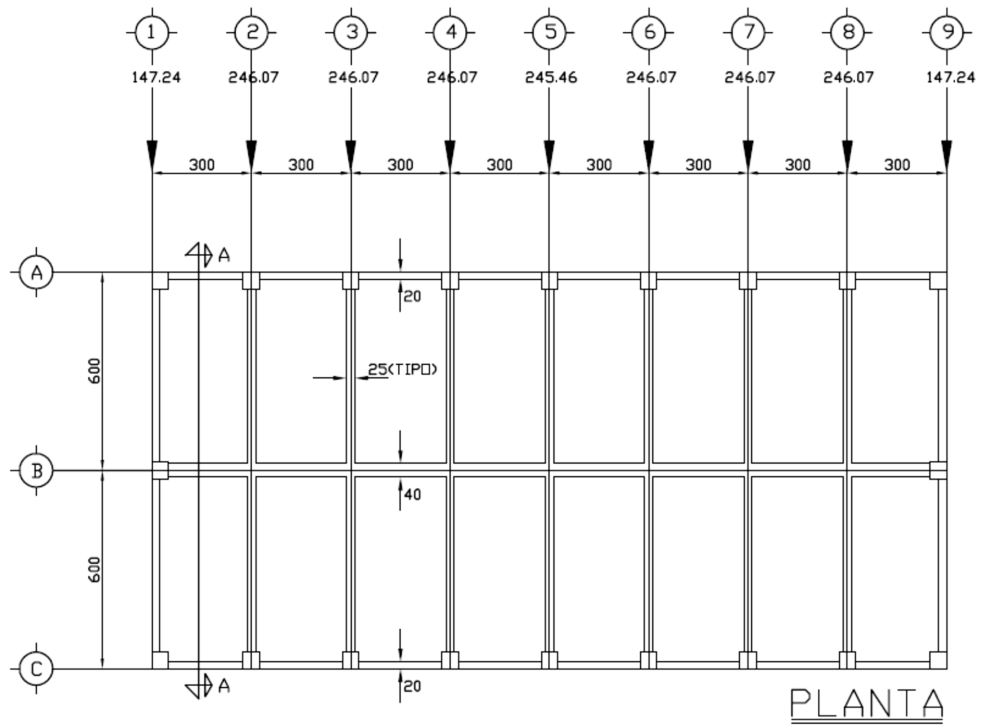


Figura 2 Estructura del proyecto (acotaciones en cm).

2.2 Consideraciones sísmicas de la zona del proyecto

Para el análisis sísmico se utilizará el manual de Diseño por sismo de C.F.E. (versión 2008), así como las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004). (Ver Figura 3).

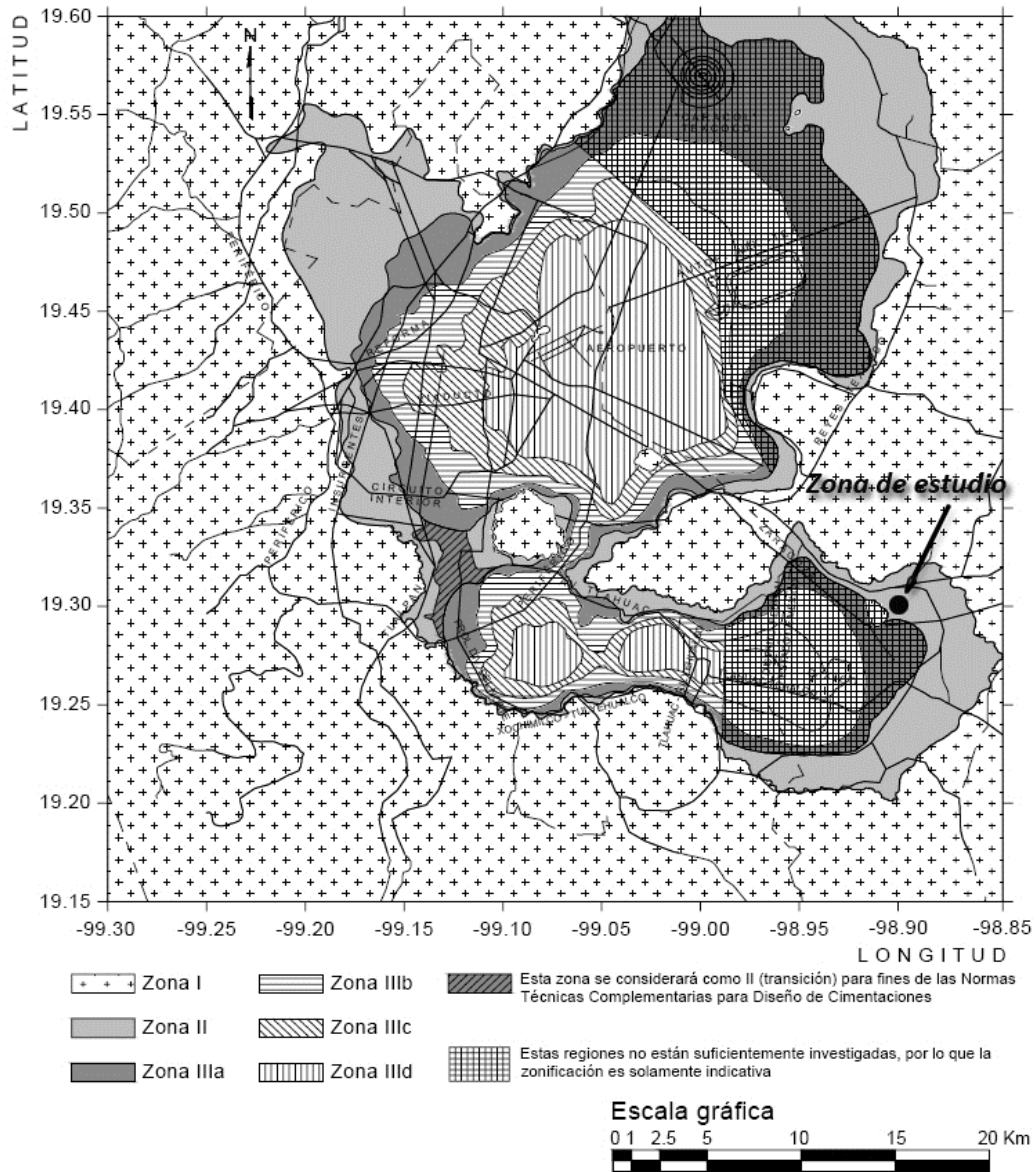


Figura 3 Ubicación de la zona de estudio en el plano de zonificación sísmica (R.C.D.F., 2004)

Como se puede apreciar en el mapa de zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias, el sitio de estudio se encuentra dentro de la zona II, la cual es de transición. Por otra parte en el Manual de Diseño por Sismo de C.F.E. (2008), se tienen las siguientes innovaciones para los criterios de los espectros de diseño:

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

- Los espectros de diseño varían en forma continua dentro del territorio mexicano.
- La construcción de los espectros de diseño se inicia con un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que es la aceleración máxima en terreno rocoso, y se continúa con factores con que se toman en cuenta las condiciones del terreno.
- Las aceleraciones máximas en roca están asociadas a coeficientes de diseño que son óptimos para el estado límite de colapso de estructuras del Grupo B y corresponden a periodos de retorno que varían espacialmente en forma continua.
- Los espectros de diseño son transparentes, es decir, carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico.
- Las ordenadas espectrales corresponden al 5% del amortiguamiento crítico estructural. Podrán modificarse cuando se justifique un valor de amortiguamiento diferente o se consideren efectos de interacción suelo–estructura.
- A periodo estructural largo, los espectros de desplazamiento que se derivan de los espectros de aceleración tienden correctamente a los desplazamientos máximos del terreno.
- Se suministran espectros de diseño para el estado límite de servicio que no están afectados por la no linealidad del suelo.
- Se proporcionan aceleraciones para tres niveles de importancia estructural: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+) (sólo para zonas de alta sismicidad).

Así pues de estas consideraciones se recomienda la siguiente secuencia de análisis para la construcción de un espectro de diseño sísmico:

1. Se determinará la aceleración máxima en roca localizando el sitio en el programa de cómputo PRODISIS e indicando la importancia estructural (estructuras del grupo B, A o A+).
2. Se obtendrá el factor de distancia relativa a las fuentes sísmicas.
3. Se caracterizará el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte.
4. Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento lineal. Estos son el factor de sitio y el factor de respuesta.
5. Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento no lineal. Estos son el factor no lineal y factor de velocidad.
6. Se calculará la aceleración máxima en el suelo con la aceleración máxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.
7. Se calculará el coeficiente sísmico con la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta.
8. Se determinarán los límites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el factor de velocidad.
9. Se calculará el factor de amortiguamiento para valores diferentes a 5%.
10. Se procederá con la construcción del espectro, que puede resultar de tres o cuatro ramas dependiendo del periodo dominante del terreno (Comisión Federal de Electricidad, 2008).

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

Siguiendo la secuencia mencionada anteriormente se tiene que la estructura tiene una categoría tipo (B), lo cual significa que tiene un nivel de importancia convencional. Con esta consideración y las coordenadas geográficas de la zona de estudio se utiliza el programa adjunto PRODISIS del Manual de Diseño de Obras Civiles de C.F.E., determinando la aceleración máxima en roca.

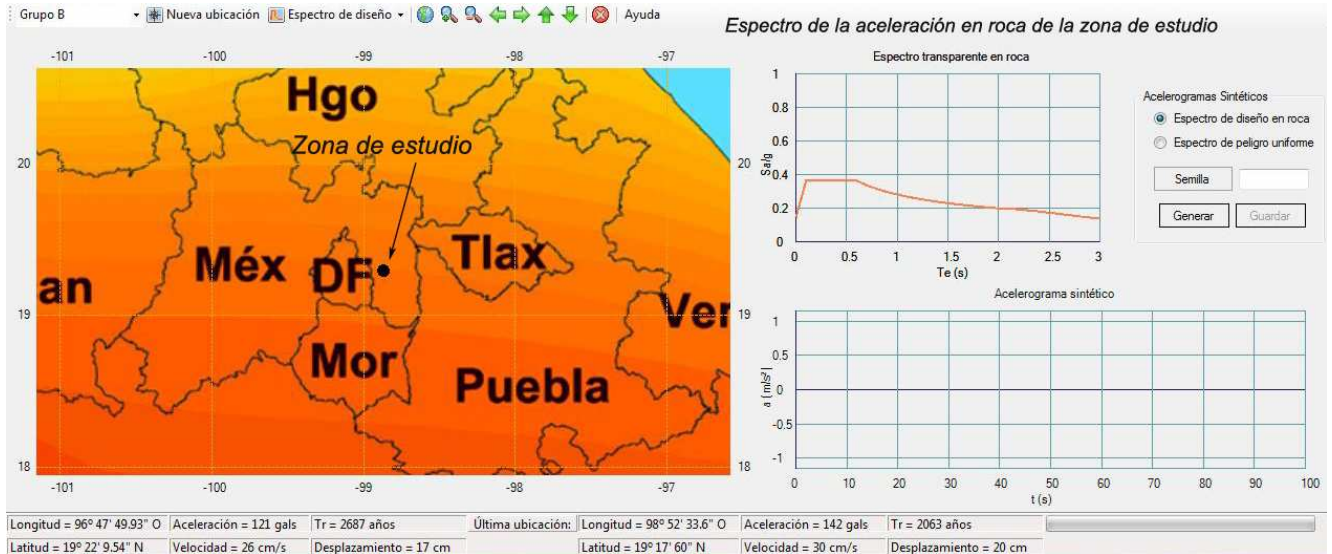


Figura 4 Espectro para la aceleración máxima en roca (programa PRODISIS)

Cabe mencionar que para obtener los parámetros dinámicos y la caracterización del sitio, fue necesario hacer los siguientes cálculos, como se muestra a continuación:

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

El periodo dominante del suelo se determina con la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)}$$

Ec. 1

Donde:

γ_n : es el peso volumétrico del n-esimo estrato

G_n : es el módulo de rigidez en cortante del n-esimo estrato, igual a $\gamma_n v_s^2/g$.

h_n : es el espesor del n-esimo estrato.

N: es el número de estratos

Así pues el periodo dominante del suelo es:

$$T_s = 0.98 \text{ s}$$

El espesor total es:

$$H_s = \sum_{i=1}^N h_i = 31.8 \text{ m} \quad \text{Ec. 2}$$

La velocidad efectiva de propagación de las ondas en el depósito es:

$$v_s = \frac{4H_s}{T_s} = 130.18 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

T_s : es el periodo dominante del estrato equivalente (periodo del sitio)

H_s : es el espesor total del estrato del terreno

v_s : es la velocidad efectiva de propagación de ondas de corte en el estrato

El peso volumétrico del estrato equivalente:

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

$$\gamma_s = \frac{\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i}{H_s} = 1.50 \frac{t}{m^3} \quad Ec. 4$$

Así, el contraste de impedancias mecánicas se determina como,

$$p_s = \frac{\gamma_s v_s}{\gamma_o v_o} = 0.10 \quad Ec. 5$$

Empleando el programa PRODISIS se tiene que la aceleración máxima del terreno rocoso para el sitio en estudio es:

$$a_0^r = 142.25 \text{ cm/s}^2$$

El factor de distancia se determina como:

$$F_d = \frac{a_0^r}{a_{ref}} = 0.356 \quad Ec. 6$$

Donde la aceleración de referencia es:

$$a_{ref} = 400 \text{ cm/s}^2$$

Factores de comportamiento lineal del suelo

Factor de sitio

El factor de sitio se obtendrá por interpolación de la Tabla 3, para ello se hará:

Tabla 3 Tabla para obtener por medio de interpolación el factor de sitio

| $p_s \backslash f_{sd}$ | 0.00 | 0.05 | 0.10 | 0.20 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 3.00 |
|-------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1.000 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 0.625 | 1.00 | 1.08 | 1.23 | 1.12 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 0.250 | 1.00 | 1.18 | 1.98 | 1.60 | 1.40 | 1.12 | 1.00 | 1.00 |
| 0.125 | 1.00 | 1.20 | 2.64 | 2.01 | 1.69 | 1.32 | 1.00 | 1.00 |
| 0.000 | 1.00 | 1.22 | 4.51 | 3.17 | 2.38 | 1.75 | 1.19 | 1.00 |

para terreno rocoso $F_s = 1$

$$f_{sd} = T_s (F_d)^{1/2} = 0.5827$$

Los nodos entre los que se realizará la interpolación final serán:

$$\begin{aligned} F_{ij} &= 2.38 \\ F_{ij+1} &= 1.75 \\ F_{i+1,j} &= 1.69 \\ F_{i+1,j+1} &= 1.32 \\ x = f_{sd} &= 0.5827 \\ y = p_s &= 0.1006 \end{aligned}$$

Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como:

$$\begin{aligned} dx &= 0.165363 \\ dy &= 0.805067 \end{aligned}$$

$$F_s = F_{ij} * (1 - dx)(1 - dy) + (F_{i+1,j+1})dx * dy + (F_{i,j+1}) * dx * (1 - dy) + F_{i+1,j}(1 - dx) * dy$$

entonces el factor de sitio es,

$$F_s = 1.755$$

Factor de respuesta

El factor de respuesta se obtendrá por interpolación de la Tabla 4.

Tabla 4 Tabla para obtener por medio de interpolación el factor de respuesta

| $p_s \backslash T_s$ | 0.00 | 0.05 | 0.10 | 0.20 | 0.50 | 1.00 | 2.00 | 3.00 |
|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1.000 | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 |
| 0.625 | 2.50 | 3.80 | 3.74 | 3.57 | 3.26 | 2.81 | 2.56 | 2.51 |
| 0.250 | 2.50 | 4.36 | 4.41 | 4.27 | 3.45 | 2.85 | 2.59 | 2.53 |
| 0.125 | 2.50 | 4.74 | 4.91 | 4.90 | 3.70 | 3.06 | 2.75 | 2.65 |
| 0.000 | 2.50 | 5.27 | 5.66 | 6.02 | 4.81 | 4.05 | 3.58 | 3.40 |

Los nodos entre los que se realizará la interpolación final serán:

- $F_{ij} = 4.81$
- $F_{i,j+1} = 4.05$
- $F_{i+1,j} = 3.70$
- $F_{i+1,j+1} = 3.06$
- $x = T_s = 0.977 \text{ s}$
- $y = p_s = 0.1006$

Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como:

- $dx = 0.954217$
- $dy = 0.805067$

$$F_r = F_{i,j} * (1 - dx)(1 - dy) + (F_{i+1,j+1})dx * dy + (F_{i,j+1}) * dx * (1 - dy) + F_{i+1,j}(1 - dx) * dy$$

entonces el factor de respuesta es,

$$F_r = 3.283$$

Factores de comportamiento no lineal del suelo

Factor no lineal F_n

Para determinar el factor no lineal primero habrá que determinar F'_n , que se obtendrá por interpolación de la Tabla 5:

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{nl} = 1 - (1 - F'_{nl}) \frac{T_s}{T_{ref}} \quad \text{si } T_s \leq T_{ref} \\ F_{nl} = F'_{nl} \quad \text{si } T_s > T_{ref} \end{array} \right. \quad \text{Ec. 7}$$

Donde T_{ref} es un periodo igual a 1.5 s

Se llega a que el factor no lineal es:

Tabla 5 Tabla para obtener por medio de interpolación el factor de no linealidad para suelos arcillosos

| $p_s \backslash F_d$ | 0.00 | 0.10 | 0.20 | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.75 | 1.00 |
|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1.000 | 1.00 | 0.98 | 0.95 | 0.91 | 0.87 | 0.85 | 0.79 | 0.75 |
| 0.625 | 1.00 | 0.97 | 0.94 | 0.93 | 0.90 | 0.88 | 0.81 | 0.79 |
| 0.250 | 1.00 | 0.96 | 0.93 | 0.91 | 0.87 | 0.85 | 0.77 | 0.74 |
| 0.125 | 1.00 | 0.93 | 0.85 | 0.76 | 0.70 | 0.67 | 0.61 | 0.56 |
| 0.000 | 1.00 | 0.82 | 0.63 | 0.46 | 0.36 | 0.32 | 0.31 | 0.28 |

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

Los nodos entre los que se realizará la interpolación final serán:

$$\begin{aligned}
 F_{ij} &= 0.46 & dx &= 0.556125 \\
 F_{i,j+1} &= 0.36 & dy &= 0.805067 \\
 F_{i+1,j} &= 0.76 & & \\
 F_{i+1,j+1} &= 0.70 & & \\
 x = F_d &= 0.3556 & & \\
 y = p_s &= 0.1006 & &
 \end{aligned}$$

$$F_{nl} = F_{ij} * (1 - dx)(1 - dy) + (F_{i+1,j+1})dx * dy + (F_{i,j+1}) * dx * (1 - dy) + F_{i+1,j}(1 - dx) * dy$$

entonces el factor f'n es,

$$F'_{nl} = 0.664$$

Por lo tanto, el factor de no linealidad es:

$$F_{nl} = 0.781$$

Factor de velocidad F_V

Para determinar el factor de velocidad F_v , primero habrá que determinar F'_v , que se obtendrá por interpolación de la Tabla 6, ya que se trata de un suelo arcilloso.

$$\left\{ \begin{aligned}
 F_V &= 1 - (1 - F'_v) \frac{T_s}{T_{ref}} \quad \text{si } T_s \leq T_{ref} \\
 F_V &= F'_v \quad \text{si } T_s > T_{ref}
 \end{aligned} \right. \quad \text{Ec. 8}$$

Tabla 6 Tabla para obtener por medio de interpolación el factor F'_v

| $p_s \backslash F_d$ | 0.00 | 0.10 | 0.20 | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.75 | 1.00 |
|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1.000 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 0.625 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| 0.250 | 1.00 | 0.99 | 0.98 | 0.96 | 0.94 | 0.93 | 0.93 | 0.93 |
| 0.125 | 1.00 | 0.98 | 0.95 | 0.90 | 0.86 | 0.84 | 0.84 | 0.84 |
| 0.000 | 1.00 | 0.95 | 0.88 | 0.77 | 0.69 | 0.66 | 0.66 | 0.66 |

Los nodos entre los que se realizará la interpolación final serán:

$$\begin{aligned}
 F_{ij} &= 0.77 & dx &= 0.556125 \\
 F_{i,j+1} &= 0.69 & dy &= 0.805067 \\
 F_{i+1,j} &= 0.90 & & \\
 F_{i+1,j+1} &= 0.86 & & \\
 x = F_d &= 0.3556 & & \\
 y = p_s &= 0.1006 & &
 \end{aligned}$$

$$F'_v = F_{ij} * (1 - dx)(1 - dy) + (F_{i+1,j+1})dx * dy + (F_{i,j+1}) * dx * (1 - dy) + F_{i+1,j}(1 - dx) * dy$$

entonces el factor F'_v es,

$$F'_v = 0.848$$

Por lo tanto, el factor F_v es:

$$F_v = 0.901$$

Así pues se tiene que la velocidad equivalente, v'_s , se determina como:

$$v'_s = F_v v_s = 117.30 \frac{m}{s} \quad Ec. 9$$

Con la velocidad equivalente v'_s se determinará el periodo dominante de sitio T_s , llamado periodo equivalente, T'_s , y con este se determinará el ancho de la meseta espectral.

Así entonces, lo que sigue es determinar el espectro de diseño sísmico.

Espectros de diseño

$$a = \frac{Sa(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta_c - a_0) \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r \left[k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad Ec. 10$$

Donde:

a : es la aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad

T_e : es el periodo estructural

T_a : es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

T_b : es el límite superior de la meseta del espectro de diseño

$$T_c = \begin{cases} 2s & \text{si } T_b < 2s \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2s \end{cases} \quad \text{Es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno.}$$

r : es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$, y es igual a T_s , pero no será menor que 0.5 ni mayor que 1.0 ($0.5 \leq r \leq 1.0$). Para terreno firme $r=0.5$.

k : es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \leq T_c$

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

β : es el factor de amortiguamiento

Para el estado límite de colapso en estructuras del grupo B, estos parámetros se definen a continuación.

Con estos factores los parámetros del espectro de diseño se obtienen con las ecuaciones 11 a la 16, las cuales se muestran a continuación:

Aceleración máxima del terreno a_0

$$a_0 = \frac{F_s F_{nl} a_0^r}{981.0} \quad \text{Ec. 11}$$

Con $F_s F_{nl} \geq 1.3706$

Entonces:

$F_s F_{nl} = 1.3706$

$$a_0 = 0.19874$$

Ordenada espectral máxima o coeficiente de diseño C

El coeficiente de diseño c se determina haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$c = F_r a_0 \quad \text{Ec. 12}$$

$$c = 0.6525$$

Periodos característicos del espectro T_a y T_b

Los periodos característicos del espectro se determinan de acuerdo a las ecuaciones:

$$T_a = 0.35T'_s \quad T_a \geq 0.1s \quad \text{Ec. 13}$$

$$T_b = 1.20T'_s \quad T_b \geq 0.6s \quad \text{Ec. 14}$$

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

Donde T'_s es el periodo equivalente, calculado con las siguientes ecuaciones:

$$T'_s = \frac{4H_s}{v'_s} = \frac{4H_s}{F_v v_s} = 1.084 \text{ s} \quad \text{Ec. 15}$$

Para terreno rocoso $T_a=0.1\text{s}$ y $T_b=0.6\text{s}$

Así entonces;

$$T_a=0.35T'_s=0.38 \text{ s}$$

$$T_b=1.20 T'_s=1.30 \text{ s}$$

Caída de la rama espectral descendente k

El parámetro k que controla la caída de la rama descendente del espectro a periodo largo, se determinará mediante:

$$k = \begin{cases} \min (1.5, 2-T_s) & \text{si } T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ \text{máx} (0.35, \beta/F_r) & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Ec. 16}$$

Para terreno rocoso $k=2.0$

Así pues,

$$K=1.02$$

Factor de amortiguamiento β

El factor de amortiguamiento permite modificar las ordenadas del espectro de diseño debido a valores de amortiguamiento estructural diferente a 5%, o bien, debidos a los efectos de interacción suelo-estructura. Este factor se define como:

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e} \right)^\lambda ; \quad \text{Ec. 17}$$

$\zeta_e=0.05$ por ser un espectro de peligro uniforme carente de efectos de interacción suelo-estructura.

Arreglo general y consideraciones básicas del proyecto

$$\text{con } \lambda = \begin{cases} 0.45 & \text{si } T_e < T_c \\ 0.45 \frac{T_c}{T_e} & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad \text{Ec. 18}$$

Donde:

$$T_e = 0.5 \text{ s}$$

$$T_c = 2.0 \text{ s}$$

$$\lambda = 0.45$$

$$\beta = 1$$

Resumen de parámetros del espectro de diseño:

$$a_0 = 0.19874$$

$$c = 0.6525$$

$$T'_s = 1.084 \text{ s}$$

$$T_a = 0.380 \text{ s}$$

$$T_b = 1.301 \text{ s}$$

$$k = 1.02$$

Con todos los parámetros calculados anteriormente se grafica la envolvente del espectro de diseño sísmico para el estado límite de colapso (ver Figura 5). Este espectro de diseño es conservador ya que carece de la aplicación de las reducciones por ductilidad y sobre resistencia, como se menciona en el M.D.S. de C.F.E., “los espectros de diseño estipulados en este manual son transparentes por reflejar la totalidad del peligro sísmico” (Comisión Federal de Electricidad, 2008).

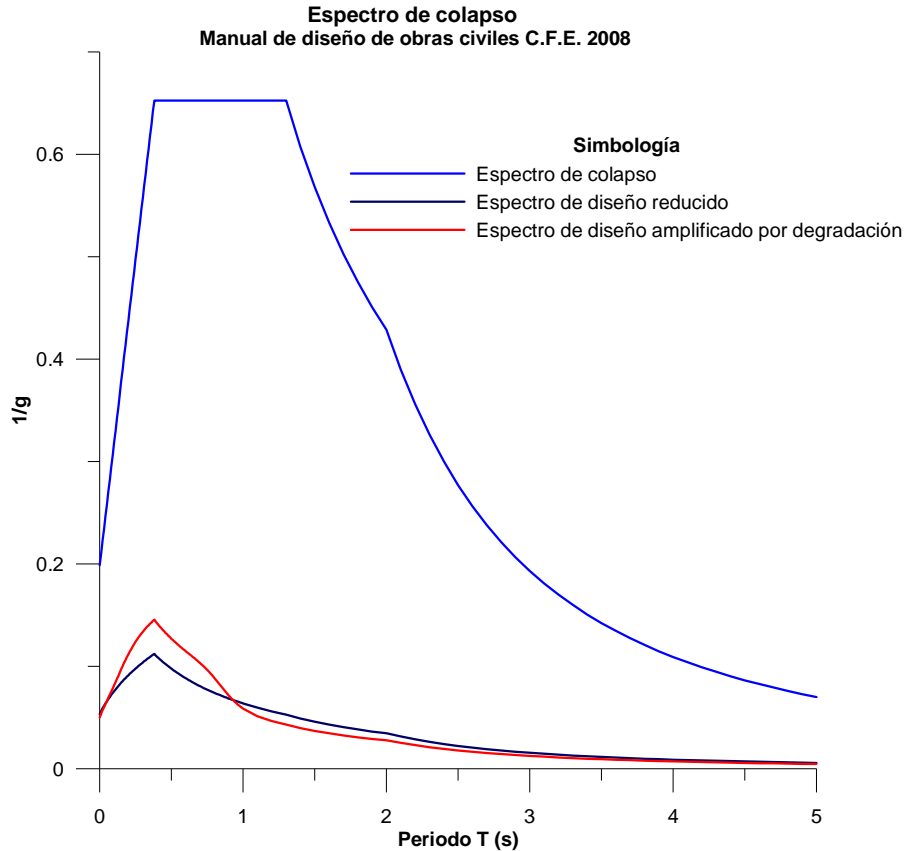


Figura 5 Espectro de diseño para el estado límite de colapso en el sitio de estudio

Estos espectros de diseño se deben utilizar para la etapa del análisis y diseño del sistema de cimentación. Cabe mencionar que el espectro azul es transparente, es decir, refleja el peligro sísmico, ya que carecen de las reducciones por sobre resistencia y de los efectos de interacción suelo-estructura, (Comisión Federal de Electricidad, 2008), además tiene el 5% de amortiguamiento estructural. Las otras dos gráficas son ejemplos de cómo resultaría el espectro reducido de colapso, el cual es un ejercicio que deberá realizarse en un diseño real.

2.3 Procedimiento constructivo

El éxito del buen comportamiento de una cimentación tiene que ver, no sólo, con un buen diseño geotécnico, sino también con un buen procedimiento constructivo, por lo tanto se debe tener como objetivos generales lo siguiente:

- a) Garantizar la seguridad de las personas que trabajarán dentro de la excavación y la construcción.
- b) Asegurar que las estructuras aledañas, en caso de existir éstas, no sufrirán daños como resultado del proceso de excavación y la construcción de la estructura de cimentación.
- c) Lograr un adecuado procedimiento de excavación que garantice una construcción adecuada de acuerdo al diseño y al proyecto original, para así asegurarse que la estructura se comportará de manera correcta durante su vida útil.

Suponiendo que se tienen construcciones aledañas al edificio del proyecto, se propone el siguiente sistema de excavación para alojar la cimentación:

- i. Trazo y nivelación
- ii. Perforación previa para el hincado de pilotes
- iii. Hincado de pilotes
- iv. Hincado de tablestaca
- v. Instalación del sistema de bombeo profundo
- vi. Activación del sistema de bombeo profundo
- vii. Excavación y colocación del sistema de apuntalamiento
- viii. Colado de plantilla y descabece de pilotes
- ix. Armado y colado de losa de fondo
- x. Armado y colado de muros y retiro de puntales
- xi. Colocación de lastre en caso de requerirse dentro de los páneces
- xii. Armado y colado de losa tapa
- xiii. Suspensión del sistema de bombeo profundo
- xiv. Colocación de lastre temporal en caso de requerirse
- xv. Construcción de la estructura del edificio y retiro de lastre temporal

2.4 Combinaciones de cargas para el diseño geotécnico y estructural

Las combinaciones de carga que son el resultado del análisis y del diseño estructural se muestran a continuación, las descargas a la cimentación mostradas corresponden a la combinación, carga muerta más carga viva (CM+CV). El detalle del diseño estructural del edificio se omite por no ser parte de los objetivos del presente trabajo. Con estas cargas y la distribución de ellas sobre la estructura de cimentación se hará todo el diseño geotécnico de la cimentación. Esto se verá en los capítulos 4 y 5.

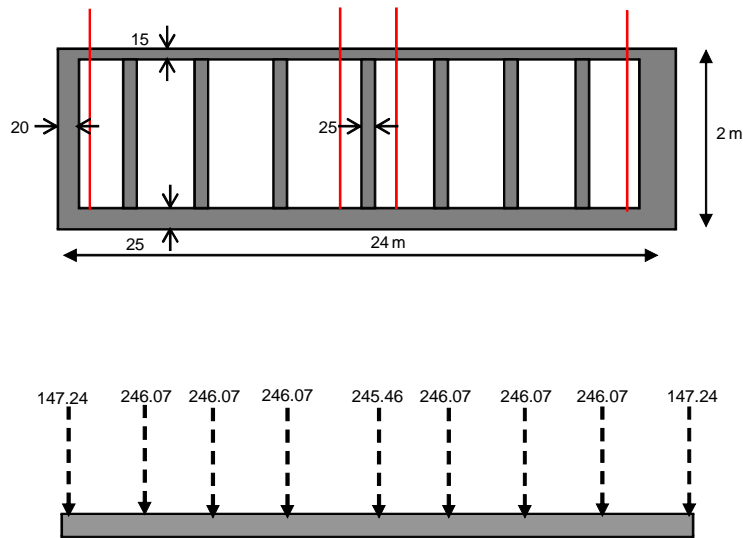


Figura 6 Fuerzas que transmite la superestructura a la cimentación

Tabla 7 Tabla resumen de las cargas a la cimentación

| | | Cantidad | Resumen |
|-------------------------|------------|----------|-------------|
| Fuerzas en los extremos | 147.24 ton | 2 | 294.48 ton |
| Fuerzas centrales | 246.07 ton | 6 | 1476.42 ton |
| Fuerza de en medio | 245.46 ton | 1 | 245.46 ton |
| Resultante de fuerzas | | | 2016.36 ton |

En este apartado se obtuvieron los espectros de diseño sísmico para el estado límite de colapso así como para el estado límite de servicio. Por otra parte se mostró el procedimiento constructivo del sistema de cimentación y finalmente las cargas actuantes en el mismo. Toda esta información se complementará con la información geotécnica del sitio que se mostrará en el siguiente capítulo y se utilizará para el diseño final del sistema de cimentación.

3

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

3 Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

La zona de estudio, como se mencionó al principio del capítulo anterior se encuentra ubicado en la zona oriente de la Ciudad de México, en el estado de México en la zona de Ixtapaluca cerca de la carretera México Puebla. En el presente capítulo se verán todos los aspectos geológicos y geotécnicos de la zona de estudio, se hará la síntesis de la información procedente de la campaña de exploración y laboratorio, con lo cual llegaremos a la configuración del modelo geotécnico que servirá para la etapa de análisis y diseño geotécnico de los capítulos ulteriores.

3.1 Marco geológico

Fisiografía

“Los límites del estado de México comprenden áreas que corresponden a dos provincias fisiográficas del país: la del Eje Neovolcánico, que ocupa la mayor parte de la superficie estatal; y la de la Sierra Madre del Sur, en las porciones más australes de la entidad.

Provincia del Eje Neovolcánico

Esta provincia cubre la mayor parte del estado en su porción norte. Limita al sur con la Sierra Madre del Sur. Está caracterizada geológicamente por el predominio de rocas volcánicas cenozoicas que datan del Terciario y del Cuaternario.

Colinda al norte con la Llanura Costera del Pacífico, la Sierra Madre Occidental, la Mesa Central, la Sierra Madre Oriental y la Llanura Costera del Golfo Norte; al sur, con la Sierra Madre del Sur y la Llanura Costera del Golfo Sur. Por el oeste llega al Océano Pacífico y por el este al Golfo de México. Abarca parte de los estados de Jalisco, Michoacán, Guanajuato, Querétaro, México, Hidalgo, Colima, Puebla y Veracruz, así como todo el estado de Tlaxcala y el Distrito Federal.

Se caracteriza por ser una enorme masa de rocas volcánicas de todos tipos, acumulada en innumerables y sucesivas etapas, desde mediados del Terciario (unos 35 millones de años atrás) hasta el presente.

La integran grandes sierras volcánicas, grandes coladas lávicas, conos dispersos o en enjambre, amplios escudo-volcanes de basalto, depósitos de arena y cenizas.

Presenta también la cadena de grandes estrato-volcanes denominada propiamente "Eje Neovolcánico" integrado por: Volcán de Colima, Tancítaro, Zinatlécatl (Nevado de Toluca), Popocatepetl, Iztaccíhuatl, Matlacuéyatl (Malinche) y Citlaltépetl (Pico de Orizaba), que casi en línea recta atraviesan el país, más o

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

menos sobre el paralelo 19. Dan el trazo de la gran Falla Clarión, cuya existencia fuera postulada desde el siglo pasado por el Barón Von Humboldt.

Otro rasgo esencial de la provincia es la existencia de las amplias cuencas cerradas ocupadas por lagos (Pátzcuaro, Cuitzeo, Texcoco, el Carmen, etc.) o por depósitos de lagos antiguos (Zumpango, Chalco, Xochimilco, diversos llanos en el Bajío Guanajuatense, etc.



Figura 7 Ubicación de la zona de estudio en un mapa fisiográfico (INEGI, 2011)

Estos lagos se han formado por bloqueo del drenaje original, debido a lavas u otros productos volcánicos, o por el fallamiento, que es otro rasgo característico de la provincia. Un área rodeada de fallas se hunde y forma una depresión llamada graben que se llena de agua; este es el origen del lago de Chapala. El clima dominante de la provincia es templado, subhúmedo que pasa a semicálido hacia el poniente y a semiseco al norte. En las altas cumbres se presentan climas semifríos, subhúmedos en los picos más elevados (Iztaccíhuatl, Popocatepetl, y Citlaltépetl) climas muy fríos, al grado de que se dan en

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

ellos tres de los pocos glaciales de la región intertropical del mundo. En áreas reducidas de los extremos este y oeste de la provincia, las condiciones climáticas son cálidas subhúmedas. La vegetación es sumamente variada.

Subprovincia “Lagos y Volcanes de Anáhuac”.

En el estado de México, la subprovincia ocupa 14,315.69 Km² (61.6% de la superficie estatal total), abarcando 84 municipios en su totalidad y 18 parcialmente” (CONAGUA, 2010).

En la Figura 7 pueden observarse la ubicación de la zona de estudio dentro de un mapa de las provincias fisiográficas de la región. El proyecto está ubicado en la subprovincia llamada *Lagos y volcanes de Anáhuac* que a su vez forma parte de la *provincia del Eje neovolcánico*.

Geología

Generalidades

La litología del estado de México está constituida por afloramientos de rocas de origen ígneo, sedimentario y metamórfico, siendo las rocas ígneas extrusivas las que ocupan una mayor extensión. Las rocas de esta entidad datan desde el Triásico (las metamórficas) hasta el Cuaternario (representado por rocas ígneas de composición basáltica, así como por depósitos lacustres y aluviales).

Las principales estructuras geológicas que se presentan son aparatos volcánicos, algunos de los cuales se cuentan entre los más notables del país: el Popocatepetl, el Iztaccíhuatl y el Nevado de Toluca. Además existen fracturas y fallas regionales, asociadas a los fenómenos de vulcanismo y mineralización. Los aspectos de geología económica más importantes están relacionados con las rocas que por su naturaleza primaria y las estructuras que las han afectado, constituyen zonas favorables para la explotación de acuíferos, de yacimientos minerales y de bancos de materiales para la construcción.

El estado de México está comprendido dentro de dos provincias geológicas que son: el Eje Neovolcánico y la Sierra Madre del Sur (Ver Figura 7).

Geología local

La topografía de la región es prácticamente plana, con algunos promontorios aislados como el Cerro del Peñón, el Peñón del Marqués y el Cerro de Chimalhuacán. Hacia el Este se levantan las sierras de Calpulalpan y Río Frío, y hacia el Oeste la Sierra de Guadalupe. La transición entre estas zonas es gradual hacia el Oriente y abrupta hacia la Sierra de Guadalupe y el Cerro de Chimalhuacán.

En el ex-vaso existen amplias zonas con vegetación a base de pastizales, otras grandes áreas sin cobertura vegetal, algunas zonas de inundación permanente y otras de régimen estacional.

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

Los suelos de lo que fue propiamente el Lago de Texcoco son de tipo salino-sódicos y la agricultura es impracticable en una gran extensión, en la que únicamente se aprovecha el alga espirulina, que se desarrolla fácilmente en las zonas cubiertas por aguas salinas. Sin embargo, en la parte oriental se ha logrado el cultivo de forrajes y hortalizas, lo que a su vez ha permitido la explotación de ganado vacuno, porcino y avícola, y entre Los Reyes y Texcoco se encuentran suelos de mejor calidad que sí se han podido aprovechar para la agricultura.

Por otra parte, en las partes bajas de la Sierra de Calpulalpan y Río Frío se han presentado graves problemas de erosión, que se han intentado controlar reforestando, construyendo terrazas y controlando avenidas. En esta zona se explotan a cielo abierto minas de tezontle, grava, arena, tepetate y cantera. En lo que se refiere a la parte occidental, ha presentado un importante desarrollo industrial en un área que está limitada al Norte por Ecatepec de Morelos, al Sur por la Ciudad de México, al Oeste por la Sierra de Guadalupe y al Este por el Gran Canal.

Estratigrafía general

En esta provincia hay algunos afloramientos de rocas triásicas, litológicamente clasificadas como filitas y pizarras. Dichos afloramientos están cartografiados en el noroeste, en el distrito minero de El Oro. Del Cretácico, afloran rocas sedimentarias marinas, de composición carbonatada; en Apaxco, éstas son explotadas para la industria de la construcción.

También existen rocas sedimentarias clásticas, asociadas con piroclásticas (tobas) que afloran extensamente desde Atlacomulco hasta Toluca y en otras regiones como las de Chiconcuac y Coatepec de Harinas.

Del cuaternario existen depósitos lacustres y aluviales que rellenan antiguos lagos de la cuenca de México y los valles de la cuenca del Lerma.

Las principales estructuras de esta provincia son los aparatos volcánicos formados por conos cineríticos y derrames de lavas. De entre estos sobresalen el Popocatepetl, el Iztlacihuatl y el Nevado de Toluca, que son los volcanes más notables del país, todos ellos formados por rocas andesíticas.

Estratigrafía local

De acuerdo con los estudios que se han realizado para las diversas obras de ingeniería en la zona, puede decirse que las formaciones superiores del subsuelo son similares en su origen y propiedades a las que se detectan en la Ciudad de México, pudiendo distinguirse una Costra Superficial, una Formación Arcillosa Superior, una Capa Dura, una Formación Arcillosa Inferior y Depósitos Profundos.

El proceso de formación se presentó de la siguiente manera: Antes del Plioceno, el Valle de México drenaba al sur, hacia el río Amacuzac, por medio de profundas cañadas que pasaban por Cuautla y Cuernavaca. A fines del Plioceno se produjeron fracturas tectónicas orientadas predominantemente en dirección W-E, en la zona de Puebla y sur de Toluca, por las que tuvieron acceso grandes efusiones

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

basálticas que constituyeron la Sierra del Chichinautzin en el Cuaternario. Estos eventos, junto con el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala, transformaron al Valle en una cuenca cerrada. Por esta razón se almacenó el agua en varios lagos y ríos que descendían de las sierras circundantes depositando en potentes conos de deyección materiales muy diversos al confluir en dichos lagos.

Simultáneamente, la parte central de la cuenca se fue llenando con acarreo limo-arenoso y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del Sur. Finalmente, en la época glacial, últimos 100,000 años de alta pluviosidad, la masa de agua se extendió en las partes bajas, llegando a formar un solo lago.

Dentro de este gran relleno de la cuenca se reconocen numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, lacustres y glaciales. Estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos; y otras veces, cafés y rojizos, correspondientes a ambientes moderados a sub-tropicales.” (CONAGUA, 2010)

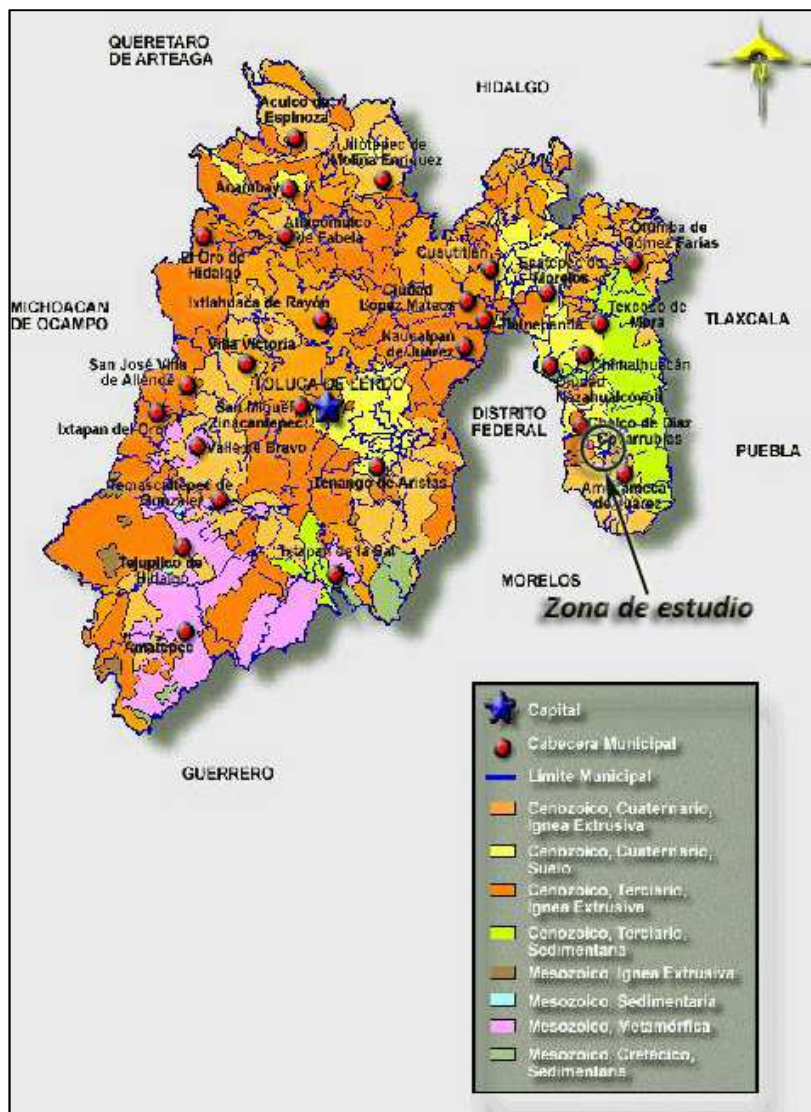


Figura 8 Ubicación de la zona de estudio en un mapa geológico (INEGI, 2011)

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

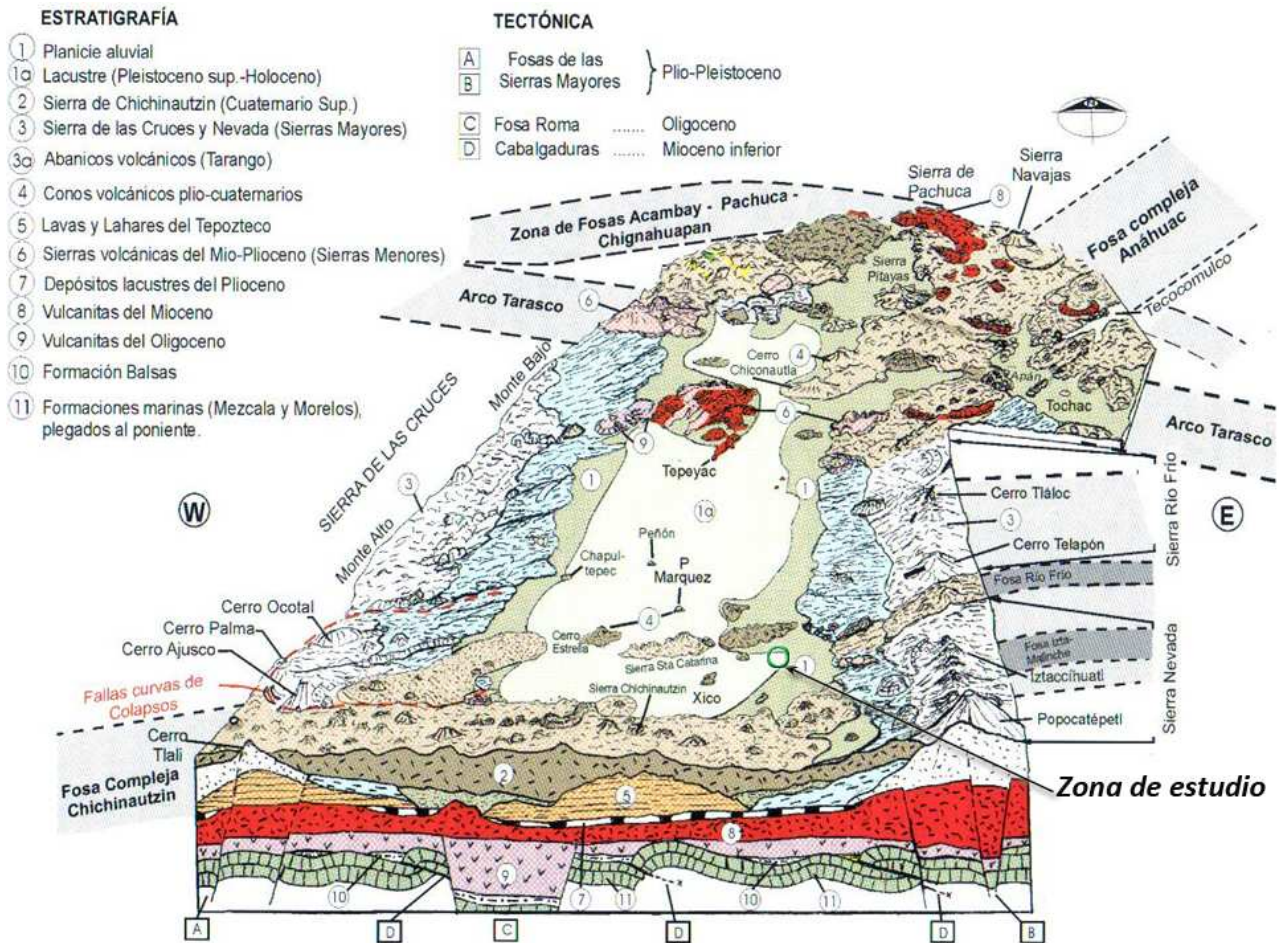


Figura 9 Ubicación del proyecto en una mapa tectonoestratigráfico (Santoyo Villa, 2005)

Como se puede observar en la Figura 9, la zona de estudio está ubicada en una zona lacustre pero en la frontera con una planicie aluvial y cercana cuerpos intrusivos.

3.2 Exploración y laboratorio

En la zona donde se ubica el proyecto se tiene que existe un sondeo real efectuado en 2009; este sondeo es de tipo mixto y se llevo hasta la profundidad de 35.40 m, las coordenadas U.T.M. de localización son las siguientes: X= 513000.00, Y= 2133779.00. El perfil estratigráfico del presente sondeo se muestra en la siguiente página (Ver Figura 10).

Para este sondeo, se encontró una costra superficial constituida principalmente por una arcilla de media a alta plasticidad, color café claro, con poca arena fina, con algunas gravillas y raíces aisladas, de consistencia media a muy dura. El material fue clasificado, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), en el grupo CL (arcillas de baja plasticidad) y en algunos casos en los grupos CH (arcillas de alta plasticidad) o SC (arenas arcillosas). Esta formación alcanza profundidades que van

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

desde los 0.60 a 2.30 m, referida a la superficie actual del terreno. El valor de N (número de golpes), determinado en el ensaye de penetración estándar, resultó en el rango de 5 a 30 golpes.

Debajo de la costra superficial mencionada se encuentra la Formación Arcillosa Superior (FAS), la cual alcanza profundidades de 13.80 m. Esta formación está constituida principalmente por una arcilla de alta plasticidad (CH), color café oscuro y gris verdoso, con arena fina y grumos cementados del mismo material, con materia orgánica y raíces fósiles aisladas, de consistencia muy blanda a media. El valor de N, determinado en el ensaye de penetración estándar, resultó en el rango de 1 a 30 golpes.

Debajo de la frontera inferior de la FAS se encontró la primera Capa Dura, constituida principalmente por una arena muy fina a fina, arcillosa, color gris verdoso a oscuro, uniforme, subangular, de compacidad densa a muy densa. La frontera inferior de la Capa Dura se encontró a profundidades de 14.0 a 15.30 m. De acuerdo con el SUCS, esta formación se clasifica como: SC (arena arcillosa). El número de golpes (N), determinado en el ensaye de penetración estándar resultó en el rango de 30 a más de 50 golpes.

Subyacente a la primera Capa Dura se encontró la Formación Arcillosa Inferior (FAI), cuya parte superior está constituida por una arcilla de alta plasticidad, gris verdoso, con poca arena fina y con grumos ligeramente cementados del mismo material, de consistencia muy blanda a firme. La parte superior de la FAI comienza aproximadamente hasta profundidades de 24.00. El valor de N, determinado en el ensaye de penetración estándar resultó en el rango de 10 a 30 golpes.

A continuación se muestra un resumen con las propiedades obtenidas en laboratorio con las muestras inalteradas recuperadas de los tubos Shelby que se efectuaron a lo largo del sondeo y el perfil estratigráfico del mismo (ver Tabla 8 Tabla resumen de propiedades del sondeo mixto tomado en el sitio de estudio(ver Tabla 8, y Figura 10).

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

Tabla 8 Tabla resumen de propiedades del sondeo mixto tomado en el sitio de estudio

| Profundidad inicial | Profundidad final | Peso vol. γ | Cohesión C | Ángulo de fricción ϕ | q_u | S.U.C.S. | k_o | E | ν | K_s |
|---------------------|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------------|---------------------|----------|-------|---------------------|-------|-------|
| (m) | (m) | (T/m ³) | (T/m ²) | (°) | (T/m ²) | | | (T/m ²) | | |
| 0.00 | 0.600 | 1.60 | 10 | 30.00 | 20 | CH | | 1500 | 0.3 | 2143 |
| 0.60 | 1.200 | 1.60 | 10 | 30.00 | 20 | CL | | 1500 | 0.3 | 2143 |
| 1.20 | 1.800 | 1.60 | 10 | 30.00 | 20 | CL | | 1500 | 0.3 | 2143 |
| 1.80 | 2.400 | 1.60 | 5 | | 10 | CH | | 1000 | 0.45 | 1630 |
| 2.40 | 3.000 | 1.60 | 7.5 | | 15 | CH | | 1000 | 0.45 | 1630 |
| 3.00 | 3.600 | 1.60 | 4 | | 8 | CH | | 1000 | 0.45 | 1630 |
| 3.60 | 4.200 | 1.60 | 4 | | 8 | CH | | 1000 | 0.45 | 1630 |
| 4.20 | 4.600 | 1.55 | 2.80 | | 10.74 | CH | | 1233 | 0.45 | 2010 |
| 4.60 | 5.000 | 1.55 | 2.80 | | 10.74 | CH | | 1233 | 0.45 | 2010 |
| 5.00 | 5.600 | 1.55 | 2.80 | | 10.74 | CH | | 1233 | 0.45 | 2010 |
| 5.60 | 6.050 | 1.55 | 2.80 | | 10.74 | CH | | 1233 | 0.45 | 2010 |
| 6.05 | 6.200 | 1.55 | 2.80 | | 5.00 | CH | | 1233 | 0.45 | 2010 |
| 6.20 | 6.800 | 1.55 | 2.80 | | 5.00 | CH | | 1233 | 0.45 | 2010 |
| 6.80 | 7.400 | 1.55 | 2.80 | | 5.00 | CH | | 1233 | 0.45 | 2010 |
| 7.40 | 7.800 | 1.55 | 2.80 | | 6.00 | CH | | 1233 | 0.45 | 2010 |
| 7.80 | 8.200 | 1.16 | 3.00 | | 7.53 | CH | | 626 | 0.45 | 1021 |
| 8.20 | 8.800 | 1.16 | 3.00 | | 7.53 | CH | | 626 | 0.45 | 1021 |
| 8.80 | 9.400 | 1.16 | 3.00 | | 7.53 | CH | | 626 | 0.45 | 1021 |
| 9.40 | 10.000 | 1.16 | 3.00 | | 7.53 | CH | | 626 | 0.45 | 1021 |
| 10.00 | 10.600 | 1.16 | 3.00 | | 7.53 | CH | | 626 | 0.45 | 1021 |
| 10.60 | 11.200 | 1.16 | 3.00 | | 7.53 | CH | | 626 | 0.45 | 1021 |
| 11.20 | 11.600 | 1.16 | 3.00 | | 7.53 | CH | | 626 | 0.45 | 1021 |
| 11.60 | 12.000 | 1.32 | 2.30 | | 7.46 | CH | | 1042 | 0.45 | 1698 |
| 12.00 | 12.600 | 1.32 | 2.30 | | 7.46 | CH | | 1042 | 0.45 | 1698 |
| 12.60 | 13.200 | 1.32 | 2.30 | | 7.46 | CH | | 1042 | 0.45 | 1698 |
| 13.20 | 13.800 | 1.32 | 2.30 | | 7.46 | CH | | 1042 | 0.45 | 1698 |
| 13.80 | 14.100 | 1.65 | | 38.00 | 42.00 | SC | | 1000 | 0.35 | 1481 |
| 14.10 | 14.400 | 1.65 | | 41.00 | 42.00 | SC | | 1000 | 0.35 | 1481 |
| 14.40 | 15.000 | 1.65 | | 39.00 | 42.00 | SC | | 1000 | 0.35 | 1481 |
| 15.00 | 15.300 | 1.65 | | 33.00 | 30.00 | SC | | 1000 | 0.35 | 1481 |
| 15.30 | 15.600 | 1.50 | 15.00 | | 30.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 15.60 | 15.700 | 1.50 | 21.00 | | 42.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 15.70 | 16.200 | 1.50 | 20.00 | | 40.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 16.20 | 16.800 | 1.50 | 12.00 | | 24.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 16.80 | 17.400 | 1.37 | 3.10 | | 9.20 | CH | | 2551 | 0.45 | 4158 |
| 17.40 | 17.700 | 1.37 | 3.10 | | 9.20 | CH | | 2551 | 0.45 | 4158 |
| 17.70 | 18.000 | 1.37 | 3.10 | | 9.20 | CH | | 2551 | 0.45 | 4158 |
| 18.00 | 18.600 | 1.37 | 3.10 | | 9.20 | CH | | 2551 | 0.45 | 4158 |
| 18.60 | 18.800 | 1.37 | | 40.00 | 9.20 | SM | | 2551 | 0.45 | 4158 |
| 18.80 | 19.200 | 1.60 | 22.50 | | 45.00 | CH | | 3000 | 0.35 | 4444 |
| 19.20 | 19.800 | 1.60 | 22.50 | | 45.00 | CH | | 3000 | 0.35 | 4444 |
| 19.80 | 20.400 | 1.60 | 22.50 | | 45.00 | CH | | 3000 | 0.35 | 4444 |
| 20.40 | 21.000 | 1.60 | 22.50 | | 45.00 | CH | | 3000 | 0.35 | 4444 |
| 21.00 | 21.600 | 1.56 | 20.00 | | 40.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 21.60 | 22.200 | 1.56 | 20.00 | | 40.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 22.20 | 22.800 | 1.56 | 20.00 | | 40.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 22.80 | 23.400 | 1.56 | 20.00 | | 40.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 23.40 | 24.000 | 1.56 | 16.00 | | 32.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 24.00 | 24.600 | 1.56 | 20.00 | | 40.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 24.60 | 25.200 | 1.56 | 12.50 | | 25.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 25.20 | 25.800 | 1.56 | 17.50 | | 35.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 25.80 | 26.400 | 1.56 | 23.00 | | 46.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 26.40 | 27.000 | 1.56 | 20.50 | | 41.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 27.00 | 27.250 | 1.56 | 12.00 | | 24.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 27.25 | 27.600 | 1.56 | 20.00 | | 40.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 27.60 | 28.200 | 1.56 | 28.00 | | 56.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 28.20 | 28.800 | 1.56 | 26.00 | | 52.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 28.80 | 29.400 | 1.56 | 29.50 | | 59.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 29.40 | 30.000 | 1.56 | 29.50 | | 59.00 | CH | | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 30.00 | 30.600 | 1.600 | 20.00 | | 45.00 | CL | | 3000 | 0.35 | 4444 |
| 30.60 | 31.200 | 1.700 | | 41.00 | 45.00 | SC | | 3000 | 0.35 | 4444 |
| 31.20 | 31.800 | 1.700 | | 41.00 | 45.00 | SC | | 3000 | 0.35 | 4444 |
| 31.80 | 33.600 | 2.700 | 423.000 | 27.570 | 10000.000 | Ba | | 2.50E+06 | 0.30 | |
| 33.60 | 35.400 | 2.700 | 423.000 | 27.570 | 10000.000 | Ba | | 2.50E+06 | 1.30 | |

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

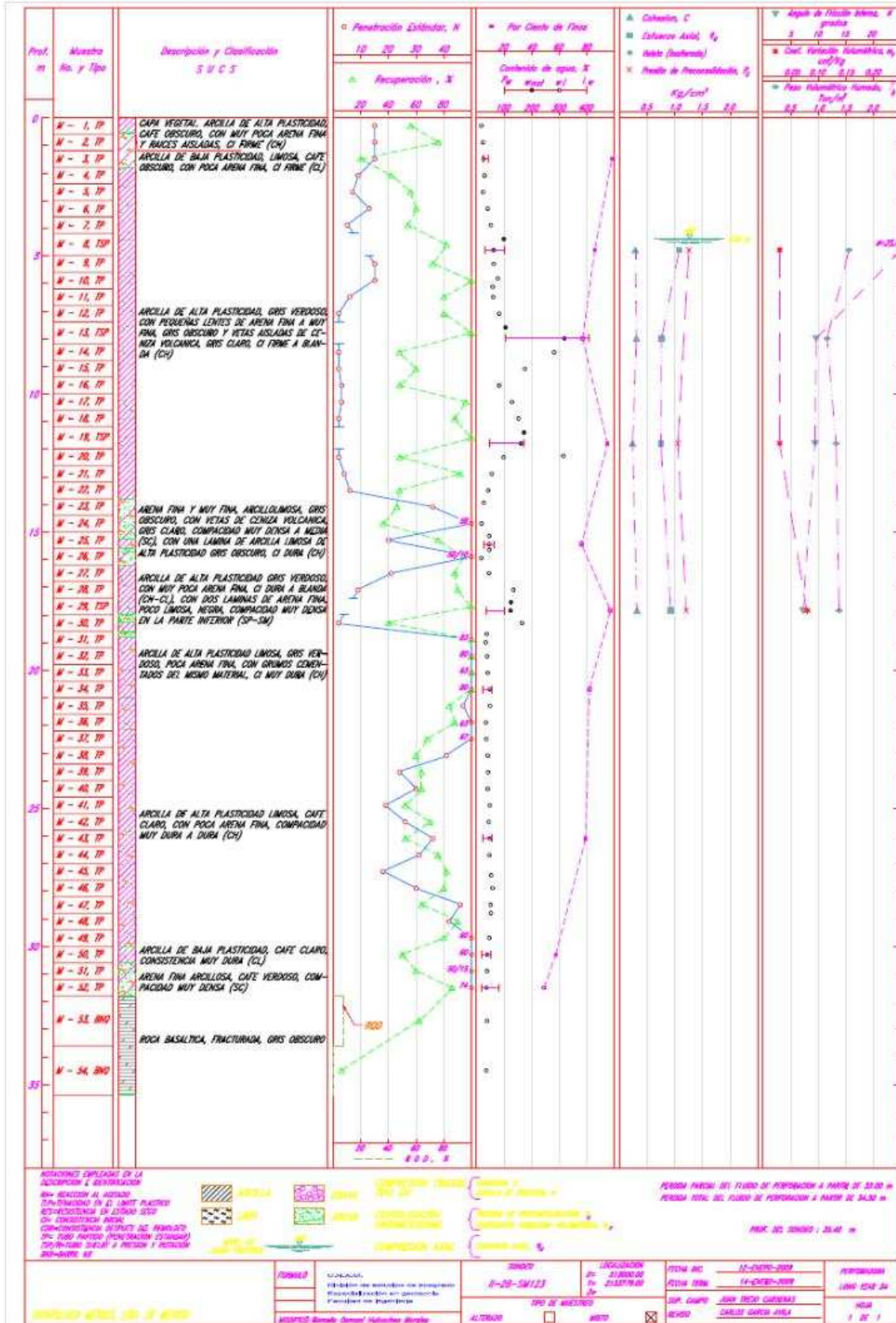


Figura 10 Perfil estratigráfico del sondeo mixto.

3.3 Modelo geotécnico

Como se mostró en el tema anterior, para el presente estudio se utilizó un sondeo mixto a 35.4 m de profundidad, en el cual se efectuó penetración estándar (S.P.T.), y muestreo inalterado mediante el uso de 4 tubos Shelby a 4.20 m a 5.0 m, de 7.40 m a 8.20 m, de 11.20 a 12.0 m, de profundidad. Se muestreo 3.60 m de roca volcánica fracturada tipo Basalto al final del sondeo (Ver Figura 10).

Producto del estudio de los ensayos de laboratorio y de las distintas características en las propiedades mecánicas e índice presentes a lo largo del sondeo, se propone una caracterización geotécnica que agrupa espesores de suelos con características mecánicas e índice, similares dentro de la columna estratigráfica.

Se tiene la presencia del nivel freático a la profundidad de 4.60 m por debajo del nivel del terreno natural.

Tabla 9 Caracterización geotécnica del sitio de estudio

| Unidad geotécnica | Z_i | Z_{i+1} | Δz | S.U.C.S. | Descripción | ω | N_{SPT} promedio |
|-------------------|-------|-----------|------------|----------|---|----------|--------------------|
| | (m) | (m) | (m) | | | (%) | |
| 1 | 0.00 | 1.80 | 1.80 | CL | Costra superficial. Arcilla de baja plasticidad | 21.84 | 15 |
| 2 | 1.80 | 4.50 | 2.70 | CH | Arcilla de alta plasticidad con lentes de arena | 105.12 | 6 |
| | 4.50 | 13.80 | 9.30 | | | | |
| 3 | 13.80 | 15.30 | 1.50 | SC | Arena fina arcillosa con vetas de ceniza volcánica | 101.35 | 37 |
| 4 | 15.30 | 16.80 | 1.50 | CH | Arcilla de alta plasticidad con poca arena | 38.38 | 30 |
| 5 | 16.80 | 18.60 | 1.80 | CH | Arcilla de alta plasticidad con poca arena | 136.47 | 6 |
| 6 | 18.60 | 23.40 | 4.80 | CH | Arcilla de alta plasticidad muy dura | 39.50 | 49 |
| 7 | 23.40 | 28.80 | 5.40 | CH | Arcilla de alta plasticidad | 47.55 | 30 |
| 8 | 28.80 | 31.80 | 3.00 | SC | Arena arcillosa con intercalaciones de arcilla dura | 42.08 | 50 |
| 9 | 31.80 | 35.40 | 3.60 | Ba | Roca basáltica fracturada | | 50 |

Como resultado de los ensayos de laboratorio y del sondeo utilizado para el presente estudio se presenta a continuación las propiedades geotécnicas para cada unidad estratigráfica que caracterizan el sitio.

Cabe mencionar que las propiedades mecánicas del suelo se obtuvieron de la siguiente manera:

Se consideró únicamente suelos cohesivos o puramente friccionantes, ya que no en todas las profundidades se efectuaron ensayos de resistencia, y para obtener propiedades mecánicas en los estratos donde no se obtuvo muestreo inalterado se efectuaron correlaciones con los resultados de la prueba SPT, tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

Su utilizó una correlación del número de golpes con la resistencia a la compresión simple q_u , y con este valor se obtuvo una cohesión estimada con la relación, $c=q_u/2$, para los suelos cohesivos. Para el caso de la fricción se realizó una correlación de los resultados de la prueba SPT con la compacidad relativa y a su vez

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

de esta última con el ángulo de fricción, con la ayuda de la correlación de Peck, Hanson y Thorburn. Se afinó este valor.

El módulo de elasticidad se tomó de la correlación propuesta en el libro de *Joshep Bowles*, que relaciona la consistencia y la compacidad según sea el caso, con el módulo de elasticidad a elegir.

El módulo de reacción se obtuvo con la siguiente expresión:

$$k_s = \frac{E_s}{(1 - \nu^2)} I \quad \text{Ec. 19}$$

Donde I es un factor de influencia que está en función de las características de la cimentación. De esta manera se presenta la tabla con los valores propuestos para realizar el diseño geotécnico.

El valor de coeficiente de empuje en reposo se calculó para los estratos que tienen fricción con la fórmula de Jacky ($k_0=1-\text{sen}\Phi$) y para los suelos con suelos blandos se utilizó la expresión ($k_0=\nu/(1-\nu)$).

Tabla 10 Propiedades de diseño

| Unidad geotécnica | Profundidad inicial (m) | Profundidad final (m) | Peso vol. γ (T/m ³) | Cohesión C (T/m ²) | Ángulo de fricción Φ (°) | S.U.C.S. | k_0 | E (T/m ²) | ν | K_s |
|-------------------|-------------------------|-----------------------|--|----------------------------------|-------------------------------|----------|-------|-------------------------|-------|-------|
| 1 | 0 | 1.80 | 1.60 | 10.0 | 30.00 | CL | 0.5 | 1500 | 0.30 | 2143 |
| 2 | 1.80 | 4.5 | 1.58 | 4.4 | | CH | 0.5 | 1078 | 0.45 | 1757 |
| | 4.5 | 13.8 | 1.36 | 2.8 | | | 0.5 | 955 | 0.45 | 1556 |
| 3 | 13.8 | 15.3 | 1.65 | | 37.75 | SC | 0.5 | 1000 | 0.35 | 1481 |
| 4 | 15.3 | 16.8 | 1.50 | 17.0 | | CH | 0.5 | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 5 | 16.8 | 18.6 | 1.37 | 3.1 | | CH | 0.5 | 2551 | 0.45 | 4158 |
| 6 | 18.6 | 23.4 | 1.56 | 21.3 | | CH | 0.5 | 2150 | 0.41 | 3307 |
| 7 | 23.4 | 28.8 | 1.56 | 19.6 | | CH | 0.5 | 1200 | 0.45 | 1956 |
| 8 | 28.8 | 31.8 | 1.62 | 26.3 | 41.00 | SC | 0.3 | 2280 | 0.39 | 3449 |
| 9 | 31.8 | 35.4 | 2.7 | | | Ba | | | | |

Dónde:

γ ; Peso volumétrico.

c_u ; Cohesión en condiciones no drenadas.

ϕ ; Ángulo de fricción en condiciones no drenadas.

s_u ; Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas.

E ; Módulo de Young.

ν ; Relación de *Poisson*.

K_0 ; Coeficiente de empuje en reposo.

K_s ; Módulo de reacción del subsuelo.

3.4 Esfuerzos en el sitio

A continuación se muestran los esfuerzos en la masa de suelo de acuerdo a las propiedades geotécnicas obtenidas anteriormente. Cabe hacer mención que se realizó el cálculo para condiciones hidrostáticas únicamente, debido a que no se tenían datos de algún piezómetro instalado en el sitio.

Tabla 11 Esfuerzos en la masa de suelo del sitio en estudio

N.A.F. = 4.50 m

| Unidad geotécnica | Z _i | Z _{i+1} | Δz | γ | k _o | U _h | P _v | Hidrostática | | |
|-------------------|----------------|------------------|------|--------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|
| | | | | | | | | σ _v | σ _h | σ _{h tot} |
| | (m) | (m) | (m) | (T/m3) | | (T/m3) | (T/m3) | (T/m3) | (T/m3) | (T/m3) |
| | | 0.00 | | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1 | 0.00 | 1.80 | 1.80 | 1.60 | 0.5 | 0.0 | 2.9 | 2.9 | 1.4 | 1.4 |
| 2 | 1.80 | 4.50 | 2.70 | 1.58 | 0.5 | 0.0 | 7.2 | 7.2 | 3.6 | 3.6 |
| | 4.50 | 13.80 | 9.30 | 1.36 | 0.5 | 9.3 | 19.8 | 10.5 | 5.2 | 14.5 |
| 3 | 13.80 | 15.30 | 1.50 | 1.65 | 0.5 | 10.8 | 22.3 | 11.5 | 5.7 | 16.5 |
| 4 | 15.30 | 16.80 | 1.50 | 1.50 | 0.5 | 12.3 | 24.5 | 12.2 | 6.1 | 18.4 |
| 5 | 16.80 | 18.60 | 1.80 | 1.37 | 0.5 | 14.1 | 27.0 | 12.9 | 6.4 | 20.5 |
| 6 | 18.60 | 23.40 | 4.80 | 1.56 | 0.5 | 18.9 | 34.5 | 15.6 | 7.8 | 26.7 |
| 7 | 23.40 | 28.80 | 5.40 | 1.56 | 0.5 | 24.3 | 42.9 | 18.6 | 9.3 | 33.6 |
| 8 | 28.80 | 31.80 | 3.00 | 1.62 | 0.3 | 27.3 | 47.8 | 20.5 | 7.0 | 34.3 |
| 9 | 31.80 | 35.40 | 3.60 | 2.70 | | | | | | |

En la tabla anterior se pueden observar los valores de los esfuerzos vs profundidad. Se presentan tanto los esfuerzos verticales como los horizontales, ambos casos con las condiciones hidrostáticas. En las siguientes páginas se muestran las gráficas que muestran la distribución de tales esfuerzos en función de la profundidad (ver Figura 11 y Figura 12).

Dónde:

γ; Peso volumétrico.

z_i; Cota inicial del estrato

z_{i+1}; Cota final del estrato

Δz; Espesor del estrato

K_o; Coeficiente de empuje en reposo.

U_h; Presión hidrostática

U_p; Presión hidrodinámica en caso de existir valores piezométricos

σ_v; Esfuerzo efectivo vertical

σ_h; Esfuerzo efectivo horizontal

σ_{h tot}; Esfuerzo horizontal total

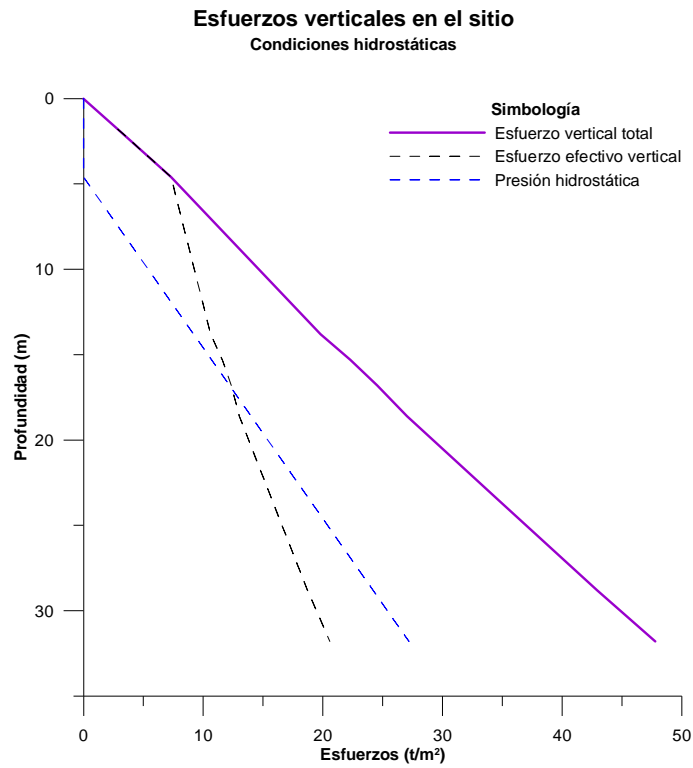


Figura 11 Esfuerzos verticales en condiciones hidrostáticas

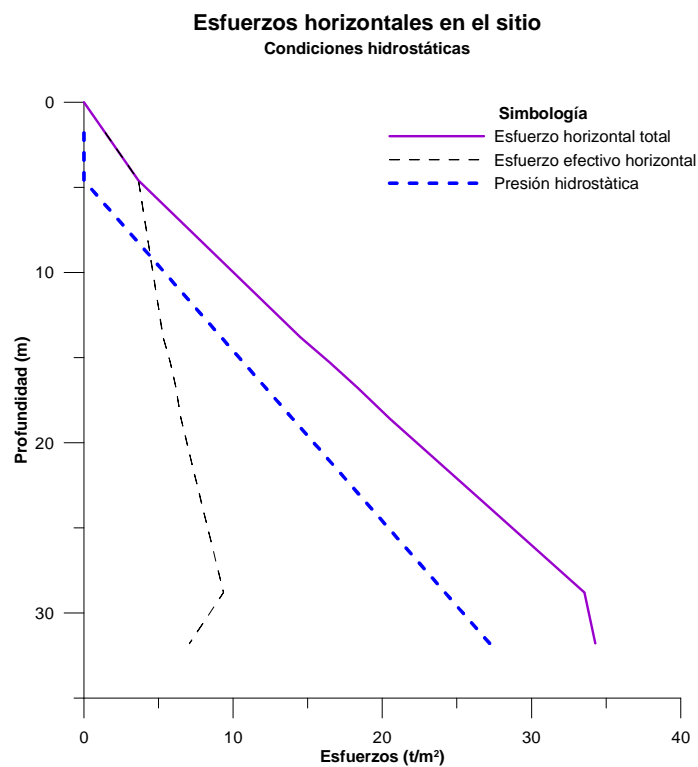


Figura 12 Esfuerzos horizontales en condiciones hidrostáticas

Condiciones geotécnicas del sitio de estudio

Debido a que no se tiene datos piezométricos para poder determinar presiones hidrodinámicas, todos los análisis de los capítulos posteriores se realizarán considerando la presión hidrostática.

4

Análisis y diseño mediante la teoría del Dr. L. Zeevaert W.

Análisis y diseño mediante la teoría del Dr. L. Zeevaert W.

En el presente capítulo se efectúa el análisis y el diseño del sistema de cimentación utilizando la teoría del Dr. L. Zeevaert. El análisis incluye en primera instancia el cajón de cimentación y posteriormente se realiza el estudio de los pilotes de fricción, finalmente se analiza el comportamiento de todo el sistema de cimentación con el terreno y la estructura, mediante el análisis de la interacción suelo estructura.

3.5 Cajón de cimentación

Antes de realizar el análisis de capacidad de carga será necesario efectuar el análisis de compensación del cajón. Este análisis se hace comparando el peso total de la estructura con el peso total del suelo excavado.

Donde:

q : La presión de contacto del edificio, que es igual al peso total de la estructura West, entre el área de contacto A , así pues se tiene lo siguiente:

$$q = \frac{W_{est}}{A} \quad Ec. 20$$

Y P_{od} es la presión total del suelo al nivel de desplante de la cimentación, esto es:

$$P_{od} = \sum_0^d \gamma_h \Delta z \quad Ec. 21$$

Se tienen las siguientes condiciones (López R., Diseño de cimentaciones compensadas, 2005):

Si $q < P_{od}$ se tiene una cimentación sobrecompensada.

Si $q = P_{od}$ se tiene una cimentación 100% compensada

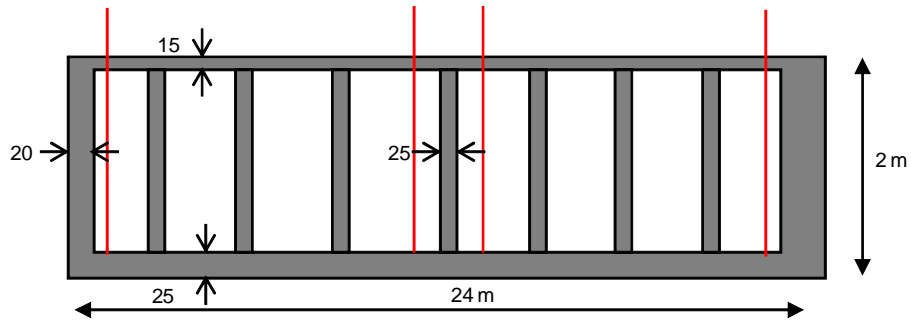
Si $q > P_{od}$ se tiene una cimentación parcialmente compensada o semicompensada

Cuando se tiene esto último se tiene un incremento neto de esfuerzos al nivel de desplante de la cimentación, se calcula como sigue:

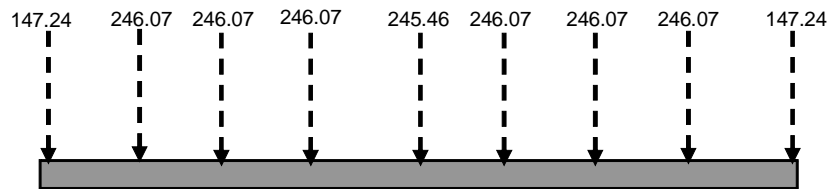
$$\Delta \sigma_d = q - P_{od} \quad Ec. 22$$

Para el caso de análisis se muestra, a continuación, toda la secuencia de cálculo:

Esquema general del cajón de cimentación con dimensiones de los muros y losas.



Fuerzas que transmite la superestructura



| | | Cantidad | Resumen |
|--------------------------------|------------|----------|-------------|
| <i>Fuerzas en los extremos</i> | 147.24 ton | 2 | 294.48 ton |
| <i>Fuerzas centrales</i> | 246.07 ton | 6 | 1476.42 ton |
| <i>Fuerza de en medio</i> | 245.46 ton | 1 | 245.46 ton |
| <i>Resultante de fuerzas</i> | | | 2016.36 ton |

Una vez calculado el peso de la estructura se calcula el peso total de la cimentación para obtener el peso total q , que actúa sobre el suelo y posteriormente evaluar el incremento de esfuerzo neto.

Peso de la cimentación

| | Espesor (cm) | L (cm) | B (cm) | Volumen (cm³) | W (Ton) |
|--|---------------------|---------------|---------------|---------------------------------|----------------|
| <i>Losa superior</i> | 15 | 2400 | 1200 | 43200000 | 103.68 |
| <i>Losa inferior</i> | 25 | 2400 | 1200 | 72000000 | 172.8 |
| <i>Trabe longitudinal</i> | 40 | 2350 | 160 | 15040000 | 36.096 |
| <i>Trabes transversales</i> | 25 | 1160 | 160 | 32480000 | 77.952 |
| <i>Muros perimetrales longitudinales</i> | 20 | 2400 | 200 | 19200000 | 46.08 |
| <i>Muros perimetrales transversales</i> | 25 | 1160 | 160 | 9280000 | 22.272 |
| <i>Sumatoria de fuerzas</i> | | | | | 458.88 Ton |

$\gamma_c = 2.40 \text{ g/cm}^3$

$W_{cim} = 458.88 \text{ ton}$

$W_{est} = 2016.36 \text{ ton}$

| | |
|-------------|--------------------|
| Suma | 2475.24 ton |
|-------------|--------------------|

Entonces se tiene lo siguiente:

$\Sigma F = 2475.24 \text{ ton}$

$A_{cim} = 288.00 \text{ m}^2$

$q = 8.595 \text{ ton/m}^2$

Del subsuelo:

$\sigma_{od} = 7.16 \text{ ton/m}^2$

NAF = 4.60 m

$U_{od} = 0.00 \text{ ton/m}^2$

$D_i = 4.50 \text{ m}$

$P_{od} = 7.16 \text{ ton/m}^2$

Incremento de esfuerzo neto:

$\Delta\sigma_d = 1.434 \text{ ton/m}^2$

Como se aprecia en la anterior secuencia de cálculo el resultado del incremento de esfuerzo neto es:

$\Delta\sigma_d = 1.43 \text{ ton/m}^2$

Con esto tenemos una cimentación semicompensada.

3.5.1 Capacidad de carga en el cajón de cimentación

La capacidad de carga por resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos, está en función de la cohesión en los estratos inferiores de la cimentación, el esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante y el factor de seguridad.

$$q_a = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{od} \quad Ec. 23$$

Donde:

c : Cohesión del suelo afectada por la superficie potencial de deslizamiento.

σ_{od} : esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante.

De esta manera se tiene que del análisis de esfuerzos del suelo presentados en capítulo 3, se tiene lo siguiente:

1a forma de cálculo:

$$q_{ad} = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{ad}$$

* Cálculo de la cohesión (promedio pesado):

$$C = \frac{\sum C_i * z_i}{\sum z_i}$$

C = 11.140 ton/m2
F.S. = 3.00
σ_{ad} = 7.2 ton/m2

| z _i (m) | z _{i+1} (m) | Δz (m) | c (t/m ²) | Δz*c |
|-----------------------|-------------------------|-----------|--------------------------|-------|
| 0 | 2 | 2 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 4.5 | 2.5 | 4.4 | 10.9 |
| 4.5 | 13.8 | 9.3 | 2.8 | 25.7 |
| 13.8 | 15.3 | 1.5 | 0.0 | 0.0 |
| 15.3 | 16.8 | 1.5 | 17.0 | 25.5 |
| 16.8 | 18.6 | 1.8 | 3.1 | 5.6 |
| 18.6 | 23.4 | 4.8 | 21.3 | 102.0 |
| 23.4 | 28.8 | 5.4 | 19.6 | 105.6 |
| 28.8 | 31.8 | 3 | 26.3 | 79.0 |
| 31.8 | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

q_{ad} = 28.3 ton/m2

p - u = 7.2 ton/m2

Entonces : La cap. De carga es admisible

Cómo se aprecia en el anterior cálculo la capacidad de carga admisible ya que es mayor al esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante:

$$q_a = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{od} = 28.3 \text{ ton/m}^2$$

Como cálculo verificable se hace este cálculo con el criterio de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal. Este cálculo se muestra a continuación.

2a forma de cálculo (NTCDF):

$$\sum \frac{Q^* F_c}{A} \leq q_a = C * N_c * F_R + P_{od}$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

F_c = 1.4 (Condiciones estáticas de carga)

1.1 (Condiciones accidentales)

F_r = 0.7

DATOS:

B = 12.00 m

L = 24.00 m

D = 4.50 m

CÁLCULOS:

N_c = 6.264

Se verifica la desigualdad:

12.032 ton/m² < 56.011 ton/m²

La cap. de carga es admisible

Cómo se observa, se verifica que la capacidad de carga es admisible.

3.5.2 Cálculo de deformaciones

3.5.2.1 Deformaciones inmediatas: expansión, re-compresión y asentamientos diferidos

Las deformaciones que se manifiestan en el subsuelo a nivel de desplante de la cimentación se presentan en diferentes etapas debido a que a medida que se altera el estado de esfuerzos en la masa de suelo como resultado de las distintas etapas de excavación y construcción de la cimentación. De esta manera se tiene que se presenta una primera deformación por expansión como resultado del alivio de esfuerzos al realizar la excavación y retirar peso a nivel de desplante de la cimentación. Posteriormente se presenta una deformación por re-compresión al desplantar la propia cimentación y la estructura con lo cual se tienen deformaciones diferidas. Adicionalmente en el momento que se construye la cimentación y la estructura comienza a ocurrir la deformación por consolidación primaria resultado de la carga por compresión neta, debido a que es una cimentación semicompensada la cual transmite un esfuerzo neto a la masa de suelo. Esta deformación se va desarrollando con el tiempo, por lo cual se debe sumar a la deformación por recompresión.

Expansión

Se tiene que la expansión que sufre un estrato de suelo por alivio de esfuerzos $\Delta\sigma_{exc}$ es (López R., Diseño de cimentaciones compensadas, 2005):

$$\delta_e = (\rho_e M_e) d \Delta\sigma_{exc} \quad Ec. 24$$

Donde:

ρ_e : factor de expansión, igual a $(\Delta\sigma_{exc}/\sigma_o)^{c-1}$, para la arcilla de México $c \sim 1.5$.

M_e : módulo de respuesta elástica del suelo, obtenido mediante pruebas de compresión simple con ciclos de histéresis.

A continuación se presenta a continuación el análisis para el cálculo de las deformaciones por expansión:

Tabla 12 Tabla auxiliar para el cálculo de deformaciones por expansión

NAF = 4.50 m

| Hidrostáticas | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|--------------|------------------|-------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|----------------------------------|-------------------------|---|---|----------|------------------------------------|--------------------------|
| Est. | z_i (m) | z_{i+1} (m) | Δz (m) | γ t/cm ³ | σ_o (t/m ²) | U_o (t/m ²) | U_i (t/m ²) | ΔU (t/m ²) | P (t/m ²) | σ' (t/m ²) | I_z m ² | $\bar{\sigma}_o$ (t/m ²) | $\Delta\sigma_{exc}$ (t/m ²) | ρ_e | M_{e_o} (cm ² /kg) | $\Delta\delta_e$ (cm) |
| | 0 | 0 | 0 | | 0 | | | | 0 | | | | | | | |
| | 0 | 2 | 2 | 1.6 | 3.2 | 0 | 0 | 0 | 3.2 | | 0.943 | 0.00 | | | | |
| | 2 | 4.5 | 2.5 | 1.6 | 7.2 | 0 | 0 | 0 | 7.2 | 7.1533 | 0.999 | 0.01 | 7.1533 | 0.9995 | | 0 |
| | 4.5 | 13.8 | 9.3 | 1.4 | 10.5 | 0 | 9.2 | 9.3 | 19.8 | 5.9719 | 0.834 | 4.53 | 5.9719 | 0.754134 | 0.03556 | 14.89369 |
| | 13.8 | 15.3 | 1.5 | 1.7 | 11.5 | 9.2 | 10.7 | 10.8 | 22.3 | 5.4133 | 0.756 | 6.06 | 5.4133 | 0.686824 | 0.03556 | 1.983187 |
| | 15.3 | 16.8 | 1.5 | 1.5 | 12.2 | 10.7 | 12.2 | 12.3 | 24.5 | 4.8548 | 0.678 | 7.37 | 4.8548 | 0.63016 | 0.03556 | 1.631842 |
| | 16.8 | 18.6 | 1.8 | 1.4 | 12.9 | 12.2 | 14 | 14.1 | 27.0 | 4.239 | 0.592 | 8.66 | 4.2390 | 0.57327 | 0.00392 | 0.171468 |
| | 18.6 | 23.4 | 4.8 | 1.6 | 15.6 | 14 | 18.8 | 18.9 | 34.5 | 2.943 | 0.411 | 12.63 | 2.9430 | 0.43472 | 0.00392 | 0.240724 |
| | 23.4 | 28.8 | 5.4 | 1.6 | 18.6 | 18.8 | 24.2 | 24.3 | 42.9 | 2.0092 | 0.281 | 16.59 | 2.0092 | 0.32870 | 0.00392 | 0.1398 |
| | 28.8 | 31.8 | 3 | 1.6 | 20.5 | 24.2 | 27.2 | 27.3 | 47.8 | 1.6541 | 0.231 | 18.81 | 1.6541 | 0.28427 | 0.00392 | 0.055296 |
| | 31.8 | 35.4 | 3.6 | 2.7 | | 27.2 | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |

Profundidad de desplante

$\Sigma \delta_e = 19.12 \text{ cm}$

Para calcular las expansiones por excavación, se tiene lo siguiente:

Factor de expansión:

$$\rho_e = (\Delta\sigma_{exc} / \sigma_o)^{0.5}$$

La deformación por expansión es:

$$\Delta\delta_i = (\rho_e M_{e_o} d \Delta\sigma_{exc})_i$$

Se aprecia en la anterior tabla que se realiza el cálculo en todos los estratos y al final se suma las deformaciones por estratos debidos a la expansión dando el resultado de:

$$\delta_e = (\rho_e M_e) d \Delta \sigma_{exc} = 19.12 \text{ cm}$$

En la siguiente gráfica se muestran los esfuerzos con la profundidad con la gráfica de esfuerzos efectivos después de excavar (ver Figura 13).

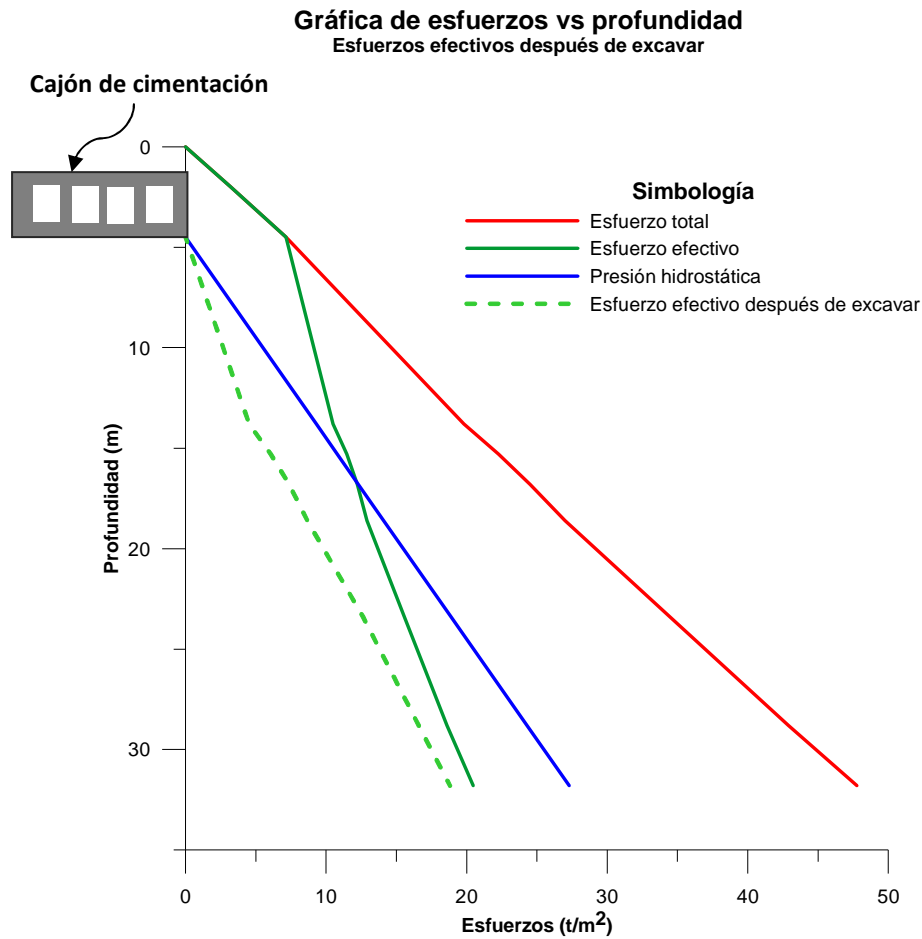


Figura 13 Esfuerzos verticales en el sitio y esfuerzo efectivo después de excavar

Hundimientos por recompresión

Los hundimientos por recompresión que ocurren a través del tiempo se analizan de acuerdo a la teoría de consolidación de Terzaghi y la de viscosidad intergranular de Zeevaert, mediante la siguiente ecuación (López R., Diseño de cimentaciones compensadas, 2005):

$$(\delta_t)_{rc} = \sum \rho_c m_v d \Delta \sigma_{exc} \{F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)\} \quad Ec. 25$$

Donde:

ρ_c , está dado en forma aproximada por la expresión: $\rho_c = (\Delta \sigma_{exc} / \sigma_o)^c$

m_v , es el módulo de compresibilidad volumétrica de la teoría de consolidación de Terzaghi

$F(T_v)$, es la función tiempo de Terzaghi

β , es la relación entre el módulo de compresibilidad volumétrica de la teoría de la viscosidad intergranular de Zeevaert y el módulo m_v

ξ , es el factor tiempo de retardamiento de la teoría de viscosidad intergranular

La expresión anterior puede escribirse de forma simplificada como:

$$(\delta_t)_{rc} = \alpha_{rc} \Delta \sigma_{exc} \quad Ec. 26$$

Se muestra a continuación el análisis para el cálculo de las deformaciones por recompresión:

De acuerdo a las expresiones mostradas anteriormente se realiza la siguiente tabla de cálculo:

Tabla 14 Tabla auxiliar para el cálculo de deformaciones por compresión neta

$\gamma_w = 0.001 \text{ kg/cm}^3$
 $\Delta\sigma_d = 0.143 \text{ kg/cm}^2$
 NAF = 4.50 m

| Est. | z_i (m) | z_{i+1} (m) | Δz (m) | γ t/cm ³ | Hidrostáticas | | | | ΔU (t/m ²) | P (t/m ²) | I_z m ² | M_w (cm ² /kg) | β | ξ | t [años] | Tv | F(Tv) | Z(Tv) | F+Z | $\Delta\sigma_c$ (kg/cm ²) | $\Delta\delta_c$ (cm) |
|------|--------------|------------------|-------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|-------------------------|--------------------------------|---------|-------|----------|-----|--------|--------|--------|---|--------------------------|
| | | | | | σ_c (t/m ²) | U_c (t/m ²) | U_i (t/m ²) | U_{i+1} (t/m ²) | | | | | | | | | | | | | |
| | 0 | 0 | 0 | | 0 | | | | 0 | | | | | | | | | | | | |
| | 0 | 2 | 2 | 1.6 | 3.2 | 0 | 0 | 0 | 3.2 | 0.9434 | | | | | | | | | | | |
| | 2 | 4.5 | 2.5 | 1.6 | 7.2 | 0 | 0 | 0 | 7.2 | 0.999 | | | | | | | | | | | |
| | 4.5 | 13.8 | 9.3 | 1.4 | 10.5 | 0 | 9.2 | 9.3 | 19.8 | 0.834 | 0.0300 | 0.60 | 5.0 | 30.0 | 36.5 | 1.0 | 1.3579 | 2.3579 | 0.1193 | 7.84574 | |
| | 13.8 | 15.3 | 1.5 | 1.7 | 11.5 | 9.2 | 10.7 | 10.8 | 22.3 | 0.756 | 0.0300 | 0.23 | 5.0 | 30.0 | 72743.0 | 1.0 | 1.2790 | 2.2790 | 0.1081 | 1.10869 | |
| | 15.3 | 16.8 | 1.5 | 1.5 | 12.2 | 10.7 | 12.2 | 12.3 | 24.5 | 0.678 | 0.0800 | 0.30 | 5.0 | 30.0 | 525.6 | 1.0 | 1.0259 | 2.0259 | 0.0970 | 2.35707 | |
| | 16.8 | 18.6 | 1.8 | 1.4 | 12.9 | 12.2 | 14 | 14.1 | 27.0 | 0.592 | 0.0800 | 0.30 | 5.0 | 30.0 | 12045.0 | 1.0 | 1.4339 | 2.4339 | 0.0847 | 2.96708 | |
| | 18.6 | 23.4 | 4.8 | 1.6 | 15.6 | 14 | 18.8 | 18.9 | 34.5 | 0.411 | 0.0800 | 0.30 | 5.0 | 30.0 | 51.3 | 1.0 | 0.7233 | 1.7233 | 0.0588 | 3.88930 | |
| | 23.4 | 28.8 | 5.4 | 1.6 | 18.6 | 18.8 | 24.2 | 24.3 | 42.9 | 0.2806 | 0.0800 | 0.32 | 5.0 | 30.0 | 40.6 | 1.0 | 0.7389 | 1.7389 | 0.0401 | 3.01432 | |
| | 28.8 | 31.8 | 3 | 1.6 | 20.5 | 24.2 | 27.2 | 27.3 | 47.8 | 0.231 | 0.0800 | 0.33 | 5.0 | 30.0 | 131.4 | 1.0 | 0.9300 | 1.9300 | 0.0330 | 1.53010 | |
| | 31.8 | 35.4 | 3.6 | 2.7 | | 27.2 | | | | | | | | | | | | | | | |

Profundidad de desplante

$\Sigma \delta_c = 22.71 \text{ cm}$

Para calcular las deformaciones por compresión neta, se tiene lo siguiente:

La deformación por compresión neta es:

$$(\delta_t)_c = \sum m_w d \Delta\sigma_z (F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v))$$

Se aprecia en la anterior tabla que se realiza el cálculo en todos los estratos y al final se suma las deformaciones por estratos debidos al fenómeno de compresión neta para un tiempo de construcción de un año, se obtiene el resultado del resultado de:

$$(\delta_t)_c = \alpha_c \Delta\sigma_z = 22.71 \text{ cm}$$

Resumen de deformaciones utilizando únicamente el cajón de cimentación

Como resultado de las deformaciones por recompresión y por compresión neta se tiene que el hundimiento total será entonces:

$$\delta_t = (\delta_t)_{rc} + (\delta_t)_c = 41.22 \text{ cm}$$

El total de deformaciones será la diferencia de los hundimientos y la deformación por expansión:

$$\delta_t = (\delta_t)_{rc} + (\delta_t)_c - \delta_e = 22.1 \text{ cm}$$

Cálculo de deformaciones por incremento neto de esfuerzos utilizando pilotes de fricción

Las anteriores deformaciones se presentarán bajo la condición de tener el cajón como elemento de cimentación, sin embargo se proponen los pilotes como elementos que trabajaran bajo fricción positiva para reducir asentamientos, por lo que se recalcularán las deformaciones por el incremento neto de esfuerzos con el efecto de los pilotes se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta_z = \sum m_{vi}(\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z \quad Ec. 29$$

Donde:

m_{vi} , es el módulo de compresibilidad volumétrica unitario del suelo, obtenido de pruebas de consolidación en el odómetro.

σ_{oi}, σ_i ; esfuerzo efectivo original y final después de construido el edificio.

Se muestra, en la siguiente tabla, el cálculo para las deformaciones por compresión neta utilizando los pilotes de fricción. Cómo se puede apreciar en el resultado de las deformaciones se tiene que la reducción de asentamientos por el uso de los pilotes de fricción es evidente, al reducirlos a sólo 5 cm.

Se aprecia en la tabla que se realiza el cálculo en todos los estratos y al final se suma las deformaciones por estratos debidos al fenómeno de compresión neta para un tiempo de construcción de un año, se obtiene el resultado de:

$$\delta_z = \sum m_{vi}(\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z = 4.98 \text{ cm}$$

Tabla 15 Tabla auxiliar para el cálculo de deformaciones por compresión neta utilizando pilotes de fricción

| z_i (m) | z_{i+1} (m) | prof m | Δz (m) | σ_{oi} ton/m2 | σ_i ton/m2 | σ_p ton/m2 | $\Delta \sigma_z$ (kg/cm ²) | m_v (cm ² /kg) | δ_z (cm) |
|--------------|------------------|-----------|-------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|--|--------------------------------|-----------------|
| 0 | 0 | 0 | | 0 | | | | | |
| 0 | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 7.20 | 2.7 | | | 0.03 | |
| 4.5 | 5.5 | 5.5 | 1.0 | 7.60 | 3.3336 | | | 0.03 | |
| 5.5 | 6.5 | 6.5 | 1.0 | 8.00 | 4.0973 | | | 0.03 | |
| 6.5 | 13.8 | 13.8 | 7.3 | 10.92 | 9.4559 | | | 0.03 | |
| 13.8 | 14.8 | 14.8 | 1.0 | 11.62 | 10.4336 | | | 0.03 | |
| 14.8 | 15.3 | 15.3 | 0.5 | 11.97 | 12.9493 | | | 0.08 | |
| 15.3 | 16.8 | 16.8 | 1.5 | 12.72 | 14.2583 | | 0.1538 | 0.08 | 0.92300416 |
| 16.8 | 17.8 | 17.8 | 1.0 | 13.12 | 15.0064 | | 0.1886 | 0.08 | 0.75457645 |
| 17.8 | 19.8 | 19.8 | 2.0 | 13.92 | 18.0504 | 18.0611 | 0.4130 | 0.08 | 3.30433051 |
| 19.8 | 20.8 | 20.8 | 1.0 | 14.52 | | 18.7596 | | 0.08 | |
| 20.8 | 21.8 | 21.8 | 1.0 | 15.12 | | 19.4365 | | 0.08 | |
| 21.8 | 22.8 | 22.8 | 1.0 | 15.72 | | 20.0925 | | 0.08 | |
| 22.8 | 23.4 | 23.4 | 0.6 | 16.32 | | 20.7164 | | 0.08 | |
| 23.4 | 24.4 | 24.4 | 1.0 | 16.92 | | 21.3407 | | 0.08 | |
| 24.4 | 28.8 | 28.8 | 4.4 | 19.32 | | 23.6427 | | 0.08 | |
| 28.8 | 29.8 | 29.8 | 1.0 | 19.92 | | 24.1815 | | 0.08 | |
| 29.8 | 30.8 | 30.8 | 1.0 | 20.52 | | 24.7091 | | 0.08 | |
| 30.8 | 31.8 | 31.8 | 1.0 | 21.82 | | 25.9271 | | 0.08 | |
| 31.8 | 35.4 | 35.4 | 3.6 | 24.62 | | 28.3756 | | 0.08 | |
| 35.4 | 40 | 40 | 4.6 | 27.84 | | 31.0913 | | 0.08 | |
| 40 | -- | -- | -- | | | | | | |
| | | | | | | | | | 4.98 cm |

Para calcular las deformaciones por compresión neta, se tiene lo siguiente:

La deformación por compresión neta utilizando pilotes de fricción se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta_z = \sum m_{vi} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z$$

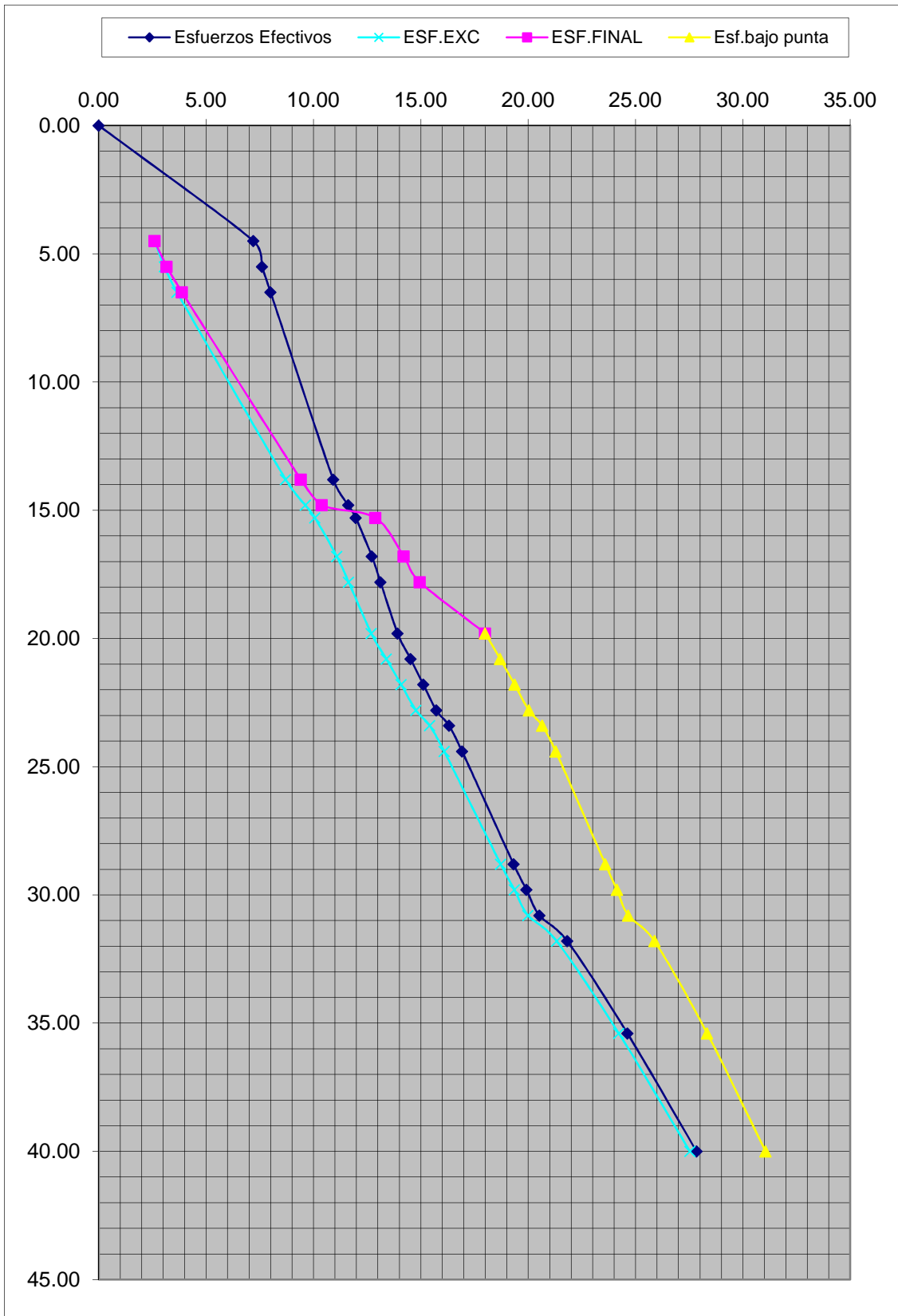


Figura 14 Gráfica de esfuerzos debido a la excavación y los pilotes de fricción

Resumen de deformaciones utilizando el cajón de cimentación y pilotes de fricción

Como resultado de las deformaciones por recompresión y por compresión neta se tiene que el hundimiento total será entonces:

$$\delta_t = (\delta_t)_{rc} + (\delta_t)_c = 23.63 \text{ cm}$$

El total de deformaciones será la diferencia de los hundimientos y la deformación por expansión:

$$\delta_t = (\delta_t)_{rc} + (\delta_t)_c - \delta_e = 4.51 \text{ cm}$$

De todas las deformaciones calculadas anteriormente se presenta la siguiente tabla resumen:

Tabla 16 Tabla resumen de deformaciones

| | | <i>Sin pilotes</i> | <i>Con pilotes</i> |
|------------------|----------------------|------------------------|------------------------|
| Expansión | Re compresión | Compresión neta | Compresión neta |
| (cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 19.116 | 18.649 | 22.712 | 4.982 |

Deformaciones totales sin pilotes = 22.25 cm

Deformaciones totales con pilotes = 4.51 cm

Como puede apreciarse en los resultados el uso de pilotes de fricción para disminuir hundimientos se justifica, debido a que las deformaciones por compresión neta se reducen considerablemente. Para este caso se utilizaron 24 pilotes de fricción. El cálculo detallado de se muestra en los siguientes subcapítulos.

3.5.2.2 Consolidación secundaria

La consolidación secundaria fue tomada en cuenta en los análisis de deformaciones, en todos los casos ya que la teoría de Zeevaert (cómo se puede observar en las expresiones) muestra que la consolidación primaria y la secundaria se dan simultáneamente a través del tiempo. En gran parte de la vida útil estos dos fenómenos están interactuando.

3.5.3 Análisis de la excavación

En este subtema se muestra los análisis y revisiones que hay que realizar en las excavaciones, durante los trabajos de construcción del cajón de cimentación, es fundamental efectuar estos estudios para garantizar la seguridad durante la construcción y además garantizar un buen comportamiento de la estructura y cimentación durante su vida útil.

3.5.3.1 Estabilidad de los cortes de la excavación

Durante los trabajos de excavación para alojar la cimentación es obvio que se requiere realizar excavaciones profundas y/o semiprofundas que deben llegar hasta el nivel de desplante del cajón de cimentación, cuando la construcción está en una zona aislada donde no existan construcciones vecinas cercanas es muy factible realizar la excavación con taludes, es decir, mediante cortes verticales o con algún tipo de pendiente. Esta, pendiente se puede hallar mediante un análisis de estabilidad de taludes, considerando la sobrecarga y las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas del sitio. Sin embargo para el caso de estudio se está considerando que existen construcciones colindantes y por lo cual no se deberá garantizar que no habrá afectaciones a estas construcciones vecinas. Dada esta condición no se hará el análisis de estabilidad de taludes, debido a que la excavación se deberá realizar mediante cortes apuntalados mediante tablestaca y puntales. Se considera para este caso utilizar tablestaca metálica tipo "Z". Los análisis para calcular este sistema de contención se muestran en el subtema siguiente.

3.5.3.2 Empuje de tierras sobre ademes y tablestacas

Para poder construir el cajón de cimentación a la profundidad definida por el diseño, es claro que deben realizarse, en la mayoría de los casos excavaciones semiprofundas, por lo tanto es necesario diseñar el sistema de excavación más apropiado. En este caso, como se mencionó en el subtema anterior es necesario realizar cortes verticales apuntalados, mediante un sistema de contención. En este caso se propone utilizar tablestaca metálica para contener las paredes verticales de la excavación además de plantea un sistema de apuntalamiento con dos niveles de puntales como se muestra en el esquema siguiente:

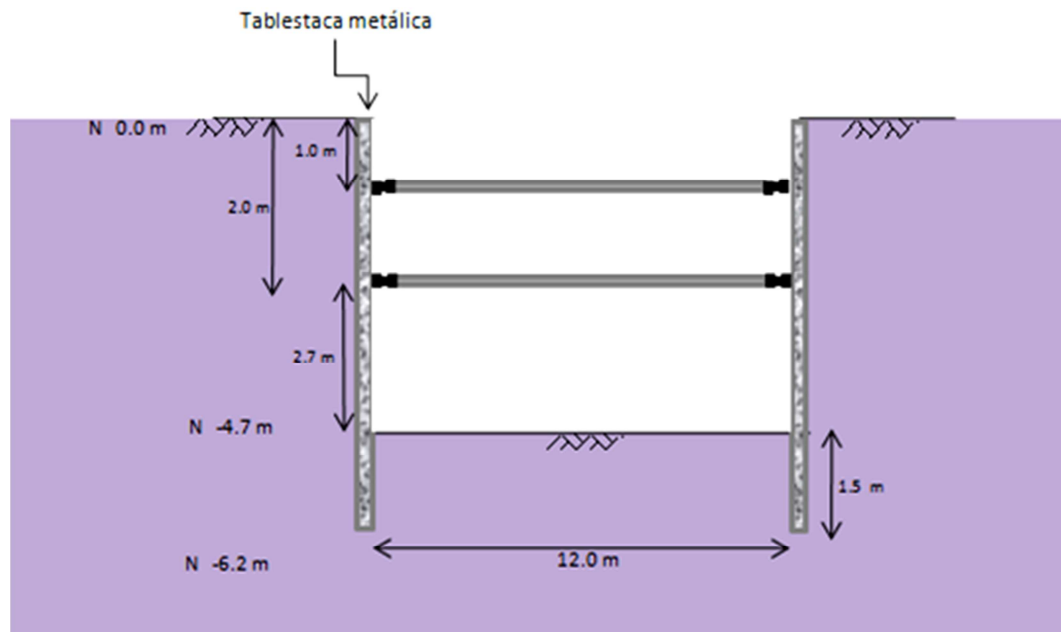


Figura 15 Arreglo general del sistema de contención para la excavación

(López R., 2007) Escribió lo siguiente: Para diseñar los elementos de apuntalamiento es necesario conocer los empujes de tierra y las presiones de agua del subsuelo sobre la ataguía o tablestaca. Un procedimiento racional para calcular los empujes es el uso de la teoría de Rankine de estados activo y pasivo en combinación con el concepto Terzaghi-Peck (T-P) para muros de contención que no ceden (p.2).

La presión activa cuando la ataguía gira y se desarrolla la resistencia última al esfuerzo cortante puede calcularse con la expresión:

$$P_z = -\frac{2c}{\sqrt{N_{\phi z}}} + \frac{1}{N_{\phi z}} [\sum_1^z \gamma \cdot z + q - u_z] \quad \text{Ec. 30}$$

Donde q representa una sobrecarga aplicada en la superficie del suelo; γ es el peso volumétrico medio para cada estrato de espesor Δz y U_z es la presión hidráulica a la profundidad z.

Además:

$$N_{\phi z} = \frac{1 + \sin \phi z}{1 - \sin \phi z} = \tan^2(45 + \phi/2)$$

En la siguiente figura se muestra esquemáticamente la distribución de empujes:

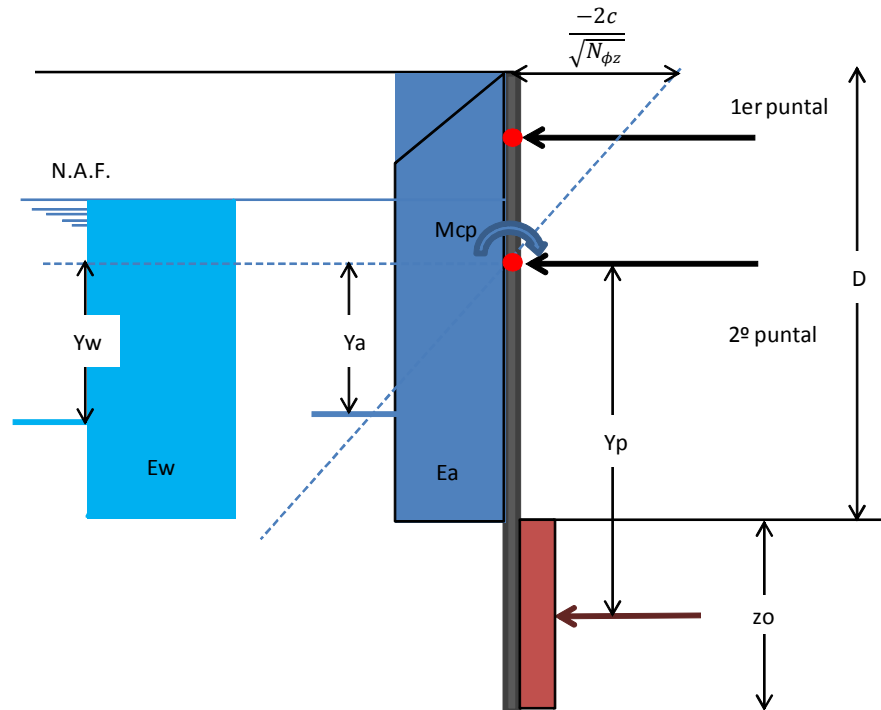


Figura 16 Presiones de tierra y elementos mecánicos actuando en la tablestaca

Para el cálculo de la profundidad de empotre de la tablestaca se hace la suposición que en el penúltimo nivel de puntales se forma una articulación plástica, donde la tablestaca tiende a girar.

En la parte empotrada de la atagüa se desarrolla empuje pasivo por el lado interno de la excavación. El cual puede estimarse con la siguiente expresión:

$$E_p = \left[2c_z \sqrt{N_{\phi z}} + N_{\phi z} \left(\sum_D^z \gamma \Delta_z - u_z \right) \right] \Delta_z \quad \text{Ec. 31}$$

El factor de seguridad puede calcularse comparando la resistencia del suelo con el empuje total E'_p , el cual puede calcularse con la expresión:

$$E'_p = \frac{E_a y_a + E_w y_w - M_p}{y_p} \quad \text{Ec. 32}$$

Donde, E_a es el empuje activo calculado a partir del nivel donde se desarrolla la articulación plástica en la atagüa, U es el empuje hidrostático y M_p es el momento plástico que puede tomar la tablestaca.

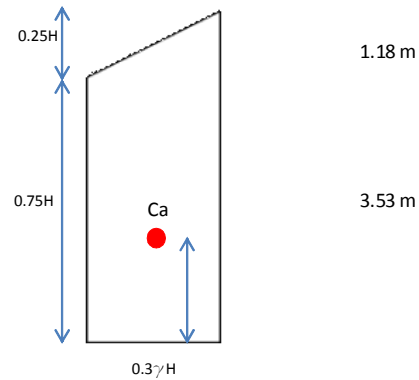
El factor de seguridad se calcula con la expresión:

$$F_s = \frac{E_p}{E'_p} \geq 1.5$$

De acuerdo a lo anterior mencionado se presenta el cálculo del problema en cuestión:

Datos de entrada:

| | |
|--------------|-----------------------|
| $Z_o =$ | 1.00 m |
| $D =$ | 4.70 m |
| $NAF =$ | 4.50 m |
| $hw =$ | 0.20 m |
| $k_a =$ | 0.733 |
| $E_r =$ | 1.57 t/m ² |
| 1er nivel = | 1.00 m |
| 2º nivel = | 2.00 m |
| $C_a =$ | 2.36 m |
| $C_w =$ | 0.07 m |
| $E_a =$ | 6.47 t |
| $E_w =$ | 0.02 t |
| $E_p =$ | 6.96 t |
| $\gamma_a =$ | 0.34 m |
| $\gamma_w =$ | 0.13 m |
| $\gamma_p =$ | 3.20 m |
| $M_p =$ | 1.00 t-m |
| $E'_p =$ | 0.381491755 |



FS = 18.2441689

Es admisible

Como puede apreciarse el factor de seguridad es admisible, el cual da un valor muy superior al mínimo que es de 1.5.

$$F_s = \frac{E_p}{E'_p} = 18.2$$

El hecho de que el factor de seguridad sea tan alto se debe a que el nivel freático se encuentra prácticamente al nivel de la excavación por lo cual no aporta un empuje hidrostático por arriba de la excavación, lo cual se manifiesta en un empuje activo efectivo únicamente.

3.5.3.3 Falla de fondo

Se presenta el análisis de falla de fondo de la excavación, el cual consiste en revisar que el fondo de la excavación no falle por flujo plástico, es decir se compara la capacidad de carga contra la sobrecarga y el esfuerzo al nivel de desplante de la cimentación y se verifica el factor de seguridad, el cual deberá ser mayor o igual a 1.5.

Con las condiciones dadas se revisa esta situación, como sigue.

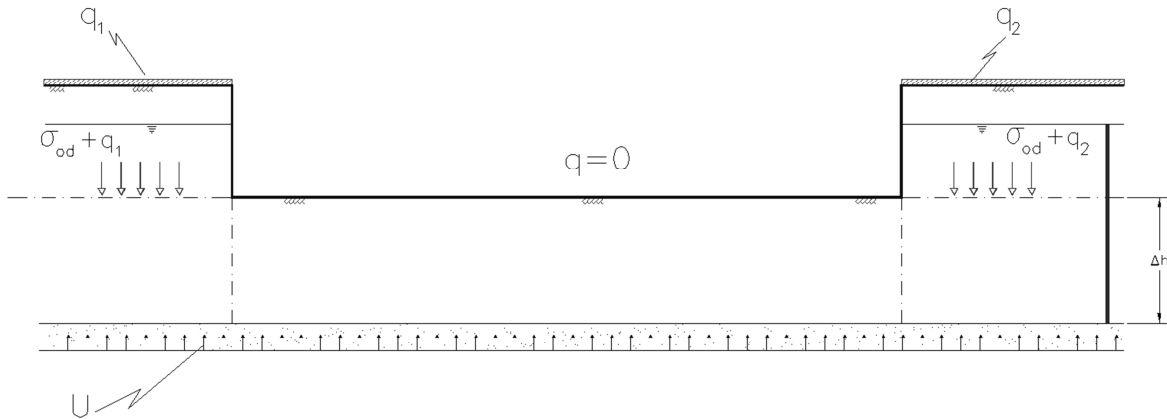


Figura 17 Falla de fondo por flujo plástico

a) Falla de fondo por flujo plástico:

El factor de seguridad está dado por la expresión:

$$F.S. = \frac{5.7C}{q_s + \sigma_{od}}$$

Donde q_s es la sobrecarga

Solución:

$$\begin{aligned} q_s &= 1.50 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_{od} &= 7.16 \text{ ton/m}^2 \\ C &= 11.14 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$F.S. = 7.332$$

Es admisible

Se observa que la revisión por falla de fondo, el factor de seguridad es mucho mayor a 1.5, por lo cual la excavación es estable.

3.5.3.4 Falla por sub-presión

La falla por subpresión se efectúa revisando la presión hidráulica ejercida sobre el fondo de la excavación a nivel de desplante debida a la presión hidráulica que se presenta hasta la profundidad en el estrato drenante y se compara con la presión ejercida por el peso del suelo por encima del estrato drenante. Se puede hacer referencia a la Figura 17.

Se muestra a continuación el resultado del análisis:

b) Falla de fondo por subpresión:

$$\Delta H * \gamma_h \geq h_w * \gamma_w = u$$

| | | | |
|--------------|-------------------------|---|-------------------------|
| | 14.7 | > | 10.8 |
| $\Delta H =$ | 9.30 m | | |
| $\gamma^h =$ | 1.58 ton/m ³ | | No es necesario bombear |
| $h_w =$ | 10.80 m | | |
| $\gamma^w =$ | 1.00 ton/m ³ | | |

Como se observa en el resultado de la comparación entre la presión hidráulica actuante hasta la profundidad del estrato drenante, y la presión debida a la columna de suelo por encima del estrato drenante, el resultado es que no es necesario bombear. Aquí hay que hacer notar que el nivel freático comienza justo donde está el nivel de desplante por lo cual no habría problema con la subpresión, sin embargo para garantizar que se trabaje siempre en seco se recomienda mantener el nivel freático al menos un metro por debajo del nivel máximo de excavación por lo cual sí no se quiere realizar bombeo semi profundo y adicionalmente se recomienda utilizar bombeo de achique.

3.6 Pilotes de fricción

Como se mencionó anteriormente al realizar el análisis únicamente considerando cajón de cimentación, se determinó que el asentamiento esperado era ligeramente superior al límite que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Este asentamiento calculado resultó de 16 cm, y el RCDF, permite 15 cm para construcciones colindantes. Debido a que no cumple por deformaciones (Estado límite de servicio), se decide utilizar pilotes de fricción para reducir asentamientos. El diseño de este tipo de cimentaciones también se le conoce como cimentación mixta ya consiste en utilizar el cajón de cimentación más los pilotes de fricción para reducción de asentamientos.

3.6.1 Capacidad de carga por punta y por fricción lateral

Se reproduce textualmente lo que comenta Germán López Rincón, en uno de sus textos el cual menciona lo siguiente:

En términos generales el diseño de una cimentación con pilotes de fricción se lleva a cabo mediante las siguientes reglas básicas:

- a) La carga total del edificio la toman los pilotes y el suelo a nivel de desplante del cajón de cimentación. La relación de carga entre el pilote y el suelo deberá estar entre 1 y 4, esto es:

$$1 < R_q < 4$$

Donde:

$$R_q = W_f / W_a$$

W_f : carga que toman los pilotes

W_a : carga que toma el suelo

W_e : $W_a + W_f$: carga total del edificio descontando la subpresión del agua a nivel de desplante.

Para suelos normalmente consolidados, esto es, para $\sigma_o = \sigma_b$, el valor de R_q estará cercano a 4, mientras que para suelos preconsolidados o del tipo preconsolidado, en donde $\sigma_b > \sigma_o$, el valor de R_q puede estar cercano a la unidad. En este caso se entiende que los pilotes y el suelo toman aproximadamente la misma carga.

- b) Los pilotes de fricción se calculan para que trabajen a su capacidad última; esto significa que estarán penetrando continuamente en la masa del suelo.

La capacidad última de carga de los pilotes puede estimarse con suficiente precisión por medio de la expresión:

$$Q_u = \sum (0.3q_u)w\Delta z + a_p\sigma_b \quad Ec. 33$$

Donde:

El primer término del segundo miembro representa la capacidad última por fricción y el segundo término la capacidad por punta del pilote, además:

q_u : resistencia del suelo en compresión no confinada o compresión simple

w : Perímetro efectivo donde se desarrolla la fricción = $1.1 (\pi d_o)$; d_o es el diámetro equivalente del pilote

Δz : espesor del estrato

a_p : área de la sección transversal del pilote en la punta

σ_b : esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación

- c) Debido a que los pilotes están trabajando a su capacidad última por fricción, la estabilidad de la cimentación se obtiene por contacto entre el cajón de cimentación y el suelo. La capacidad de carga al nivel de desplante del cajón puede calcularse, de acuerdo con Terzaghi, con la siguiente expresión:

$$q_a = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{od} \quad Ec. 34$$

donde

q_a : capacidad admisible de carga, en ton/m²

c_a : cohesión media del suelo, tomando en cuenta todos los estratos afectados por la superficie potencial de deslizamiento.

- d) Los movimientos verticales de la cimentación, expansión y hundimientos, se calculan con base en el cambio de esfuerzos producido por la excavación al construir la cimentación y por el incremento de esfuerzos debido a la fricción positiva.

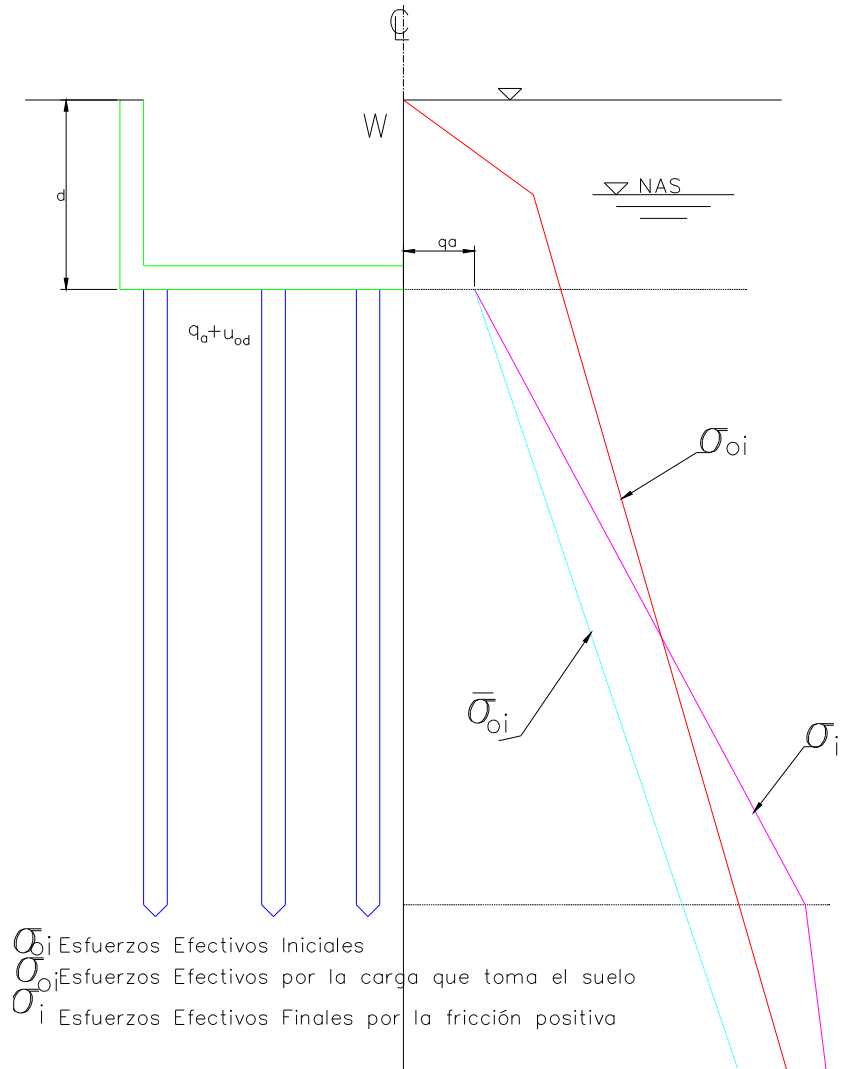


Figura 18 Esfuerzos efectivos con pilotes de fricción (López R., 2005)

3.6.2 Estado límite de falla

Se realizó el análisis de capacidad de carga por punta y fricción utilizando una hoja de cálculo llamada *fripil*, desarrollada por el ingeniero Germán López Rincón. Esta herramienta de cálculo está basada en la teoría anteriormente mencionada donde se evalúa la capacidad por fricción en el fuste del pilote, así como la capacidad de carga por punta. A continuación se muestra el cálculo y análisis, para las condiciones dadas en el proyecto utilizado en este trabajo:

Tabla 17 Capacidad de carga de pilotes de fricción (López R., 2005)

EJEMPLO DE CALCULO DE CIMENTACION SEMICOMPENSADA CON PILOTES DE FRICCION

CONDICION A LARGO PLAZO

| | | | | |
|----------------------------------|--|-------|--------|--|
| INFORMACION DEL PROBLEMA: | Esfzo efect al nivel de desplante= | 7.20 | ton/m2 | |
| AREA DE EXCAVACION: | Nivel freático: | 4.50 | m | los pilotes se dejan a 1.00 m de la orilla |
| ANCHO= 12.000 m | presión total= | 7.16 | ton/m2 | por lo tanto la separación será: |
| LARGO= 24.000 m | peso total edificio= | 8.60 | ton/m2 | |
| DISTRIBUCION DE PILOTES UNIFORME | presión efectiva de contacto= | 8.60 | ton/m2 | sep x = 4.400 m |
| SEPARACION LADO X: | relación de carga pilote suelo= | 2.31 | | sep y = 3.333 m |
| SEPARACION LADO Y: | carga que toma el suelo= | 2.60 | ton/m2 | |
| NUM. TOTAL DE PILOTES: | carga que toman los pilotes= | 6.00 | ton/m2 | |
| SECCIÓN TRANSVERSAL | | | | |
| LONG. DE LOS PILOTES: | | | | |
| DESPLANTE DE LA CIM.: | | | | |
| AREA DE CONTACTO: | | | | |
| Características del subsuelo: | | | | |
| | CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES= | 72.00 | ton | |
| | Numero de pilotes= | 24 | sean | 24 pilotes |
| | relación de carga pilote suelo, corregida= | 2.31 | | |
| | Numero de pilotes en el sentido largo: | 6 | | |
| | Numero de pilotes en el sentido corto: | 4 | | |

| Estrato # | De m | A m | c Ton/m ² | φ | qu ton/m ² | prof m | espesor m | σ _o ton/m ² | l _z | Δσ _{exc} ton/m ² | σ _{test} ton/m ² |
|-----------|-------|-------|----------------------|------|-----------------------|--------|-----------|-----------------------------------|----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | | 0.00 | | | | 0.00 | | 0.00 | -- | -- | -- |
| 1 | 0.00 | 4.50 | 10.0 | -- | 20.0 | 4.50 | 4.50 | 7.20 | 1.0000 | 4.60 | 2.60 |
| 2 | 4.50 | 5.50 | 2.8 | -- | 5.6 | 5.50 | 1.00 | 7.60 | 0.9862 | 4.54 | 3.06 |
| 3 | 5.50 | 6.50 | 2.8 | -- | 5.6 | 6.50 | 1.00 | 8.00 | 0.9469 | 4.36 | 3.64 |
| 4 | 6.50 | 13.80 | 2.8 | -- | 5.6 | 13.80 | 7.30 | 10.92 | 0.4817 | 2.22 | 8.70 |
| 5 | 13.80 | 14.80 | 1.0 | 37.8 | 2.0 | 14.80 | 1.00 | 11.62 | 0.4344 | 2.00 | 9.62 |
| 6 | 14.80 | 15.30 | 1.0 | 37.8 | 2.0 | 15.30 | 0.50 | 11.97 | 0.4128 | 1.90 | 10.07 |
| 7 | 15.30 | 16.80 | 17.0 | -- | 34.0 | 16.80 | 1.50 | 12.72 | 0.3553 | 1.64 | 11.08 |
| 8 | 16.80 | 17.80 | 3.1 | -- | 6.2 | 17.80 | 1.00 | 13.12 | 0.3224 | 1.48 | 11.64 |
| 9 | 17.80 | 19.80 | 3.1 | -- | 6.2 | 19.80 | 2.00 | 13.92 | 0.2674 | 1.23 | 12.69 |
| 10 | 19.80 | 20.80 | 21.3 | -- | 42.6 | 20.80 | 1.00 | 14.52 | 0.2446 | 1.13 | 13.39 |
| 11 | 20.80 | 21.80 | 21.3 | -- | 42.6 | 21.80 | 1.00 | 15.12 | 0.2242 | 1.03 | 14.09 |
| 12 | 21.80 | 22.80 | 21.3 | -- | 42.6 | 22.80 | 1.00 | 15.72 | 0.2061 | 0.95 | 14.77 |
| 13 | 22.80 | 23.40 | 21.3 | -- | 42.6 | 23.40 | 0.60 | 16.32 | 0.1961 | 0.90 | 15.42 |
| 14 | 23.40 | 24.40 | 19.6 | -- | 39.2 | 24.40 | 1.00 | 16.92 | 0.1810 | 0.83 | 16.09 |
| 15 | 24.40 | 28.80 | 19.6 | -- | 39.2 | 28.80 | 4.40 | 19.32 | 0.1306 | 0.60 | 18.72 |
| 16 | 28.80 | 29.80 | 26.4 | -- | 52.8 | 29.80 | 1.00 | 19.92 | 0.1219 | 0.56 | 19.36 |
| 17 | 29.80 | 30.80 | 26.4 | -- | 52.8 | 30.80 | 1.00 | 20.52 | 0.1141 | 0.53 | 19.99 |
| 18 | 30.80 | 31.80 | 26.4 | -- | 52.8 | 31.80 | 1.00 | 21.82 | 0.1069 | 0.49 | 21.33 |
| 19 | 31.80 | 35.40 | -- | -- | -- | 35.40 | 3.60 | 24.62 | 0.0859 | 0.40 | 24.22 |
| 20 | 35.40 | 40.00 | -- | 45.0 | -- | 40.00 | -- | 27.84 | 0.0668 | 0.31 | 27.53 |
| 21 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| 22 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| 23 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| 24 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| 25 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| 26 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |

Como se puede apreciar se tienen los siguientes resultados:

Capacidad de carga de los pilotes: 72 toneladas

Relación carga pilote-suelo: 2.31

La relación carga-pilote nos dice que los pilotes tomarán casi el doble de la carga que tomará el suelo del total.

3.6.3 Estado límite de servicio

De acuerdo a lo anterior mencionado se presenta el análisis realizado para el estado límite de falla en el cual el sistema de cimentación se diseña por comportamiento, es decir se permite la penetración constante de los pilotes para que todo el sistema se hunda armónicamente siguiendo el hundimiento regional.

En un subtema anterior de este capítulo (véase sub capítulo 4.1.2.1), se mostró el análisis de deformaciones por compresión neta utilizando los pilotes de fricción, adicionalmente se realizó el resumen de deformaciones, por expansión, re compresión y compresión neta. Recordando el resumen de tales deformaciones se menciona que el resultado acumulado de la deformación por expansión restándole la deformación por re compresión y compresión neta usando pilotes de fricción se obtuvo una deformación diferida de 4.515 cm, la cual es menor a los 15 cm permisibles por el R.C.D.F.

3.7 Interacción suelo-estructura

La interacción suelo estructura se requiere para llevar a cabo un diseño racional estructural de la cimentación, se toma en cuenta todas las combinaciones de carga: las cargas permanentes más las acciones variables (carga muerta más carga viva más hundimientos diferenciales), además de las acciones accidentales: sismo y viento.

El problema por resolver, al diseñar estructuralmente la cimentación, consiste en determinar la distribución de reacciones bajo la cimentación para cada una de las combinaciones de carga a que pueda estar sujeta la estructura durante la construcción y posteriormente durante su vida útil. La distribución de reacciones se determina tanto para condiciones estáticas como para condiciones dinámicas de carga, estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre la cimentación y el suelo de apoyo. Al procedimiento anterior se le conoce como interacción suelo-estructura, (Zeevaert 1980).

Conocida esta distribución de reacciones es posible, mediante las ecuaciones de la estática, calcular los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, y cuantificar la cantidad de acero de refuerzo y su distribución entre los elementos estructurales que constituyen la cimentación.

Las propiedades mecánicas de compresibilidad son función, dependiendo del tipo de suelo, tanto del nivel de esfuerzos como del tiempo (Zeevaert, 1973). Así mismo, dichas propiedades son diferentes para condiciones estáticas de carga que para condiciones dinámicas, de viento o sismo.

En el caso de la estructura, las propiedades mecánicas que en un momento dado se requieran, dependen del tipo de análisis. En el pasado, para calcular las deformaciones de una estructura, fue común tomar en cuenta únicamente las debidas a flexión, despreciando los efectos de la fuerza cortante, torsión y carga axial. Sin embargo, cada vez es más fácil tener acceso a herramientas de cómputo poderosas con las cuales es posible llevar a cabo el análisis de estructuras complejas, de manera relativamente simple, en donde se tomen en cuenta todos los efectos (López R., 2005).

La deformación que sufre un estrato de suelo de espesor d , cuando se le aplica un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma$, está dada por la expresión:

$$\delta_N = (M \cdot d \cdot \Delta\sigma)_N \quad \text{Ec. 35}$$

en donde M es el módulo de deformación unitaria del estrato N , determinado en el laboratorio para las condiciones de carga que se espera tendrá el suelo bajo la cimentación.

La expresión anterior puede simplificarse a la forma:

$$\delta_N = \alpha_N \cdot \Delta\sigma_N \quad \text{Ec. 36}$$

en este caso α_N representa la compresibilidad volumétrica del estrato N para el nivel medio de esfuerzos impuesto por $\Delta\sigma_N$ (Zeevaert, 1980).

Si se quiere calcular el hundimiento en diferentes puntos bajo la cimentación, puede utilizarse un procedimiento matricial (Zeevaert, 1980), el cual permite tomar en cuenta, al mismo tiempo, distribución no uniforme de reacciones y uno o más estratos compresibles, Figura 19.

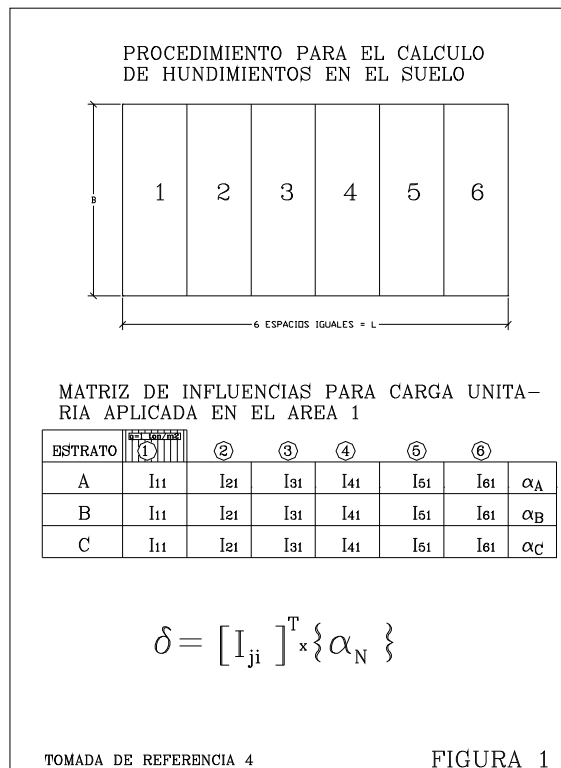


Figura 19 Ecuación matricial para cálculo de hundimientos (López R., Interacción estática Suelo-estructura, 2005)

La ecuación matricial para el cálculo de hundimientos es la siguiente:

$$\{\delta_i\} = [\delta_{ji}]^T \cdot \{q_i\} \quad \text{Ec. 37}$$

Deformaciones por sismo conocido el asentamiento bajo cada punto puede determinarse el módulo de reacción o constante de resorte equivalente, por medio de la expresión:

$$K_i = \frac{q_i \cdot a_i}{\delta_i} \quad \text{Ec. 38}$$

en donde a_i representa el área donde actúa la presión de contacto q_i .

Interacción estática

Los desplazamientos que sufre la estructura de cimentación dependerán de las fuerzas externas aplicadas y de las condiciones de apoyo que se impongan.

Tradicionalmente, el análisis de la superestructura se lleva a cabo suponiendo que ésta se apoya firmemente en la cimentación, sin permitir desplazamientos o giros de los apoyos. Las reacciones que se obtienen, fuerzas y momentos, se consideran acciones sobre la cimentación.

Actualmente se han desarrollado algunos procedimientos de cálculo (Deméneghi A. 1983,1990) que toman en cuenta de manera integral la superestructura, su cimentación y el suelo de apoyo.

La distribución de reacciones bajo la cimentación depende de la configuración deformada de la cimentación.

Si la cimentación se considera 100% flexible, ésta, adoptará la configuración que resulta de aplicar al subsuelo una carga uniformemente repartida según el área tributaria de la columna que trasmite la carga a la cimentación.

Si la cimentación se considera 100% rígida y no hay excentricidad de carga, el hundimiento será el mismo en cualquier punto bajo la cimentación. En este caso, la distribución de reacciones es tal que se genera un "puenteo" de las mismas, del centro hacia las orillas de la cimentación, Figura 20.

El caso más general es aquél en el que la estructura de cimentación tiene una rigidez finita EI . La distribución de reacciones se determina estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre la estructura de cimentación y el suelo, considerando que aquella se apoya en una serie de resortes que representan al suelo, Figura 21.

El cálculo de las reacciones en cada resorte podrá determinarse utilizando alguno de los métodos conocidos de análisis, el método de las fuerzas o de flexibilidades, o el método de los desplazamientos o de rigideces.

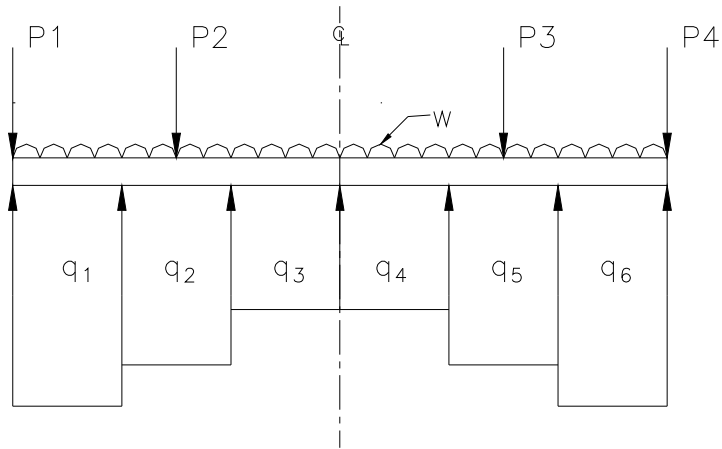


Figura 20 Distribución de reacciones en cimentación rígida (López R., Interacción estática Suelo-estructura, 2005)

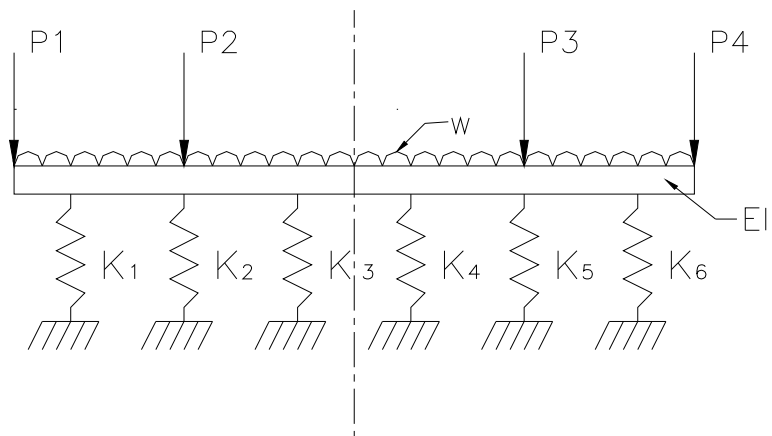


Figura 21 Procedimiento de cálculo en cimentaciones de rigidez EI (López R., Interacción estática Suelo-estructura, 2005)

5

Análisis y diseño con el manual de la Armada de los Estados Unidos (U.S. Army Corps. Of engineers).

5 Análisis y diseño con el Manual de la Armada de los Estados Unidos (U.S. Army Corps Of engineers).

Se presenta ahora el análisis de la cimentación en estudio, mediante la teoría mostrada en el Manual de la Armada de los Estados Unidos (U.S. Army Corps Of engineers), publicado el 30 de octubre de 1992 titulado: *Bearing capacity of soils*, el cual podría intentarse traducir como: Capacidad de carga en suelos. En este manual de diseño se muestra en distintos capítulos elementos técnicos, mediante los cuales se puede analizar la cimentación desarrollada en el capítulo anterior.

Se buscó desarrollar la secuencia de análisis y cálculo con las revisiones similares al desarrollo del capítulo anterior, con el objetivo de comparar y, en su caso, detectar algún tipo de ventaja en utilizar uno o ambos métodos en un caso de aplicación real.

5.1 Solución de la capacidad de carga del cajón

$$q_u = cN_c\zeta_c + 0.5B'\gamma'_H N_\gamma\zeta_\gamma + \sigma'_D N_q\zeta_q \quad Ec. 39$$

Donde:

q_u : Capacidad de carga última, en ksf

c : cohesión del suelo, en ksf

B' : Ancho efectivo mínimo de la cimentación $B-2e_B$, en ft

e_B : excentricidad paralela al ancho de cimentación B , M_B/Q , en ft

M_B : momento flexionante paralelo al ancho B , kips-ft

Q : carga vertical aplicada a la cimentación, kips

γ'_H : peso efectivo unitario debajo de la cimentación, dentro de la zona de falla, kips/ft²

σ'_D : Presión por sobrecarga efectiva al nivel de desplante de la cimentación D ,

D : profundidad de desplante, ft

N_c, N_γ, N_q : Factores de capacidad de carga adimensionales de cohesión c , peso del suelo en la cuña de falla, y por sobrecarga q .

$\zeta_c, \zeta_\gamma, \zeta_{q_1}$: Factores de corrección adimensionales, para el término de cohesión, el peso de la cuña de falla y la sobrecarga q , que toman en cuenta la geometría de la cimentación y el tipo de suelo.

El manual de diseño del U.S. Army, maneja que puede utilizarse cualquiera de las soluciones clásicas para capacidad de carga en cimentaciones superficiales. De esta manera se puede utilizar la ecuación 5.1.1. utilizando los factores de capacidad de carga y los factores de corrección de acuerdo a cualquiera de las siguientes soluciones: Terzaghi, de Meyerhof o de Hansen.

De esta manera se decidió utilizar la teoría de Terzaghi para suelos cohesivos, para resolver la capacidad de carga.

La cual se expresa de la siguiente manera:

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f N_q \quad \text{Ec. 40}$$

Donde:

q_u : Capacidad de carga última, en ksf

c : cohesión del suelo, en ksf

γ : Peso volumétrico, promedio del suelo hasta la profundidad de desplante

N_q : Factor de sobrecarga

De esta manera se realizó el análisis, para el cual se muestra el cálculo:

Datos:

$$\begin{aligned}
 C &= 11.14 \text{ ton/m}^2 \\
 \gamma &= 1.59 \text{ t/m}^3 \\
 N_c &= 5.7 \\
 N_\gamma &= 0 \\
 N_q &= 1
 \end{aligned}$$

* Cálculo de la cohesión (promedio pesado):

$$C = \frac{\sum C_i * z_i}{\sum z_i}$$

$$F.S. = 3.00$$

| z_i (m) | z_{i+1} (m) | Δz (m) | c (t/m ²) | $\Delta z * c$ | γ (t/m ³) | $\Delta z * \gamma$ |
|--------------|------------------|-------------------|----------------------------|----------------|---------------------------------|---------------------|
| 0 | 2 | 2 | 0.0 | 0.0 | 1.6 | 3.2 |
| 2 | 4.5 | 2.5 | 4.4 | 10.9 | 1.6 | 4.0 |
| 4.5 | 13.8 | 9.3 | 2.8 | 25.7 | 1.4 | 3.3 |
| 13.8 | 15.3 | 1.5 | 0.0 | 0.0 | 1.7 | 1.0 |
| 15.3 | 16.8 | 1.5 | 17.0 | 25.5 | 1.5 | 0.8 |
| 16.8 | 18.6 | 1.8 | 3.1 | 5.6 | 1.4 | 0.7 |
| 18.6 | 23.4 | 4.8 | 21.3 | 102.0 | 1.6 | 2.7 |
| 23.4 | 28.8 | 5.4 | 19.6 | 105.6 | 1.6 | 3.0 |
| 28.8 | 31.8 | 3 | 26.3 | 79.0 | 1.6 | 1.9 |
| 31.8 | | | | | 2.7 | 0 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

$$q_{ul} = 70.7 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm} = 23.6 \text{ ton/m}^2$$

$$p - u = 7.2 \text{ ton/m}^2$$

Se puede observar que la capacidad de carga es admisible ya que el valor calculado de capacidad de carga, por la teoría de Terzaghi, para suelos cohesivos, es mayor al esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante.

Capacidad de carga última

$$q_{ul} = 5.7c + \gamma D_f N_q = 70.7 \text{ ton/m}^2$$

Capacidad de carga admisible

$$q_{adm} = \frac{5.7c + \gamma D_f N_q}{FS} = 23.6 \text{ ton/m}^2$$

5.2 Empujes en los muros del cajón

Los empujes sobre los muros del cajón son los mismos calculados en el capítulo 4, con la teoría de Rankine.

5.3 Evaluación de los asentamientos

Se comenta en el Manual de la Armada que las limitaciones para asentamientos diferenciales y totales están en función del tipo de estructura y su función.

Los asentamientos son desplazamientos del suelo producto del cambio del estado de esfuerzos y de la presión del agua y del aire dentro de la masa de suelo.

Existen tres tipos de deformaciones del suelo, para cargas estáticas, asociadas a los procesos constructivos y nuevas condiciones de carga en la masa de suelo.

En Manual de la Armada (U.S. Army Corp. of engineers, 1990) sobre asentamientos se menciona que existen tres componentes de los asentamientos: asentamientos inmediatos, asentamientos por consolidación primaria y asentamientos por compresión secundaria (p-3-1).

Los asentamientos totales ρ en pies, los cuales son la respuesta de los esfuerzos aplicados al suelo, pueden ser calculados como la suma de las tres componentes:

$$\rho = \rho_i + \rho_c + \rho_s \quad Ec. 41$$

Donde:

ρ_i : asentamiento o distorsión inmediata, ft

ρ_c : asentamiento por consolidación primaria, ft

ρ_s : asentamiento por compresión secundaria, ft

Los asentamientos por consolidación primaria y la compresión secundaria son normalmente pequeños si los esfuerzos efectivos aplicados en el suelo de cimentación por la estructura son menores que el esfuerzo máximo pasado aplicado, es decir el esfuerzo de pre consolidación(ibídem).

5.3.1 Asentamientos inmediatos para cargas estáticas en suelos cohesivos

5.3.1.1 General

(U.S. Army Coop. of engineers, 1990). Las cargas estáticas provocan asentamientos inmediatos y asentamientos por consolidación a largo plazo en suelos cohesivos y compresibles. Los esfuerzos en el suelo causados por cargas aplicadas deben ser estimadas y comparada con estimaciones de la máxima presión en el pasado. Si los esfuerzos en el suelo exceden la máxima presión en el pasado, entonces los asentamientos por consolidación primaria y compresión secundaria pueden llegar a ser significativos...

La expansión inmediata o hinchamiento pueden ocurrir en suelos compresibles en el fondo de las excavaciones, pero quizá no sea un problema en el diseño y construcción a menos que la expansión provoque que la elevación del basamento o del primer piso exceda las especificaciones o desarrolle imperfecciones (p-3-16).

5.3.1.2 Expansiones en excavaciones

“(U.S. Army Coop. of engineers, 1990) La mayoría de las expansiones en excavaciones desarrollándose encima de estratos compresibles viene de las deformaciones por descarga elásticas no drenadas, en estos estratos” (p-3-16).

La expansión de un suelo compresible en excavaciones puede encontrarse aproximada como elasticidad lineal por:

$$S_{RE} = F_{RD}F_{RS} \frac{\gamma D}{E_s^*} B \quad Ec. 42$$

Donde:

S_{RE} : expansión elástica no drenada, ft

F_{RD} : factor de expansión de profundidad, Figura 22

F_{RS} : factor de expansión de forma, Figura 23

γ : peso específico sumergido del suelo excavado, ton/ft³

D: profundidad de excavación, ft

E_s^* : módulo elástico equivalente del suelo bajo la excavación, tsf

B ancho de la excavación en ft

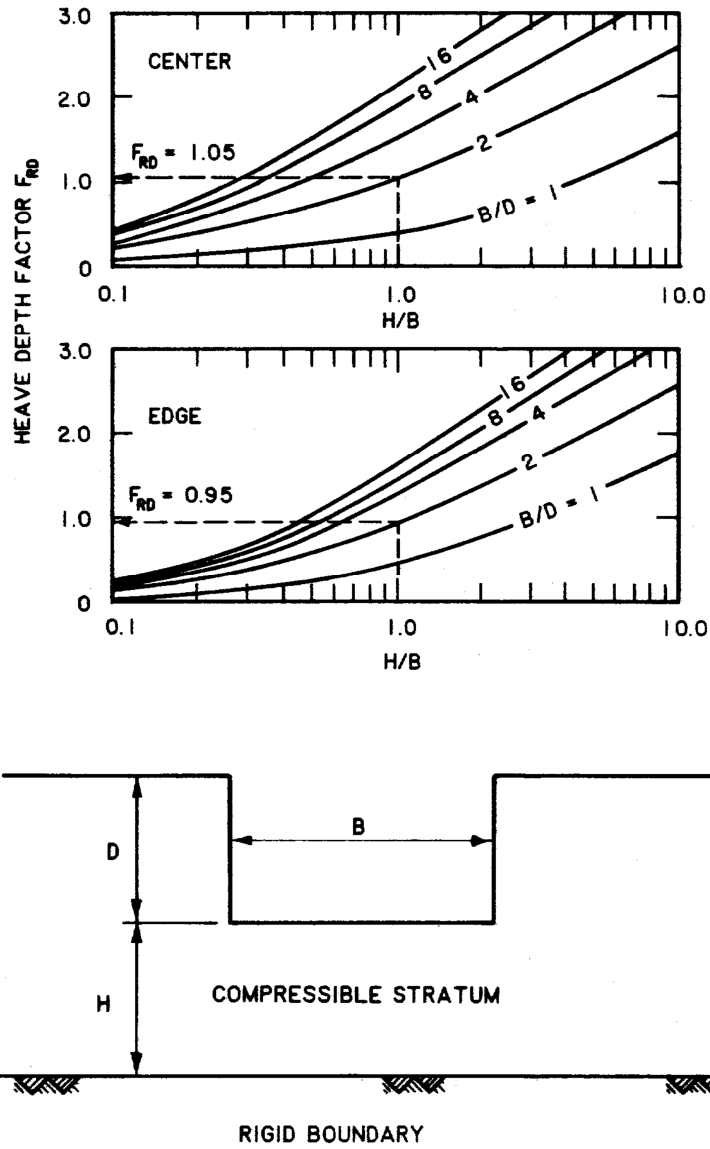


Figura 22 Factor de expansión por profundidad F_{RD} (U.S. Army Coop. of engineers, 1990)

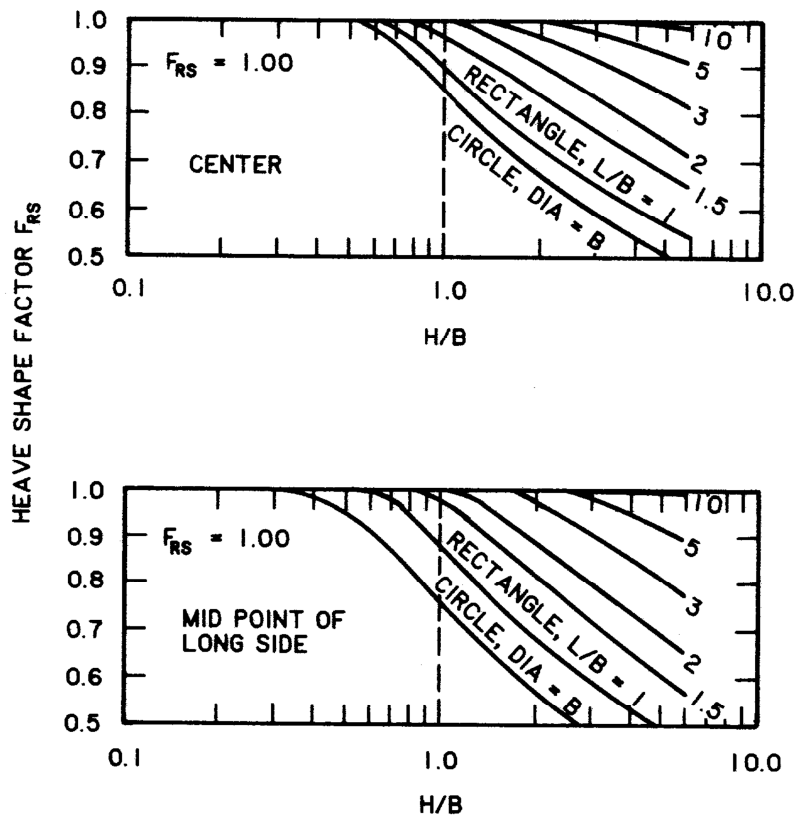


Figura 23 Factor de expansión por forma F_{RS} (Ídem, p. 3-19)

Para obtener el módulo elástico equivalente se calcula con la ecuación 43

$$E_s^* = \frac{2qR(1 - \nu_s^2)}{\rho_c} \quad \text{Ec. 43}$$

Donde:

E_s^* : Módulo equivalente elástico, tsf

q: presión de contacto, tsf

R: relación equivalente de losa

L: longitud de la losa, ft $\sqrt{LB/\pi}$, $L < 2B$, ft

B: ancho de la losa, ft

ρ_c : asentamientos en el centro del método de Kay y Cavagnaro,

El asentamiento inmediato con el método de Kay y Cavagnaro se evalúa realizando los siguientes análisis apoyándose en las tablas y ayudas de diseño de la Figura 24. Como primer paso se evalúa el asentamiento elástico inmediato bajo la cimentación, en el centro y en la orilla de la misma, posteriormente se obtiene el módulo de elasticidad equivalente y una vez obtenido este se obtiene la deformación por expansión con la expresión 42.

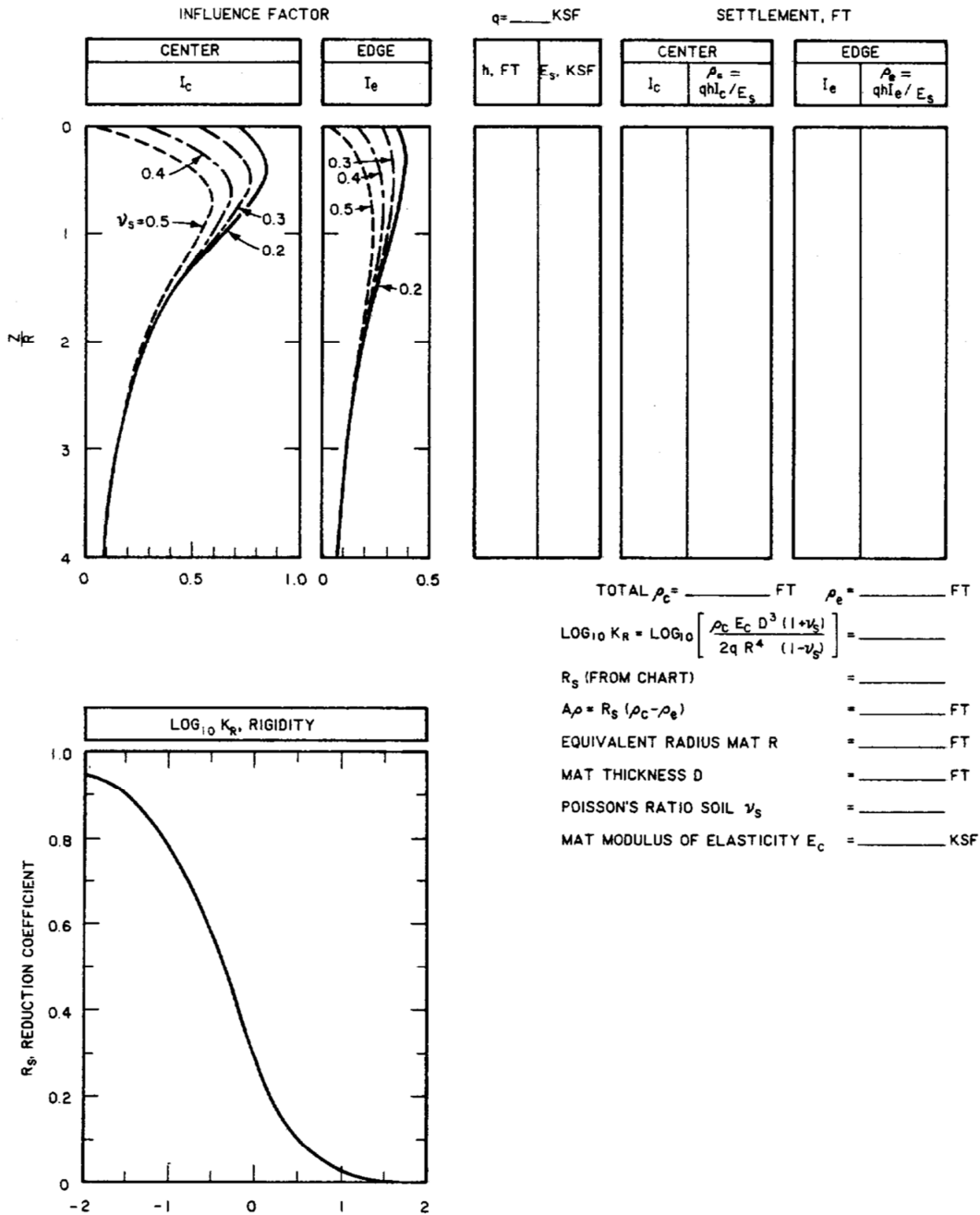
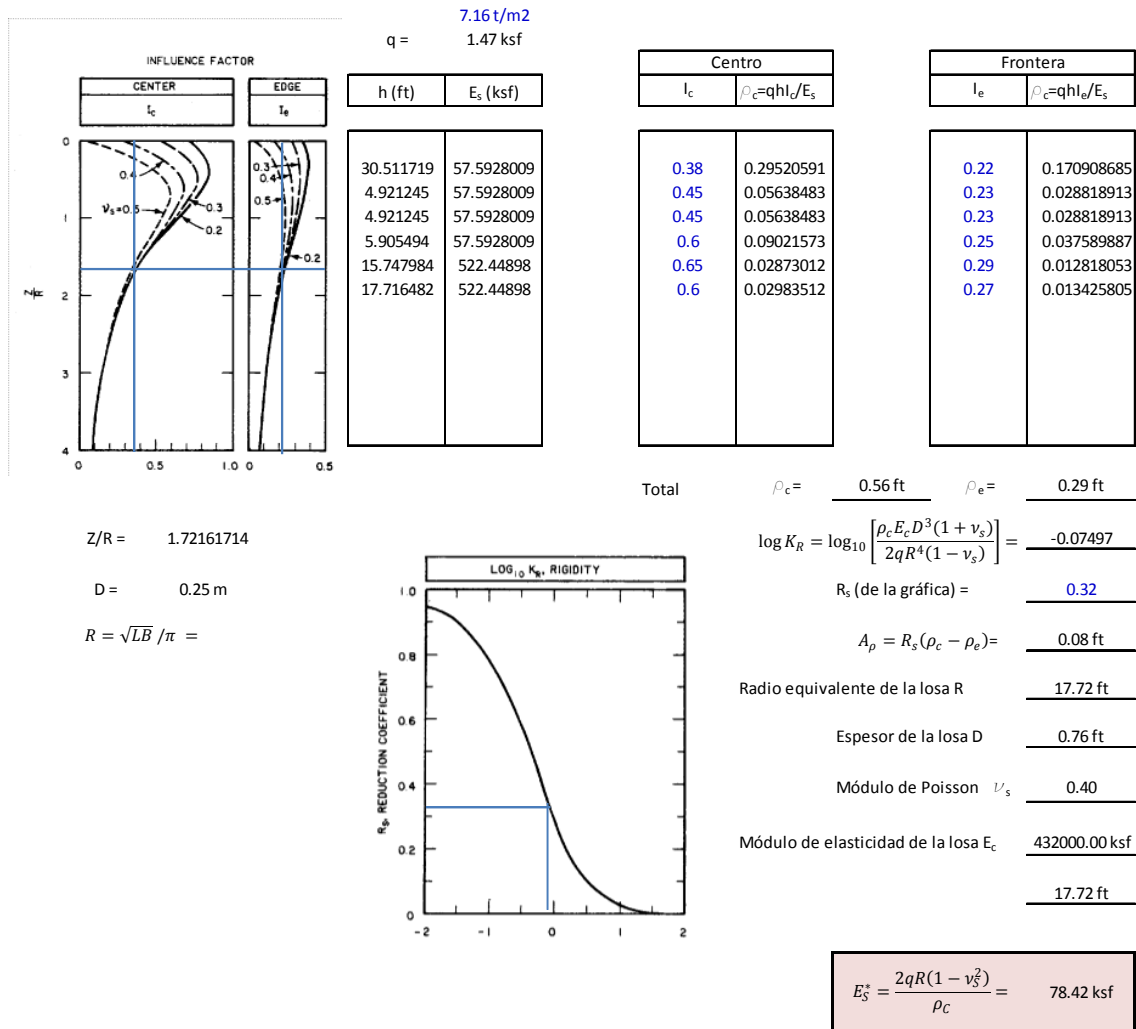


Figura 24 Cálculo del asentamiento elástico bajo una losa de cimentación, z=profundidad bajo la losa, ft; R= radio equivalente de la losa, ft (U.S. Army Corp. of engineers, 1990).

Así entonces analizamos el asentamiento inmediato por el método de Kay y Cavnaro para poder obtener el módulo de elasticidad equivalente, a continuación se muestra el análisis:



Cómo puede apreciarse, en los anteriores cálculos, se tiene un asentamiento inmediato de:

$$\rho_c = 0.56 \text{ ft} = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm en el centro}$$

$$\rho_e = 0.29 \text{ ft} = 0.088 \text{ m} = 8.8 \text{ cm en la frontera}$$

Se tiene un módulo de elasticidad equivalente de :

$$E_s^* = \frac{2qR(1 - v_s^2)}{\rho_c} = 78.42 \text{ ksf} = 382.9 \text{ t/m}^2$$

Así entonces se calcula la deformación por expansión utilizando la expresión 42, se muestra el cálculo a continuación:

Donde:

- S_{RE}: expansión elástica no drenada, ft
- F_{RD}: factor de expansión de profundidad, figura 5.3.1.2
- F_{RS}: factor de expansión de forma, figura 5.3.1.3
- γ: peso específico sumergido del suelo excavado, ton/ft³
- D: profundidad de excavación, ft
- E*_S: módulo elástico equivalente del suelo bajo la excavación, tsf
- B: ancho de la excavación, ft

Datos:

| Centro | | Orilla | |
|-------------------|------|-------------------|------|
| F _{RD} = | 1.05 | F _{RD} = | 0.95 |
| F _{RS} = | 1 | F _{RS} = | 1 |

| | | | |
|-------------------|----------------------|---|--------------------------|
| γ = | 1.6 T/m ³ | = | 0.05 ton/ft ³ |
| D= | 4.50 m | = | 14.76 ft |
| E* _S = | 78.42 ksf | = | 39.21 tsf |
| H= | 9.30 m | = | 30.51 ft |
| B= | 12.00 m | = | 39.37 ft |
| L = | 24.00 m | = | 78.74 ft |

| | |
|------|-------|
| H/B= | 0.775 |
| B/D= | 2.667 |
| L/B= | 2.000 |

| | |
|--------------------------|-----------|
| S _{ER centro} = | 0.7009 ft |
|--------------------------|-----------|

| | |
|--------------------------|-----------|
| S _{ER orilla} = | 0.6342 ft |
|--------------------------|-----------|

Así pues la deformación por expansión es:

$$S_{RE \text{ centro}} = F_{RD} F_{RS} \frac{\gamma D}{E_s^*} = 0.701 \text{ ft} = 0.214 \text{ m} = 214 \text{ mm}$$

$$S_{RE \text{ orilla}} = F_{RD} F_{RS} \frac{\gamma D}{E_s^*} = 0.634 \text{ ft} = 0.193 \text{ m} = 193 \text{ mm}$$

5.3.1.3 Asentamiento inmediato

Asentamiento inmediato en suelos cohesivos (U.S. Army Corp. of engineers, 1990). El asentamiento inmediato de una estructura en suelo cohesivo consiste en una distorsión elástica asociada con un cambio en la forma sin un cambio de volumen y en, una arcilla no saturada, los asentamientos se dan por un decremento en el volumen. La teoría de la elasticidad es aplicada a suelos cohesivos (p-3-17).

El manual de U.S. Army, maneja un grupo de teorías para evaluar de manera aproximada los cálculos de asentamientos inmediatos, los cuales se verán a continuación:

Aproximación mejorada de Janbú

El asentamiento inmediato promedio de una cimentación en un suelo elástico puede obtenerse mediante:

Donde:

$$\rho_i = \mu_o \mu_1 \frac{qB}{E_s^*} \text{ Ec. 44}$$

μ_o : factor de influencia de profundidad D de la cimentación bajo la superficie del suelo, Figura 25

μ_1 : factor de influencia de forma de la cimentación, Figura 25

E_s^* : Módulo de Young equivalente del suelo, tsf

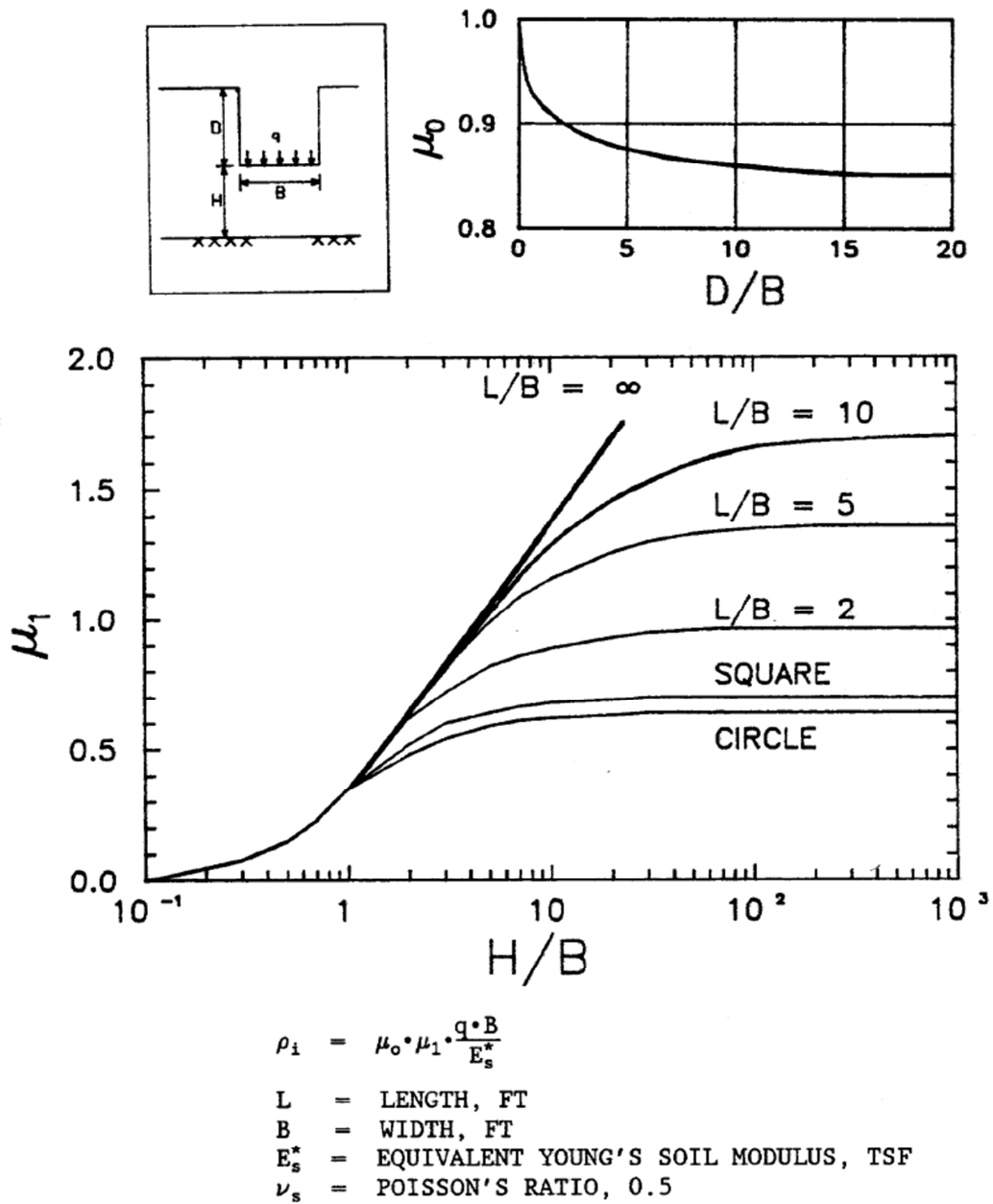


Figura 25 Tabla para estimar asentamientos inmediatos en suelos cohesivos (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-21).

Aproximación de Janbú

Se muestra a continuación el análisis realizado con el método de Janbu:

El asentamiento inmediato promedio de una cimentación en un suelo elástico puede obtenerse mediante:

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_s^*}$$

Donde:

μ_0 : factor de influencia de profundidad D de la cimentación bajo la superficie del suelo, figura

μ_1 : factor de influencia de forma de la cimentación, figura

E_s^* : Módulo de Young equivalente del suelo, tsf

Datos:

| | | | | | |
|------------------------------------|----------------------|-------|--------------------------|------------------------|-------------|
| q = | 1.47 ksf | = | 0.73 tsf | | |
| γ = | 1.6 T/m ³ | = | 0.05 ton/ft ³ | μ₀ = | 0.93 |
| D = | 4.50 m | = | 14.76 ft | | |
| E_s[*] = | 78.42 ksf | = | 39.21 tsf | μ₁ = | 0.23 |
| H = | 9.30 m | = | 30.51 ft | | |
| B = | 12.00 m | = | 39.37 ft | | |
| L = | 24.00 m | = | 78.74 ft | | |
| | H/B = | 0.775 | | | |
| | D/B = | 0.375 | | | |
| | L/B = | 2.000 | | | |

$$\rho_i = 0.1575 \text{ ft}$$

Como puede apreciarse el resultado del asentamiento inmediato utilizando la teoría de Janbú es:

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_s^*} = 0.1575 \text{ ft} = 4.8 \text{ cm}$$

Aproximación de Perloff

El asentamiento inmediato vertical bajo el centro y la orilla de una losa o zapata puede obtenerse por (U.S. Army Coop. of engineers, 1990),

$$\rho_i = IqB \left[\frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \right] \alpha \quad \text{Ec. 45}$$

Donde,

I: Factor de influencia para una profundidad y un suelo homogéneo, Tabla 18

E_s : módulo elástico, tsf

ν_s : módulo de Poisson

α : Factor de corrección para suelo de subrasante, Tabla 19

Tabla 18 Factores para estimar asentamientos inmediatos en suelos cohesivos (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-23).

a. Shape and Rigidity Factor I for Calculating Settlements of Points on Loaded Areas at the Surface of an Elastic Half-Space (Data from Item 52)

| Shape | Center Center | Corner Corner | Middle Short Side | Middle Long Side |
|----------------|---------------|---------------|-------------------|------------------|
| Circle | 1.00 | 0.64 | 0.64 | 0.64 |
| Rigid circle | 0.79 | | | |
| Square | 1.12 | 0.56 | 0.76 | 0.76 |
| Rigid square | 0.99 | | | |
| R Length/Width | | | | |
| e 1.5 | 1.36 | 0.67 | 0.89 | 0.97 |
| c 2 | 1.52 | 0.76 | 0.98 | 1.12 |
| t 3 | 1.78 | 0.88 | 1.11 | 1.35 |
| a 5 | 2.10 | 1.05 | 1.27 | 1.68 |
| n 10 | 2.53 | 1.26 | 1.49 | 2.12 |
| g 100 | 4.00 | 2.00 | 2.20 | 3.60 |
| l 1000 | 5.47 | 2.75 | 2.94 | 5.03 |
| e 10000 | 6.90 | 3.50 | 3.70 | 6.50 |

Tabla 19 Factor de corrección α en el centro de una cimentación circular uniformemente cargada de ancho B sobre un Módulo Elástico de una capa $E_{\alpha 1}$ a una profundidad H, sobreyaciendo a una capa de Módulo Elástico de menor rigidez $E_{\alpha 2}$ de longitud infinita (íbidem).

| H/B | $E_{\alpha 1}/E_{\alpha 2}$ | | | | |
|----------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 5 | 10 | 100 |
| 0 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 0.1 | 1.000 | 0.972 | 0.943 | 0.923 | 0.760 |
| 0.25 | 1.000 | 0.885 | 0.779 | 0.699 | 0.431 |
| 0.5 | 1.000 | 0.747 | 0.566 | 0.463 | 0.228 |
| 1.0 | 1.000 | 0.627 | 0.399 | 0.287 | 0.121 |
| 2.5 | 1.000 | 0.550 | 0.274 | 0.175 | 0.058 |
| 5 | 1.000 | 0.525 | 0.238 | 0.136 | 0.036 |
| ∞ | 1.000 | 0.500 | 0.200 | 0.100 | 0.010 |

Reprinted from D. M. Burmister 1965, "Influence Diagrams for Stresses and Displacements in a Two-Layer Pavement System for Airfields", Contract NBY 13009, Department of the Navy, Washington, D. C. (item 7)

De acuerdo a lo anterior se presenta el análisis de la deformación inmediata con la aproximación de Perloff:

$$\rho_i = IqB \left[\frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \right] \alpha \quad Ec.$$

Donde,

- I: Factor de influencia para una profundidad y un suelo homogéneo, tabla 5.3.1.3
 Es: módulo elástico, tsf
 ν_s : módulo de Poisson
 α : Factor de corrección para suelo de subrasante, tabla 3-3 b

Datos:

| | | | |
|--|---|---|-----------------------------------|
| q = | 1.47 ksf | = | 0.73 tsf |
| I_{centro} = | 1.52 | | I_{esquina} = 0.76 |
| ν_s = | 0.4 | | |
| E*s_s = | E _{α1} = 1078.00 ksf | = | 539.00 tsf |
| | E _{α2} = 78.42 ksf | = | 39.21 tsf |
| E_{α1}/E_{α2} = | 13.747 | | |
| H = | 9.30 m | = | 30.51 ft |
| B = | 12.00 m | = | 39.37 ft |
| L = | 24.00 m | = | 78.74 ft |
| α = | 0.5 | | |
| R = | L/B = 2.000 | | |
| | H/B = 0.775 | | |

$$\rho_{i\text{centro}} = 0.4700 \text{ ft}$$

$$\rho_{i\text{orilla}} = 0.2350 \text{ ft}$$

Se muestra a continuación el resultado de los análisis de deformación inmediata con los tres criterios mostrados anteriormente:

Tabla 20 Asentamientos inmediatos en el centro de la cimentación evaluado con tres métodos.

| Kay y Cavagnaro | Janbú | Perloff |
|------------------------|--------------|----------------|
| (cm) | (cm) | (cm) |
| 16.970 | 4.800 | 14.325 |

Cómo puede observarse en la tabla de resultados (Tabla 20), la magnitud de los asentamientos inmediatos calculados con el método de Janbú son del orden de un tercio del resultado hallado con los métodos de Kay y Cavagnaro y Perloff, respectivamente. Por lo que no se tomará en cuenta el resultado y tomando el resultado promedio de éstos dos últimos, se tiene un asentamiento inmediato de 15.64 cm.

5.3.2 Asentamientos por consolidación primaria

Se presenta a continuación el criterio para el análisis de asentamientos debidos al fenómeno de la consolidación primaria, producto del cambio en el estado de esfuerzos como resultado de la expulsión de agua dentro de la masa de suelo, provocándose una disminución en el volumen de la estructura del mismo y como consecuencia una deformación asociada.

5.3.2.1 Descripción

Se comenta en el Manual de asentamientos, (U.S. Army Corp. of engineers, 1990), que la presión vertical σ_{st} , transmitida por la cimentación a una masa de suelo compresible y saturado es tomada inicialmente por el fluido o el agua en los poros porque el agua es relativamente incompresible comparada con la estructura del suelo. La presión de suelo inducida U_{we} inducida el suelo por las cargas en la cimentación es inicialmente igual a la presión vertical σ_{st} y está definida como exceso de presión de poro porque está presión excede la causada por el peso del agua en los poros. La consolidación primaria comienza cuando el agua comienza a drenarse de los poros. El exceso de presión y su gradiente decrece con el tiempo conforme el agua se drena del suelo provocando que la carga sea graduamente tomada por el esqueleto de suelo. Esta transferencia de carga es acompañada por un decremento de volumen de la masa de suelo igual al volumen de agua drenado del suelo. La consolidación primaria se completa cuando todo el exceso de presión de poro se ha disipado para que $U_{we}=0$ y el incremento del esfuerzo vertical efectivo es $\Delta\sigma' = \sigma_{st}$. El asentamiento por consolidación primaria es normalmente determinado por resultados de la prueba de consolidación unidimensional.

5.3.2.2 Consolidación

Se presenta el método para el cálculo de asentamientos por consolidación primaria, el cual fue obtenido del citado manual de la Armada de los Estados Unidos. Es un proceso sistemático que está basado en la teoría de la Consolidación primaria de Terzaghi.

Procedimiento para el cálculo de asentamientos de un estrato compresible por consolidación primaria última (U.S. Army Coop. of engineers, 1990).

1. Evaluar el esfuerzo de preconsolidación σ'_p con el método de Casagrande.
2. Estimar la presión del suelo efectiva σ'_o en cada estrato compresible utilizando los pesos volumétricos, profundidad del esfuerzo en el estrato compresible, y el nivel freático conocido o dado en el estrato;

$$\sigma'_{oz} = \gamma z - U_w \quad \gamma \quad \sigma'_o = \frac{(\sigma'_{oz1} + \sigma'_{oz2})}{2}$$

Donde:

σ'_{oz1} = presión efectiva en la parte superior del estrato compresible y σ'_{oz2} presión efectiva en el fondo del estrato compresible.

3. Determinar la relación de vacíos inicial e_0 como parte de la prueba de consolidación unidimensional.
4. Evaluar el índice de compresión C_c de los resultados de una prueba de consolidación unidimensional usando la pendiente de la línea virgen de consolidación determinada por los procedimientos de la tabla 3-6 a, o con estimaciones preliminares hechas con la Tabla 21. Determinar el índice de recompresión C_r de un suelo pre consolidado (*overconsolidated*) como se ilustra en la Figura 27 y Figura 28.
5. Estimar la presión efectiva final aplicada σ'_f , donde $\sigma'_f = \sigma'_o + \sigma_{st}$. σ_{st} presión en el suelo causada por la estructura, puede ser hallada por la ecuación 47

Donde B y L son, respectivamente, el ancho y largo de la cimentación.

La ecuación 47, es una distribución aproximada que asume que la carga total aplicada sobre la superficie del suelo está distribuida sobre un área de la misma forma que el área cargada sobre la superficie, pero con unas dimensiones que incrementa en una cantidad igual a la profundidad debajo de la superficie, Figura 26. A una profundidad z en pies bajo la superficie del suelo, la carga total Q en toneladas aplicada en la superficie del suelo por una estructura se asume que es uniformemente distribuida sobre un área (B+Z) y (L+Z).

El incremento en presión vertical $\Delta\sigma_z$ en unidades de tsf a una profundidad z para una carga aplicada Q está dada por,

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(B + Z)(L + Z)} \quad Ec. 47$$

$\Delta\sigma_z$, puede ser la presión σ_{st} provocada por la construcción de la estructura. Los esfuerzos verticales calculados con la ecuación 47 son razonablemente buenos comparados con el método de Boussinesq para profundidades entre B y 4B el ancho de la cimentación.

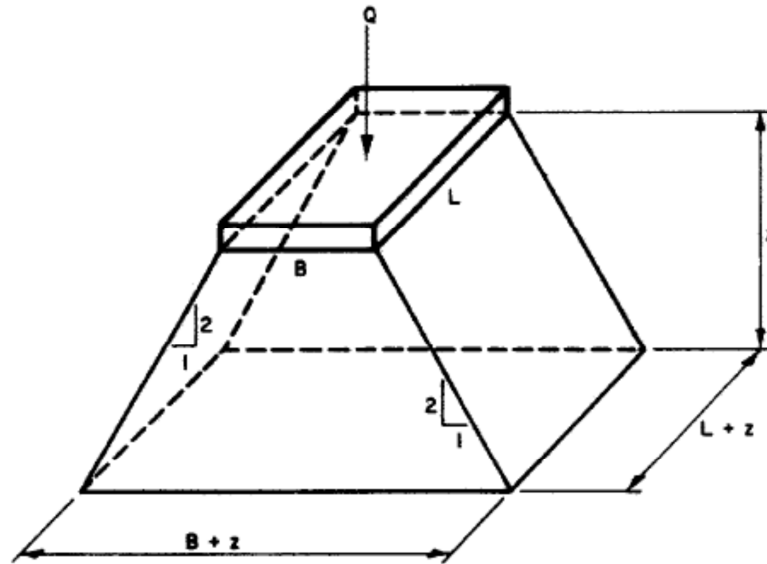


Figura 26 Distribución aproximada de esfuerzos por el método 2:1 (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.c-2).

- Determinar el cambio en la relación de vacíos Δe_j del estrato j, para el incremento de presión $\sigma'_f - \sigma'_o$, gráficamente de una gráfica similar a la Figura 27 (curva de compresibilidad), o de la ecuación 48 para un suelo normalmente consolidado o de la ecuación 49 para un suelo pre consolidado.

$$\Delta e_j = C_c \log_{10} \frac{\sigma'_{fj}}{\sigma'_{oj}} \quad \text{Ec. 48}$$

Donde C_c es la pendiente de la curva virgen de consolidación o índice de compresión. La tabla 3.7 ilustra algunas correlaciones empíricas del C_c con el contenido natural del agua, relación de vacíos, y el límite líquido.

$$\Delta e_j = C_r \log_{10} \frac{\sigma'_{opj}}{\sigma'_{oj}} + C_c \log_{10} \frac{\sigma'_{fj}}{\sigma'_{pj}} \quad \text{Ec. 49}$$

Donde C_r es la pendiente promedio de la línea de recompresión BF. Si $\sigma'_{fj} < \sigma'_{pj}$, ignora el término derecho de la ecuación 49 que contiene C_c y sustituye σ'_{fj} por σ'_{pj} en el término que contiene C_r .

- Determine el asentamiento último por consolidación unidimensional con espesor H_j , de la ecuación 50

$$\rho_{cj} = \frac{\Delta e_j}{1 + e_{oj}} H_j \quad \text{Ec. 50}$$

8. Determinar la consolidación total ρ_c del perfil completo de suelo compresible con la suma del asentamiento en cada estrato, ecuación 51.

$$\rho_c = \sum_{j=1}^n \rho_{cj} \quad \text{Ec. 51}$$

Donde n es el número total de estratos compresibles. Este asentamiento se considera que incluye algún porcentaje del asentamiento inmediato.

9. Corregir ρ_c por efectos de pre consolidación y pequeños errores en la prueba de consolidación unidimensional por exceso de presión de poro usando el procedimiento de Skempton y Bjerrum, ecuación 52.

$$\rho_{\lambda c} = \lambda \rho_c \quad \text{Ec. 52}$$

Si $B/H > 4$, $\lambda = 1$, o si la profundidad del estrato compresible es $> 2B$.

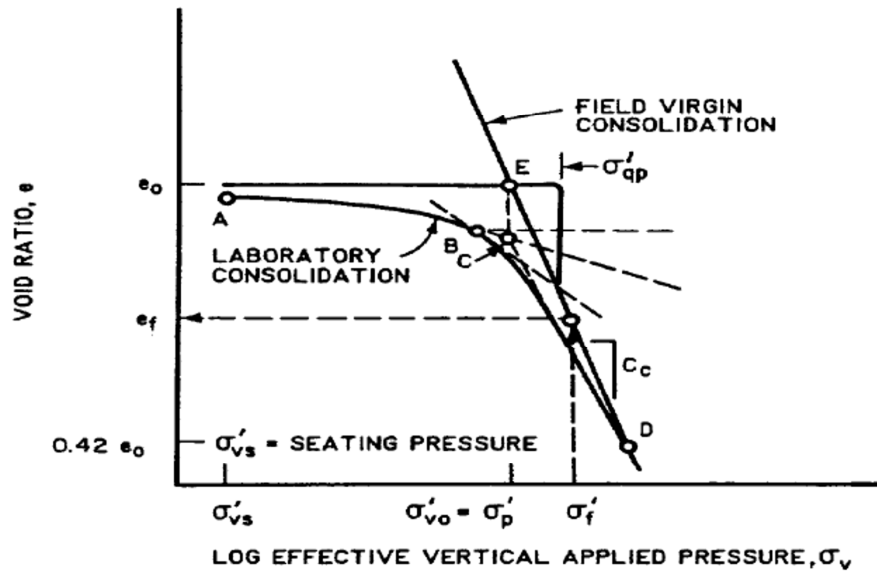


Figura 27 Curva de compresibilidad de un suelo normalmente consolidado (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-31).

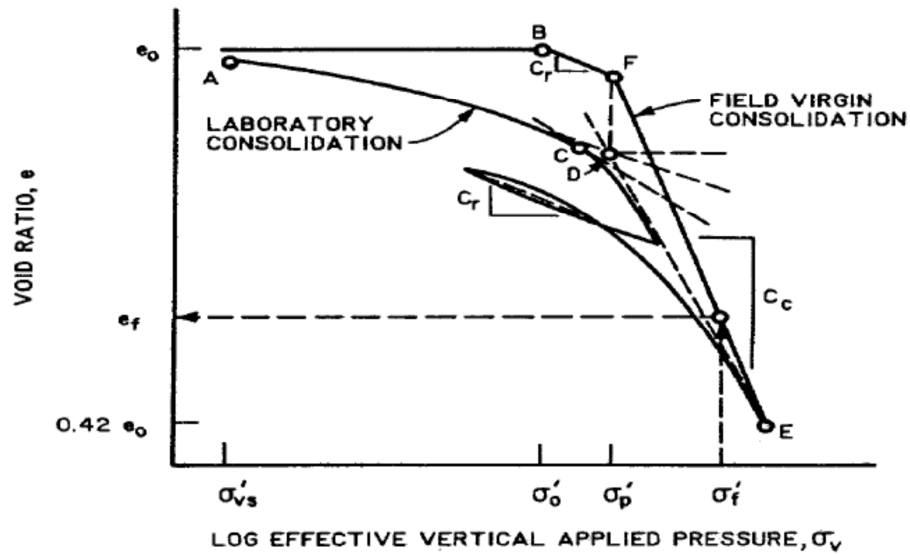


Figura 28 Curva de compresibilidad de un suelo pre consolidado (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-31).

Tabla 21 Estimación del índice de la curva virgen de compresibilidad C_c (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-34).

| Soil | C_c |
|--|---|
| Organic soils with sensitivity less than 4 | $0.009(LL - 10)$ |
| Organic soils, peat | $0.0115W_n$ |
| Clays | $1.15(e_0 - 0.35)$ $0.012W_n$ $0.01(LL - 13)$ |
| Varved clays | $(1 + e_0) \cdot [0.1 + 0.006(W_n - 25)]$ |
| Uniform silts | 0.20 |
| Uniform sand | |
| Loose | 0.05 to 0.06 |
| Dense | 0.02 to 0.03 |

Note: LL = liquid limit, percent
 W_n = natural water content, percent
 e_0 = initial void ratio

De acuerdo a la descripción de la metodología anterior se presenta a continuación el análisis de la consolidación primaria:

De los ensayos de laboratorio realizados al sondeo que se utilizó para el presente trabajo se tiene que únicamente se ensayaron tres muestras a distintas profundidades por lo cual se requirió emplear sólo estas muestras para la obtención del esfuerzo de preconsolidación (ver Tabla 22). En dicha tabla y en la gráfica de la Figura 28, se puede apreciar los esfuerzos de preconsolidación obtenidos mediante el método de Casagrande, como muestran las Figura 27 y Figura 28.

Tabla 22 Esfuerzos geostáticos y de preconsolidación

N.A.F. = 4.50 m

| Unidad geotécnica | Z_i | Z_{i+1} | Δz | γ | U_h | P_v | Hidrostática | |
|-------------------|-------|-----------|------------|----------|--------|--------|--------------|-------------|
| | | | | | | | σ_v | σ'_p |
| | (m) | (m) | (m) | (T/m3) | (T/m3) | (T/m3) | (T/m3) | (T/m3) |
| | | 0.00 | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | |
| 1 | 0.00 | 1.80 | 1.80 | 1.60 | 0.0 | 2.9 | 2.9 | |
| 2 | 1.80 | 4.50 | 2.70 | 1.58 | 0.0 | 7.1 | 7.1 | |
| | 4.50 | 5.00 | 0.50 | 1.36 | 0.5 | 7.8 | 7.3 | 12.5 |
| | 5.00 | 11.60 | 6.60 | 1.36 | 7.1 | 16.8 | 9.7 | |
| | 11.60 | 12.00 | 0.40 | 1.36 | 7.5 | 17.3 | 9.8 | 10.5 |
| | 12.00 | 13.80 | 1.80 | 1.36 | 9.3 | 19.8 | 10.5 | |
| 3 | 13.80 | 15.30 | 1.50 | 1.65 | 10.8 | 22.3 | 11.5 | |
| 4 | 15.30 | 16.80 | 1.50 | 1.50 | 12.3 | 24.5 | 12.2 | |
| 5 | 16.80 | 17.70 | 0.90 | 1.37 | 13.2 | 25.8 | 12.6 | 12.0 |
| 6 | 17.70 | 18.00 | 0.30 | 1.37 | 13.5 | 26.2 | 12.7 | |
| 7 | 18.00 | 18.60 | 0.60 | 1.37 | 14.1 | 27.0 | 12.9 | |
| 8 | 18.60 | 23.40 | 4.80 | 1.56 | 18.9 | 34.5 | 15.6 | |
| 9 | 23.40 | 28.80 | 5.40 | 1.56 | 24.3 | 42.9 | 18.6 | |
| 10 | 28.80 | 31.80 | 3.00 | 1.62 | 27.3 | 47.8 | 20.5 | |
| 11 | 31.80 | 35.40 | 3.60 | 2.70 | | | | |

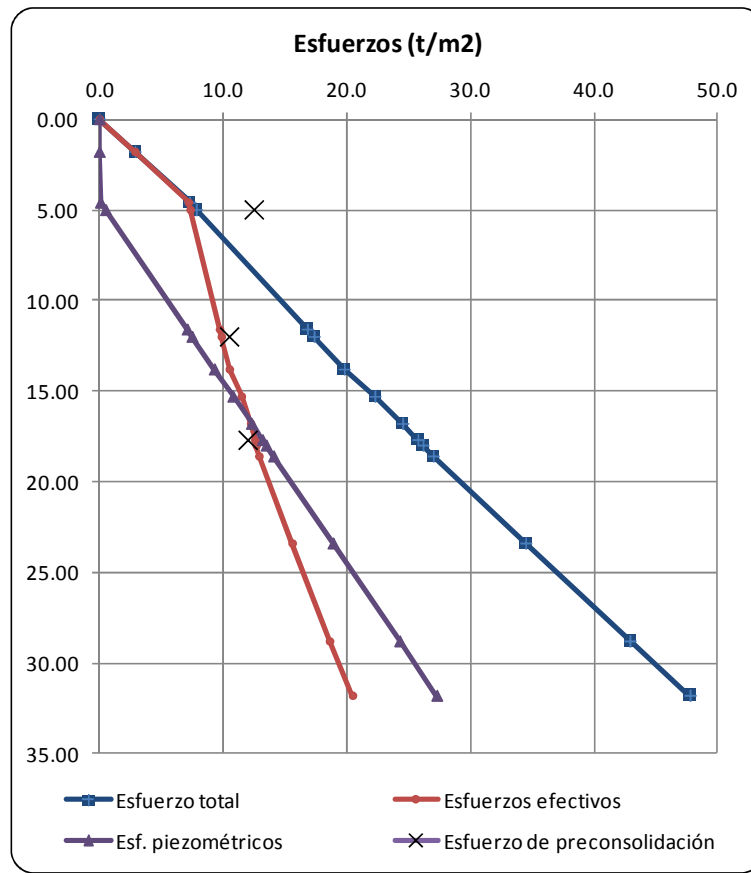


Figura 29 Esfuerzos geostáticos y esfuerzos de preconsolidación

Una vez obtenidos los esfuerzos de pre consolidación, se aplica la metodología mencionada de la página 20 a la 23.

Por lo cual se muestra la tabla resumen con todos los parámetros calculados y el resultado de la deformación por consolidación primaria:

Tabla 23 Cálculo de las deformaciones por consolidación primaria

N.A.F. = 4.50m

| Unidad geotécnica | z _i | z _{n+1} | Δz | γ | u _s | P _v | Hidrostática | | | | | e _o | e _f | Δe | c _r | c _c | ρ _d | OCR | λ | λ _p |
|-------------------|----------------|------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|-------|----------------|----------------|----------------|-------|------|----------------|
| | | | | | | | σ' _{oz} | σ' _p | σ' _o | Δσ' _s | σ' _r | | | | | | | | | |
| | (m) | (m) | (m) | (T/m ³) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | | | | | | (m) | | | (m) |
| | | 0.00 | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0.00 | 1.80 | 1.80 | 1.60 | 0.0 | 2.9 | 2.9 | | | 1.4 | | | | | | | | | | |
| | 1.80 | 4.50 | 2.70 | 1.58 | 0.0 | 7.1 | 7.1 | | | 5.0 | | | | | | | | | | |
| 2 | 4.50 | 5.00 | 0.50 | 1.36 | 0.5 | 7.8 | 7.3 | 12.5 | 7.2 | 1.439 | 8.7 | 2.4 | 2.3 | 0.005 | 0.06 | 0.15 | 0.001 | 1.727 | 0.95 | 0.0007 |
| | 5.00 | 11.60 | 6.60 | 1.36 | 7.1 | 16.8 | 9.7 | 12.5 | 8.5 | 1.367 | 9.9 | 2.4 | | 0.005 | 0.06 | 0.15 | 0.009 | 1.468 | 0.97 | 0.0089 |
| | 11.60 | 12.00 | 0.40 | 1.36 | 7.5 | 17.3 | 9.8 | 10.5 | 9.8 | 1.150 | 10.9 | 7.4 | 7.2 | 0.017 | 0.35 | 0.35 | 0.001 | 1.074 | 1.00 | 0.0008 |
| | 12.00 | 13.80 | 1.80 | 1.36 | 9.3 | 19.8 | 10.5 | 10.5 | 10.2 | 1.070 | 11.2 | 7.4 | | 0.017 | 0.35 | 0.35 | 0.004 | 1.032 | 1.00 | 0.0036 |
| 3 | 13.80 | 15.30 | 1.50 | 1.65 | 10.8 | 22.3 | 11.5 | | 11.0 | 0.962 | 11.9 | | | | | | | | | |
| 4 | 15.30 | 16.80 | 1.50 | 1.50 | 12.3 | 24.5 | 12.2 | 12.0 | 11.8 | 0.866 | 12.7 | 4.3 | | 0.095 | 0.24 | 0.78 | 0.027 | 1.013 | 1.00 | 0.0269 |
| 5 | 16.80 | 17.70 | 0.90 | 1.37 | 13.2 | 25.8 | 12.6 | 12.0 | 12.4 | 0.796 | 13.2 | 4.3 | | 0.095 | 0.24 | 0.78 | 0.016 | 0.969 | 1.00 | 0.0163 |
| 6 | 17.70 | 18.00 | 0.30 | 1.37 | 13.5 | 26.2 | 12.7 | 12.0 | 12.6 | 0.763 | 13.4 | 4.3 | 3.9 | 0.032 | 0.24 | 0.78 | 0.002 | 0.952 | 1.00 | 0.0018 |
| 7 | 18.00 | 18.60 | 0.60 | 1.37 | 14.1 | 27.0 | 12.9 | 12.0 | 12.8 | 0.738 | 13.5 | 4.3 | | 0.032 | 0.24 | 0.78 | 0.004 | 0.939 | 1.00 | 0.0036 |
| 8 | 18.60 | 23.40 | 4.80 | 1.56 | 18.9 | 34.5 | 15.6 | 12.0 | 14.2 | 0.610 | 14.8 | 4.3 | | 0.032 | 0.24 | 0.78 | 0.029 | 0.843 | 1.00 | 0.0290 |
| 9 | 23.40 | 28.80 | 5.40 | 1.56 | 24.3 | 42.9 | 18.6 | 12.0 | 17.1 | 0.433 | 17.5 | 4.3 | | 0.032 | 0.24 | 0.78 | 0.033 | 0.702 | 1.00 | 0.0326 |
| 10 | 28.80 | 31.80 | 3.00 | 1.62 | 27.3 | 47.8 | 20.5 | | | | | | | | | | | | | |
| 11 | 31.80 | 35.40 | 3.60 | 2.70 | | | | | | | | | | | | | | | | |

Se tiene que el cálculo del índice de compresión C_c y el de re compresión C_r , se obtienen de la siguiente manera o mediante la medida de la pendiente de los resultados de los ensayos de consolidación:

$$C_r = \frac{(e_H - e_G)}{\left(\log_{10} \frac{\sigma_G}{\sigma_H}\right)} \quad Ec. 53$$

$$C_c = \frac{(e_F - e_{G'})}{\left(\log_{10} \frac{\sigma_{G'}}{\sigma_F}\right)} \quad Ec. 54$$

Los demás parámetros que aparecen en la Tabla 23, fueron definidos previamente en la metodología descrita en el presente capítulo.

De tal suerte que al efectuar la sumatoria de todas las deformaciones en cada estrato se obtuvo el siguiente resultado:

$$\rho_c = \sum_{j=1}^n \rho_{cj} = 0.124m = 0.41 ft$$

Al realizar la corrección por Skempton y Bjerrum, con la expresión 52, se tiene que no disminuyó el valor de la deformación, ya que la relación de pre consolidación (OCR), oscilaba en valores menores a 2 y la relación B/H es 0.5. Por esta razón el factor λ de reducción fue muy cercano a 1.

$$\rho_{\lambda c} = \lambda \rho_c = 0.124m = 12.4 cm = 0.41ft$$

Si $B/H > 4$, $\lambda = 1$, o si la profundidad del estrato compresible es $> 2B$.

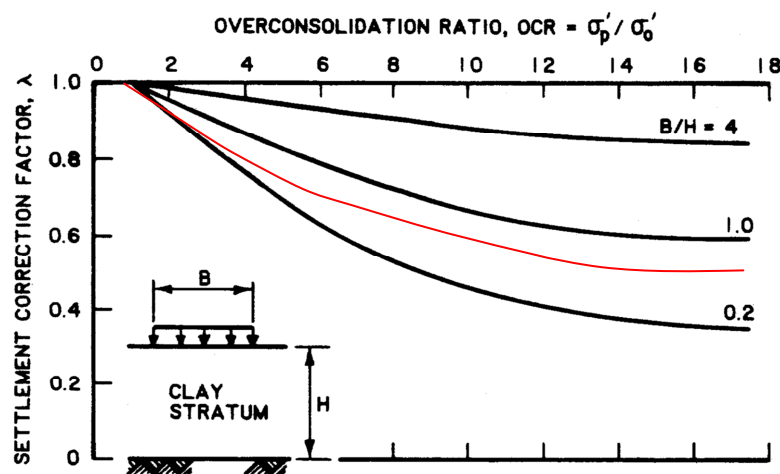


Figura 30 Factor de reducción λ , de asentamientos de Skempton y Bjerrum (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p. 3-36)

5.3.2.3 Índice de tiempo para asentamientos

Se comenta (U.S. Army Coop. of engineers, 1990), la solución para la tasa de tiempo para los asentamientos por consolidación primaria está basado en la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, como función del tiempo y está dada por:

$$\rho_{ct} = \frac{U_t \rho_{\lambda c}}{100} \quad Ec. 55$$

Donde:

ρ_{ct} : asentamiento por consolidación en el tiempo t, en ft

U_t : grado de consolidación del estrato compresible en el tiempo t, en porcentaje

$\rho_{\lambda t}$: asentamiento último por consolidación ajustado por efectos de preconsolidación, en ft

Evaluación del grado de consolidación

La solución de la teoría de consolidación de Terzaghi para determinar U_t está dada en la Tabla 25 como una función del factor tiempo T_v para cuatro casos diferentes de de distribución del exceso de presión de poro inicial. La Figura 32 ilustra ejemplos de distribuciones del exceso de presión de poro inicial para uno (drenaje de una sola superficie) y doble drenaje (drenaje en la cara y la base de de ambas superficies).

Factor tiempo.

El factor tiempo está dado por:

$$T_v = \frac{C_v t}{H_e^2} \quad Ec. 56$$

Donde:

C_v : Coeficiente de consolidación del estrato, ft/day

H_e : Espesor equivalente del estrato compresible, ft

El espesor equivalente de un estrato compresible para drenaje por una sola cara es el actual espesor del estrato. H_e es $\frac{1}{2}$ del espesor actual del estrato para doble drenaje (drenaje en la cara y la base).

Coeficiente de consolidación. El coeficiente de consolidación C_v puede ser encontrado experimentalmente de una prueba de consolidación unidimensional (U.S. Army Corps of engineers, 1990, pp.3-37-3-39).

En el citado manual se presentan cuatro métodos para el cálculo de coeficiente de consolidación: el de Terzaghi, Casagrande, Taylor y el método del punto de inflexión, sin embargo se recomienda utilizar el método de Casagrande por ser más fácil y adecuado de utilizar con suelos cohesivos menos permeables. Se mencionará, en este trabajo, únicamente el método de Casagrande ya que es el utilizado para la obtención del C_v .

El método logarítmico de Casagrande se determina mediante la siguiente expresión:

$$C_v = \frac{0.197h_e^2}{t_{50}} \quad Ec. 57$$

Donde:

C_v : Coeficiente de consolidación del estrato, pie²/día

h_e : espesor equivalente del espécimen, pies

t_{50} : tiempo al 50 por ciento de de consolidación primaria, días

El espesor equivalente del espécimen es la altura del espécimen actual para drenaje de una cara y la mitad del espesor del espécimen para doble drenaje. Este método normalmente da un valor bajo o una tasa lenta de consolidación (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p. 3-40).

Método para el cálculo del índice de tiempo de asentamientos

1. Evaluar el valor más alto y el más bajo del coeficiente de consolidación C_v , de cada estrato del suelo para cada incremento de carga de la curva deformación tiempo (curva de consolidación).
2. Selecciona valores apropiados del C_v de la curva C_v versus esfuerzos logarítmicos usando σ'_f encontrado en el paso 5 del procedimiento para el cálculo de asentamientos por consolidación primaria visto anteriormente. Estimaciones preliminares del C_v pueden ser estimados de la Figura 31.
3. Selecciona el máximo y el mínimo valores del C_v y calcula el espesor efectivo H' de un perfil de suelo multicapa usando los procedimientos de la Tabla 24 relacionada a una de las capas de suelo con un C_{vi} dado. Si el perfil de suelo incluye lentes incompresibles permeables, entonces evalúa T_v y U_t en los pasos 4 a 6 para cada capa compresible y calcula U_t del perfil de suelo con el paso 7.
4. Evaluar los factores tiempo T_v , mínimo y máximo del perfil de suelo compresible de la ecuación, 5.3.2.3.3

$$T_v = \frac{C_v t}{H_e^2} \quad Ec. 58$$

Para varios tiempos t usando el C_v del paso 3 (o el C_{vi} de un suelo multicapa). El espesor equivalente de una capa de suelo compresible H_e es $\frac{1}{2}$ del espesor actual (o $\frac{1}{2}$ del espesor efectivo H' de un suelo con múltiples capas) para doble drenaje en la cara y en la base de ambas superficies del suelo compresible e igual a la altura del suelo compresible para drenaje en una cara.

5. Seleccionar el caso, de la Tabla 24 y la Figura 32 que mejor representa la distribución presión de poro inicial. Si ninguna de las distribuciones de presión dadas representan la distribución inicial, entonces aproximar la distribución inicial como la suma de o la diferencia de algunas combinaciones de las distribuciones estándar dadas en la Tabla 24 como se ilustra en la Figura 33.
6. Evaluar el mínimo y el máximo valor del grado de consolidación U_t para un T_v dados de la Tabla 24. Si ninguno de los cuatro casos en la tabla modela la distribución de presión de poro inicial, entonces el grado de consolidación promedio puede ser evaluado dividiendo la presión de poro en áreas que pueden ser simuladas por los casos de la Tabla 24 y usando la ecuación 59.

$$U_t = \frac{U_{t1}A_1 + U_{t2}A_2 + \dots + U_{ti}A_i}{A} \quad \text{Ec. 59}$$

Donde:

U_{ti} : Grado de consolidación del caso i , i de 1 a 4

A_i : área de la distribución de presión de poro del caso i

A : área aproximada de la distribución de presión de poro

U_t puede ser, también, el grado de consolidación de un suelo limitado por capas drenantes (lentes de suelo permeables). Omitir el paso 7 si U_t es el grado de consolidación del suelo donde los lentes permeables no están presentes.

7. Evaluar la influencia de las capas drenantes (lentes permeables) en el asentamiento.

$$U_t = \frac{1}{\rho_c} * (U_{t1}\rho_{c1} + U_{t2}\rho_{c2} + \dots + U_{tn}\rho_{cn}) \quad \text{Ec. 60}$$

Donde: U_t es el grado de consolidación al tiempo t y ρ_c es el asentamiento último por consolidación del perfil de suelo compresible. Los símbolos 1,2,...;n indican cada capa compresible entre los lentes permeables.

8. Determina el asentamiento por consolidación como función del tiempo ρ_{ct} donde

$$\rho_{ct} = U_t \rho_{\lambda c} \quad \text{Ec. 61}$$

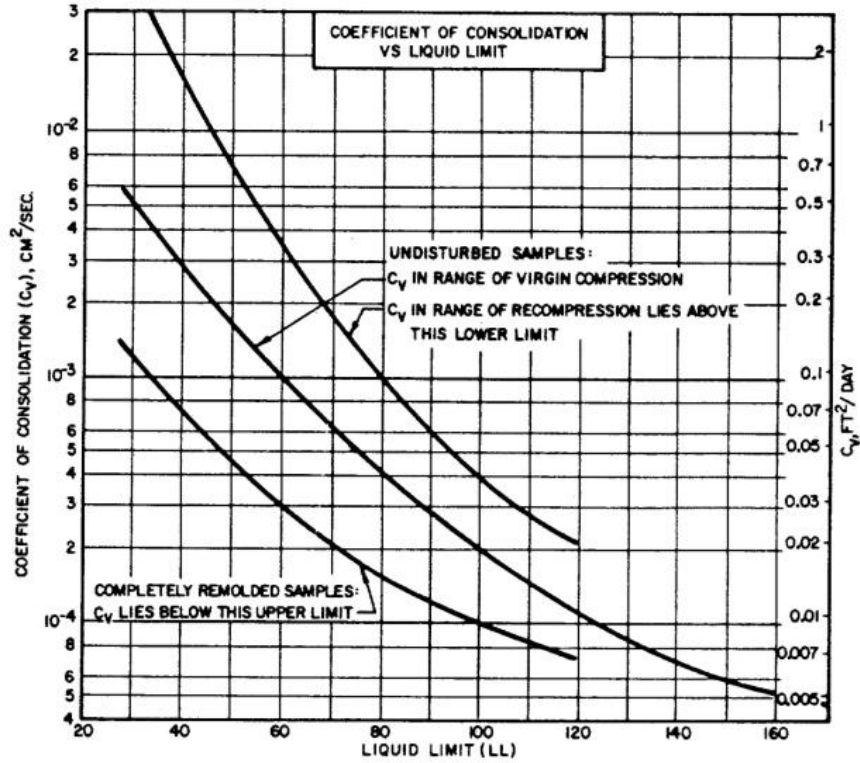


Figura 31 Correlaciones entre el coeficiente de consolidación y el límite líquido (NAVFAC DM 7.1, tomado del U.S. ARMY COORP OF ENGINEERS)

Tabla 24 Procedimiento para evaluar el espesor efectivo y un grado promedio de Consolidación para un suelo multicapa (U.S. Army Corps of engineers, 1990 p.3-45)

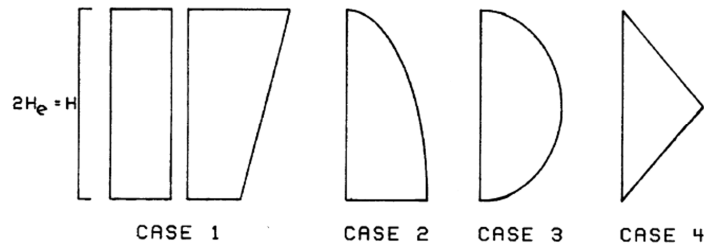
Procedure to Evaluate the Effective Thickness and Average Degree of Consolidation for Multiple Soil Layers (After NAVFAC DM 7.1)

| Step | Description |
|------|--|
| 1 | Select any layer i , with coefficient of consolidation c_{vi} and thickness H_i |
| 2 | Transform the thickness of every other layer to an effective thickness H'_i |
| | $H'_1 = H_1 \left[\frac{C_{v2}}{C_{v1}} \right]^{1/2}$ $H'_2 = H_2 \left[\frac{C_{v1}}{C_{v2}} \right]^{1/2}$ $H'_n = H_n \left[\frac{C_{vi}}{C_{vn}} \right]^{1/2}$ |
| 3 | Calculate the total effective thickness by $H' = H'_1 + H'_2 + \dots + H'_i + \dots + H'_n$ |
| 4 | Treat the entire thickness as a single layer of effective thickness H' with a coefficient of consolidation $c_v = c_{vi}$ and evaluate the time factor T_v from Equation 3-26. Evaluate the degree of consolidation with the assistance of Table 3-10 and Figure 3-16. |

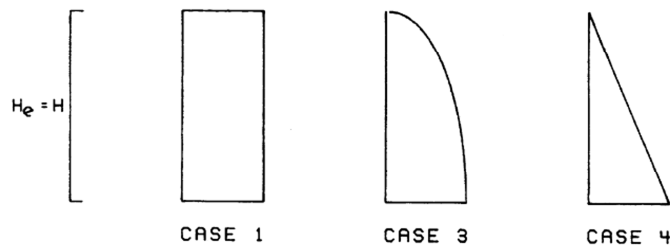
Tabla 25 Grado de consolidación en función del factor tiempo T_v (U.S. Army Corps of engineers, 1990 p. 3-40)

Grado de consolidación como función del factor tiempo T_v

| T_v | Caso 1* | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
|-------|---------|--------|--------|--------|
| 0.004 | 7.14 | 6.49 | 0.98 | 0.8 |
| 0.008 | 10.09 | 8.62 | 1.95 | 1.6 |
| 0.012 | 12.36 | 10.49 | 2.92 | 2.4 |
| 0.020 | 15.96 | 13.67 | 4.81 | 4 |
| 0.028 | 18.88 | 16.38 | 6.67 | 5.6 |
| 0.036 | 21.4 | 18.76 | 8.50 | 7.2 |
| 0.048 | 24.72 | 21.96 | 11.17 | 9.69 |
| 0.060 | 27.64 | 24.81 | 13.76 | 11.99 |
| 0.072 | 30.28 | 27.43 | 16.28 | 14.36 |
| 0.083 | 32.51 | 29.67 | 18.52 | 16.51 |
| 0.100 | 35.68 | 32.88 | 21.87 | 19.77 |
| 0.125 | 39.89 | 36.54 | 26.54 | 24.42 |
| 0.150 | 43.70 | 41.12 | 30.93 | 28.86 |
| 0.175 | 47.18 | 44.73 | 35.07 | 33.06 |
| 0.200 | 50.41 | 48.09 | 38.95 | 37.04 |
| 0.250 | 56.22 | 54.17 | 46.03 | 44.32 |
| 0.300 | 61.32 | 59.50 | 52.30 | 50.78 |
| 0.350 | 65.82 | 64.21 | 57.83 | 56.49 |
| 0.400 | 69.79 | 68.36 | 62.73 | 61.54 |
| 0.500 | 76.4 | 76.28 | 70.88 | 69.95 |
| 0.600 | 81.56 | 80.69 | 77.25 | 76.52 |
| 0.800 | 88.74 | 88.21 | 86.11 | 85.66 |
| 1.000 | 93.13 | 92.80 | 91.52 | 91.25 |
| 1.500 | 98 | 97.90 | 97.53 | 97.45 |
| 2.000 | 99.42 | 99.39 | 99.28 | 99.26 |



a. DOUBLE DRAINAGE



b. SINGLE DRAINAGE

Figura 32 Ejemplo de distribuciones de exceso de presión de poro para solo y doble drenaje. H es el espesor actual del estrato y H_e es el espesor equivalente.

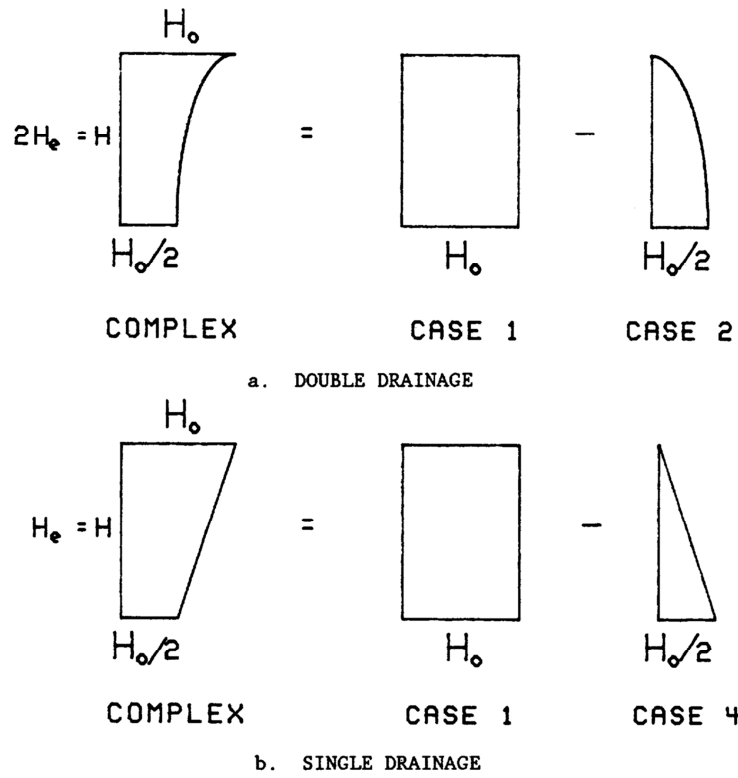


Figura 33 Ejemplos de distribuciones de exceso de presión de poro

De acuerdo al procedimiento anteriormente descrito se muestra el análisis y sus resultados:

Expresiones para el cálculo del factor tiempo de consolidación

$$C_{vi} = 0.000400 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$H' = 24.57 \text{ m}$$

Coefficiente de consolidación
(Casagrande)

$$C_v = \frac{0.197h_e^2}{t_{50}}$$

$$H_e = 24.57 \text{ m}$$

Factor tiempo de consolidación

$$T_v = \frac{C_v t}{H_e^2}$$

Asentamiento en función del tiempo t

$$\rho_{ct} = U_t \rho_{\lambda c}$$

| C_v (cm ² /s) | |
|----------------------------|---------|
| Mín | Máx |
| 0.00022 | 0.00040 |

| Tiempo | | T _v | | U _t (%) | |
|--------|--------|----------------|------------|--------------------|------------|
| Años | Días | Mín | Max | Mín | Max |
| 1 | 365 | 0.00114963 | 0.00209023 | 0.22992563 | 0.4180466 |
| 10 | 3650 | 0.01149628 | 0.02090233 | 2.29925632 | 4.18046603 |
| 30 | 109500 | 0.34488845 | 0.6270699 | 55.9062607 | 77.7570946 |

Asentamiento por consolidación como función del tiempo t

| Tiempo | Asentamiento ρ_{ct} en in | |
|--------|--------------------------------|------------|
| | Min | Máx |
| Años | | |
| 1 | 0.01124143 | 0.02043896 |
| 10 | 0.11241425 | 0.20438955 |
| 30 | 2.73334494 | 3.80166654 |

5.3.2.4 Aproximación en las predicciones para asentamientos

Se plantea que la experiencia muestra que las predicciones de asentamientos son razonables y están dentro de un orden del 50% de los asentamientos para muchos tipos de suelos. Los índices de tiempo de asentamientos basados en pruebas de laboratorio y correlaciones empíricas pueden no ser representativos del campo porque los índices están influenciados por fisuras in situ, existencia de lentes permeables de arena, fronteras impermeables, y parámetros de suelo no uniformes así como el tiempo de construcción (U.S. Army Corps of engineers, 1990, p.3-48).

De acuerdo a lo anterior mencionado por el U.S. Army, se entiende que las predicciones de las deformaciones esperadas andarán del orden 50%, utilizando estos cálculos los cuales están basados en la teoría de Terzaghi.

5.3.3 Compresión secundaria y “Creep”

La compresión secundaria y *creep* son deformaciones dependientes del tiempo que comienzan a ocurrir esencialmente esfuerzo efectivo constante con despreciables cambios en la presión de poro. La compresión secundaria y *creep* pueden ser un proceso de dispersión en la estructura del suelo que provoca el movimiento de las partículas y puede estar asociada con reacciones electroquímicas y floculación. Incluso el *creep* es causado por el mismo mecanismo que la compresión secundaria, difieren en la geometría del confinamiento. El *creep* está asociado con la deformación sin cambios de volumen y presión de poro en el suelo sujeto a cortante; mientras, que la compresión secundaria está asociada con una reducción de volumen sin cambios significativos en la presión de poro (U.S. Army Corps of engineers, 1990,P.3-53).

5.3.3.1 Cálculo de la compresión secundaria

Los asentamientos por compresión secundaria ρ_s han sido observados de muchas mediadas de laboratorio y campo que son aproximadamente una línea extensa sobre una gráfica semi logarítmica con el tiempo, siguiendo la trayectoria y completando la consolidación primaria. El decremento en la relación de vacíos de la compresión secundaria es,

$$\Delta e_{st} = C_{\alpha} \log \frac{t}{t_{100}} \quad Ec. 62$$

Donde:

Δe_{st} : cambio en la relación de vacíos de la compresión secundaria al tiempo t

C_{α} : coeficiente de compresión secundaria

t: tiempo en el cual es calculado el asentamiento por compresión secundaria, días

t_{100} : tiempo correspondiente al 100 por ciento de la consolidación primaria, días

El asentamiento por compresión secundaria es calculado con la ecuación similar al cálculo de asentamiento por consolidación primaria.

Coefficiente de compresión secundaria

C_α es la pendiente de la de la gráfica de la relación de vacíos- logaritmo del tiempo para el tiempo que excede el 100 por ciento de la consolidación primaria, t_{100} . El t_{100} es arbitrariamente determinado como la intersección de la tangente de la curva en el punto de inflexión con la tangente del tramo de línea recta que representa el efecto secundario del tiempo.

Estimación del C_α

Un único valor del C_α/C_c ha sido observado, para una variedad de tipos de suelo. La relación C_α/C_c es constante y el rango varía entre 0.025 y 0.100 para todos los suelos. Altos valores de C_α/C_c se relaciona con suelos orgánicos. C_α incrementará, en general, con el tiempo si la presión efectiva de consolidación σ' es menor que una presión crítica o el esfuerzo de preconsolidación σ'_p . Para σ' más grande que σ'_p , decrecerá con el tiempo; sin embargo, C_α permanecerá constante con el tiempo dentro del rango de presión efectiva $\sigma' > \sigma'_p$ si C_c también permanece constante. Una primera aproximación del índice de compresión secundaria C_α es $0.0001W_n$ para un $10 < W_n < 3000$, donde W_n es el contenido natural de agua en porcentaje (después de NAVFAC DM 7.1, citado por U.S. Army Corp of engineers, pp.3-53,3-54).

Tabla 26 Coeficiente de compresión secundaria (U.S. Army Corps of engineers, 1990 p. 3-54)

| Coefficient of secondary Compression C_a | | |
|--|----------------|-------|
| Soil | C_α/C_c | |
| Clay | 0.025 | 0.085 |
| Silt | 0.03 | 0.075 |
| Peat | 0.03 | 0.085 |
| Muskeg | 0.09 | 0.1 |
| Inorganic | 0.025 | 0.06 |

A continuación se muestra la tabla de cálculo de asentamientos por consolidación secundaria,

Tabla 5.3.3.2 Tabla de análisis y cálculo del análisis por compresión secundaria

Sistema MKS
N.A.F. = 4.50 m

| Unidad geotécnica | Hidrostática | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|------------------|----------|------|------------------|-----------------|--|
| | Z _i | Z _{i+1} | Δz | γ | U _b | P _v | σ' _{oz} | σ' _p | σ' _o | Δσ' _s | σ' _i | c _c | c _α | t ₁₀₀ | t | Δe | e ₁₀₀ | ρ _{ij} | |
| | (m) | (m) | (m) | (T/m ³) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | (T/m ²) | | | (días) | (días) | | | (m) | |
| 1 | 0.00 | 1.80 | 1.80 | 1.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | | | 1.4 | | | | | | | | | |
| 2 | 1.80 | 4.50 | 2.70 | 1.58 | 4.5 | 7.1 | 2.6 | | 2.8 | | | | | | | | | | |
| | 4.50 | 5.00 | 0.50 | 1.36 | 5.0 | 7.8 | 2.8 | 12.5 | 2.7 | 1.439 | 4.2 | 0.15 | 0.004 | 0.017 | 3650.000 | 0.02 | 2.32 | 0.003 | |
| | 5.00 | 11.60 | 6.60 | 1.36 | 11.6 | 16.8 | 5.2 | 12.5 | 4.0 | 1.367 | 5.4 | 0.15 | 0.004 | 0.017 | 3650.000 | 0.02 | 2.32 | 0.039 | |
| | 11.60 | 12.00 | 0.40 | 1.36 | 12.0 | 17.3 | 5.3 | 10.5 | 5.3 | 1.150 | 6.4 | 0.35 | 0.009 | 0.031 | 3650.000 | 0.04 | 7.26 | 0.002 | |
| 3 | 12.00 | 13.80 | 1.80 | 1.36 | 13.8 | 19.8 | 6.0 | 10.5 | 5.7 | 1.070 | 6.7 | 0.35 | 0.009 | 0.031 | 3650.000 | 0.04 | 7.26 | 0.010 | |
| | 13.80 | 15.30 | 1.50 | 1.65 | 15.3 | 22.3 | 7.0 | 10.5 | 6.5 | 0.962 | 7.4 | | | | | | | | |
| 4 | 15.30 | 16.80 | 1.50 | 1.50 | 16.8 | 24.5 | 7.7 | 10.5 | 7.3 | 0.866 | 8.2 | 0.78 | 0.020 | 0.008 | 3650.000 | 0.11 | 3.92 | 0.034 | |
| 5 | 16.80 | 17.70 | 0.90 | 1.37 | 17.7 | 25.8 | 8.1 | 12.0 | 7.9 | 0.796 | 8.7 | 0.78 | 0.020 | 0.008 | 3650.000 | 0.11 | 3.92 | 0.020 | |
| 6 | 17.70 | 18.00 | 0.30 | 1.37 | 18.0 | 26.2 | 8.2 | 12.0 | 8.1 | 0.763 | 8.9 | 0.78 | 0.020 | 0.008 | 3650.000 | 0.11 | 3.92 | 0.007 | |
| 7 | 18.00 | 18.60 | 0.60 | 1.37 | 18.6 | 27.0 | 8.4 | 12.0 | 8.3 | 0.738 | 9.0 | 0.78 | 0.020 | 0.008 | 3650.000 | 0.11 | 3.92 | 0.014 | |
| 8 | 18.60 | 23.40 | 4.80 | 1.56 | 23.4 | 34.5 | 11.1 | 12.0 | 9.7 | 0.610 | 10.3 | 0.78 | 0.020 | 0.008 | 3650.000 | 0.11 | 3.92 | 0.108 | |
| 9 | 23.40 | 28.80 | 5.40 | 1.56 | 28.8 | 42.9 | 14.1 | 12.0 | 12.6 | 0.433 | 13.0 | 0.78 | 0.020 | 0.008 | 3650.000 | 0.11 | 3.92 | 0.122 | |
| 10 | 28.80 | 31.80 | 3.00 | 1.62 | 31.8 | 47.8 | 16.0 | | | | | | | | | | | | |
| 11 | 31.80 | 35.40 | 3.60 | 2.70 | | | | | | | | | | | | | | | |

$$\rho_{cs} = \sum_{j=1}^n \rho_{csj} = 0.36 \text{ m} = 1.17 \text{ ft}$$

Donde se utilizó la relación C_o/C_c=0.025, obtenido de la Tabla 26. Los parámetros de la tabla fueron definidos previamente.

Utilizando la expresión 5.3.2.2.4 y la sumatoria de los asentamientos individuales por estrato, se tiene:

$$\rho_{cp} = \sum_{j=1}^n \rho_{cpj} = 0.36 \text{ m} = 1.17 \text{ ft}$$

Cómo se puede apreciar el asentamiento por consolidación primaria es mayor al asentamiento por consolidación secundaria.

Resumen de deformaciones utilizando el cajón de cimentación

Como resultado de las deformaciones debidas al asentamiento inmediato, la consolidación primaria y secundaria se tiene que el hundimiento total será entonces:

$$\rho = \rho_i + \rho_c + \rho_s = 2.47 \text{ ft} = 63.88 \text{ cm}$$

El total de deformaciones será la diferencia de los hundimientos y la deformación por expansión:

$$\rho = \rho_i + \rho_c + \rho_s - S_{ER} = 63.88 \text{ cm} - 21.37 = 42.52 \text{ cm}$$

De todas las deformaciones calculadas anteriormente se presenta la siguiente tabla resumen:

Tabla 27 Tabla resumen de deformaciones (U.S. Army Corps Of engineers)

| <i>Sin pilotes</i> | | | |
|----------------------|-------------------|-----------------|-------------------|
| Consolidación | | | |
| Expansión | Inmediatos | primaria | secundaria |
| (cm) | (cm) | (cm) | |
| 21.365 | 15.648 | 12.446 | 35.794 |

Deformaciones totales sin pilotes = 42.52 cm

Cómo se puede apreciar el porcentaje de consolidación secundaria es mayor que el asentamiento inmediato y el asentamiento por consolidación primaria, esto se puede deber que al tratarse de suelos blandos de alta plasticidad, en los estratos de entre los 15 y los 18 metros se tienen suelos normalmente consolidados en donde el esfuerzo de preconsolidación es menor a los esfuerzos a los que será sometido el suelo a esas profundidades, por lo cual se justifica el uso de pilotes de fricción para reducir estas deformaciones a las cuales se verá sometida la estructura a lo largo del tiempo.

5.3.4 Asentamientos por carga transitoria y sismo

Este capítulo se menciona de manera descriptiva a grandes rasgos por cuestiones de alcances y espacio en el presente trabajo, pero para futuras consultas se menciona que esta información también se encuentra en el Manual de asentamientos del U.S. Army Corps Of engineers.

Se comenta que, las fuerzas transitorias y dinámicas provocan reordenamiento de las partículas y pueden provocar asentamientos considerables, particularmente en suelos sin cohesión cuando las partículas se mueven hacia dentro de posiciones más compactas. Una gran porción de las fuerzas dinámicas vivas aplicadas al suelo de cimentación son las del tráfico en pavimentos. Fuerzas dinámicas de una rueda comprimiendo un pavimento causa una combinación multidireccional de cortante cíclica y deformaciones de compresión (U.S. Army Corps of engineers, 1990,p.4-1).

Para mayor información refierase al Manual de asentamientos del U.S. Army Corps Of engineers mencionado en la bibliografía mostrada al final del presente trabajo.

5.4 Pilotes hincados

Los pilotes hincados (*driven piles*) son elementos de cimentación profunda que son hincados dentro del suelo provocando que el suelo sea desplazado y alterado o remodelado. El hincado incrementa temporalmente la presión de poro y reduce la capacidad de carga a corto plazo, pero puede incrementar la capacidad de carga a largo plazo. Los pilotes hincados son con frecuencia construidos en grupos que producen una capacidad de carga adecuada (U.S. Army Coop of engineers, 1992, p.5-1).

5.4.1 Efectos de pilotes hincados

El hincado de pilotes altera y remodela sustancialmente el suelo. El hincado comprime radialmente los suelos cohesivos e incrementa la densidad relativa de los suelos no cohesivos cerca del pilote.

Suelo cohesivo

La alteración del suelo alrededor de los pilotes hincados dentro del suelo o arcillas normalmente consolidados está dentro de un diámetro de pilote. El hincado dentro de arcillas rígidas saturadas con cierra fisuras y causa completa pérdida de la historia de esfuerzos cerca de la pila (Vesic 1969, citado por U.S. Army Coop of engineers, p.5-45).

Hincado en arcilla saturada

La alteración del suelo y la compresión radial incremental la presión de poro, eso reduce temporalmente la resistencia del suelo al cortante y la capacidad de carga del pilote. La presión de poro decrece con el tiempo después de del hincado y lleva a un incremento en la resistencia al cortante y a la capacidad de carga del pilote, este efecto es el de la rigidez del suelo.

Hincado en arcilla no saturada

Hincado en arcilla no saturada no genera altas presiones de poro y probablemente no llevaría a una rigidez del suelo (U.S. Army Coop of engineers, 1992).

5.4.2 Capacidad de carga vertical de pilotes hincados aislados

La capacidad de carga vertical de pilotes hincados puede ser estimada usando las ecuaciones 63 y la Ec. 64 similar a las pilas construidas en sitio.

$$Q_u = Q_{bu} + Q_{su} - W_p \quad \text{Ec. 63}$$

$$Q_u = q_{bu}A_b + \sum_{i=1}^n Q_{sui} - W_p \quad \text{Ec. 64}$$

Donde:

Q_u : Capacidad de carga última, en kips.

Q_{bu} : Resistencia última por capacidad de carga en la punta, kips.

Q_{su} : Resistencia última por fricción en el fuste, kips.

q_{bu} : Resistencia por capacidad de carga última unitaria, ksf.

A_b : Área de la punta o la base, ft².

n : Número de estratos

Q_{sui} : Resistencia última por fricción de cada estrato i , ksf.

W_p : Peso de la pila o pilote = $A_b L \gamma_p$, sin la base alargada, kips.

L : Longitud del elemento (pila o pilote), kips/ft³

γ_p : Densidad del pilote, kips/ft³

La capacidad de carga última por punta se calcula con la expresión 65:

$$q_{bu} = C N_{cp} \zeta_{cp} + \sigma'_L N_{qp} \zeta_{qp} + \frac{B_b}{2} \gamma'_b N_{\gamma p} \zeta_{\gamma p} \quad \text{Ec. 65}$$

Donde:

C: Cohesión del suelo bajo la punta, ksf

σ'_L : Presión efectiva vertical del suelo en la base de la pila= $\gamma' L$,ksf

γ'_L , peso específico volumétrico sumergido del suelo a lo largo del elemento L, kips/ft³

B_b: Diámetro de la base, ft

γ'_b : Peso volumétrico efectivo del suelo bajo la base, kips/ft³.

N_{cp}, N_{qp}, N_{γp}: Factores de capacidad de carga de la pila, por cohesión, sobrecarga y componentes de la cuña activa.

ζ_{cp} , ζ_{qp} , $\zeta_{\gamma p}$: Factores de corrección de cohesión, sobrecarga y componentes de la cuña activa.

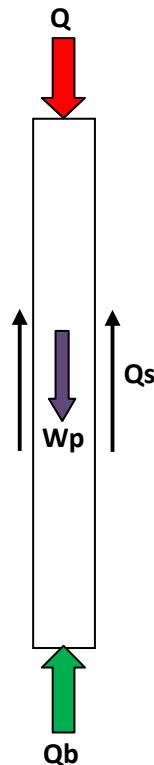


Figura 34 Soporte de cimentación profunda por cargas verticales (U.S. Army Coop of engineers, 1992)

La ecuación 65 puede ser simplificada a

$$q_{bu} = CN_{cp}\zeta_{cp} + \sigma'_L N_{qp}\zeta_{qp} \quad Ec. 66$$

Suelos cohesivos

La resistencia al corte en suelos cohesivos es $c=C_u$, la resistencia no drenada y el ángulo de fricción efectivo $\phi'=0$. La ecuación 66 lleva a:

$$q_{bu} = N_{cp}C_u = 9C_u \quad Ec. 67$$

Donde el factor de forma $\zeta_{cp}=1$ y $N_{cp}=9$.

La resistencia al corte no drenada C_u es estimada con métodos del capítulo 3 y puede ser tomada como el promedio pesado de la resistencia al corte dentro de $2B_b$ bajo la punta del pilote.

Para el cálculo de la capacidad de carga de pilotes hincados se presentan varias metodologías en el Manual de capacidad de Capacidad de Carga del U.S. Army Coop of engineers, sin embargo por cuestiones de espacio sólo se presenta aquí la metodología de **Meyerhoff** que es una de las más utilizadas en casi todo el mundo.

La Figura 34 ilustra los factores de capacidad de carga que son usados en la ecuación 67 (Meyerhof, 1976). El rango entre factores bajos y altos en la Figura 35 deberán tomar en cuenta las condiciones del suelo tales como suelto o arenas densas, relación de preconsolidación de arcillas, y suelos con distintos graos de compresibilidad. Los factores de corrección ζ_{cp} y ζ_{qp} en la ecuación 66 son unitarios. N_{cp} y N_{qp} son estimados como sigue:

Evaluar la relación crítica de profundidad $R_c=L_c/B$ del ángulo de fricción dado ϕ' usando la figura 5.4.2.3. Después calcular la profundidad crítica $L_c=R_cB$, donde B =diámetro o ancho de la pila.

1. Si $\phi' < 30^\circ$ y $L > L_c/2$, entonces usar $N_{cp, high}$ y $N_{qp, high}$ directamente de las curvas de la figura 5.4.2.2.
2. Si $\phi' < 30^\circ$; y $L < L_c/2$, entonces de la Figura 35.

$$N_{cp} = N_{cp,low} + (N_{cp,high} - N_{cp,low}) \frac{2L}{L_c} \quad Ec. 68$$

$$N_{qp} = N_{qp,low} + (N_{qp,high} - N_{qp,low}) \frac{2L}{L_c} \quad Ec. 69$$

Si $\phi' \geq 30^\circ$ evaluar la relación de carga con la profundidad $R_b=L/B$, localizar la intersección de R_b y ϕ' en la figura 5.4.2.2, y estimar por interpolación N_{cb} y N_{qp} , respectivamente.

3. Si $R_b > R_c$, asegurarse que $q_{bu} \leq q_l$ = esfuerzo límite. El esfuerzo límite está dado por

$$q_l = N_{qp} \tan \phi' \quad Ec. 70$$

Donde q_l está en unidades de ksf.

Estimaciones con pruebas de campo in situ

Método SPT de Meyerhof. Capacidad de carga última puede ser estimada de la resistencia a la penetración de la prueba SPT (Meyerhof, 1976, citado por U.S. Army Corps of engineers, 1992).

$$q_{bu} = 0.8N_{SPT} \frac{L_b}{B} < 8N_{SPT}, \quad \frac{L}{B} \geq 10 \quad Ec. 71$$

Donde N_{SPT} es el promedio del número de golpes dentro de $8B_b$ por encima y $3B_b$ por debajo de la punta del pilote. L_b es la profundidad de penetración de la punta del pilote dentro del estrato de apoyo, q_{bu} está en unidades de ksf.

Capacidad de carga admisible

La capacidad de carga admisible de la ecuación 66 utilizando un factor de seguridad $FS=3$, es:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad Ec. 72$$

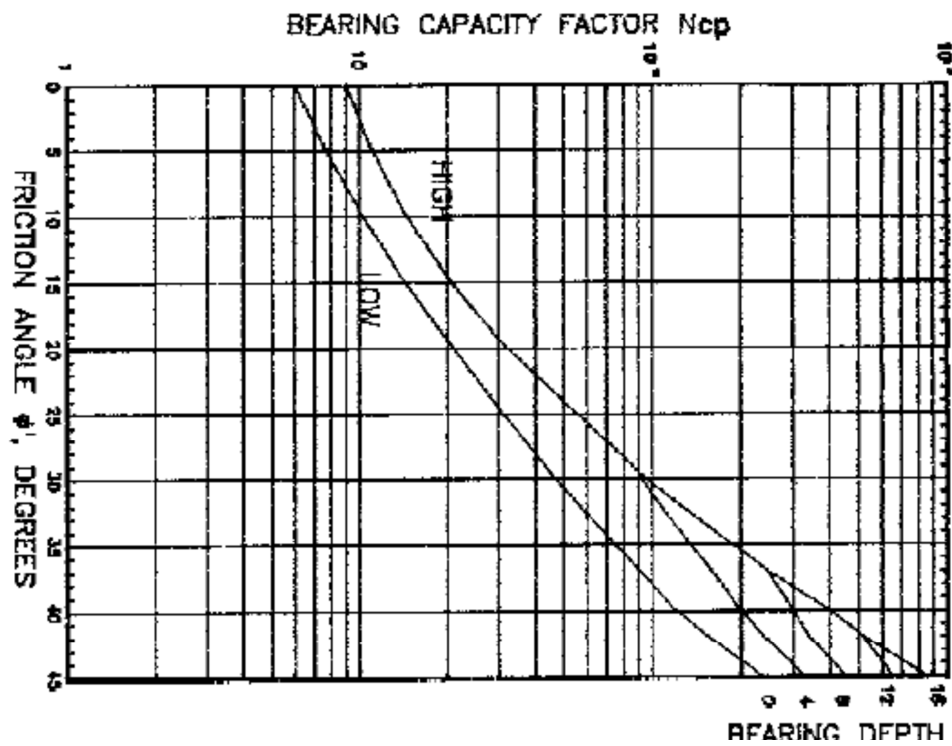
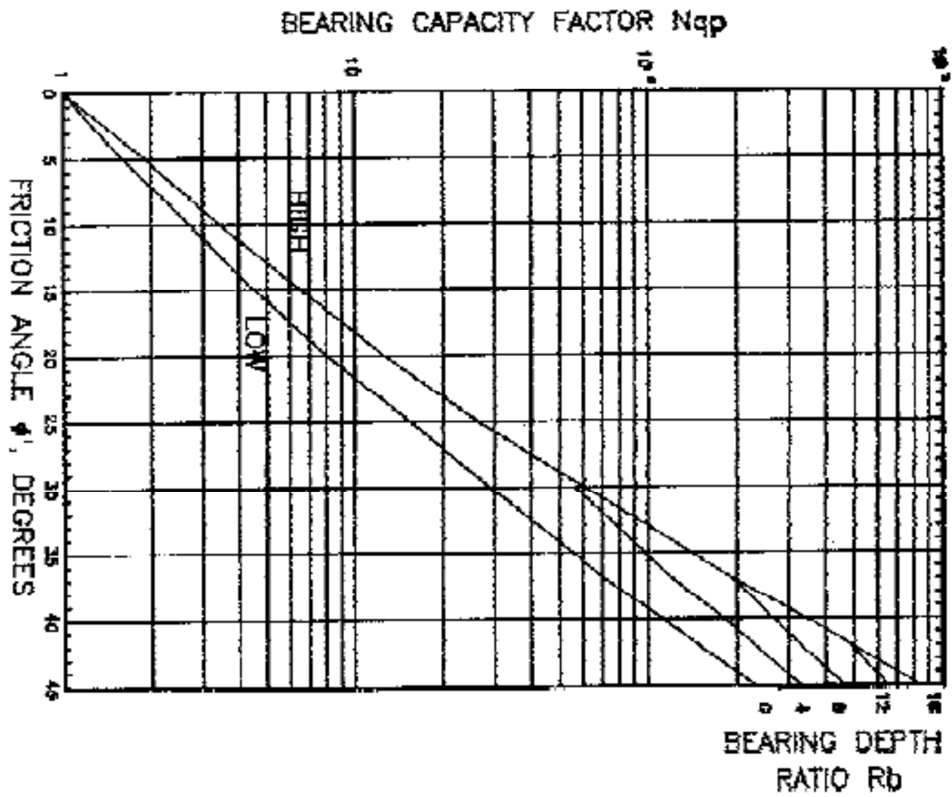


Figura 35 Factores de capacidad de carga, método de Meyerhof (U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-49)

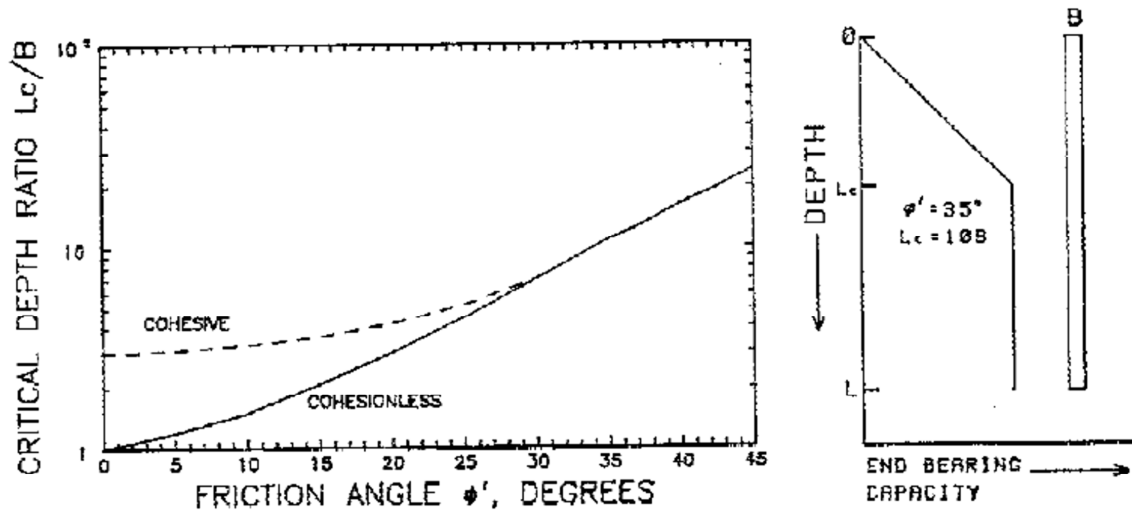


Figura 36 Relación crítica de profundidad L_c/B (Meyerhof,1976, citado por U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-6)

Resistencia a la fricción lateral

La máxima resistencia a la fricción lateral que puede ser movilizada a lo largo de toda la longitud del elemento pila ΔL puede ser estimado como:

$$Q_{sui} = A_{si} f_{si} \quad Ec. 73$$

Donde:

A_{si} : área del elemento pilote, $i, C_{si} \Delta L$, ft^2

C_{si} : circunferencia del pilote i , ft

ΔL : longitud del elemento pilote, ft

f_{si} : fricción en el fuste del pilote i , ksf

Suelo cohesivo

- a) Método alfa (α). La fricción en la longitud del fuste de una pila o pilote puede ser estimada como:

$$f_{si} = \alpha_a C_u \quad Ec. 74$$

Donde:

α_a : factor de adhesión

C_u : resistencia al corte no drenada, ksf

La estimación de α_a puede ser realizada de valores de la Tabla 28 en ausencia de de pruebas de carga y para diseños preliminares.

Tabla 28 Factores de adhesión para pilotes hincados en suelos cohesivos (Tomlinson, 1980 citado por U.S. Army Coop of engineers, 1992, p.5-58)

| Length/Width Ratio $\frac{L}{B}$ | Undrained Shear Strength C_u , ksf | Adhesion Factor α_a |
|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|
| < 20 | < 3 | 1.2 - 0.3 C_u |
| | > 3 | 0.25 |
| > 20 | 0.0 - 1.5 | 1.0 |
| | 1.5 - 4.0 | 1.5 - 0.4 C_u |
| | > 4 | 0.3 |

- b) Método lambda (λ). Este método semi empírico está basado en numerosas pruebas de carga de pilotes de tubo hincados en arcilla considerando que la capacidad de carga última fue evaluada de la ecuación 66 usando $N_{cp}=9$ y $\zeta=1$ (Vija, Vergiya y Fatch, 1972, citado por U.S. Army Corps of engineers, 1992). El término N_{qp} y $N_{\gamma p}$ no son usados. La resisntecnia lateral es;

$$f_{si} = \lambda(\sigma'_m + 2C_{um}) \quad Ec. 75$$

Donde;

λ : Factor de correlación,

σ'_m : esfuerzo efectivo vertical medio entre la superficie del suelo y la punta del pilote.

C_{um} : Resistencia no drenada al corte media a lo largo de la longitud del pilote, ksf.

λ puede ser dada tambien por

$$\lambda = L^{-0.42} \quad L \geq 10ft \quad Ec. 76$$

Donde L es la longitud del pilote en ft.

2. Capacidad total de carga última

$$\gamma_{con} = 2.40 \text{ t/m}^3$$

Redondo

$$W_p = \frac{\pi B^2}{4} L \gamma_{con} =$$

$$W_p = B^2 L \gamma_{con} = 7.29 \text{ ton} = 16.07 \text{ kips} \quad \text{Peso del pilote}$$

$$f_{si} = \lambda (\sigma'_m + 2C_{um}) \quad \lambda = L^{-0.42} \quad L \geq 10 \text{ ft} \quad Q_{sui} = A_{si} f_{si} = c_s \Delta L \sum_{i=1}^n f_{si}$$

$$Q_{sui} = A_{si} f_{si} = 249.15 \text{ ton} \quad \text{Capacidad de carga por fricción}$$

$$Q_{bu} = A_b q_{bu} = 38.82 \text{ ton} \quad \text{Capacidad de carga por punta}$$

$$Q_u = Q_{bu} + Q_{su} - W_p = 280.68 \text{ ton} \quad \text{Capacidad de carga última}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = 93.56 \text{ ton}$$

Donde todos los parámetros fueron definidos previamente, como se puede apreciar la capacidad de carga última es:

$$Q_u = Q_{bu} + Q_{su} - W_p = 280.68 \text{ ton}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{280.68 \text{ ton}}{3} = 93.56 \text{ ton}$$

5.4.3 Capacidad de carga lateral de pilotes aislados

Se comenta que la evaluación de la capacidad de carga lateral es tratada similarmente a las pilas coladas en sitio. La capacidad de carga lateral puede ser determinada por pruebas de carga por métodos analíticos, ecuaciones y curvas p-y y con valores arbitrarios. La mayoría de las pilas son colocadas en grupos donde la capacidad de grupo controla el desarrollo (U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-67).

a) Pruebas de carga

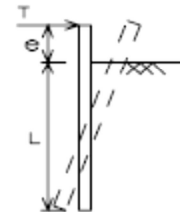
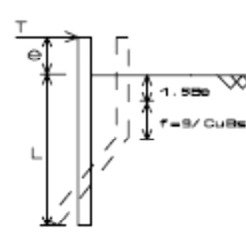
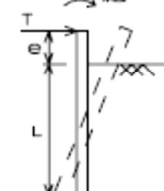
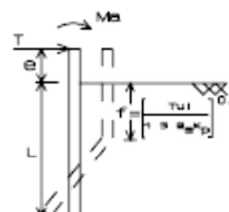
Las pruebas de carga lateral son económicamente justificables para grandes proyectos y pueden ser desarrolladas como se describe en la norma ASTM D 3966.

b) Métodos analíticos

Usar curvas p-y es recomendable para condiciones complicadas del subsuelo.

Las ecuaciones de Broms en la Tabla 30 nos dan estimaciones de capacidad de carga última para carga lateral para muchos casos.

Tabla 30 Ecuaciones de Broms para carga última lateral (Broms, 1965 citado por U.S. Army Coop of engineers, 1992)

| a. Free Head Pile in Cohesive Soil | | |
|--|---|---|
| Pile | Equations | Diagram |
| Short $L \leq L_c$ | $T_u = 18C_u B_s \left[(e^2 + 1.5B_s e + eL + 0.5L^2 + 1.125B_s^2)^{1/2} - (e + 0.75B_s + 0.5L) \right] \quad (5-22a)$ $L_c = 1.5B_s + \frac{9}{C_u B_s} + \left[\frac{M_y}{2.25C_u B_s} \right]^{1/2} \quad (5-22b)$ |  |
| Long $L \geq L_c$ | $T_u = 9C_u B_s \left(\left[(e + 1.5B_s)^2 + \frac{2M_y}{9C_u B_s} \right]^{1/2} - e - 1.5B_s \right) \quad (5-22c)$ <p style="margin-left: 40px;"> <i>Circular:</i> $M_y = 1.3f_y Z$ <i>H-section:</i> $= 1.1f_y Z_{max}$ <i>H-section:</i> $= 1.5f_y Z_{min}$ </p> |  |
| b. Free Head Pile in Cohesionless Soil | | |
| Pile | Equations | Diagram |
| Short $L \leq L_c$ | $T_{ul} = \frac{\gamma B_s K_p L^3 - 2M_a}{2(e + L)} \quad (5-24a)$ $L_c^3 - \frac{2T_{ul}}{\gamma B_s K_p} L_c - \frac{2(M_a + T_{ul}e)}{\gamma B_s K_p} = 0 \quad (5-24b)$ |  |
| Long $L \geq L_c$ | $T_{ul} = \frac{M_y - M_a}{e + \frac{2}{3}f} \quad (5-24c)$ |  |

c. Fixed Head Pile in Cohesive Soil

| Pile | Equations | Diagram |
|---|--|---------|
| Short $L \leq L_{cs}$ | $T_u = 9C_u B_s (L - 1.5B_s) \quad (5-23a)$ $L_{cs} = 2 \left[\frac{M_y}{18C_u B_s} + \frac{9}{16} B_s^2 \right] \quad (5-23b)$ | |
| Inter-mediate $L_{cs} \leq L$ $L \geq L_{cl}$ | $T_u = 18C_u B_s \left[\frac{M_y}{9C_u B_s} + \frac{L^2}{2} + \frac{9}{8} B_s^2 \right]^{1/2} - (0.75B_s + 0.5L) \quad (5-23c)$ $L_{cl} = \left[2.25B_s^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{9C_u B_s} \right]^{1/2} + \left[\frac{M_y}{2.25C_u B_s} \right]^{1/2} \quad (5-23d)$ | |
| Long $L \geq L_{cl}$ | $T_u = 9C_u B_s \left[(2.25B_s^2 + \frac{4}{9} M_y)^{1/2} - 1.5B_s \right] \quad (5-23e)$ | |

d. Fixed Head Pile in Cohesionless Soil

| Pile | Equations | Diagram |
|--------------------------|--|---------|
| Short $L \leq L_{cs}$ | $T_u = 1.5\gamma B_s K_p L^2 \quad (5-25a)$ $L_{cs} = \left[\frac{M_y}{\gamma B_s K_p} \right]^{1/3} \quad (5-25b)$ | |

| Pile | Equations | Diagram |
|--|--|---------|
| Inter-mediate $L_{cr} \leq L_{ca}$ $L \geq L_{ca}$ | $T_u = \frac{M_y}{L} + 0.5\gamma B_p K_p \quad (5-25c)$ $L_{ca}^3 - \frac{T_{ul}}{0.5\gamma B_p K_p} \cdot L_{ca} + \frac{M_y}{0.5\gamma B_p K_p} \quad (5-25d)$ | |
| Long $L \geq L_{ca}$ | $T_u = \frac{2M_y}{e + \frac{2}{3} \cdot f} \quad (5-25e)$ | |

c) Valores arbitrarios

La Tabla 31 da cargas laterales permisibles para pilotes o pilas.

Las pilas pueden soportar cargas horizontales transitorias hasta del 10 por ciento de la carga vertical sin considerar características de diseño (U.S. Army Corp of engineers, 1992).

Tabla 31 Ecuaciones de Broms para carga última lateral (Broms, 1965 citado por U.S. Army Corp of engineers, 1992)

Recommendations for Allowable Lateral Pile Loads (Data from Vanikar 1986)

| Pile | Allowable Deflection, in. | Allowable Lateral Load, kips | Reference |
|------------------------|---------------------------|---|--|
| Timber | | 10 | New York State Department of Transportation 1977 |
| Concrete | | 15 | |
| Steel | | 20 | |
| All | 0.375 | 2 | New York City Building Code 1968 |
| All | 0.25 | 1 (soft clays) | Teng |
| Timber | 0.25 | 9 | Feagin |
| Timber | 0.50 | 14 | " |
| Concrete | 0.25 | 12 | " |
| Concrete | 0.50 | 17 | " |
| | | Medium sand Fine sand Medium clay | McNulty |
| 12 inch Timber (free) | 0.25 | 1.5 1.5 1.5 | |
| 12 inch Timber (fixed) | 0.25 | 5.0 4.5 4.0 | |
| 16 inch Concrete | 0.25 | 7.0 5.5 5.0 | |

Debido a los alcances del presente trabajo no se incluye el desarrollo del cálculo de la capacidad de carga lateral de estos elementos, sin embargo semu estran las expresiones usadas y las recomendaciones de las anteriores tablas, pero para futuras consultas de este tema en el manual del U.S. Army Corps of engineers, capítulo 5 puede obtenerse mayor información.

5.4.4 Capacidad de grupo de pilotes

Las pilas o pilotes hincados son normalmente colocados en grupos con espaciamentos menores a 8 veces el ancho de la pila o a una distancia de $8B_s$ y unidas en la superficie por una losa de concreto llamada cabezal. La capacidad del grupo de pilas puede ser más grande que la suma de las capacidades de pilas individuales porque el hincado compacta el suelo y puede incrementar la fricción en el fuste y el factor de seguridad por capacidad de carga deberá ser igual a 3 (U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-67).

La capacidad axial de pilas espaciadas $\geq 8B_s$ deberá ser la suma de las capacidades individuales. Si las pilas se construyen en grupos espaciados más cerrados donde el espaciamento entre las pilas sea $< 8B_s$, entonces la capacidad del grupo puede ser menor que la suma de las capacidades de cada pila individual. Las cimentaciones profundas donde los espaciamentos sean menores a 8 veces el ancho de la pila también causa efectos de interacción entre pilas adyacentes por el traslape de zonas de esfuerzos en el suelo, ver Figura 37.

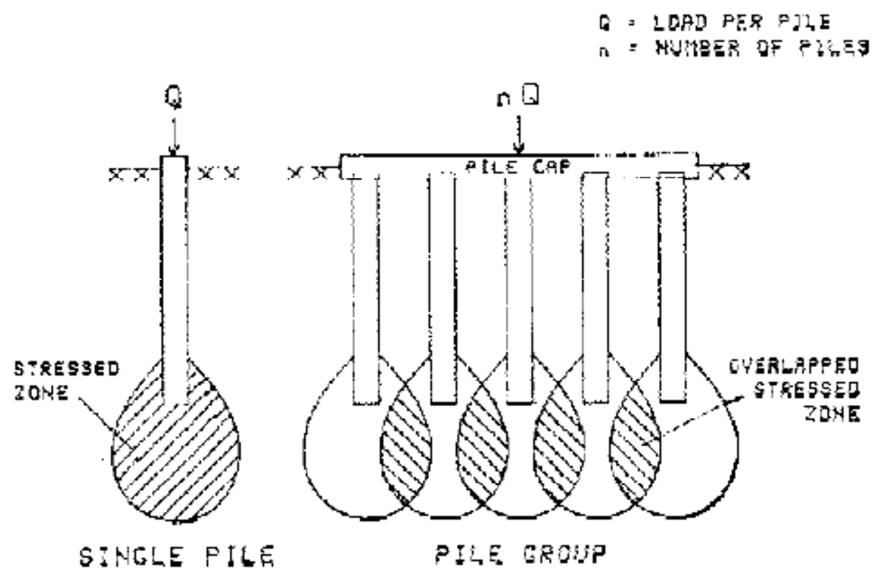


Figura 37 Zonas de esfuerzos en suelos soportando un grupo de pilas (U.S. Army Coop of engineers, 1992,p.5-43)

Suelo cohesivo

La capacidad de grupo puede ser estimada por la eficiencia y por métodos equivalentes. El método de la eficiencia es recomendado cuando el cabezal del grupo está separado de la superficie del suelo,

mientras que el método equivalente es usado para espaciamientos $\leq 3B_s$ donde B_s es el diámetro o ancho de la pila.

a) Capacidad última de grupo por el método de la eficiencia es

$$Q_{ug} = nE_g Q_u \quad \text{Ec. 77}$$

Donde:

Q_{ug} : capacidad de grupo, kips

n : número de pilas en el grupo

E_g : eficiencia

Q_u : Capacidad última de una sola pila, kips

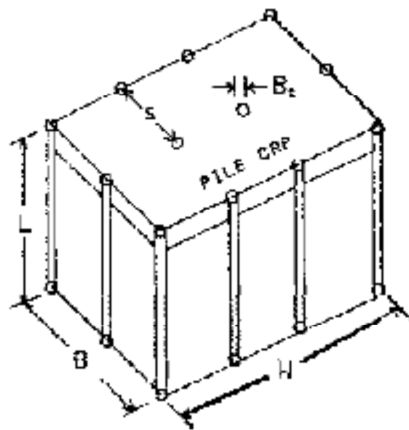


Figura 38 Esquema de un grupo de pilas (U.S. Army Corp of engineers, 1992,p.5-44)

E_g debera ser >0.7 para espaciamientos $>3B_s$ y 1 para espaciamientos $>8B_s$. $E_g=0.7$ para espaciamientos $\leq 2.5 B_s$.

b) Capacidad de grupo por el método equivalente es

$$Q_{ug} = 2L(B + W)C_{ua} + 9C_{ub}BW \quad \text{Ec. 78}$$

Donde:

L : profundidad de penetración

W : longitud horizontal del grupo, ft

B : ancho horizontal del grupo, ft

C_{ua} : resistencia promedio al cortante no drenada del suelo cohesivo en el cual el grupo es colocado, ksf

C_{ub} : resistencia promedio al cortante no drenada del suelo cohesivo bajo la punta a una profundidad de $2B$ bajo la punta, ksf.

La presencia de suelo blando localmente deberá ser revisado porque este suelo puede provocar la falla de algunas pilas (U.S. Army Corp of engineers, 1992, p.5-44).

Se muestra a continuación el cálculo de la capacidad de carga de grupo:

| | | |
|-----------------------------------|--------|------------------------|
| Número de pilotes lado largo (x): | 6 | |
| Número de pilotes lado corto (y): | 4 | |
| Separación lado x: | 4.40 m | |
| Separación lado y: | 3.33 m | <i>Suma individual</i> |
| $B_s =$ | 0.45 m | |

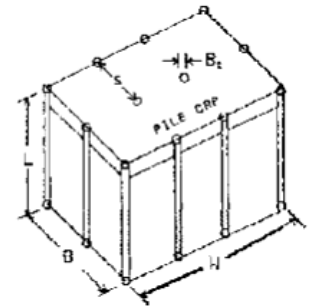
Donde:

Q_{ug} : capacidad de grupo, kips

n: número de pilas en el grupo

E_g : eficiencia

Q_u : Capacidad última de una sola pila, kips



E_g debera ser >0.7 para espaciamentos $>3B_s$ y 1 para espaciamentos $>8B_s$. $E_g=0.7$ para espaciamentos $?2.5 B_s$.

| | | | |
|---------|---|-----------------------|-------------|
| | | $2.5B_s =$ | 1.13 m |
| | | $3B_s =$ | 1.35 m |
| | | $8B_s =$ | 3.60 m |
| $E_g =$ | 1 | | |
| | | $Q_{ug} = nE_g Q_u =$ | 6736.40 ton |

Como la separación máxima entre pilotes excede la distancia $8B_s$, se determina que la capacidad de grupo es igual a la suma de las capacidades individuales últimas, o aplicando el método de la eficiencia con valor de la eficiencia igual a 1, dando el mismo resultado, así pues:

$$Q_{ug} = nE_g Q_u = 6736.40 \text{ ton}$$

Y la capacidad de grupo admisible para un factor de seguridad de 3 da como resultado:

$$Q_{ag} = \frac{Q_{ug}}{FS} = 2245.46 \text{ ton}$$

A pesar de que aquí no se hace mención aunque la descarga máxima entre estructura y cimentación está evaluada en 2475 ton, se sabe por los análisis de Zeevaert que la relación suelo pilotes es de 2.31, es decir, los pilotes y el suelo toman casi la mitad de la carga.

Conclusiones

Conclusiones

Se presenta a continuación las conclusiones y comentarios obtenidos del desarrollo de la cimentación compensada con pilotes de fricción utilizando las dos metodologías comentadas a lo largo del desarrollo del presente trabajo:

De acuerdo a los resultados observados, en la evaluación de las deformaciones, se tienen valores similares en las expansiones y las deformaciones inmediatas, sin embargo los resultados de las deformaciones por consolidación primaria y secundaria son mayores con el método del U.S. Army, esto puede deberse a lo siguiente: El análisis de la consolidación, evaluado con el U.S. Army utiliza la teoría de Terzaghi, como se comentó anteriormente, donde la evaluación de la consolidación primaria y secundaria se calcula como dos fenómenos independientes y esto provoca que se sobreestimen las deformaciones como bien se menciona en el mismo manual (U.S. Army Corps of engineers) donde se comenta que según experiencias con casos reales el valor de las deformaciones reales es del orden del 50% de las deformaciones evaluadas con esta metodología, mientras que con la teoría de Zeevert el fenómeno de consolidación primaria y secundaria se va dando de manera simultánea y por lo tanto el cálculo de la deformación incorpora ambos fenómenos. (Ver Tabla 32).

Tabla 32 Resumen de deformaciones

| | | Asentamientos (cm) | |
|---------------------|----------------------------------|--------------------|----------------|
| Tipo de deformación | | <i>Zeevaert</i> | <i>US Army</i> |
| Compresión neta | <i>Expansión</i> | 19.11 | 21.37 |
| | <i>Inmediatos (recompresión)</i> | 18.65 | 15.65 |
| | <i>Primaria</i> | 22.71 | 12.45 |
| | <i>Secundaria</i> | | 35.79 |
| | <i>Resumen</i> | 22.25 | 42.52 |

En cuanto a capacidad de carga ambas teorías y criterios dan resultados similares del mismo orden de magnitud sólo hay que tomar en cuenta que la capacidad de los pilotes a fricción con la teoría del Dr. Zeevert se diseñan a carga última porque la idea es que estén penetrando continuamente en la masa de suelo para que trabaje al 100% .la fricción positiva, mientras que con el método del U.S Army se diseñan con la capacidad de carga admisible.

Tabla 33 Resumen de capacidad de carga

| | | Capacidad de carga | |
|--------------------------------|--|--------------------|----------------|
| Tipo de deformación | | <i>Zeevaert</i> | <i>US Army</i> |
| <i>Cajón (t/m²)</i> | | 28.3 | 23.6 |
| <i>Pilotes (ton)</i> | | 72.0 | 93.56* |

* Capacidad de carga admisible

Recomendaciones

- Es recomendable, en un diseño y/o análisis, evaluar por al menos dos métodos distintos, siempre que sea posible.
- Tratar de obtener mediciones mediante instrumentación las deformaciones reales en el tiempo durante todo el proceso de construcción y operación de las obras civiles que, por su magnitud se justifique. Esto permitirá calibrar de una manera más realista las predicciones realizadas con distintos métodos de cálculo.
- Siempre que se trate de proyectos en suelos blandos de alta compresibilidad se recomienda utilizar las teorías del Dr. Zeevaert, por ser más profundas en sus análisis, pero deberá realizarse una campaña más estricta en campo y en laboratorio para obtener los parámetros adecuados de entrada que alimentan los modelos de cálculo.

Bibliografía

Bibliografía

Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Manual de diseño de Obras Civiles. Diseño por sismo*. México D.F.: Instituto de Investigaciones Eléctricas.

CONAGUA. (2010). *Informe geotécnico final P.B. El caracol, 2010*.

López R., G. (2005). Diseño de cimentaciones compensadas. *Apuntes de la Facultad de Ingeniería* , 20.

López R., G. (2005). Diseño de cimentaciones profundas. *Apuntes curso de cimentaciones Facultad de ingeniería* , 16.

López R., G. (2007). Empuje de tierras en excavaciones. *Apuntes Facultad de Ingeniería* , 4.

López R., G. (2005). Interacción estática Suelo-estructura. *Apuntes de la Facultad de Ingeniería* , 10.

(2004). Cimentaciones. En R.C.D.F., *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal* (pág. 32). México D.F.

U.S. Army Coop of engineers. (1992). *Bearing capacity of soils*. Washington D.C.

U.S. Army Coop. of engineers. (1990). *Settlements*. Washington D.C.

Zeevaert, L. (1973). *Foundations engineering for difficult subsoil conditions*. Van Nostrand Reynolds. New York, U.S.A. 630 p.p.