



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

**“DISEÑO DE CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS
CON PILOTES DE FRICCIÓN PARA EL CONTROL DE
ASENTAMIENTOS”**

TESINA

Que para obtener el:
GRADO DE ESPECIALISTA

En:
GEOTECNIA

Presenta:
MARIANA FLORES OCHOA

Director de tesina:
M.I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO

Tutor de tesina:
M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA

Ciudad Universitaria, CD. MX

2023



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

*A mi familia, por su apoyo incondicional durante mi formación profesional y personal.
Son parte fundamental de mis futuros logros.*

*A mis profesores de licenciatura y posgrado, por su entrega y compromiso diario
para compartir su conocimiento y experiencia.*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por incluirme al Programa de Becas
Nacionales de Posgrado, lo que me permitió dedicarme en tiempo completo a mi
formación académica.*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México, por la oportunidad de ser parte de
su alumnado y gozar de sus privilegios durante los últimos años.*

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	4
3. OBJETIVOS Y ALCANCES.....	5
4. MARCO TEÓRICO.....	5
4.1. El Subsuelo de la Ciudad de México.....	5
4.2. Hundimiento Regional en la Ciudad de México.....	6
4.3. Tipos de cimentaciones.....	7
4.3.1. Cimentaciones parcialmente compensadas.....	7
4.3.2. Cimentaciones profundas con pilotes.....	9
4.3.3. Sistema Parcialmente Compensado con Pilotes de Fricción.....	14
5. PROYECTO DE APLICACIÓN.....	16
5.1. Descripción del proyecto.....	16
5.2. Parámetros de diseño.....	17
5.3. Memoria de cálculo.....	18
5.3.1. Sistema superficial de zapatas aisladas.....	22
5.3.2. Sistema parcialmente compensado.....	24
5.3.3. Sistema profundo con pilotes de fricción.....	26
5.3.4. Sistema parcialmente compensado con pilotes de fricción.....	28
6. CONCLUSIONES.....	31
7. BIBLIOGRAFÍA.....	33
8. ANEXOS.....	34
8.1. “Planos de Planta y Corte de la Estructura de Proyecto”.....	34
8.2. “Espectro de diseño sísmico”.....	36
8.3. “Estratigrafía del sitio”.....	39
8.4. “Pruebas de laboratorio”.....	42
8.5. “Solicitaciones en planta”.....	45
8.6. “Modelo Geotécnico”.....	47
8.7. “Esfuerzos Verticales y Empujes Laterales del Suelo”.....	49
8.8. “Módulos elásticos y volumétricos”.....	51
8.9. “Sistema superficial de zapatas aisladas”.....	52
8.10. “Sistema parcialmente compensado”.....	53
8.11. “Sistema profundo con pilotes de fricción”.....	54
8.12. “Sistema parcialmente compensado con pilotes de fricción”.....	56

1. INTRODUCCIÓN.

La Ciudad de México, particularmente la Zona Oriente, yace sobre un suelo de características muy desfavorables para la cimentación de estructuras, las cuales generan problemas de capacidad de carga y asentamientos, agravados por el hundimiento regional y la amplificación de ondas sísmicas.

Debido a la escasez de terrenos grandes disponibles para la construcción, junto con la creciente demanda de espacios habitacionales y de servicios, se ha adoptado la tendencia de crecer verticalmente, lo cual implica la construcción de edificios altos y pesados que van en contra de las capacidades del subsuelo.

Ante tal problemática, se han empleado sistemas cimentación con pilotes hincados en la primera capa dura o embebidos en los estratos compresibles superiores. Sin embargo, como consecuencia de la explotación de acuíferos profundos en conjunto con los sismos de alta intensidad que han afectado a la Ciudad de México, se han tenido que implementar modificaciones en la normativa para el diseño y construcción de cimentaciones profundas con el fin de evitar daños por emersión propia de la estructura, falla por volteo o incluso desprendimiento de los pilotes.

Particularmente, los sistemas parcialmente compensados con pilotes de fricción (mixtos), han adoptado un régimen conservador para garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura, considerando la gran incertidumbre que existe sobre el mecanismo de transferencia de carga real que se presenta en campo.

Estos sistemas permiten disminuir los asentamientos durante la vida útil de la estructura en aquellas localidades de estratigrafía altamente compresible y una alta posición del nivel freático.

2. JUSTIFICACIÓN.

Son dos principales obstáculos los que enfrenta el ingeniero geotecnista al diseñar una cimentación profunda con pilotes en la Zona de Lago. El primero consiste en determinar la capacidad de carga de los pilotes lo más aproximada a la real que se presenta en campo; y el segundo consiste en calcular los asentamientos y sus

efectos en las estructuras vecinas, bajo consideración del fenómeno de hundimiento regional en el sitio.

Con el apoyo de mis profesores, considero útil prediseñar una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción, con el fin de identificar sus ventajas en la disminución de asentamientos a largo plazo.

3. OBJETIVOS Y ALCANCES.

Se *propondrá* una cimentación superficial, compensada, profunda y mixta para el soporte de un edificio de grandes dimensiones y cargas ubicado en la Zona de Lago de la Ciudad de México.

Se calculará *analíticamente* la capacidad de carga y asentamientos de cada propuesta, con el fin de identificar las ventajas que ofrece un sistema mixto en la disminución de deformaciones a largo plazo.

Se *revisará* el cumplimiento del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, 2017.

4. MARCO TEÓRICO.

4.1. El Subsuelo de la Ciudad de México.

Entre las aportaciones que realizaron los profesores Mazarí, Marsal y Zeevaert, se encuentran los sondeos y pruebas de laboratorio que caracterizan las tres Zonas Geotécnicas de la Ciudad de México, establecidas en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias.

1. Zona de Loma (I). Ubicada al Suroeste, en las proximidades de la Sierra de Guadalupe y Sierra de las Cruces. Se conforma por estratos de arena limosa compactada con un alto contenido de roca basáltica y tobas bien cementadas. Resulta favorable para la cimentación de estructuras, debido a su alta capacidad de carga y baja compresibilidad, sin embargo, es necesario

identificar posibles cavernas y depósitos de material fino altamente colapsables.

2. Zona de Transición (II). Ubicada en las proximidades de los Antiguos Lagos de Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco y Chalco. Se conforma por estratos de arena y limo intercalados con lentes arcillosos altamente compresibles, yaciendo sobre un manto granular denso.

3. Zona de Lago (III). Ubicada sobre los Antiguos Lagos de Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco y Chalco. Resulta muy desfavorable para la cimentación de estructuras, debido su composición altamente compresible:

- Costra Manto superficial. Se compone por depósitos de relleno artificial y arena arcillosa o limosa con un alto contenido de materia orgánica. Su espesor es de 3 a 6 metros.
- Formación arcillosa superior. Se compone por arcillas volcánicas altamente compresibles de consistencia blanda a media con intercalaciones de lentes arenosos. Su espesor es de 15 a 32 metros.
- Primera capa dura. Se compone por materiales limosos o arenosos compactados y cementados con carbonato de calcio. Su espesor aproximado es de 3 metros.
- Formación arcillosa inferior. Se compone por arcillas volcánicas altamente compresibles más comprimidas y resistentes. Su espesor es de 4 a 14 metros.
- Depósitos profundos. Se componen por estratos de arena y grava con intercalaciones de limo arcilloso. Alcanza profundidades de hasta 50 metros.

4.2. Hundimiento Regional en la Ciudad de México.

La sobreexplotación de acuíferos profundos con fines de abastecimiento de agua, se ha generado un abatimiento de la presión de poro de los estratos compresibles, lo cual se traduce en un fenómeno conocido como hundimiento regional, el cual influye directamente en los asentamientos a largo plazo y el diseño estructural de los elementos profundos.

El Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México establece que, para fines de diseño en la Zona de Lago, se permite utilizar información disponible respecto a

los registros históricos del hundimiento regional en el sitio. Sin embargo, para edificaciones de mayor riesgo social, se deberán instalar piezómetros y bancos de nivel en los estratos arcillosos para recabar información específica sobre este fenómeno.

4.3. Tipos de cimentaciones.

Una cimentación empotra a la estructura con el subsuelo, transmitiendo y distribuyendo las cargas al terreno. En función de la profundidad de desplante y el mecanismo de transferencia de carga, se pueden clasificar en:

1. Cimentaciones superficiales. Sistema constructivo de concreto armado o mampostería que transmite las cargas directamente al terreno superficial de apoyo. Se emplean zapatas aisladas, corridas o losas de cimentación cuando el suelo tiene una capacidad de carga media a alta y una deformabilidad baja.
2. Cimentaciones compensadas. Sistema constructivo de concreto armado que busca equilibrar el estado de esfuerzos del suelo excavado con el esfuerzo transmitido por la estructura. Se emplean cajones de cimentación cuando el suelo tiene una capacidad de carga media a baja y las cargas son altas.
3. Cimentaciones profundas. Sistema constructivo que transmite las cargas a los estratos más resistentes ubicados a profundidad. Se emplean pilotes o pilas cuando los estratos superiores son altamente compresibles, expansivos o colapsables.

4.3.1. Cimentaciones parcialmente compensadas.

Las cimentaciones compensadas pueden ser: 1) parcialmente compensadas, 2) totalmente compensadas o 3) sobrecompensadas, si el incremento neto de esfuerzos sobre el suelo a nivel del desplante del cajón resulta positivo, nulo o negativo, respectivamente.

Las cimentaciones parcialmente compensadas son aquellas en las que el incremento neto de esfuerzos transmitido por la estructura a nivel de desplante ($\Delta\sigma$) resulta positivo.

$$\Delta \sigma = q_0 - P_v = \frac{\sum Q}{A} - P_v > 0. \dots\dots\dots \text{Ecuación 4.1}$$

ΣQ es la sumatoria total de cargas verticales que actúan sobre la estructura;

A es el área en planta del cajón de cimentación;

P_v es el esfuerzo vertical total a nivel de desplante (D_f).

4.3.1.1. Cálculo de capacidad de carga admisible.

Para las cimentaciones superficiales y compensadas, se deberá verificar que el dicho incremento neto de esfuerzos ($\Delta\sigma$) sea menor o igual a la capacidad de carga admisible del suelo (q_a) para las tres combinaciones de acciones de diseño.

$$q_a \leq c_u N_c F_R \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.2}$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.3}$$

c_u es la resistencia a la cohesión no drenada correspondiente a los depósitos localizados en un espesor igual a dos veces el ancho ($2B$) de la cimentación medido a partir de la profundidad de desplante;

N_c es el factor de capacidad de carga de Skempton;

F_R es el factor de resistencia correspondiente al tipo de cimentación;

F_c es el factor de carga correspondiente al tipo de carga aplicada.

Particularmente, para la segunda combinación de acciones de diseño, se deberán considerar los incrementos de esfuerzo por sismo (Δq_s) actuando en un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y un 30% en la menos desfavorable, así como los empujes del suelo y del agua que actúan sobre los muros del cajón.

En este caso, la esquina sometida a la carga máxima deberá ser menor o igual a la capacidad de carga admisible del suelo (q_a) y ninguna deberá presentar tensiones.

$$0 \leq q_0 + \Delta q_s \leq q_a \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.4}$$

4.3.1.2. Cálculo de asentamientos a corto y largo plazo.

Para cimentaciones parcialmente compensadas, se deberá verificar que la suma de los asentamientos elásticos por recompresión y diferidos por consolidación sea igual

o menor al límite permisible que establece la normativa, según el tipo de estructura, colindancias y la zona geotécnica en la que se ubique.

4.3.2. Cimentaciones profundas con pilotes.

4.3.2.1. Clasificación de pilotes.

Los pilotes son elementos estructurales con diámetros o anchos comprendidos entre 30 y 60 cm, cuya función es transferir las cargas de la estructura a los estratos más resistentes ubicados a profundidad. En función del material constitutivo, el mecanismo de transferencia de carga y el proceso de instalación, se pueden clasificar en:

En función del material constitutivo.

- Pilotes de madera. Pueden ser de alta o baja calidad, con longitudes que varían entre los 10 y 20 m. Son empalmados con soleras o tornillos metálicos. Sus principales desventajas son la baja resistencia durante el hincado y el rápido deterioro ante cambios en los niveles de agua.
- Pilotes de concreto. Pueden ser prefabricados o colados in situ, de sección cuadrada, circular u octagonal. Sus principales desventajas son la dificultad de su corte en las medidas requeridas y sus altos costos de transporte.
- Pilotes de acero. Pueden ser vigas de acero de patín ancho, perfiles H o I laminados o tubulares rellenos o huecos. Son empalmados con remaches, tornillos o soldadura. Sus principales desventajas son el desvío durante su hincado, la alta corrosividad y costos de fabricación.

En función del mecanismo de transferencia de carga.

- Pilotes de fricción. Son aquellos que transmiten la carga al suelo *principalmente* por fricción y/o adherencia lateral del fuste. Se utilizan cuando no existe un estrato resistente de apoyo a una profundidad alcanzable.
- Pilotes de punta. Son aquellos que transmiten la carga al suelo *principalmente* por el apoyo o hincado en la punta. Se utilizan cuando los estratos resistentes se encuentran a una profundidad alcanzable y costeable.

En función del proceso de instalación.

- Pilotes con desplazamiento. Son aquellos en los que el suelo se desplaza simultáneamente a la instalación del pilote mediante técnicas de perforación dinámica (percusión, rotación, vibración) o estática (presión continua). Pueden disminuir temporalmente la resistencia al corte por remoldeo en los suelos cohesivos o aumentar la compacidad relativa en los suelos granulares.
- Pilotes sin desplazamiento. Son aquellos en los que el suelo se desplaza previamente a la instalación del pilote. Resultan ventajosos en suelos blandos o cuando existe un gran número de pilotes con poca separación.

4.3.2.2. Pilotes de fricción.

Se utilizan cuando el hincado de su punta en una capa resistente resulta muy costoso o cuando no existe tal capa a una profundidad alcanzable. En tales casos, los pilotes son embebidos en los estratos compresibles superiores y transfieren gradualmente la carga al suelo a través de la fricción lateral del fuste en suelos granulares, o de la adherencia lateral del fuste en suelos cohesivos.

4.3.2.2.1. Cálculo de capacidad de carga admisible.

La capacidad de carga de un pilote puede calcularse mediante: (a) fórmulas dinámicas basadas en la energía transmitida durante el hincado; (b) fórmulas estáticas basadas en los parámetros de resistencia del suelo; o (c) fórmulas locales basadas en los resultados de pruebas de carga a escala natural.

Según las recomendaciones del 2° Simposio de Consultores-Constructores de Cimentaciones Profundas de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción (1994), se emplearán las fórmulas estáticas de Tomlinson (1975) y Zeevaert (1982).

La capacidad de carga admisible de un pilote (Q_u) se calcula como la suma de la resistencia en la punta (Q_p) y la resistencia por adherencia en el fuste (Q_f).

$$Q_u = Q_f + Q_p \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.5}$$

$$Q_f = pL f F_R \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.6}$$

$$Q_p = (c_u N_c F_R + P_v) A_p \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.7}$$

La resistencia unitaria por adherencia lateral, f , se puede calcular con el “Método Alpha”, el cual establece que f depende de la resistencia al corte no drenada (c_u) y de un factor empírico que representa la alteración de esfuerzos por remoldeo y reconsolidación de la arcilla (α).

$$f = \alpha c_u \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.8}$$

4.3.2.2.2. Cálculo de asentamientos a corto plazo.

En cimentaciones con pilotes de fricción, se deberán calcular los asentamientos elásticos propios del pilote y los asentamientos diferidos del suelo que los soporta.

Según Vésic (1969), el asentamiento elástico de un pilote de fricción bajo carga axial se compone de:

- a) Asentamiento del eje del pilote debido a la carga axial sobre el mismo, S_1 .

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.9}$$

Q_{wp} es la carga soportada en el punto del pilote en condiciones de carga de trabajo;

Q_{ws} es la carga soportada por la resistencia a la fricción en condiciones de trabajo;

ξ es un factor que depende de la distribución de la resistencia unitaria por fricción o adherencia a lo largo del fuste. Para una distribución parabólica, se considera un valor de 0.5; si es triangular se considera un valor de 0.67.

L es la longitud del pilote;

A_p es el área de la sección transversal del pilote;

E_p es el módulo de elasticidad del material constitutivo.

- b) Asentamiento causado por la carga soportada a lo largo del fuste del pilote, S_2 .

$$S_2 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \nu^2) I_{ws} \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.10}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.11}$$

- p es el perímetro del pilote;
- v es la relación de Poisson del suelo;
- D es el ancho o diámetro del pilote;
- E_s es el módulo de elasticidad del suelo.

c) Asentamiento causado por la carga soportada en la punta, S₃.

$$S_3 = \left(\frac{q_{wp} D}{E_s} \right) (1 - \nu^2) I_{wp} \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.12}$$

$$I_{wp} = 0.85 \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.13}$$

q_{wp} es el punto de carga por unidad de superficie en la punta del pilote=Q_{wp}/A_p

4.3.2.3. Grupo de pilotes de fricción.

Generalmente, los pilotes se instalan en grupos unidos por una cepa de concreto armado. Debido a la poca separación entre los elementos, la capacidad de carga en grupo difiere a la obtenida como la suma de las capacidades de carga individuales.

4.3.2.3.1. Cálculo de capacidad de carga de un grupo de pilotes.

Según Peck (1967), se recomienda calcular tanto la capacidad de carga del grupo de pilotes, así como la suma de las capacidades de carga individuales con el fin de diseñar con la condición más desfavorable. La capacidad de carga de un grupo de pilotes hincados en arcilla saturada se calcula como:

$$\sum Q_g = \sum 2(L_g + B_g)c_g \Delta L \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.14}$$

- c_g es la cohesión no drenada promedio;
- L_g es la longitud de la sección del grupo de pilotes;
- B_g es el ancho de la sección del grupo de pilotes.

4.3.2.3.2. Cálculo de asentamientos a corto plazo de un grupo de pilotes.

Según Vésic (1969), el asentamiento elástico de un grupo de pilotes bajo carga axial se calcula como:

$$S_g = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.15}$$

B_g es el ancho de la sección del grupo de pilotes;

D es el ancho o diámetro de cada pilote en el grupo;

S_e es el asentamiento elástico de cada pilote.

4.3.2.3.3. Cálculo de asentamientos a largo plazo de un grupo de pilotes.

Los asentamientos por consolidación de un grupo de pilotes se pueden calcular con el criterio de Terzaghi o Tamez, para arcillas saturadas de la Ciudad de México.

Terzaghi considera que la carga tomada por los pilotes actúa uniformemente repartida a partir del tercio inferior de la longitud del fuste, desde el cual deberán calcular los asentamientos de una cimentación superficial de dimensiones $B_g \times L_g$, con un aumento de pendiente 1:2. **(Figura 4.1a)**

$$S_p = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta e_i}{1+e_0} \right) H_i \dots \dots \dots \text{Ecuación 4.16}$$

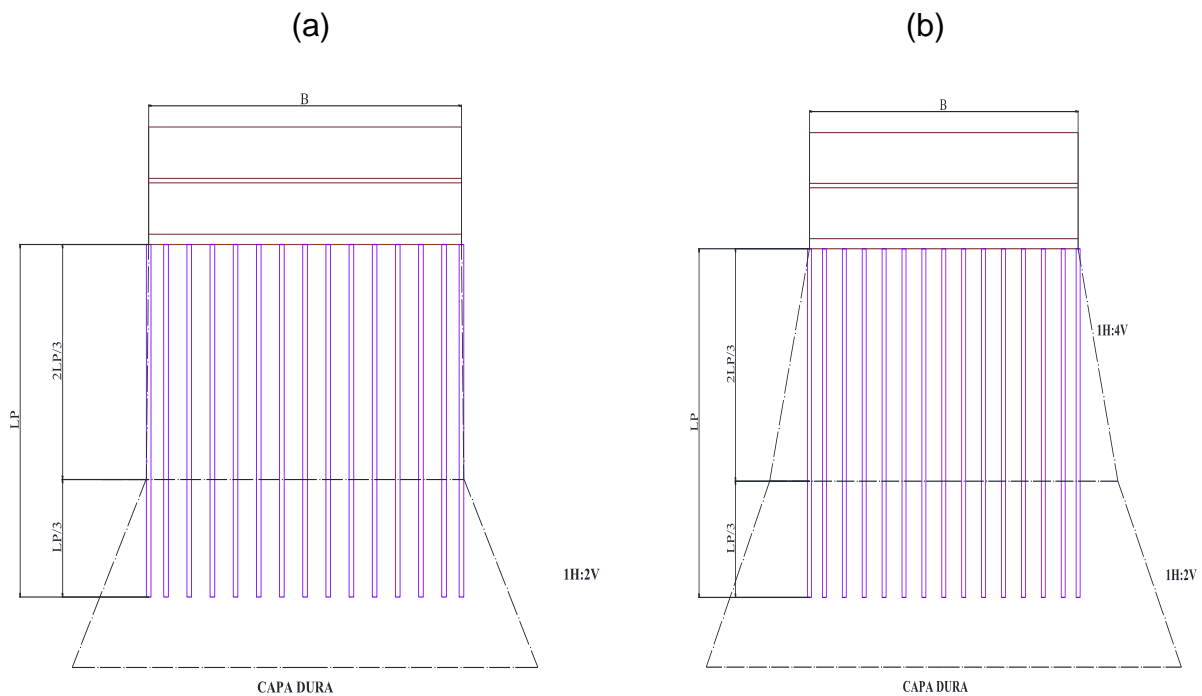
Δe_i es el cambio de la relación de vacíos causada por el incremento de esfuerzo en el estrato i ;

e_0 es la relación de vacíos inicial de la capa i ;

H_i es el espesor del estrato i .

Tamez considera un aumento 1:4 a lo largo de los dos tercios superiores de la longitud de los pilotes, desde el cual deberán calcular los asentamientos de una cimentación superficial de dimensiones $B_g \times L_g$, con un aumento de pendiente 1:2. **(Figura 4.1b)**

FIGURA 4.1 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN DE UN GRUPO DE PILOTES SEGÚN TERZAGHI (A), Y TAMEZ (B).



4.3.3. Sistema Parcialmente Compensado con Pilotes de Fricción.

Generalmente, cuando un cajón parcialmente compensado sobre un suelo cohesivo no cumple con los asentamientos máximos permisibles, es frecuente complementarlo con pilotes de fricción o de punta con el fin de disminuir las deformaciones a largo plazo y seguir la tendencia del hundimiento regional.

En este caso, resulta importante que la distancia entre la punta de los elementos y la capa dura sea suficiente para que éstos no lleguen a apoyarse y se genere una falla por punzonamiento.

4.3.3.1. Diseño con el Reglamentos de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias.

Actualmente, el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias establecen dos criterios conservadores de diseño para una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción.

1. “Considera que los pilotes trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que se desprecia su contribución a la capacidad de carga global del sistema ante condiciones sísmicas. En este caso, la losa deberá soportar las presiones máximas de contacto suelo-losa y las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga de cada pilote con un factor de resistencia unitario.”
2. “Considera que los pilotes pueden soportar el peso total de la estructura, por lo que se desprecia la contribución de la losa a la capacidad de carga global del sistema, debido al riesgo que presenta de despegarse del suelo de apoyo ante la consolidación de los suelos cohesivos. En este caso, los pilotes deberán soportar el peso total de la estructura, la fuerza cortante por sismo a nivel de la cabeza de los pilotes y los empujes por carga hidráulica y del suelo en reposo sobre los muros perimetrales del cajón.”

Para el proyecto de aplicación, se empleará el segundo criterio de diseño y se revisarán los estados límite de falla y de servicio.

Estado límite de falla.

La revisión del estado límite de falla consiste en comparar para cada elemento de la cimentación y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga admisible del suelo (q_a) contra las tres combinaciones de acciones de diseño. Se busca garantizar la estabilidad y seguridad de la subestructura contra falla por flotación, flujo plástico local o general del suelo, así como de los elementos estructurales que la conforman.

En el caso del segundo criterio de diseño, en el cual se desprecia la capacidad del sistema suelo-losa y únicamente se considera la contribución de los pilotes en la capacidad de carga global, se deberá cumplir:

$$\sum Q F_c \leq R. \dots\dots\dots \text{Ecuación 4.17}$$

R es la capacidad de carga de cada pilote individual, de los subgrupos y grupo total de pilotes.

Estado límite de servicio.

La revisión del estado límite de servicio consiste en comparar la suma de los movimientos inmediatos bajo carga estática y accidental y los movimientos diferidos contra los límites permisibles que establece la normativa. (Tabla 4.1)

De esta forma, se garantiza la estabilidad y seguridad de la subestructura ante asentamientos totales (hundimiento o emersión), asentamientos diferenciales de la propia estructura y las vecinas e inclinaciones media de la construcción.

Los asentamientos o emersiones totales de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas y accidentales incluirán la deformación propia de los pilotes, del suelo de hincado y el hundimiento regional. Asimismo, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos.

TABLA 4.1. “LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTO Y DEFORMACIONES”

Movimientos verticales (Hundimiento o emersión)	Inclinación media de la construcción	Deformaciones diferenciales en la propia estructura y colindancias
Zona I y III		
Valor medio en el área ocupada por la construcción aislada 30cm	$100/(100+3h_c)\%$, donde h_c es la altura de la construcción en m. $\frac{100}{100 + 3 * (15.5)} = 70\%$	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro 0.004

OBTENIDO DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, 2017.

5. PROYECTO DE APLICACIÓN.

5.1. Descripción del proyecto.

Se *prediseñará* la cimentación para un conjunto de oficinas formado por Planta Baja + 5 Niveles, perteneciente al Subgrupo B1, según lo establecido en el Art. 139 del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. Se supondrá la ausencia de edificaciones antiguas y colindantes. **Ver Anexo 8.1 “Planos de Planta y Corte de la Estructura de Proyecto”.**

Se considerará un factor de irregularidad (k) unitario, debido a la distribución uniforme de sus elementos estructurales y cargas; un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 2 al ser resistidas las fuerzas laterales por losas planas con columnas de concreto reforzado; y un factor de hiperestaticidad (k_1) igual a 1 al tener tres crujeas resistentes a sismo en ambas direcciones de análisis.

Para el cálculo de los incrementos de esfuerzo por sismo se consideró un Periodo Estructural (T_e) igual a 1/6 [s] y un Periodo de Vibración Dominante del Suelo (T_s) igual a 2.2 [s], obtenido del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID. Sin embargo, al considerar la variación del espesor de los estratos compresibles debido al fenómeno del hundimiento regional para el año 2070, se utilizó un valor de (T_s) igual a 1.92 [s], obtenido de los modelos propuestos por Sehedis/Sísmica de Suelos basados en los registros del banco de nivel 439-C(S01W02) 07, ubicado en un radio de proximidad igual a 288 m. **Ver Anexo 8.2 “Espectro de diseño sísmico”**

Se supondrá un factor de seguridad aceptable contra el fenómeno de licuación de los suelos arenosos finos que se presenta bajo sollicitaciones sísmicas, omitiendo su cálculo ya que es un tema externo a los objetivos y alcances del presente trabajo.

5.2. Parámetros de diseño.

La estructura desplanta sobre un suelo típico de la Zona de Lago de la Ciudad de México. Se ocuparán parámetros de diseño reales, sin mencionar la ubicación exacta del predio por cuestiones de confidencialidad. **Ver Anexo 8.3 “Estratigrafía del sitio” y Anexo 8.4 “Pruebas de laboratorio”**

La estratigrafía se compone por un relleno artificial suelto con un espesor de 2 m, seguido de un estrato limoso con arena con un espesor de 3.5 m. A partir de esta profundidad hasta los 24 m, predomina un suelo arcilloso blando con altos contenidos de agua, alrededor de 400%.

A los 38 m, se encuentran los estratos de mayor resistencia y menor deformabilidad, compuestos principalmente por arena limosa con presencia de gravas finas.

El nivel freático se ubica a una profundidad de 2.3 m. Ante la ausencia de registros piezométricos o disipaciones de poro, se considerará el aumento de presión de poro hidrostático, lo que generará resultados menores de asentamientos.

5.3. Memoria de cálculo.

a) Bajada de Cargas.

Con base en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias, 2017 se enlistan las cargas de diseño que actuarán sobre la cimentación. Las solicitaciones estructurales se detallan en el **Anexo 8.5 “Solicitaciones en planta”**

TABLA 5.1 “BAJADA DE CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS”

ENTREPISO	kg/m²
Losa de concreto armado, de 12 cm de espesor	288.00
Carga adicional por losa de concreto	20.00
Loseta de vinil, de 3 cm de espesor	150.00
Firme de mortero, de 3 cm de espesor	42.00
Carga adicional por firme de mortero	20.00
Instalaciones con plafón	60.00
Muros divisorios de bloque hueco, de 15 cm de espesor	195.00
CARGA MUERTA	775.00
CARGA VIVA	
Media, para oficinas o despachos	100.00
Instantánea, para oficinas o despachos	180.00
Máxima, para oficinas o despachos	250.00

AZOTEA	kg/m²
Losa de concreto armado, de 12 cm de espesor	288.00
Carga adicional por losa de concreto	20.00
Relleno impermeable, de 3 cm de espesor	66.00
Instalaciones	60.00
CARGA MUERTA	434
CARGA VIVA	
Media, para pendiente menor a 5%	15.00
Instantánea, para pendiente menor a 5%	70.00
Máxima, para pendiente menor a 5%	100.00

TABLA 5.2 “BAJADA DE CARGAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES”

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
Columna cuadrada de concreto armado, 60 x 60 cm	864.00 kg/m
Viga de concreto armado, 50x25 cm	300.00 kg/m
Trabe secundaria de concreto armado, 30 x 15 cm	108.00 kg/m
Muros de concreto reforzado, de 15 cm de espesor	360.00 kg/m ²

Para la revisión de los estados límite de falla y de servicio, se calcularon los incrementos de esfuerzo que actuarán a nivel de terreno para las tres combinaciones de acciones de diseño. Se considera una excentricidad de cargas nula.

TABLA 5.3 “INCREMENTO UNIFORME DE ESFUERZO PARA COMBINACIONES”

Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3
Cargas Permanentes + Cargas Variables (Viva Máxima)	Cargas Permanentes + Cargas Variables (Viva Instantánea) + Cargas Accidentales	Cargas Permanentes + Cargas Variables (Viva Media)
10.86 ton/m²	8.27 ton/m²	7.29 ton/m²

TABLA 5.4 “FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA”

FACTORES DE CARGA		
Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3
<p>$F_c = 1.4$ para cargas permanentes;</p> <p>$F_c = 1.5$ para cargas variables;</p> <p>$F_c = 1.1$ para el peso propio del suelo y a los empujes laterales.</p>	<p>$F_c = 1.1$ para todas las acciones que intervengan en la combinación.</p>	<p>$F_c = 1.0$ para todas las acciones que intervengan en la combinación;</p> <p>$F_c = 1.0$ para fricción negativa.</p>
FACTORES DE RESISTENCIA		
<p>$F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la Zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las Zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente;</p> <p>$F_R = 0.65$ para demás casos.</p>		

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, 2017.

b) Esfuerzos Verticales y Horizontales del Suelo.

Para el cálculo de los esfuerzos verticales y horizontales del suelo, se utilizaron los pesos volumétricos promedio obtenidos de las pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas [UU]. Para el cálculo de los empujes horizontales se aplicaron las Teorías de Rankine. **Ver Anexo 8.6 “Modelo Geotécnico” y Anexo 8.7 “Esfuerzos Verticales y Empujes Laterales del Suelo”**

Esfuerzos verticales totales y efectivos.

$$\sigma_y = \sum_{i=1}^n \gamma_i d_i ; \quad \sigma'_y = \sum_{i=1}^n \gamma_i d_i - u_i$$

Esfuerzos horizontales totales y efectivos, en estado de reposo.

$$\sigma_0 = \sum_{i=1}^n K_0 \sigma_y ; \quad \sigma'_0 = \sum_{i=1}^n K_0 \sigma'_y$$

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \leq 0.5$$

Esfuerzos horizontales totales y efectivos, en estado pasivo.

$$\sigma_p = \sum_{i=1}^n \sigma_y K_p - 2c \sqrt{K_p} ; \quad \sigma'_p = \sum_{i=1}^n \sigma'_y K_p - 2c \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \frac{1}{\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}$$

c) Capacidad de Carga Admisible del Suelo.

La capacidad de carga admisible del suelo (q_a) se calculó multiplicando la capacidad de carga última del suelo (q_u) por un factor de resistencia establecido en la Tabla 5.4 “Factores de Carga y Resistencia”.

Para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales y compensadas en suelos cohesivos, se aplicó la teoría de Skempton:

$$q_a = c N_c F_R + P_v$$

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

Para el cálculo de la capacidad de carga de pilotes hincados en suelos cohesivos, se aplicaron las Teorías de Tomlinson y Peck:

$$Q_a = p F_R \sum_{i=1}^n \alpha_i c_{u_i} l_i \quad \alpha = 0.5 \sqrt{\frac{P'_v}{c_{u_i}}}$$

d) Asentamientos a corto y largo plazo.

Los asentamientos inmediatos elásticos (δ_e) para cimentaciones superficiales y compensadas bajo solicitaciones estáticas, se calcularon con la teoría de la elasticidad según Bowles:

$$\delta_e = q_0(\alpha B') \frac{1 - \nu^2}{E_s} I_s I_f$$

Los asentamientos diferidos por consolidación primaria (δ_{cp}) se calcularon con la teoría de Terzaghi y Tamez:

$$\delta_{cp} = \Delta \sigma * I_z * M_v * d_i$$
$$M_v = \frac{A_v}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_f}{\sigma_{vf} - \sigma_{v0}}$$
$$M_e = \frac{1}{E_{50}}$$

Los asentamientos diferidos por consolidación secundaria (δ_{cs}) se calcularon con la teoría de Mesri:

$$\delta_{cs} = \left(\frac{C_\alpha}{1 + t_{100}} \right) * d * \log_{10} \left(\frac{t + t_{100}}{t_{100}} \right)$$

Los módulos elásticos (M_e) y volumétricos (M_v) se obtuvieron con base en los resultados de las pruebas triaxiales y de consolidación. **Ver Anexo 8.8 “Módulos elásticos y volumétricos”**

5.3.1. Sistema superficial de zapatas aisladas.

Se propone un sistema de zapatas aisladas de concreto armado, sección cuadrada con ancho igual a B, un peralte de 0.6m y un dado de ancho igual a B/2. El nivel de desplante se propone a 2.6m sobre el estrato limo arenoso (MH).

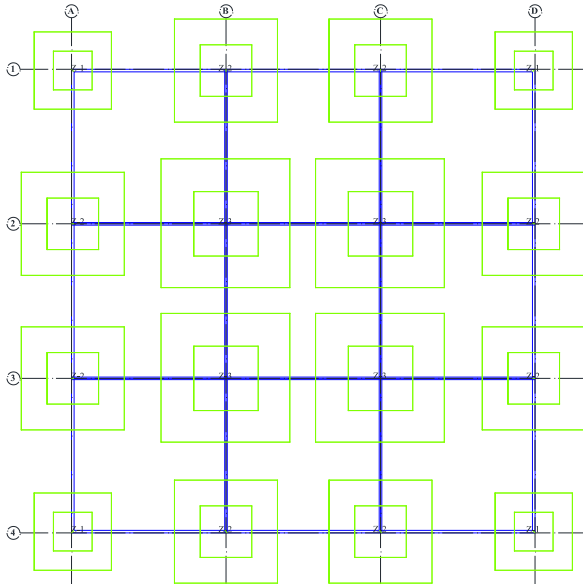
Para la primera (1.4 CM+1.5 CV_{MAX}) y segunda (1.1 CM+1.1 CV_{INS}+ E_S) combinación se requirieron zapatas con un ancho B descritas en la Tabla 5.5. Las dimensiones resultan muy grandes, por lo que no es una propuesta eficiente.

TABLA 5.5 “ESTADO LÍMITE DE FALLA PARA ZAPATAS AISLADAS”

Combinación 1

Zapata Tipo I, de ancho B igual a 4.0m.
Zapata Tipo II, de ancho B igual a 5.5m.
Zapata Tipo III, de ancho a igual a 7.0m.

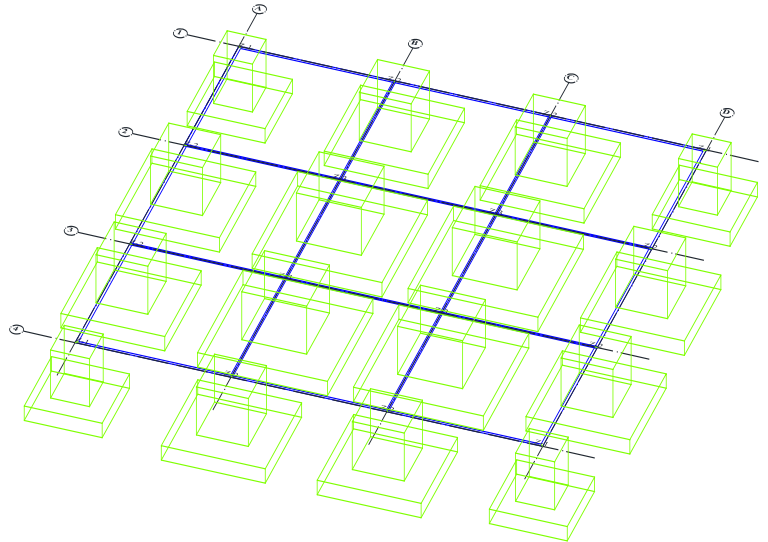
Se cumple estado límite de falla.



Combinación 2

Zapata Tipo I, de ancho B igual a 4.5m.
Zapata Tipo II, de ancho B igual a 6.0m.
Zapata Tipo III, de ancho B igual a 7.5m.

Se cumple estado límite de falla.



Para la tercera (CM+CV_{MEDIA}) combinación de acciones de diseño, considerando la influencia entre zapatas, se obtuvo un asentamiento mínimo de 0.50m y un máximo de 2.05m, por lo que, evidentemente la propuesta no cumple con los asentamientos máximos permisibles.

TABLA 5.6 “ESTADO LÍMITE DE SERVICIO PARA ZAPATAS AISLADAS”

Combinación 3

Zapata Tipo I, asentamiento elástico igual a 2.5cm, asentamiento diferido igual a 47.9cm.
Zapata Tipo II, asentamiento elástico igual a 5.4cm, asentamiento diferido igual a 102.8cm.
Zapata Tipo III, asentamiento elástico igual a 3.3cm, asentamiento diferido igual a 201.6cm.

No se cumple estado límite de servicio.

La memoria de cálculo de la capacidad de carga y asentamientos de las zapatas aisladas se presentan en el **Anexo 8.9 “Sistema superficial de zapatas aisladas”**

5.3.2. Sistema parcialmente compensado.

Se propone un sistema parcialmente compensado desplantado a 6m de profundidad, sobre el estrato arcilloso de alta plasticidad (CH). Se considera que el cajón se conformará por dos sótanos de estacionamiento de 2.8m de altura cada uno, con una losa intermedia y de fondo de 0.2m de espesor. El sistema de retención de la excavación consistirá en un Muro Milán de 0.4m de espesor.

TABLA 5.7 “BAJADA DE CARGAS PARA CAJÓN PARCIALMENTE COMPENSADO”

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
Losa de concreto armado, de 20 cm de espesor	699.84
Columna de concreto armado, 60 x 60 cm	154.83
Viga de concreto armado, 50 x 25 cm	129.60
Trabe secundaria de concreto armado, 30 x 15cm	34.99
Muros de concreto reforzado, de 15 cm de espesor	145.15
Muro Milán perimetral, de 40 cm de espesor	622.08
CARGA MUERTA	1,786.49
CARGA VIVA	
Media, para estacionamiento	40.00
Instantánea, para estacionamiento	100.00
Máxima, para estacionamiento	250.00



Para la primera (1.4 CM+1.5 CV_{MAX}) combinación, incluyendo el peso propio de los sótanos y del muro Milán, el cajón cumple con el estado límite de falla.

Para la segunda (1.1 CM+1.1 CV_{INS}+ ES) combinación, considerando los momentos de volteo sísmicos más desfavorables en el sitio, así como los debidos al empuje del agua y del suelo que actúan sobre los muros perimetrales, el cajón cumple con el estado límite de falla.

TABLA 5.8 “ESTADO LÍMITE DE FALLA PARA CAJÓN PARCIALMENTE COMPENSADO”

Combinación 1	Combinación 2
<p>Capacidad de carga admisible: 31.47 ton/m² Incremento de esfuerzo máximo: 14.66 ton/m²</p> <p>Se cumple estado límite de falla.</p>	<p>Capacidad de carga admisible: 31.47 ton/m² Incremento de esfuerzo máximo: 20.64 ton/m² Incremento de esfuerzo mínimo: 1.51 ton/m²</p> <p>Se cumple estado límite de falla. No se presentan tensiones en el suelo.</p>

Se consideró el empuje lateral en reposo sobre los muros perimetrales del cajón

Para la tercera (CM+CV_{MEDIA}) combinación, considerando un cajón 100% flexible se obtuvo un asentamiento máximo total al centro igual a 0.47m y en los extremos igual a 0.23m, por lo que la propuesta no cumple con los asentamientos máximos permisibles.

TABLA 5.9 “ESTADO LÍMITE DE SERVICIO PARA CAJÓN PARCIALMENTE COMPENSADO”

Combinación 3
<p>Asentamiento elástico máximo, igual a 0.45cm. Asentamiento diferido máximo, igual a 47.27cm.</p> <p>Nota: El incremento neto de esfuerzo a nivel de desplante para el cálculo del asentamiento diferido incluye la fricción negativa que se genera en los muros perimetrales del cajón, igual a 1,121.82 ton.</p> <p>No se cumple estado límite de servicio</p>

La memoria de cálculo de la capacidad de carga y asentamientos del cajón se presenta en el **Anexo 8.10 “Sistema parcialmente compensado”**

5.3.3. Sistema profundo con pilotes de fricción.

Se propone un sistema de cimentación profunda con 169 pilotes prefabricados de concreto armado, de sección cuadrada con 0.4m de ancho, y con un proceso de instalación estático sin perforación previa.

Se consideró un cemento clase 1 con una resistencia a la compresión f'_c igual a 350 kg/cm². El acero de refuerzo longitudinal y transversal será el establecido por la empresa fabricante, resistiendo el momento máximo durante el izaje, lo cual queda fuera de los alcances del presente trabajo.

Con base en los modelos de Sehedis/Sísmica de Suelos, se determinó un nivel de desplante de los pilotes igual a 32m, con el fin de seguir la tendencia del hundimiento regional y evitar la penetración en la capa dura ubicada a 38 m de profundidad durante la vida útil de la estructura.

TABLA 5.10 “BANCOS DE NIVEL MÁS CERCANOS AL SITIO DE PROYECTO”

Banco	Radio de proximidad m	Hundimiento regional promedio (cm/año)		Periodo del suelo para el año 2070 s
		1985-2016	2007-2016	
-				
557-M(S01W02)03	235.84	10.10	7.30	2.01
439-C(S01W02)	288.00	11.80	11.00	1.92
556-M(S01W02)02	307.25	9.70	9.20	2.07
440-C(S01W02)13	320.85	12.30	10.60	1.98

OBTENIDO DE SEHEDIS/SÍSMICA DE SUELOS. [HTTPS://SISMICA.COM.MX/SEHEDIS/](https://sismica.com.mx/sehedis/)

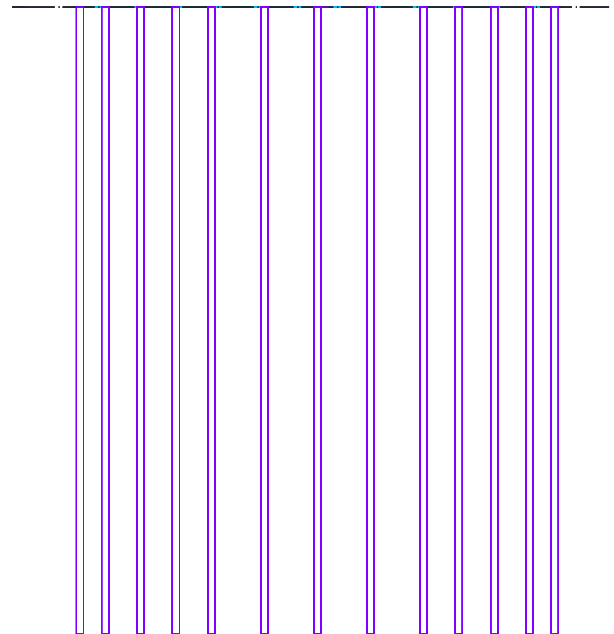
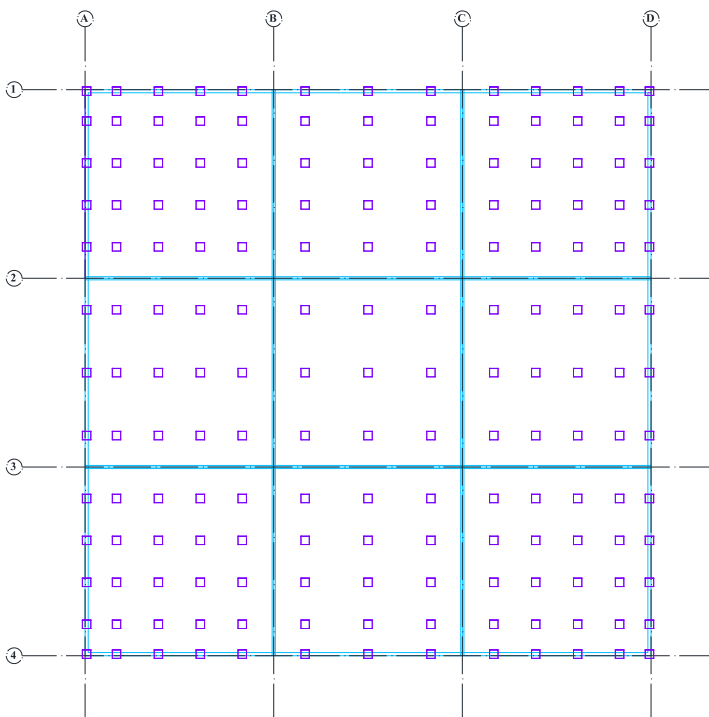
Se utilizó el hundimiento regional anual promedio igual a 10.98 cm/año y el periodo del suelo para el año 2070 más desfavorable igual a 1.92 s. Para evitar que los pilotes de fricción penetren en la capa más resistente ubicada a 38 m de profundidad durante la vida útil de 50 años, se deberá dejar una longitud libre mínima de 5.5m.

Para la primera (1.4 CM+1.5 CV_{MAX}) y segunda (1.1 CM+1.1 CV_{INS}+ ES) combinación, se requirieron de 169 pilotes con las características propuestas. La

distribución en planta de los pilotes cumple con la separación mínima de 3.5 veces su ancho, igual a 1.40 m.

TABLA 5.11 “ESTADO LÍMITE DE FALLA PARA PILOTES DE FRICCIÓN”

Combinación 1	Combinación 2
<p>Carga máxima aplicada: 8,650.20 ton Carga máxima por pilote: 51.20 ton</p> <p>Capacidad de carga por pilote: 101.50 ton/pilote Capacidad de carga por grupo: 9,407 ton/grupo</p> <p>Se cumple estado límite de falla.</p>	<p>Carga máxima aplicada: 6,605.54 ton Carga máxima por pilote: 39.10 ton</p> <p>Carga máxima por pilote: 57.0 ton Carga mínima por pilote: 21.17 ton</p> <p>Se cumple estado límite de falla.</p>



Para la tercera (CM+CV_{MEDIA}) combinación, se obtuvo un asentamiento elástico grupal igual a 0.90 cm y un asentamiento por consolidación grupal igual a 30.73 cm, por lo que, la propuesta cumple con los asentamientos máximos permisibles.

TABLA 5.12 “ESTADO LÍMITE DE SERVICIO PARA PILOTES DE FRICCIÓN”

Combinación 3

Para el grupo de 169 pilotes, según el criterio de Terzaghi:

Asentamiento elástico, igual a 0.90 cm.
Asentamiento diferido, igual a 55.04 cm.

Para el grupo de 169 pilotes, según el criterio de Tamez:

Asentamiento elástico, igual a 0.90 cm.
Asentamiento diferido, igual a 30.73 cm.

Nota 1: La fricción negativa que se genera en los pilotes se calculó por el método de iteraciones que establece el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias, igual a 9,449.9 ton.

Nota 2: “En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.”

Se cumple estado límite de servicio.

La memoria de cálculo de capacidad de carga y asentamientos de los pilotes se presentan en el **Anexo 8.11 “Sistema profundo con pilotes de fricción”**

5.3.4. Sistema parcialmente compensado con pilotes de fricción.

Se propuso una cimentación mixta con un cajón parcialmente compensado desplantado a 6m de profundidad unido a un grupo de pilotes de fricción con una longitud de 26m, es decir un nivel de desplante igual a 32m, con el cual se cumple con la longitud libre para evitar que los pilotes penetren en la capa dura ubicada a 38m de profundidad.

Con base en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones 2017, se despreció la contribución de la losa a la capacidad de carga global del sistema, por lo que los pilotes deben resistir el peso total de la estructura, la fuerza cortante por sismo a nivel de la cabeza de los pilotes y los empujes del suelo en reposo y del agua sobre los muros perimetrales del cajón.

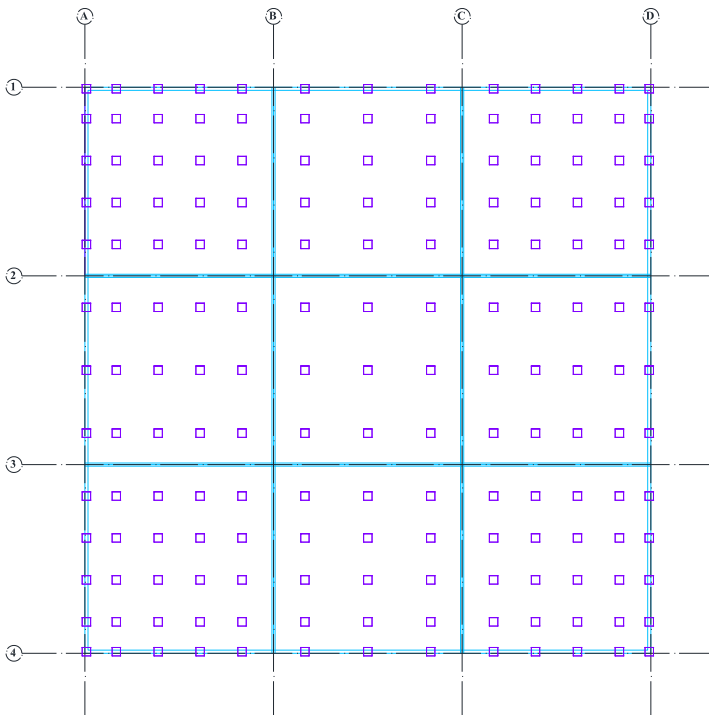
En cuanto al estado límite de falla, sumando el peso de los dos sótanos de estacionamiento, el sistema cumple con la primera (1.4 CM+1.5 CV_{MAX}) y segunda (1.1 CM+1.1 CV_{INS}+ ES) combinación de acciones.

TABLA 5.13 “ESTADO LÍMITE DE FALLA PARA SISTEMA MIXTO”

Combinación 1

Carga máxima aplicada: 8,506.80 ton
Carga máxima por pilote: 50.30 ton
Capacidad de carga por pilote: 50.30 ton/pilote
Capacidad de carga por grupo: 8,754 ton/grupo

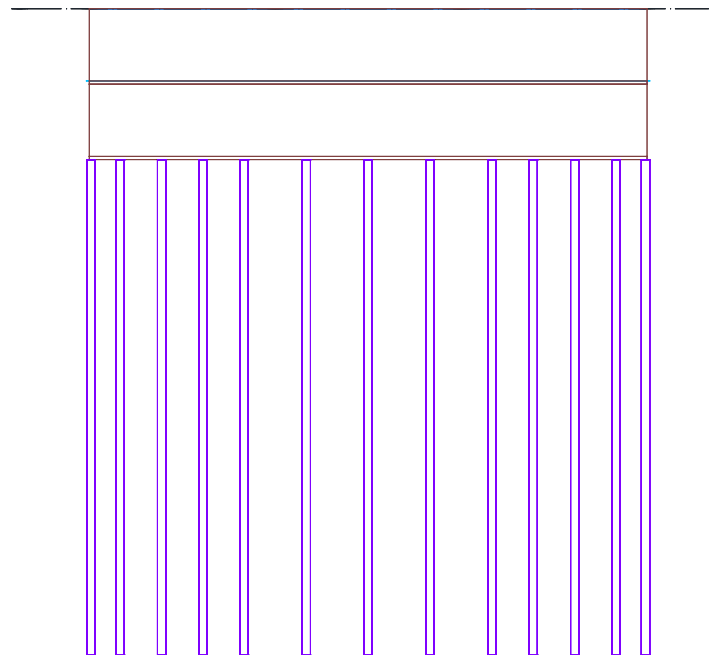
Se cumple estado límite de falla.



Combinación 2

Carga máxima aplicada: 6,492.92 ton
Carga máxima por pilote: 38.40 ton
Carga máxima por pilote: 66.60 ton
Carga mínima por pilote: 11.60 ton

Se cumple estado límite de falla.



En cuanto al estado límite de servicio, considerando el desplazamiento de los pilotes, se obtuvo un asentamiento elástico grupal igual a 1.11 cm y un asentamiento por consolidación grupal igual a 26.68 cm, por lo que, la propuesta cumple con los límites permisibles establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

TABLA 5.14 “ESTADO LÍMITE DE SERVICIO PARA SISTEMA MIXTO”

Combinación 3

Para el grupo de 169 pilotes, según el criterio de Terzaghi:

Asentamiento elástico, igual a 1.11 cm.
Asentamiento diferido, igual a 36.66 cm.

Para el grupo de 169 pilotes, según el criterio de Tamez:

Asentamiento elástico, igual a 1.11 cm.
Asentamiento diferido, igual a 26.68 cm.

Nota 1: La fricción negativa que se genera en los pilotes se calculó por el método de iteraciones que establece el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias, igual a 10,136.60 ton.

Nota 2: “En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.”

La memoria de cálculo de capacidad de carga y asentamientos de los pilotes se presentan en el **Anexo 8.12 “Sistema parcialmente compensado con pilotes de fricción”**

6. CONCLUSIONES.

Se compararon los asentamientos totales de las propuestas de cimentación superficial, compensada, profunda y mixta, identificando las ventajas de ésta última en la disminución de asentamientos a largo plazo.

Para la cimentación superficial, las dimensiones requeridas de las zapatas resultan muy grandes para resistir las cargas transmitidas, por lo que no sería eficiente su construcción, además de que, las deformaciones totales y diferenciales rebasan los límites máximos permisibles. Cabe mencionar que este sistema se propuso con fines comparativos, ya que el Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias no permiten desplantar zapatas aisladas sobre suelos arcillosos o limosos saturados con alta probabilidad de licuación.

Para la cimentación compensada, disminuye el incremento neto de esfuerzo a nivel de desplante, y por ende las deformaciones totales y diferenciales son menores, sin embargo, aún rebasan los límites máximos permisibles. Cabe mencionar que al considerar un comportamiento 100% flexible, se desprecia la contribución de la rigidez de la losa de fondo, con lo cual las deformaciones disminuirían según el espesor de este elemento.

Para la cimentación profunda, los asentamientos disminuyen ligeramente, siendo el principal factor de hundimiento la “fricción negativa”, la cual se incluye como carga adicional de arrastre de los pilotes y genera el 95% de los asentamientos diferidos.

Para la cimentación mixta, aún bajo consideración de la “fricción negativa”, los asentamientos cumplen con los límites máximos permisibles. De igual forma, la carga adicional por arrastre de pilotes genera el 95% de los asentamientos diferidos.

El nivel de desplante de los pilotes es el mismo para la cimentación profunda y mixta, sin embargo, en ésta última se aprovecha el espacio para sótanos y disminuyen los asentamientos en comparación con la cimentación compensada. En ambos casos, la “fricción negativa” se calculó por el método de iteraciones que establece el Reglamento para pilotes que desplantan sobre un suelo poco resistente; y para el cálculo de asentamientos diferidos, se aplicaron los criterios de

Terzaghi y Tamez, éste último basado en la experiencia para arcillas de la Ciudad de México.

Las principales desventajas en el diseño de una cimentación profunda con pilotes hincados que trabajan por la adherencia en el fuste son la fricción negativa y el abatimiento del nivel freático, los cuales influyen en la longitud y separación de los elementos, así como en los asentamientos por consolidación.

En conclusión, cuando una cimentación compensada rebasa los asentamientos máximos permisibles, es posible disminuirlos aumentando el espesor de la losa de fondo o complementando con pilotes de fricción. En este caso, la cimentación mixta presenta asentamientos similares a la cimentación profunda con el mismo nivel de desplante de pilotes, pero con la ventaja de aprovechar el espacio para sótanos.

Actualmente, bajo las exigencias de vivienda en la Ciudad de México y con los avances de la ingeniería, se han implementado propuestas para el diseño, construcción y operación de las cimentaciones profundas con elementos de mayor rigidez tales como pilas y/o barretes, que permiten alcanzar mayores profundidades de apoyo y dar mayor estabilidad y seguridad a la estructura sin problemas de esbeltez.

Por otro lado, el Reglamento exige calcular la capacidad de carga y asentamientos con métodos analíticos y softwares especializados, para comparar modelos constitutivos que mejor representen las condiciones geotécnicas del sitio.

7. BIBLIOGRAFÍA.

Berry, P. y Reid, D. (1993). *Mecánica de Suelos*. (5ª ed.) Department of Civil Engineering University of Salford. Mc Graw-Hill Interamericana, S.A.

Braja, M. (2006). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. (4ª ed.) México. CENGAGE Learning.

Cámara Nacional de la Industria de la Construcción. (1994). *Segundo Simposio*

Consultores-Constructores Cimentaciones Profundas. México.

Gaceta Oficial del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Órgano del Gobierno del Distrito Federal.

Gaceta Oficial de la Ciudad de México. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Ciudad de México: Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México.

Gaceta Oficial de la Ciudad de México. (2022). *Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México*. Ciudad de México: Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México.

Holguín, E., Gutiérrez, C., Cuervas, A. y Segovia, J. (1992). *Diseño Geotécnico de Cimentaciones*. México. TGC Geotecnia S.A.

Jiménez, J. (1980). *Geotecnia y Cimientos III*. (2ª ed.) México. Editorial Rueda.

Juárez, E., Rico, A. (2004). *Mecánica de Suelos. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. (Tomo II)* México. Limusa Noriega Editores.

Peck, R., Hanson, W. y Thornburn, T. (1991). *Ingeniería de Cimentaciones*. (2ª ed.) México. Limusa Noriega Editores.

Sísmica de Suelos. (2022). *Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico*. Obtenido de <https://sismica.com.mx/sehedis/>

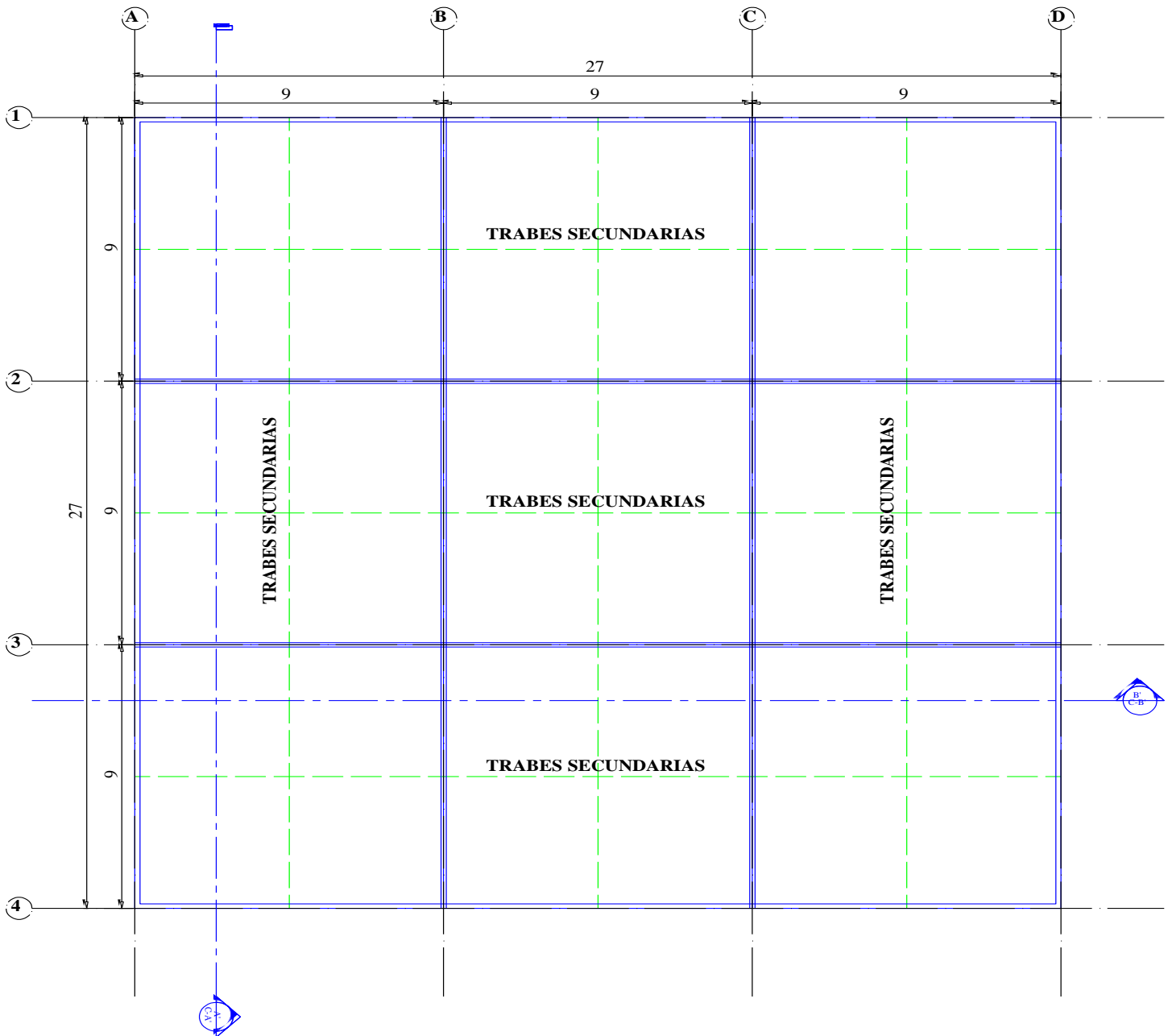
Sowers, B. G. y Sowers F. G. (1972). *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones* (1ª ed.) México. Limusa.

Tomlinson, J. (1971). *Diseño y Construcción de Cimientos*. España. Urmo, S.A.

Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería. (2017). *Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones. Ejemplos de Aplicación. (Tomo II)* México. Autores: Hermosillo, A., Demeneghi, C., Puebla, M. y Sanginés, H.

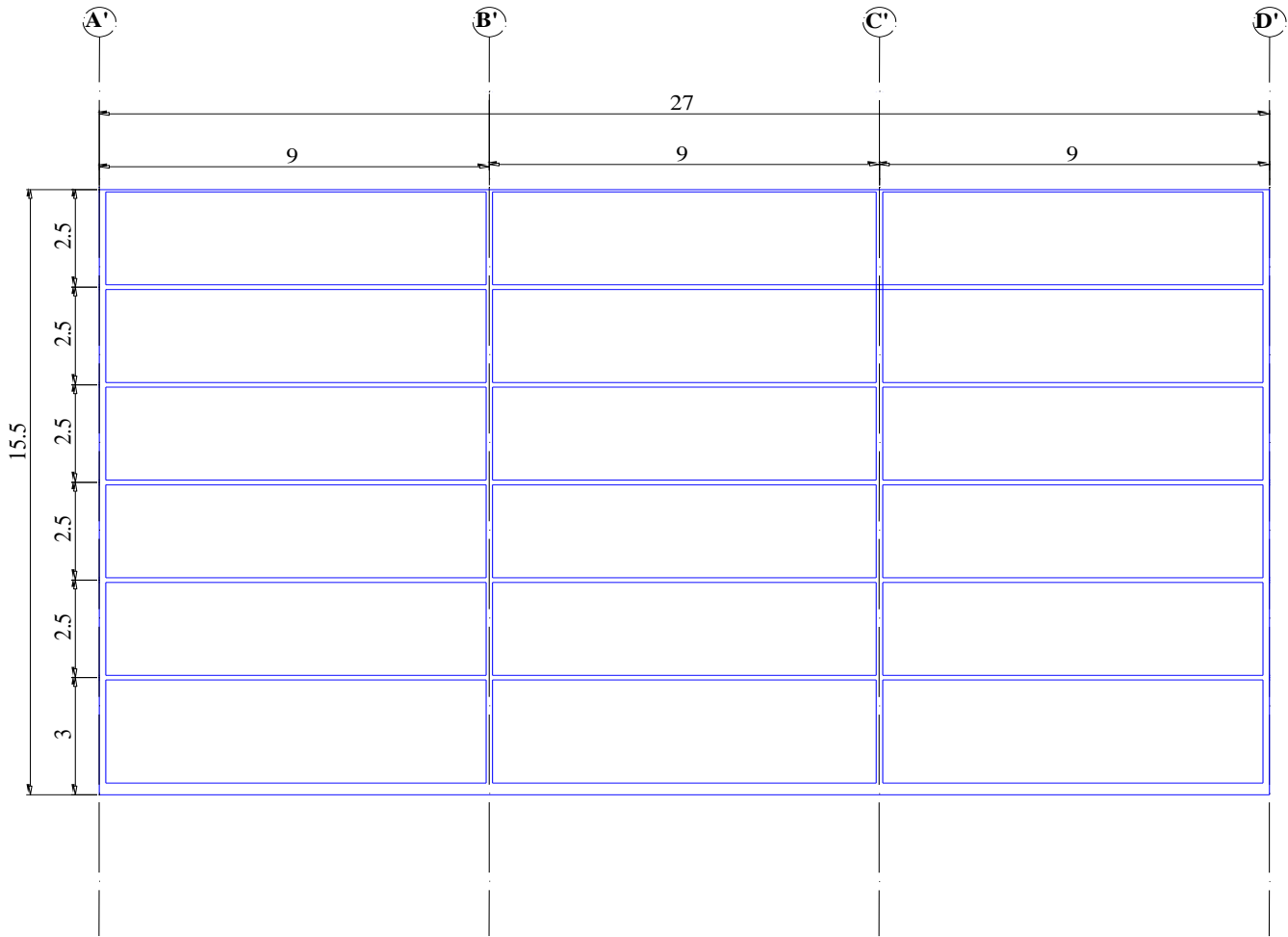
8. ANEXOS.

8.1. "Planos de Planta y Corte de la Estructura de Proyecto".



**CONJUNTO DE OFICINAS EN ZONA DE LAGO, CIUDAD DE MÉXICO
VISTA EN PLANTA**

Acotaciones en metros.



**CONJUNTO DE OFICINAS EN ZONA DE LAGO, CIUDAD DE MÉXICO
VISTA EN CORTE A' Y B'**

Acotaciones en metros.

8.2. "Espectro de diseño sísmico"

Periodo Fundamental del Suelo Obtenido de SASID.



GOBIERNO DE LA
CIUDAD DE MÉXICO

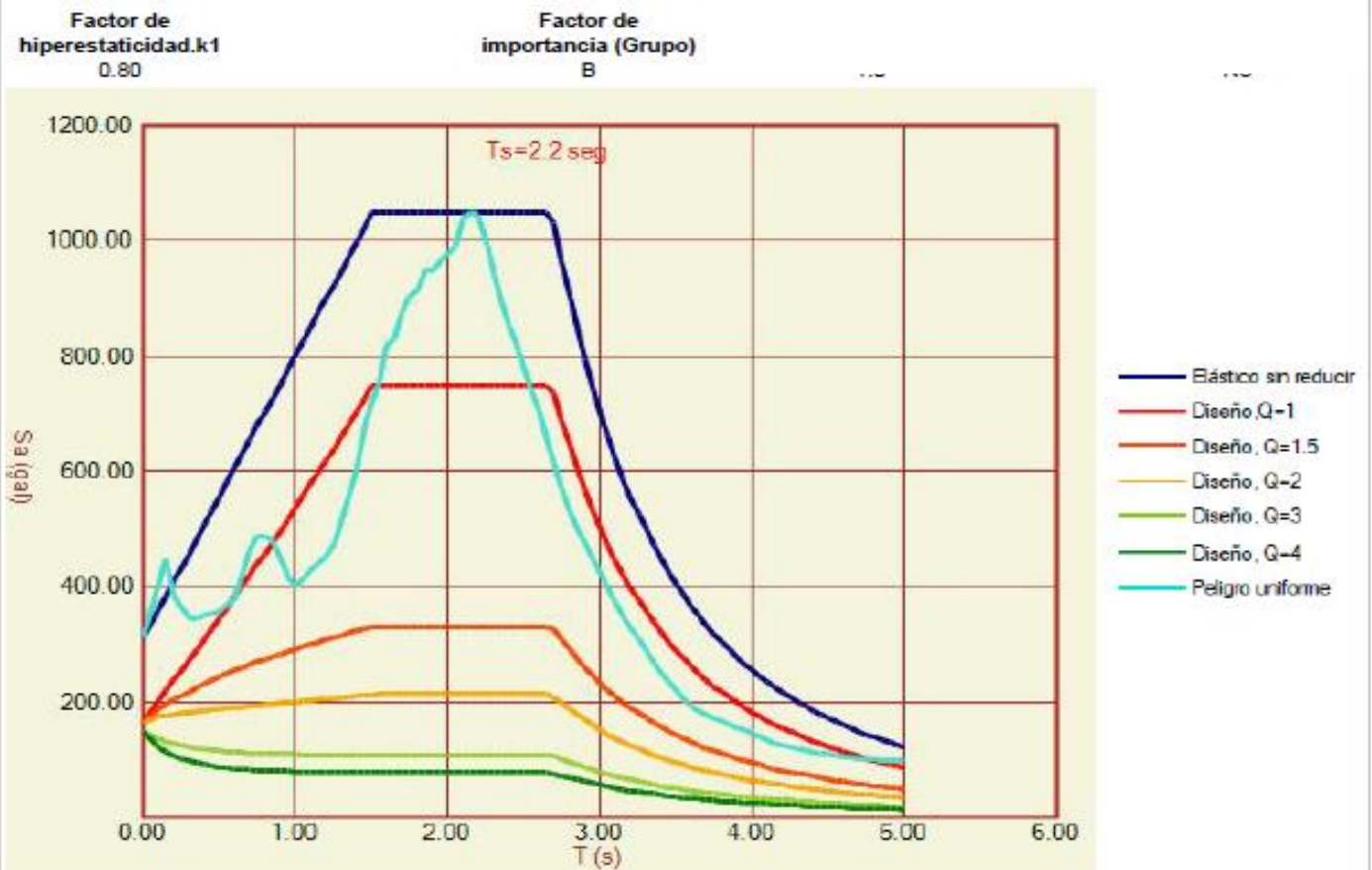
EL INSTITUTO PARA LA SEGURIDAD
DE LAS CONSTRUCCIONES EN
LA CIUDAD DE MÉXICO



Digitally signed by WIN-INGEN
Date: 2023.01.05 15:11:14 -06:00
Folio: NTCDS-CDMX-2023-9-79
Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo - CDMX
Location: MEX-CDMX

ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

Solicitado por: Mariana Flores Ochoa
Correo electrónico: marianaf8a@gmail.com

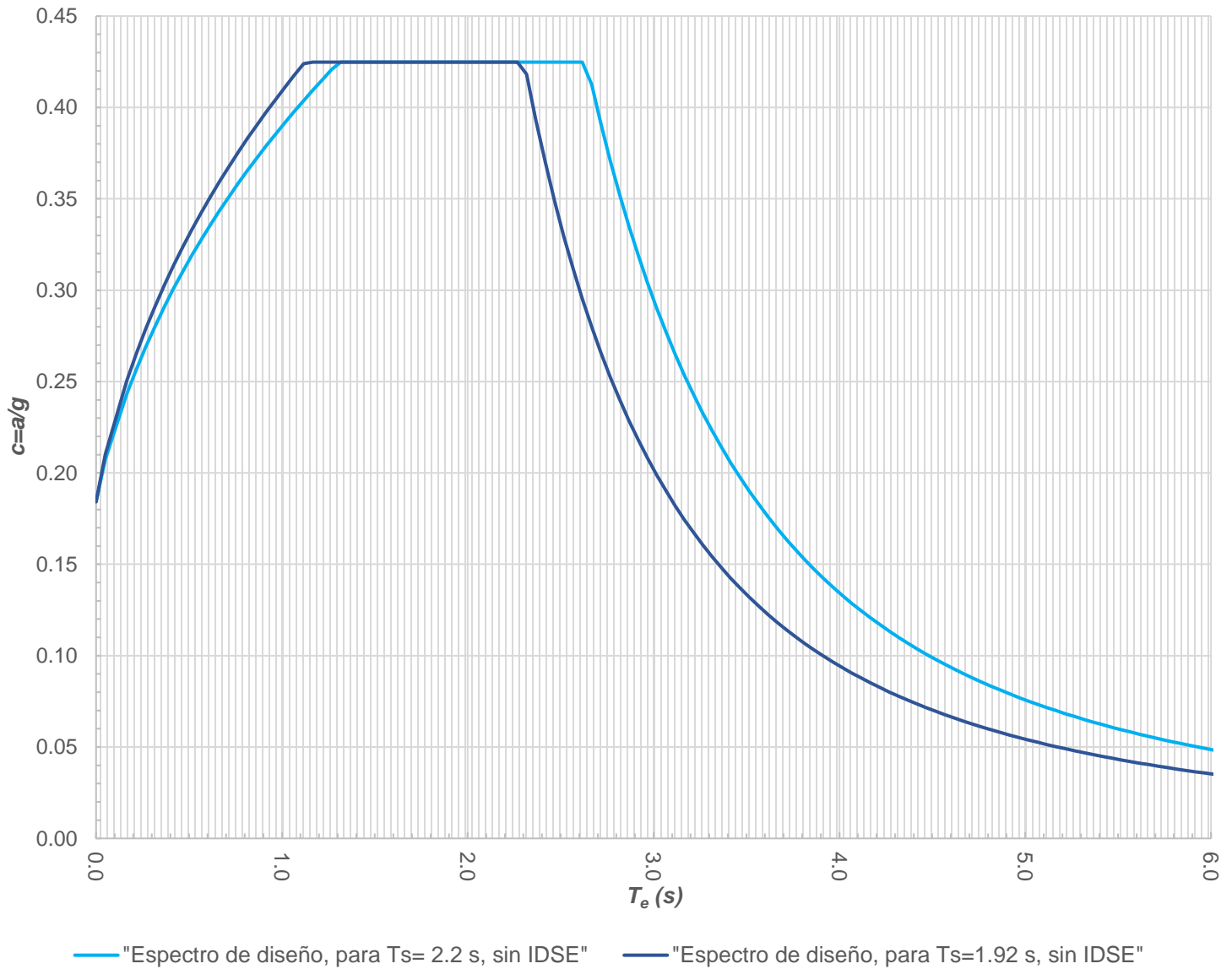


$a_0 = 311$ $c = 1050$ $T_a = 1.5$ $T_b = 2.7$ $k = 0.156$

Periodo Fundamental del Suelo Obtenido de SEHEDIS.



ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO



Para $T_s = 2.2$ y $T_e = 1/6$, $c = 0.202$

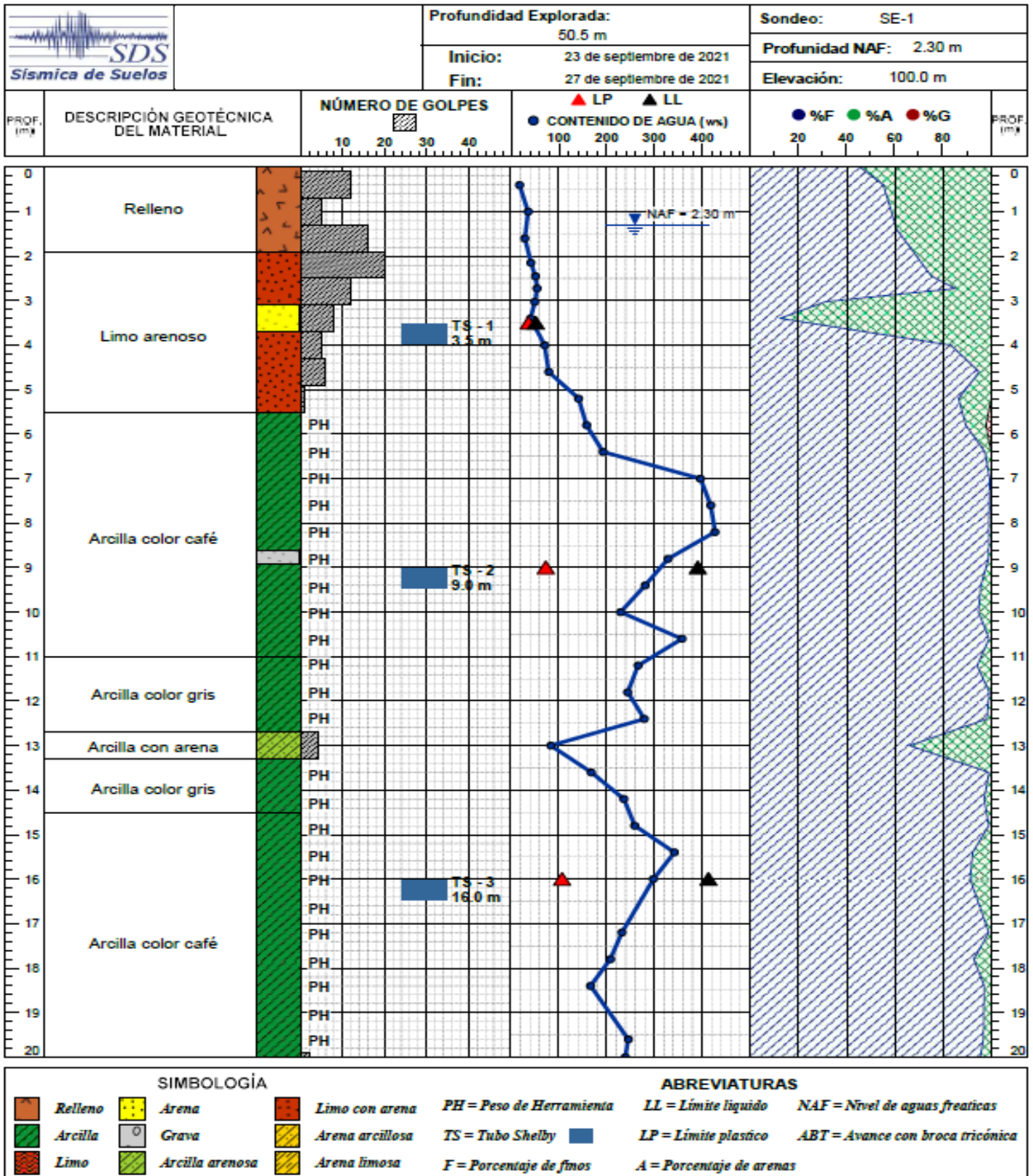
T_e (s)	P	β	a	K_2	R	Q'	Q_r	$a' = a / (Q \cdot R)$
0.17	0.00	1.00	0.51	0.32	2.07	1.22	1.22	0.202

Para $T_s = 1.92$ y $T_e = 1/6$, $c = 0.208$

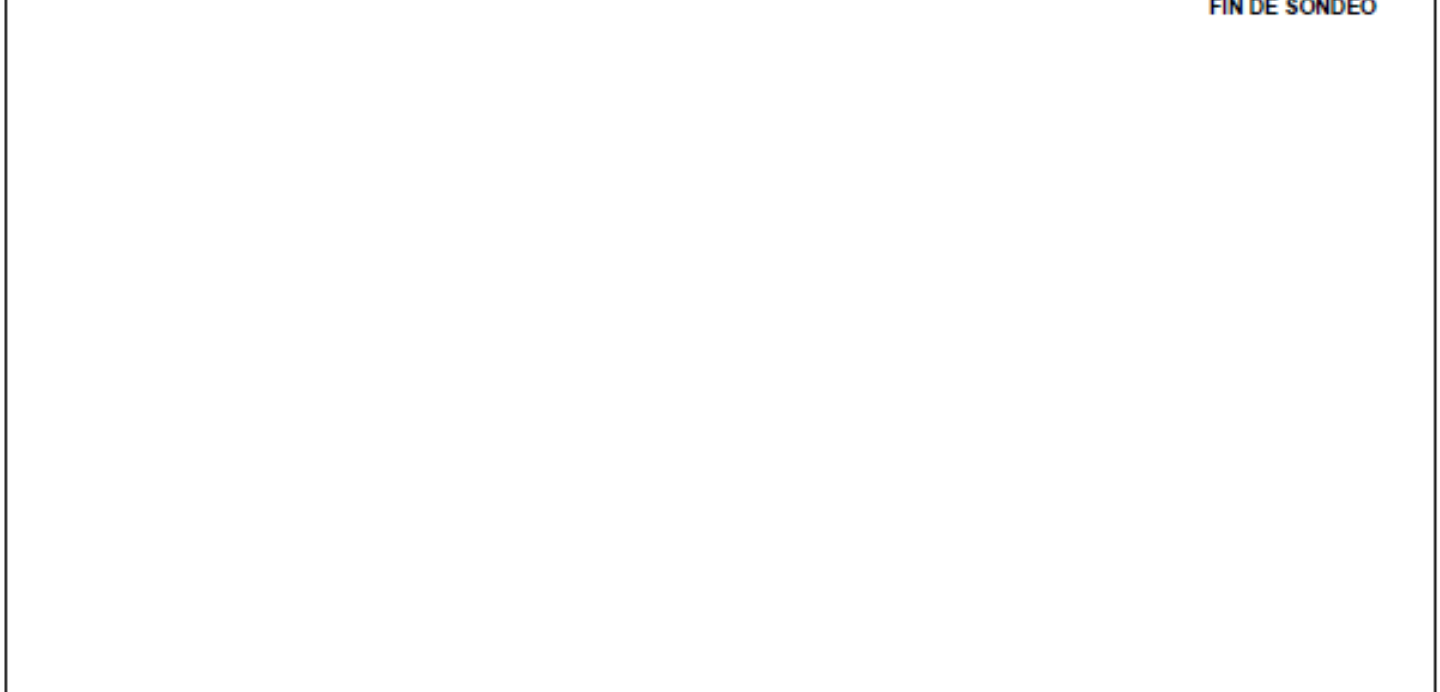
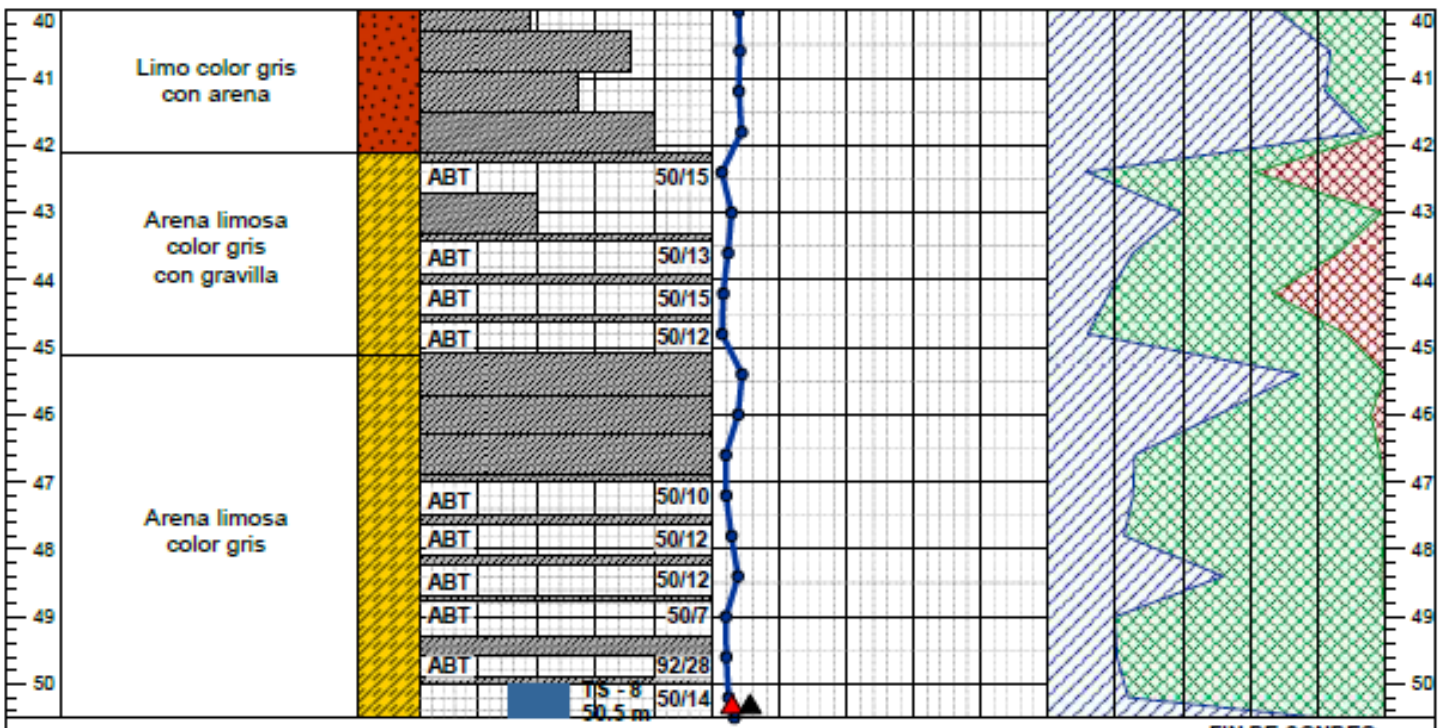
T_e (s)	P	β	a	K_2	R	Q'	Q_r	$a' = a / (Q \cdot R)$
0.17	0.00	1.00	0.54	0.31	2.06	1.25	1.25	0.208










8.3. "Estratigrafía del sitio"

Sondeo Mixto, a una profundidad máxima de 50.5m

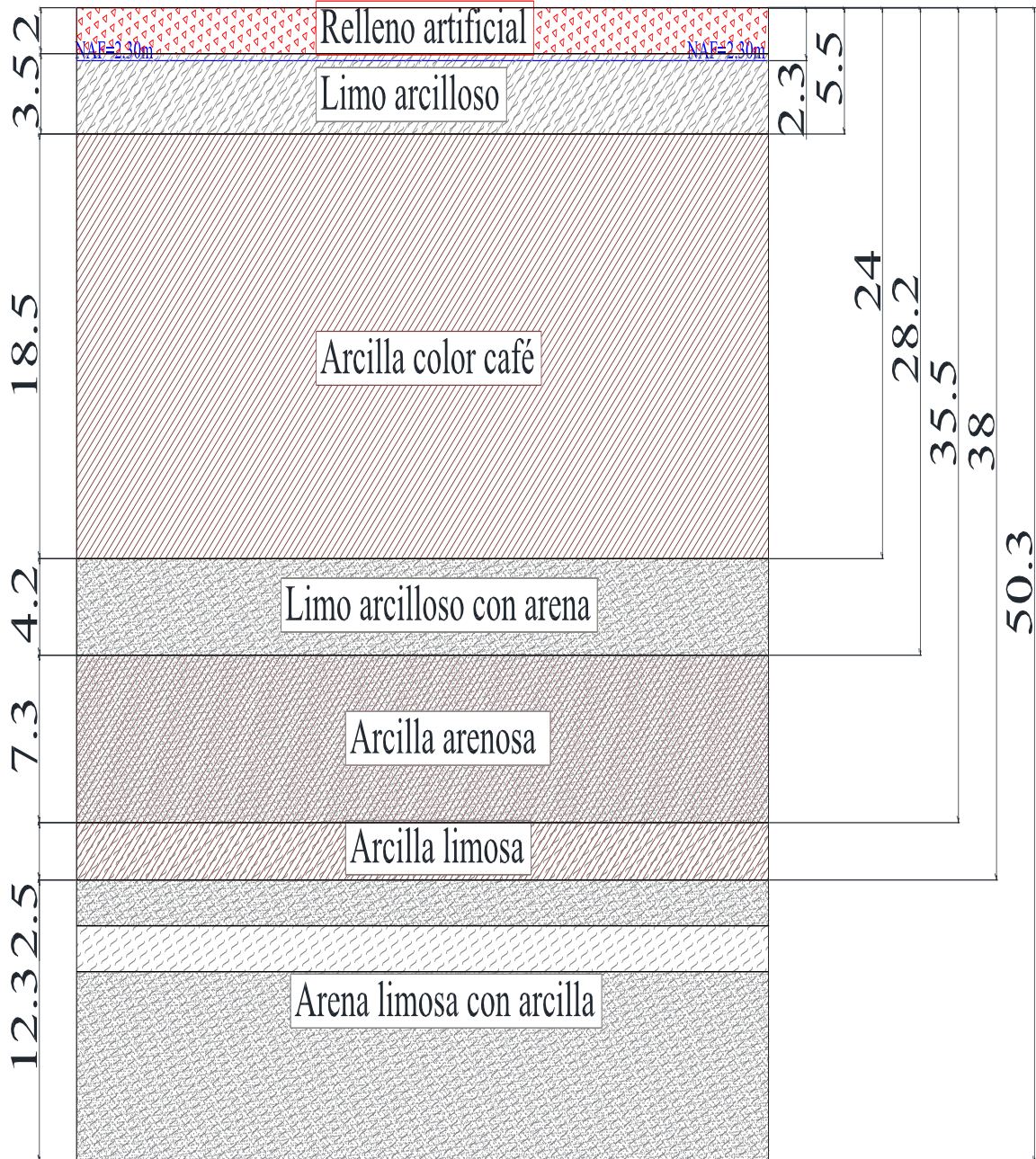


	Profundidad Explorada: 50.5 m	Sondeo: SE-1			
	Inicio: 23 de septiembre de 2021	Profundidad NAF: 2.30 m			
	Fin: 27 de septiembre de 2021	Elevación: 100.0 m			
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL MATERIAL	NÚMERO DE GOLPES 10 20 30 40	▲ LP ▲ LL ● CONTENIDO DE AGUA (ws) 100 200 300 400	● %F ● %A ● %G 20 40 60 80	PROF. (m)



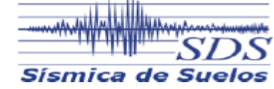
SIMBOLOGÍA			ABREVIATURAS					
	Relleno		Arena		Limo con arena	PH = Peso de Herramienta	LL = Limite liquido	NAF = Nivel de aguas freaticas
	Arcilla		Grava		Arena arcillosa	TS = Tubo Shelby	LP = Limite plastico	ABT = Avance con broca tricónica
	Limo		Arcilla arenosa		Arena limosa	F = Porcentaje de finos	A = Porcentaje de arenas	

Modelo estratigráfico.



8.4. "Pruebas de laboratorio"

Pruebas de porcentaje de finos, hasta una profundidad de 50.5m.



CONTENIDO DE FINOS

Muestra	Profundidad (m)		Capsula	Ws inicial [g]	Ws final [g]	Gravas [g]	Arenas [g]	Finos [g]	Porcentaje		
	de	a							Gravas	Arenas	Finos
4-INF	2.40	2.50	103	36.91	14.10	0.00	14.10	22.81	0	38.20	61.80
5-SUP	2.50	2.95	90	23.15	3.43	0.00	3.43	19.72	0	14.82	85.18
5-INF	2.95	3.10	174	15.98	11.02	0.00	11.02	4.96	0	68.96	31.04
6	3.10	3.70	143	39.41	34.57	0.00	34.57	4.84	0	87.72	12.28
7	3.70	4.30	202	35.07	5.86	0.00	5.86	29.21	0	16.71	83.29

Pruebas de contenido de agua, hasta una profundidad de 50.5m.

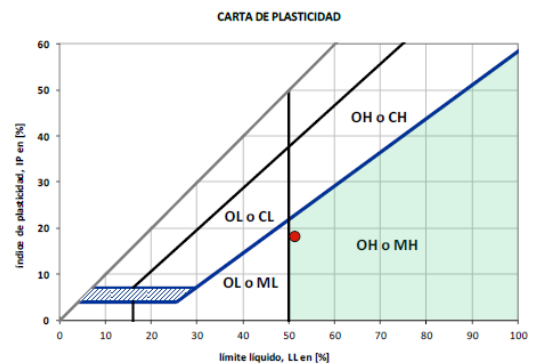
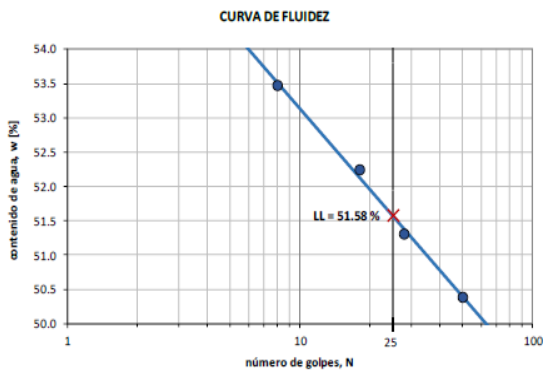


CONTENIDO DE AGUA Y CLASIFICACIÓN VISUAL

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	TARA	W _{tara} [g]	W _{tara} + W _{SH} [g]	W _{tara} + W _{SS} [g]	W _{SH} [g]	W _{SS} [g]	w [%]	CLASIFICACIÓN VISUAL
1	0.10 a 0.70	158	11.73	60.23	52.76	7.47	41.03	18.21	RELLENO CONFORMADO DE PEDACERIA DE CASCAJO TABIQUE Y CONCRETO
2	0.70 a 1.30	216	16.1	99.59	77.36	22.23	61.26	36.29	IDEM
3	1.30 a 1.90	101	15.17	149.73	119.22	30.51	104.05	29.32	IDEM
4-SUP	1.90 a 2.40	160	11.69	51.28	39.52	11.76	27.83	42.26	(CL) ARCILLA COLOR CAFÉ CON ARENA, CON GRUMOS DE TABIQUE, MORTERO Y ALGUNOS PEDAZOS DE PLASTICO
4-INF	2.40 a 2.50	103	15.27	71.18	52.18	19	36.91	51.48	(ML) LIMO COLOR GRIS CON ARENA FINA POCA MEDIA CUARZOSA Y VOLCÁNICA, CON GRUMOS DE CARBONATOS

Pruebas de límites de consistencia, hasta una profundidad de 50.5m.

Fecha: octubre 2021



Límite Líquido: 51.58 %
 Límite Plástico: 33.74 %
 Índice de Plasticidad: 17.84 %

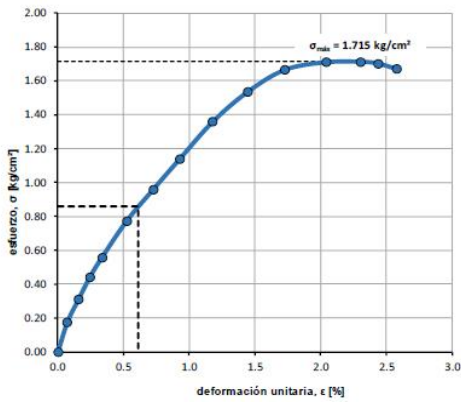
Clasificación SUCS	Descripción
MH	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE OSCURO

Pruebas de compresión simple.

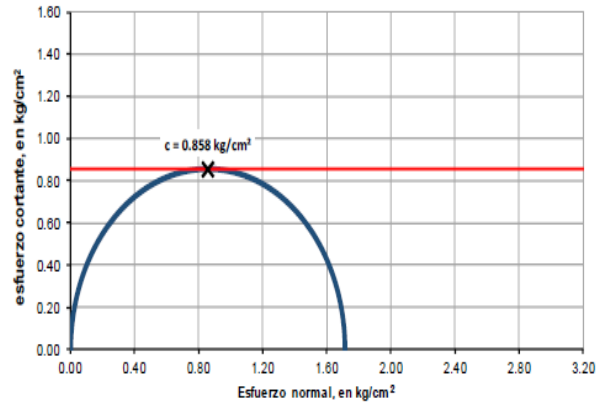


PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

Clasificación del material	W_L [%]	W_U [%]	e_1	e_L	G_{max} [%]	G_{min} [%]	γ_{sat} [t/m ³]	S_s
(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS OSCURO CON ARENA FINA Y CENIZA VOLCÁNICA	62.76	62.70	1.66	1.66	93.7	93.6	1.518	2.483



σ [kg/cm ²]	E_{50} [kg/cm ²]
1.715	92.230



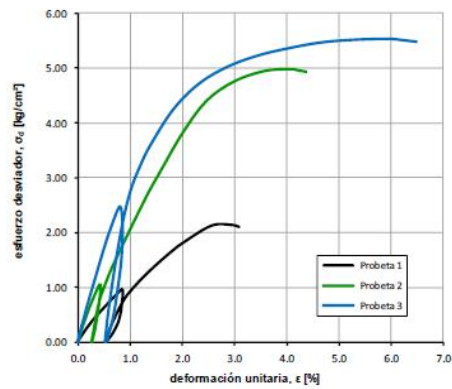
q_u [t/m ²]	c [t/m ²]
17.15	8.58

Pruebas triaxiales no consolidadas, no drenadas en estratos compresibles.

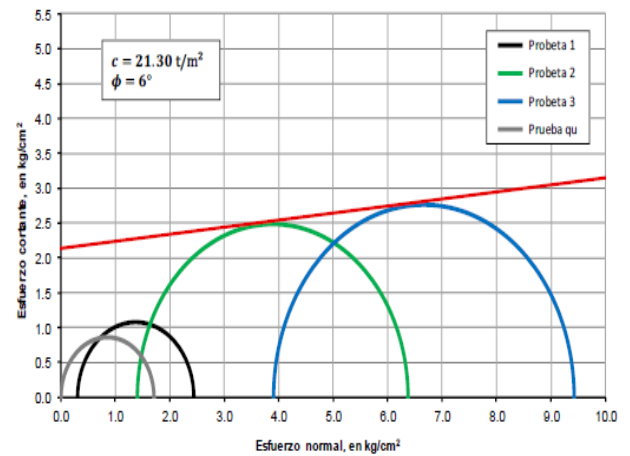


PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G_w [%]	γ [t/m ³]	S_s	E_{50} [kg/cm ²]	E_{ur} [kg/cm ²]
1	2.44	0.30	2.14	70.96	1.82	97.0	1.507	2.483	93.27	286.58
2	6.38	1.40	4.98	70.26	1.81	96.3	1.503		202.55	637.25
3	9.43	3.90	5.53	71.54	1.83	96.8	1.503		265.58	888.47



Clasificación del material	
(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS OSCURO CON ARENA FINA Y CENIZA VOLCÁNICA	



Ensayes de consolidación en el edómetro, para estratos compresibles saturados.



ENSAYE DE CONSOLIDACIÓN

Datos:

Arillo No.	2
Diámetro del anillo (Da)	8.01 cm
Altura del anillo (Ha)	1.980 cm
Peso anillo (Wa)	217.98 g
Área del anillo (Aa)	50.39 cm ²
Vidrio No.	62
Peso vidrio (Wv)	61.40 g

Antes de la prueba:

Peso suelo húmedo en anillo (Wsho)	534.45 g
Densidad de sólidos (Gs)	2.207 g/cm ³
Peso volumétrico del agua (Yw)	1.0 g/cm ³

Después de la prueba:

Peso vidrio+suelo húmedo en anillo (Wvsho)	367.50 g
Peso vidrio+suelo seco en anillo (Wvsho)	308.03 g
Deformación final corregida (dfc)	0.610 cm

Descripción del suelo

(OH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ CON CENIZA VOLCÁNICA

Peso de sólidos (Ws)	28.85 g
Peso húmedo inicial (Wsh)	116.53 g
Peso húmedo final (Wshf)	89.52 g
Peso del agua inicial (Wwi)	87.86 g
Peso del agua final (Wwff)	59.87 g

Volumen inicial (Vi)	98.77 cm ³
Volumen de sólidos (Vs)	12.98 cm ³
Volumen de agua (Va)	86.79 cm ³
Vol. de agua inicial (Wei)	87.86 cm ³

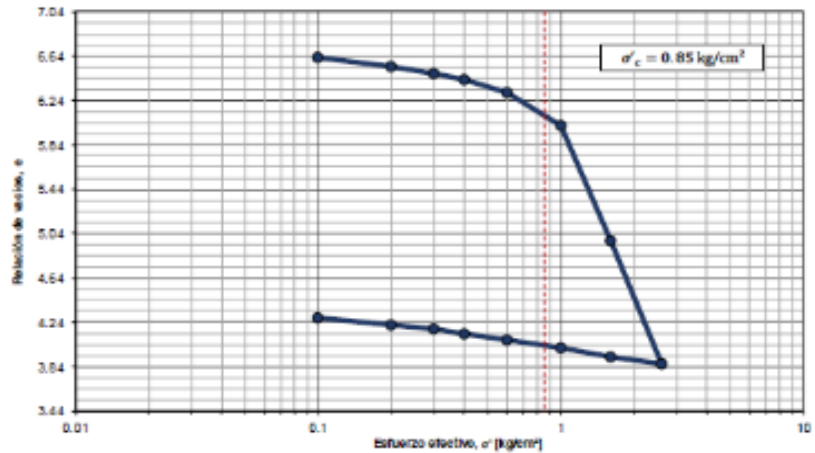
Peso volumétrico inicial (γi)	1.368 g/cm ³
Humedad inicial (wi)	306.7 %
Relación de vacíos inicial (ei)	6.69
Grado de saturación (Gwi)	301.2 %

Altura final (Hf)	1.870 cm
Volumen final (Vf)	89.84 cm ³
Peso volumétrico final (γf)	1.28 g/cm ³
Humedad final (wf)	320.0 %
Relación de vacíos final (ef)	4.22
Grado de saturación final (Gwf)	106.8 %

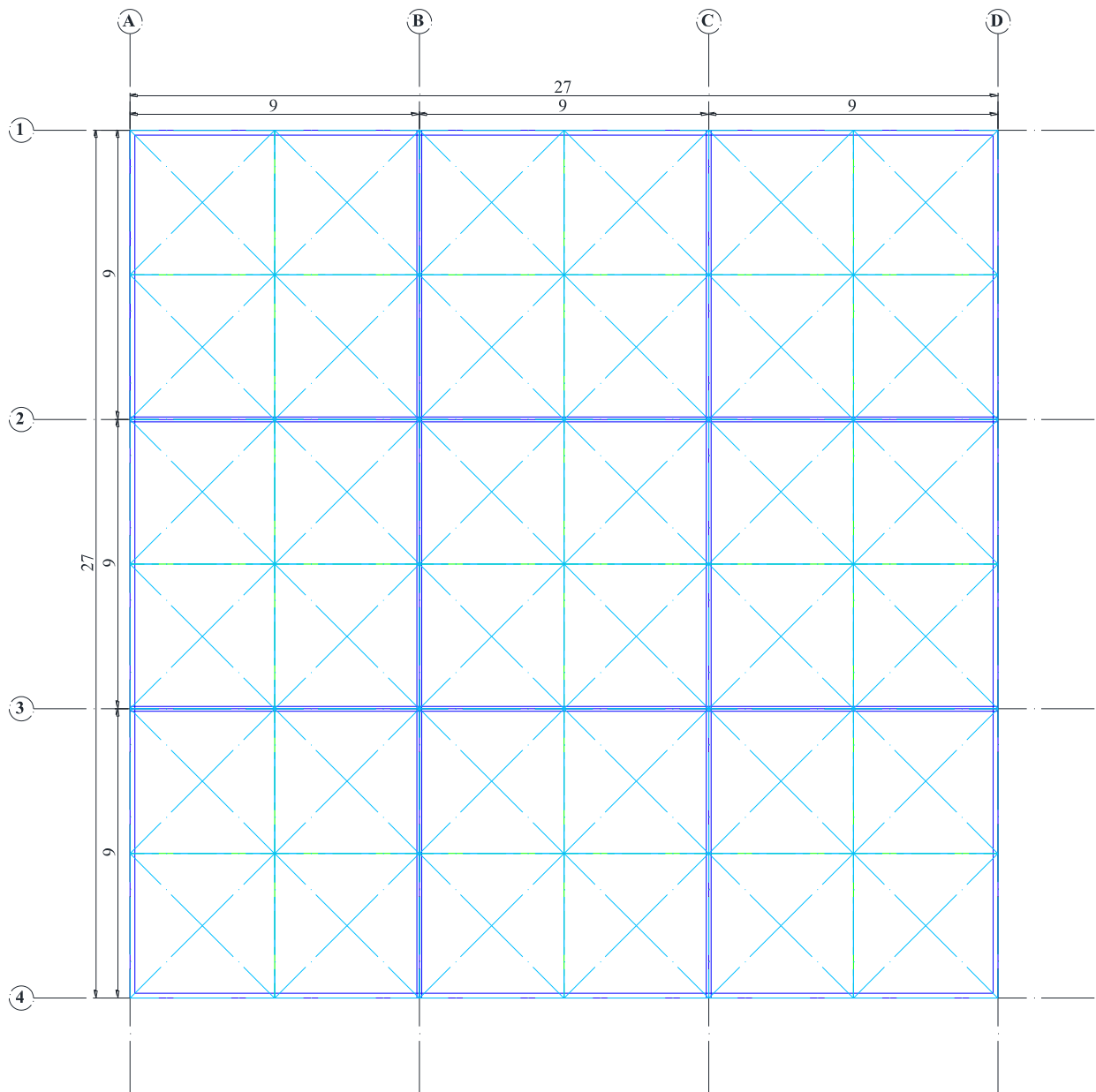
Esfuerzo aplicado (kg/cm ²)	Levantada micrometro (mm)	Corrección de aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0	16.422	0.000	0.000	6.686
0.100	16.258	0.004	0.160	6.624
0.200	16.054	0.009	0.359	6.546
0.300	15.897	0.013	0.512	6.487
0.400	15.751	0.017	0.654	6.432
0.600	15.438	0.024	0.960	6.313
1.000	14.655	0.037	1.790	6.054
1.600	11.959	0.052	4.611	4.974
2.600	9.096	0.071	7.255	3.870
1.600	9.260	0.067	7.095	3.932
1.000	9.468	0.053	6.901	4.007
0.600	9.683	0.042	6.697	4.086
0.400	9.829	0.034	6.559	4.140
0.300	9.938	0.029	6.485	4.180
0.200	10.047	0.023	6.352	4.220
0.100	10.217	0.016	6.189	4.283
0.000	10.315	0.004	6.103	4.317

saturación

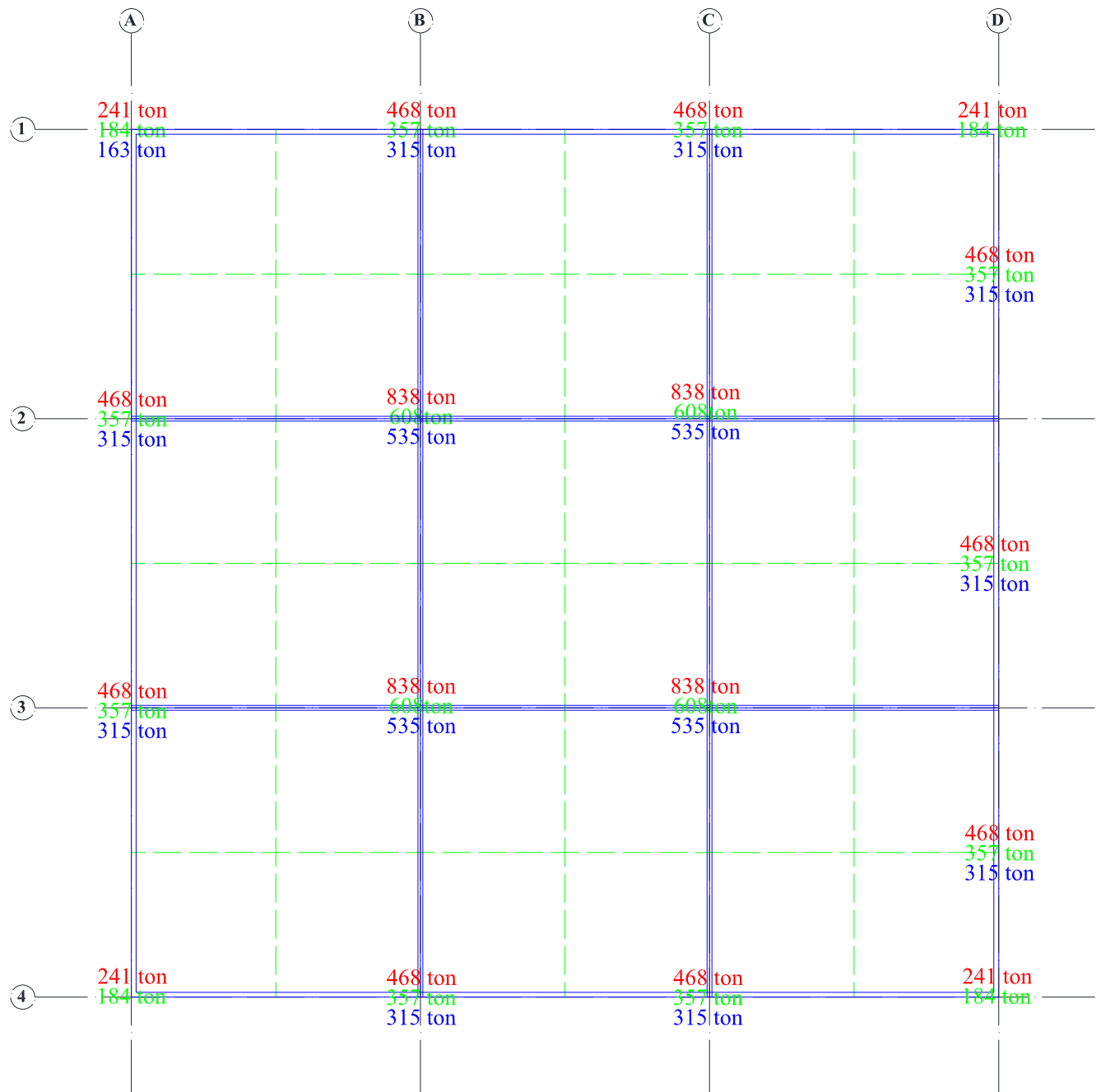
CURVA DE COMPRESIBILIDAD



8.5. "Solicitaciones en planta"



ÁREAS TRIBUTARIAS



PRIMERA COMBINACIÓN (CM+CVMÁX)*FC
SEGUNDA COMBINACIÓN (CM+CVINS)*FC
TERCERA COMBINACIÓN (CM+CVMED)*FC

8.6. "Modelo Geotécnico"

Muestras inalteradas de Tubos Shelby.

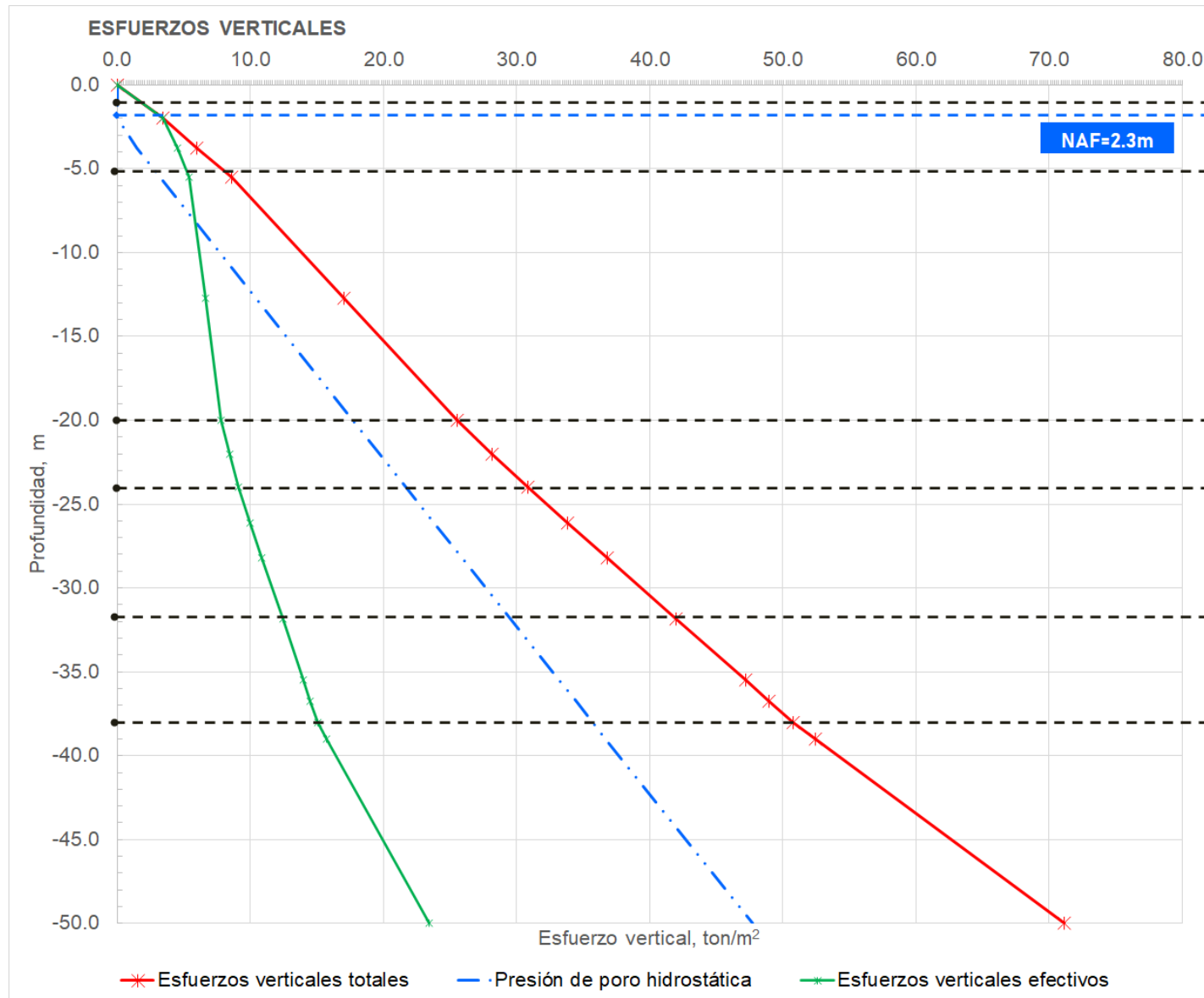
MUESTRA	PROF. m	SUCS	DESCRIPCIÓN	LL %	LP %	IP %	TX-UU			Cons
							γ t-m ³	Su. t/m ²	Φ' °	γ t-m ³
Tubo Shelby-1	3.5	MH	Limo arcilloso de alta plasticidad color gris oscuro con arena fina y ceniza volcánica	51.58	33.74	17.84	1.49	3.8	10	-
Tubo Shelby-2	9.0	CH	Arcilla de alta plasticidad color café con algunas pequeñas bolsas de ceniza volcánica	390.32	69.85	320.47	1.18	5.0	0	1.17
Tubo Shelby-3	16.0	CH	Arcilla de alta plasticidad color verde	412.26	104.19	308.07	1.15	3.5	0	1.13
Tubo Shelby-4	20.0	CH	Arcilla de alta plasticidad color verde oscuro	147.62	44.45	103.17	1.33	2.5	10	1.33
Tubo Shelby-5	25.5	MH	Limo de alta plasticidad color café oscuro	111.77	47.26	64.51	1.41	8.5	0	1.43
Tubo Shelby-6	31.0	CH	Arcilla de alta plasticidad color café oscuro	121.96	42.36	79.60	1.42	7.6	12	1.40
Tubo Shelby-7	35.5	CH	Arcilla de alta plasticidad color gris verdoso con vetas de ceniza y vidrio volcánico	147.45	42.90	104.55	1.43	9.2	8	1.54
Tubo Shelby-8	50.5	CH	Arcilla de alta plasticidad color gris verdoso	54.66	24.05	30.61	-	-	-	-

Modelo geotécnico.

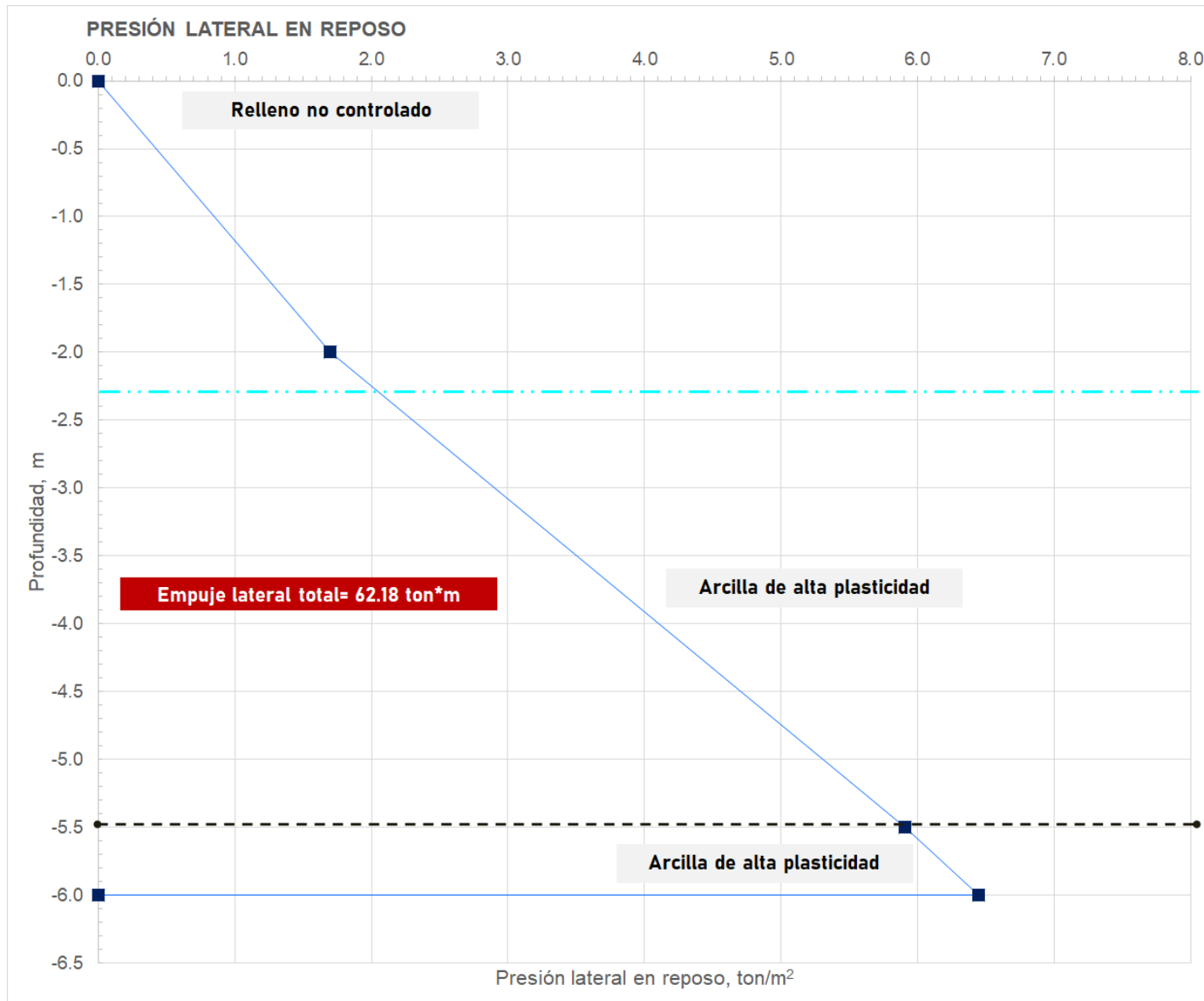
UNIDAD	DE	HASTA	PESO VOLUMÉTRICO	COHESIÓN NO DRENADA	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	RELACIÓN DE POISSON*
	m	m	t-m ³	t-m ²	°	
Relleno conformado por pedacería de cascajo tabique y concreto.	0.0	2.0	1.70	6.00	25	0.30
Limo arcilloso de alta plasticidad color gris	2.0	5.5	1.49	3.80	10	0.40
Arcilla color café (1)	5.5	20.0	1.16	3.50	0	0.45
Arcilla color café (2)	20.0	24.0	1.33	2.50	10	0.45
Limo arcilloso con arena fina a media	24.0	28.2	1.41	8.50	0	0.40
Arcilla arenosa color café	28.2	35.5	1.42	7.60	12	0.40
Arcilla limosa color café	35.5	38.0	1.43	9.20	8	0.40
Arena limosa con gravilla	38.0	40.0	1.70	2.70	4	0.30
Limo color gris con arena	40.0	42.0	1.49	3.80	10	0.30
Arena limosa color gris con gravilla	42.0	50.3	1.70	2.70	4	0.30

8.7. "Esfuerzos Verticales y Empujes Laterales del Suelo"

Esfuerzos verticales totales y efectivos.



Empujes laterales del suelo.



8.8. "Módulos elásticos y volumétricos"

MÓDULO ELÁSTICO

MÓDULO VOLUMÉTRICO

ESTRATO	Prof.	E50	Elástico		Tramo de recompresión						Tramo Virgen					
			Eur	M _e	e ₀	P ₀	e _f	P _f	A _v	M _v	e ₀	P ₀	e _f	P _f	A _v	M _v
--	m	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /kg	-	kg/cm ²	-	kg/cm ²	-	cm ² /kg	-	kg/cm ²	-	kg/cm ²	-	cm ² /kg
MH	3.50	93.270	286.580	0.0107	-	-	-	-	-	0.0000	-	-	-	-	-	0.0000
CH	9.00	85.750	57.537	0.0117	6.624	0.100	6.040	0.850	0.7787	0.1021	6.040	0.850	3.840	2.600	1.2571	0.1786
	16.00	35.897	69.123	0.0279	8.634	0.100	7.700	1.300	0.7783	0.0808	7.700	1.300	5.000	3.400	1.2857	0.1478
CH	20.00	51.730	126.400	0.0193	3.021	0.150	2.800	1.500	0.1637	0.0407	2.800	1.500	2.075	5.800	0.1686	0.0444
MH	25.50	163.00	163.003	0.0061	1.957	0.150	1.815	2.400	0.0631	0.0213	1.815	2.400	1.560	5.400	0.0850	0.0302
CH	31.00	177.607	388.383	0.0056	2.281	0.200	2.085	2.400	0.0891	0.0272	2.085	2.400	1.755	5.500	0.1065	0.0345
CH	35.50	115.800	388.383	0.0086	1.322	0.200	1.238	2.250	0.0410	0.0176	1.238	2.250	1.165	6.500	0.0172	0.0077

Para el cálculo de asentamientos de cada propuesta de cimentación, se utilizó el M_v virgen.

8.9. "Sistema superficial de zapatas aisladas"

Combinación 1

$$q_0 < S_u N_c F_R - P_v$$

Zapata Z	Ancho B	Capacidad de carga r	Esfuerzo máximo σ_v
-	m	ton/m ²	ton-m ²
Z-1	4.0	25.05	21.33
Z-2	5.5	24.25	21.75
Z-3	7.0	23.80	22.60

Combinación 2

$$q_0 \pm \frac{M_L * r}{I} \pm \frac{M_T * r}{I} < S_u N_c F_R - P_v$$

Zapata Z	Ancho B	Capacidad de carga r	Esfuerzo máximo σ_v
-	m	ton/m ²	ton-m ²
Z-1	4.5	24.72	23.66
Z-2	6.0	24.07	23.37
Z-3	7.5	23.69	23.25

Combinación 3

$$\delta_e + \delta_p < 30 \text{ cm}$$

Zapata Z	Ancho B	Asentamiento a corto plazo	Asentamiento a largo plazo
-	m	cm	cm
Z-1	4.5	2.52	47.98
Z-2	6.0	5.36	102.80
Z-3	7.5	3.30	201.61

8.10. "Sistema parcialmente compensado"

Combinación 1

$$q_0 < S_u N_c F_R - P_v$$

Elemento	Capacidad de carga r	Esfuerzo máximo σ_v
-	ton/m ²	ton-m ²
Cajón compensado	30.34	14.66

Combinación 2

$$q_0 \pm \frac{M_L * r}{I} \pm \frac{M_T * r}{I} \pm \frac{E_r * r}{I} \pm \frac{E_p * r}{I} < S_u N_c F_R - P_v$$

Elemento	Capacidad de carga r	Esfuerzo máximo σ_v	Esfuerzo mínimo σ_v
-	ton/m ²	ton-m ²	ton-m ²
Cajón compensado	30.34	20.64	1.51

Combinación 3

$$\delta_e + \delta_p < 30 \text{ cm}$$

Elemento	Asentamiento máximo al centro	Asentamiento máximo en esquina
-	cm	cm
Cajón compensado	47.72	22.98

Cálculo de fricción negativa en los muros perimetrales del cajón, con FR=1.0

$$FN = pF_R \sum_{i=1}^n \alpha_i c_{u_i} l_i = 1,121.82 \text{ ton}$$

Cálculo de fricción sobre las paredes del cajón

Unidad	De	Hasta	Espesor	γ	Su	ϕ	P_{vi}	P_v'	α	FN
	m	m	m	t-m ³	t-m ²	°	t-m ²	t-m ²	--	ton
Relleno artificial	0.2	2.0	1.9	1.70	6.00	25.00	1.57	1.57	0.26	306.86
Limo arcilloso	2.0	5.5	3.5	1.49	3.80	10.00	5.75	3.45	0.44	991.60
Arcilla de alta plasticidad	5.5	6.0	0.5	1.16	3.50	0.00	8.95	6.65	0.69	1121.82

8.11. "Sistema profundo con pilotes de fricción"

Capacidad de carga última del pilote

Número de pilotes	Capacidad por fuste	Capacidad por punta	Peso propio de pilote	Capacidad total admisible
#	ton	ton	ton	ton
169	93.20	17.00	12.29	97.93

Combinación 1

$$\frac{\sum Q * F_c}{NP} < R = Q_f + Q_p$$

Número de pilotes	Carga total aplicada	Carga máxima por pilote
#	ton	ton
169	8,650.20	51.20

Combinación 2

$$\frac{\sum Q * F_c}{NP} \pm \frac{M_L}{\sum d^2} * X \pm \frac{M_T}{\sum d^2} * Y < R = Q_f + Q_p$$

Número de pilotes	Carga total aplicada	Carga máxima por pilote	Carga mínima por pilote
#	ton	ton	ton
169	6,605.54	57.00	21.17

Combinación 3

$$\delta_e + \delta_p < 30 \text{ cm}$$

Asentamiento propio de pilote	Asentamiento por fuste	Asentamiento por punta	Asentamiento elástico por pilote	Asentamiento elástico por grupo
cm	cm	cm	cm	cm
0.005	0.010	0.094	0.109	0.892

Asentamiento diferido por grupo	Asentamiento total por grupo
cm	cm
55.04	30.73

Cálculo de fricción negativa en el perímetro de los pilotes, con FR=1.0

$$FN = pF_R \sum_{i=1}^n \alpha_i c_{u_i} l_i = 55.9 * 169 = 9,449.90 \text{ ton}$$

Estableciendo el equilibrio, a partir del eje neutro $Z_0 = 16.10 \text{ m}$:

$$QP + WP + FN = FP + QP$$

Prof	P_v	α	f	FP	CP	Q/NP	FN	
m	ton/m ²	-	ton	ton	ton	ton	ton	
16.10	6.66	0.70	55.9	87.5	15.2	46.8	55.9	0.0

8.12. "Sistema parcialmente compensado con pilotes de fricción"

Capacidad de carga última del pilote

Número de pilotes	Capacidad por fuste	Capacidad por punta	Peso propio del pilote	Capacidad total admisible
#	ton	ton	ton	ton
169	83.48	17.03	9.98	90.52

Combinación 1

$$\frac{\sum Q * F_c}{NP} < R = Q_f + Q_p$$

Número de pilotes	Carga total aplicada	Carga máxima por pilote
#	ton	ton
169	8,506.80	50.30

Combinación 2

$$\frac{\sum Q * F_c}{NP} \pm \frac{M_L}{\sum d^2} * X \pm \frac{M_T}{\sum d^2} * Y < R = Q_f + Q_p$$

Número de pilotes	Carga total aplicada	Carga máxima por pilote	Carga mínima por pilote
#	ton	ton	ton
169	6,492.92	66.60	11.60

Combinación 3

$$\delta_e + \delta_p < 30 \text{ cm}$$

Asentamiento propio de pilote	Asentamiento por fuste	Asentamiento por punta	Asentamiento elástico por pilote	Asentamiento elástico por grupo
cm	cm	cm	cm	cm
0.006	0.017	0.112	0.135	1.11

Asentamiento diferido por grupo	Asentamiento total por grupo
cm	cm
26.68	27.78

Cálculo de fricción negativa en el perímetro de los pilotes, con $FR=1.0$

$$FN = pF_R \sum_{i=1}^n \alpha_i c_{ui} l_i = 60 * 169 = 10,136.60 \text{ ton}$$

Estableciendo el equilibrio, a partir del eje neutro $Z_0 = 18.20$ m:

$$QP + WP + FN = FP + QP$$

Prof	P_v	α	f	FP	CP	Q/NP	FN	
m	ton/m ²	-	ton	ton	ton	ton	ton	
18.20	10.49	0.86	56.98	89.10	23.00	52.20	70.70	0.0