



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

**CIMENTACION DE UNA PANTALLA
PUBLICITARIA EN ZONA DEL LAGO DEL D.F.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

HÉCTOR MARTÍN RODRÍGUEZ HERRERA

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. HECTOR SANGINES GARCIA



MEXICO, D.F., CIUDAD UNIVERSITARIA, 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/098/15

Señor
HÉCTOR MARTÍN RODRÍGUEZ HERRERA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HÉCTOR SANGINÉS GARCÍA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CIMENTACIÓN DE UNA PANTALLA PUBLICITARIA EN ZONA DEL LAGO DEL D.F."

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ESTUDIOS DE CAMPO (TRABAJOS DE EXPLORACIÓN)
- III. PRUEBAS DE LABORATORIO
- IV. REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN
- CONCLUSIONES
- RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 23 de septiembre del 2015.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

CIMENTACION DE UNA PANTALLA PUBLICITARIA EN ZONA DEL LAGO DEL DF

Introducción	
1. Estudios de campo (Trabajos de exploración)	1
1.1 Penetración estándar.	1
1.2 Cono Eléctrico.	9
1.3 Pozo a cielo abierto.	10
1.4 Tubo Shelby	11
1.5 Pantalla Publicitaria	12
2. Pruebas de laboratorio	14
2.1 Características Índice.	14
2.2 Propiedades Mecánicas.	15
2.2.1 Prueba de compresión simple.	15
2.2.2 Prueba Triaxial Rápida.	15
2.2.3 Consolidación.	15
2.3 Pantalla Publicitaria	17
3. Revisión de la seguridad del terreno de cimentación	19
3.1 Capacidad de carga (Primera y segunda combinación de cargas).	19
3.2 Deformaciones a corto y largo plazo.	30
3.3 Pantalla Publicitaria	31
4. Conclusiones	34
5. Recomendaciones	35
6. Bibliografía	36

Introducción

Se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos para la cimentación de la pantalla publicitaria, ubicada en la zona del lago, en México, D F. En los siguientes incisos se presentan los datos de proyecto, los trabajos de exploración, las pruebas de laboratorio, la estratigrafía y propiedades del subsuelo encontradas, así como la revisión de la seguridad del terreno de cimentación. Al final del informe se presentan las conclusiones y se proporcionan recomendaciones de mecánica de suelos para el diseño y construcción de la pantalla.

El proyecto contempla la construcción de una pantalla publicitaria de 12 de ancho por 6 m de altura, ubicada a una altura de 18 m sobre el nivel de banquetta (la altura total de la pantalla será de $18 + 6 = 24$ m). La pantalla es de dos hojas, cada una de las cuales pesa 50 kN (≈ 5 t), por lo que el peso total de la pantalla es de 100 KN. Se considera un peso del tubo de sostén de la pantalla de 50 kN.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (N.T.C.D.V.), se consideró una velocidad regional $V_R = 39$ m/s. De acuerdo con la geometría y altura de la pantalla, se obtuvo una velocidad de diseño $V_D = 37.7$ m/s y una presión debida al viento $p_z = 1003.3$ Pa (102.5 kg/m²). Con estos datos, se halla un momento de volteo de diseño de 1661.5 kN.m.

Capítulo 1. Pruebas de campo

1.1 Penetración Estándar

El muestreo de los suelos granulares con el tomamuestras partido produce cambios intensos en su estructura original e imposibilita la correcta determinación de las propiedades físicas mediante pruebas de laboratorio. Para obviar esta dificultad se ha encontrado conveniente medir en forma sencilla el grado de compacidad del suelo en el sitio, al convertir el proceso de hincar el tomamuestras en el terreno en un ensayo dinámico de penetración conocido como ensayo normal de penetración, SPT, que se describirá a continuación.

Desde 1958 los procedimientos para su ejecución y los equipos usados fueron normalizados como la prueba ASTM D-1586. La denominación ensayo normal de *penetración* corresponde a la traducción de standard penetration test, cuya sigla SPT se empleará en este texto por motivo de su amplio uso internacional.

El ensayo normal de penetración es una prueba in situ que se realiza en el fondo de una perforación; consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso de 63.5 kg (140 lb) y 762 mm (30 pulgadas) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado un tomamuestras partido normal en una distancia de 305 mm (1.0 pie). Los diámetros normalizados son. 36.8 mm (1.45 pulgadas) de diámetro interior y 50.8 mm (2.0 pulgadas) de diámetro exterior. El tomamuestras, roscado a la parte inferior de las barras de perforación, se baja suavemente al fondo de la cavidad, una vez esta se haya limpiado perfectamente con el barreno o con el chorro de agua de lavado. Después de que el tubo partido toca el fondo, el martillo debe golpearlo a través de las barras hasta penetrarlo 150 mm (6 pulgadas); en este momento se inicia propiamente el ensayo y es cuando se debe contar el número N de golpes necesarios para avanzar los siguientes 305mm (1.0 pie).

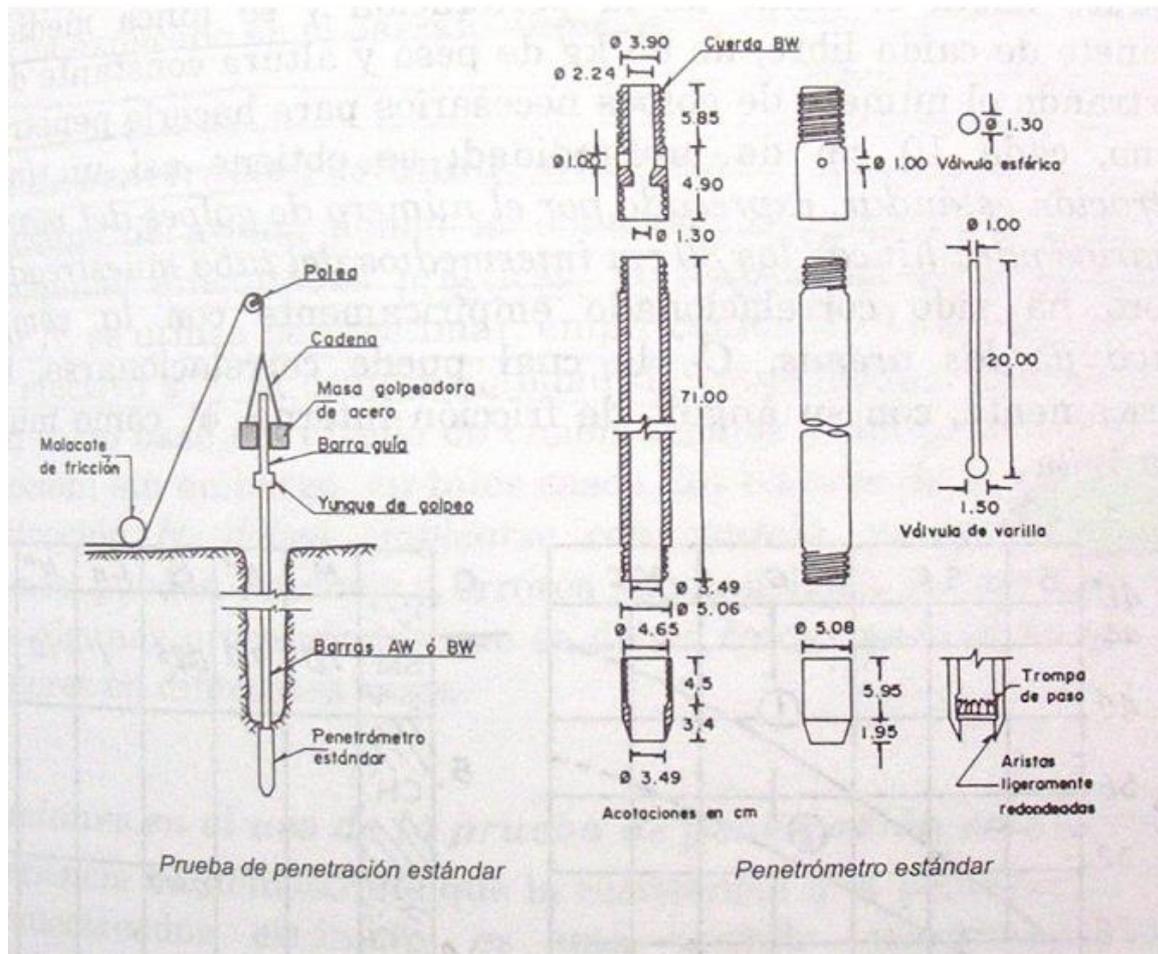


Figura 1.1 Disposición para la toma de muestra y ejecución del ensayo normal de penetración.

No obstante la aparente simplicidad del ensayo, incontables experiencias documentadas indican una acentuada sensibilidad de los resultados a numerosos factores y variables involucrados en su ejecución.

Relación de energía del martillo

Cuando el SPT se va a correlacionar con los parámetros del suelo necesarios para el análisis y diseño de las cimentaciones, se requiere considerar procedimientos de campo usados para avanzar el tubo partido en el terreno, por motivo de que la energía para hincarlo transmitida al tubo partido resulta afectada por el tipo de martillo, el procedimiento para golpear y otros factores. Estudios como los realizados por Schmertman (1978), y Kovacs y Salomone (1982) fueron orientados a medir las variables que controlan la energía entregada al tubo partido.

La relación de energía ER o energía efectiva entregada por el denominado martillo de seguridad es del orden del 60% de la energía teórica de 475 J, valor basado en el producto de los valores normalizados: peso del martillo por la altura de caída. El martillo macizo corto (donut), puede tener una relación de energía del orden del 45%. Entonces, para el mismo suelo el martillo macizo corto requeriría

un mayor número de golpes, indicando así una resistencia más alta. En varios países, donde se usan equipos con rendimiento similar al del martillo de seguridad, se ha propuesto como norma internacional una relación de energía del 60%. Sin embargo, Bowles (1988) sugiere que una relación de energía del 70% es más compatible con las obtenidas en la práctica en los Estados Unidos de América.

La siguiente expresión:

$$N_s = \frac{ER}{ER_s} N$$

permite calcular los golpes N_s referidos a un sistema con relación de energía estándar ER_s , si se obtienen N golpes por medio de un sistema con relación de energía conocida ER . Por ejemplo, si se cuentan N_{45} golpes en un sistema cuyo $ER=45\%$ y se quieren referir a una relación de energía $ER_s=60\%$, se obtiene:

$$N_{60} = N_{45} \left(\frac{45}{60} \right) = 0.75 N_{45}$$

Lo anterior significa que, si se utiliza un valor N_{45} , resultan inseguros los resultados obtenidos para un parámetro mediante una correlación empírica desarrollada en condiciones ER_{60} . En general, es peligroso adoptar valores no ajustados de N , medidos con sistemas de baja eficiencia, para usarlos en correlaciones empíricas obtenidas con mayores relaciones de energía.

Correlaciones empíricas del SPT

Son muy grandes la utilidad y el interés de los métodos de investigación del subsuelo que incluyen ensayos de penetración, puesto que han permitido obtener correlaciones de validez general o local entre los resultados de campo y los resultados de ensayos de laboratorio, sobre diferentes suelos. Esto hace posible relacionar directamente resultados de ensayos in situ con propiedades físicas del suelo, lo cual es necesario para la selección y el diseño de cimentaciones.

Se han desarrollado fórmulas empíricas para corregir el valor de N registrado en el terreno, de acuerdo con las variaciones o influencias de algunos de los factores de divergencia mencionados.

Gibbs y Holtz (1957) encontraron que las diferencias del peso de las capas superyacentes al nivel del ensayo, en los suelos no cohesivos, tienen incidencia en el valor de N , en el siguiente sentido: para dos suelos sin cohesión de la misma densidad, el de mayor presión de sobrecarga presenta el mayor valor de N . Con base en estos resultados, propusieron modificar los valores registrados del ensayo de penetración cerca de la superficie del terreno, para incluir el efecto de la presión de sobrecarga, considerando que el valor de N sin esta corrección tiende a ser demasiado pequeño.

La fórmula propuesta por Gibbs y Holtz para arenas secas al aire o húmedas, es la siguiente:

$$N = N' \frac{35}{p' + 7}$$

donde:

N = valor corregido del ensayo de penetración.

N' = número de golpes realmente registrado.

p' = presión efectiva de sobrecarga, igual a γh , que no exceda de 280 kPa (28 t/m²).

Peck, para fines similares, propuso usar un factor de corrección C_N , que se multiplica por los valores de N de terreno, para obtener valores corregidos. C_N viene dado por la siguiente fórmula:

$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{p'}$$

en donde: p' = presión efectiva de sobrecarga en kg/cm². Esta expresión válida siempre que p' sea mayor o igual a 0.25 kg/cm². Fácilmente comprobarse que C_N tiene un valor unitario cuando p' = 1.0 kg/cm² (95.76 kPa).

Es posible encontrar en la literatura otras correcciones por presión de sobrecarga para N. Bowles (1988) sugiere que la siguiente no está lejos promedio de varias de ellas y es más sencilla:

$$C_N = \left(\frac{p''}{p'} \right)^{1/2}$$

p'' es una presión de sobrecarga de referencia igual a 1.0 kg/cm² o 95.76 kPa.

Terzaghi y Peck (1967) propusieron la siguiente relación entre la densidad relativa D_r , y el número N de golpes del STP, que ha sido acogida en muchos tratados tradicionales de ingeniería de cimentaciones y en algunos códigos. Su utilidad actual es la de servir como guía muy preliminar para formarse un concepto sobre la compacidad natural in situ de los depósitos de suelos granulares sin cohesión.

No. de golpes N	Densidad relativa
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Mediana
30 – 50	Densa
Mayor que 50	Muy Densa

Con fundamento en investigaciones relativamente recientes, Bowles (1988) propone la siguiente tabla de correlaciones empíricas entre N del SPT y otras propiedades de los suelos granulares. Estos valores deben emplearse con precaución debido a los diversos factores in situ que afectan a N, D_r , y ϕ , tales como edad, cementación natural, humedad, angularidad de los granos, y a lo que puedan representar los términos fino, medio y grueso.

Tabla 1.2. Valores empíricos de ϕ , D_r y γ , relativos a N del SPT en suelos granulares normalmente consolidados y una profundidad de 6 m.

Descripción	Muy Suelta	Suelta	Mediana	Densa	Muy Densa
Densidad relativa D_r	0 -0.15	0.15 - 0.35	0.35 – 0.65	0.65 – 0.85	0.85 – 1.0
N_{70} SPT: fino	1 - 2	3 - 6	7 -15	16 - 30	?
medio	2 - 3	4 - 7	8 – 20	21 – 40	>40
grueso	3 - 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	>45
ϕ° : fino	26 - 28	28 - 30	30 - 34	33 – 38	
medio	27 - 28	30 - 32	32 - 36	36 - 42	<50
grueso	28 - 30	30 - 34	33 - 40	40 - 50	
γ_{hum} (kN/m ³)	11 - 16	14 - 18	17 - 20	17 - 22	20 – 23

Conviene destacar que los resultados de la tabla son válidos para la práctica de USA con base en una relación de energía de referencia de 70% propuesta por Bowles (1988). Es decir que los golpes del SPT son N_{70} .

Meyerhof (1957) propuso indirectamente una relación entre N y D_r de la forma:

$$\frac{N_{70}}{D_r^2} = A + Bp'$$

Skempton (1986) mostró que A y B tienden a ser dependientes del sitio: en cinco suelos el intervalo para A estaría entre 15 y cerca de 54; y de 0.304 a 0.204 para B (sobre una base N_{70}). La amplitud de los intervalos hacen algo riesgoso tomar un promedio; sin embargo, este promedio sería:

$$\frac{N_{70}}{D_r^2} = 32 + 0.288p'$$

con p' en kPa. Para un p' de 95.76 kPa (una profundidad de 6 m y un peso unitario de 16 kN/m³) la relación $N_{70}/(D_r)^2$ es del orden de 60, que de acuerdo con Bowles (1988) da valores de N de similar magnitud a los de la tabla, para arenas normalmente cargadas.

De acuerdo con Meyerhof (1956), se puede expresar el ángulo de resistencia a corte, ϕ , en función de la densidad relativa, D_r en %, por medio de las siguientes relaciones:

$$\phi = 25 + 0.15D_r$$

para suelos granulares que contienen más del 5% de finos, y

$$\phi = 30 + 0.15D_r$$

para suelos granulares que tienen menos de 5% de finos. Pueden usarse los valores más altos para suelos granulares con 5% o menos de arena fina y limo.

Tabla 1.3 Relación de cohesión y ϕ_{int} contra el numero de golpes en la prueba de penetración estándar.(Meyerhof, 1956)

Estado	Compacidad relativa	N	q_c kg/cm ²	ϕ_{int} grados
Muy suelto	<0.2	<4	<20	<30
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	30-35
Semicompacto	0.4-0.6	10-30	40-120	35-40
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-200	40-45
Muy compacto	>0.8	>50	>200	>45

Los ensayos de penetración aplicados a suelos granulares con grava producen resultados que requieren cuidadosa interpretación. En gravas sueltas, los vacíos formados al ser desplazados los granos por la zapata para hincar el tubo

partido pueden dar lugar a números bajos de golpes. Por otro lado, si el tubo partido empuja un grano de gran tamaño o una piedra, el número de golpes puede resultar demasiado alto.

Terzaghi y Peck (1967) han recomendado que, si el suelo es arena saturada muy fina o limosa y el valor registrado de N es mayor de 15, debe usarse un valor ajustado para el diseño, N', dado por la siguiente fórmula:

$$N' = 15 + (N - 15)/2$$

Ésta se basa en la suposición de que la relación de vacíos crítica se presenta aproximadamente cuando N=15.

En la tabla 1.4 se ofrece una relación aproximada entre la resistencia a la compresión no confinada, q_u , y el número de golpes N. Sin embargo, debe tenerse cuidado con su empleo, puesto que para un valor dado de N es muy grande la dispersión de los valores correspondientes de q_u con respecto al promedio. Una correlación válida entre N y la resistencia al corte de suelos cohesivos ($\phi=0$ y $c \neq 0$) sólo puede hacerse con carácter local, siempre que se haga un número de ensayos suficientemente grande para permitir un análisis estadístico confiable. En donde sea necesario determinar con cierta precisión la resistencia al corte de los suelos cohesivos, no debieran omitirse los ensayos de compresión simple realizados sobre muestras inalteradas, u otros ensayos in situ como los descritos.

Tabla 1.4 Valores empíricos de q_u (*) y consistencia de suelos cohesivos, relacionados
 (*) q_u = resistencia a la compresión simple

con el número de golpes, N, del ensayo normal de penetración	N	q_u kg/cm ²	intervalo aprox. de γ_{sat} (t/m ³)
Consistencia			
Muy blanda	0 – 2	0 – 0.25	1.10 – 1.20
Blanda	2 – 4	0.25 – 0.50	1.20 – 1.30
Media	4 – 8	0.50 – 1.00	1.40 – 1.50
Firme	4 -15	1.00 – 2.00	1.50 – 1.70
Muy firme	15 – 30	2.00 – 4.00	1.50 – 1.70
Dura	≥30	≥4.00	1.60 – 1.90

La correlación entre N y la resistencia al corte puede expresarse mediante fórmulas como la siguiente:

$$q_u = CN$$

En ella, C es una constante de proporcionalidad que debe evaluarse a partir de resultados de ensayos de laboratorio. Las características de las arcillas afectan notablemente el valor de C. Se ha encontrado que en arcillas de baja plasticidad su valor varía entre 0.1 y 0.2, con un promedio de 0.15. En arcillas muy limosas o arenosas el intervalo de variación es más bajo: 0.05 a 0.15, con un valor promedio de 0.10. El valor de C correspondiente a la tabla 1.3 es de 1/8 (0.125), que equivale a la media de los promedios indicados. Aunque estas correlaciones no son aconsejables para el diseño, constituyen una guía conveniente para identificar resultados erróneos en pruebas de laboratorio y ensayos in situ.

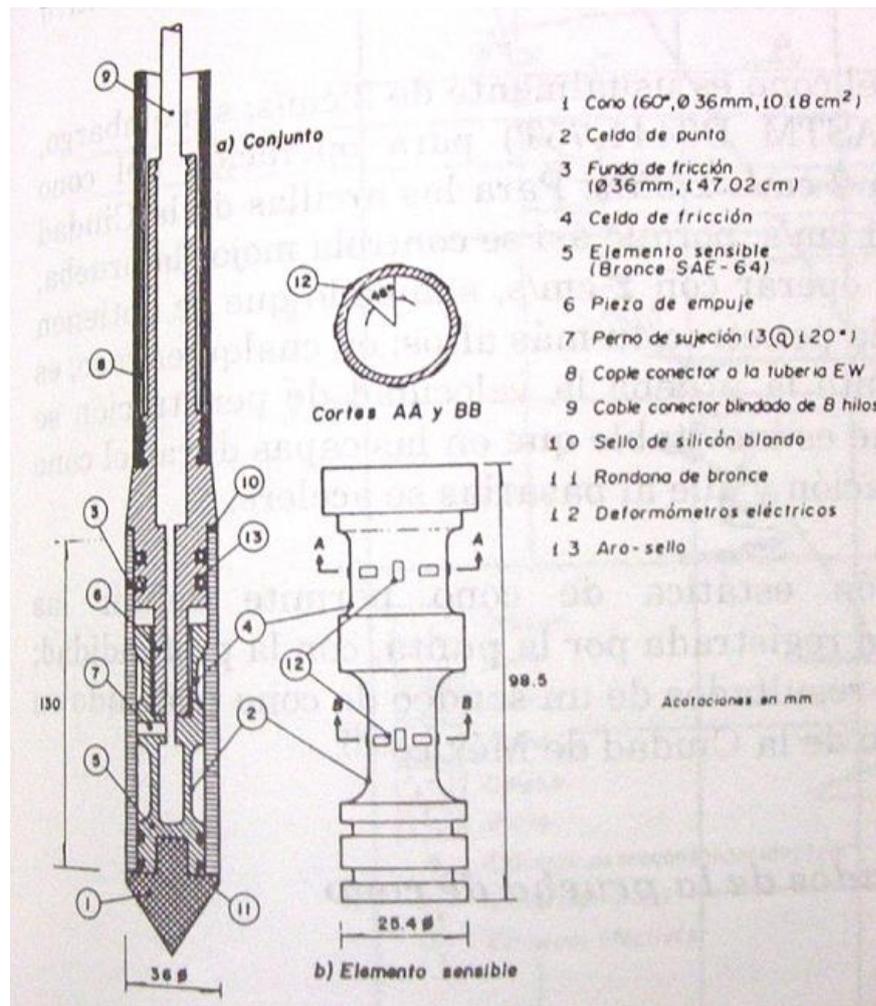
1.2 Cono eléctrico

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages). Usualmente, para exploraciones en suelos blandos, el cono y el sistema de barras tiene una capacidad de carga de 2.00t y resolución de $\pm 1.00\text{kg}$; pero, para exploración de suelos duros podrá requerirse una capacidad de 10.00t y resolución de $\pm 5.00\text{kg}$.

Tabla 1.5. Valores típicos del coeficiente N_k (Santoyo et al, 1989).

Tipo de suelo	N_k
Arcilla normalmente consolidada ($q_c < 20 \text{ kg/cm}^2$)	15-18
Arcilla suave con falla local	10-14
Arcilla preconsolidada ($q_c > 25 \text{ kg/cm}^2$)	22-26
Suelos arcillosos abajo del nivel freático	14
Suelos arcillosos blandos	20

Figura 1.2 Disposición para la toma de muestra del cono eléctrico.



1.3 Pozo a cielo abierto.

Para la obtención de muestras inalteradas de la mejor calidad se obtienen excavando pozos a cielo abierto, con sección cuadrada o circular, de 1.50 a 2.00m por lado o diámetro, hasta profundidades de 2.00 a 3.00 m, si el nivel freático se encuentra a mayor profundidad. La excavación permite obtener la siguiente información:

- La observación detallada de la estratigrafía y la clasificación geológica y geotécnica de cada estrato.
- Obtención de muestras inalteradas labradas directamente de cada uno de los estratos; las muestras pueden ser de forma cubica, de 20cm por lado, o cilíndricas de 20cm de diámetro, después de labradas se protegen envolviéndolas en una capa de tela recubierta con una mezcla de cera, parafina y brea, en partes iguales, para evitar la pérdida de humedad; puede usarse también envoltura de plástico egapack.
- Cuando no se pueden labrar buenas muestras por falta de cohesión del suelo, o por la presencia de gravas grandes o cantos rodados, puede ser necesario utilizar en el sitio pruebas mecánicas de gran tamaño para determinar la resistencia al corte y la compresibilidad de esos materiales.

Se pueden excavar pozos a cielo abierto bajo el nivel freático, pero esta labor requiere el abatimiento del nivel del agua para mantener seca y estable la excavación.

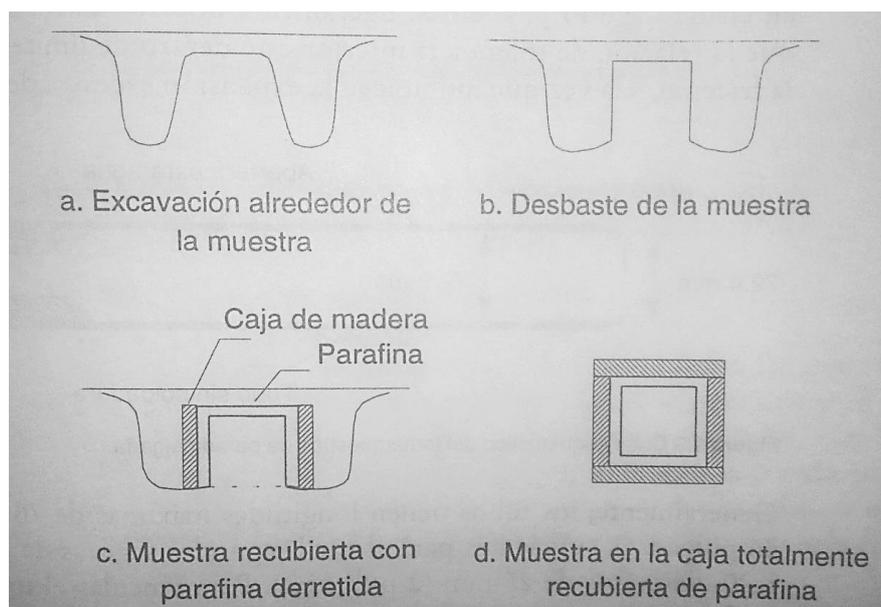
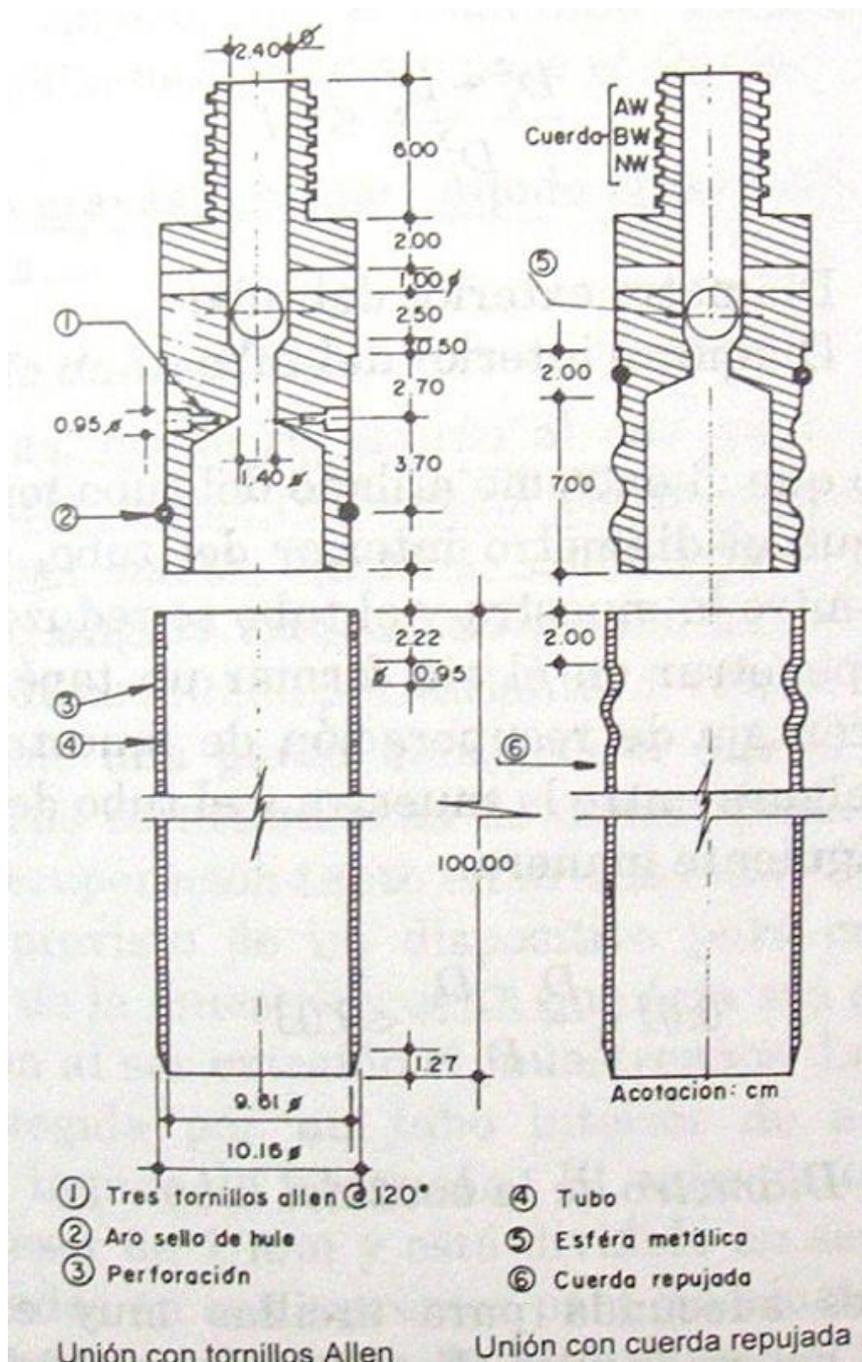


Figura 1.3 Procedimiento para la obtención de muestras inalteradas in situ.

1.4 Tubo Shelby

Muestreo inalterado de suelos finos cohesivos. En los suelos finos cohesivos, como son: las arcillas, arcillas limosas o arenosas o mezclas de arena, limo y arcilla que contienen más de 20% de finos plásticos, pero no contienen grava, pueden obtenerse muestras inalteradas de calidad satisfactoria empleando muestreadores tubulares de pared delgada hincados a presión y velocidad constantes en perforaciones de pequeño diámetro, de 10.00 a 20.00cm. Existen varios diseños de tubos muestreadores de este tipo, entre los cuales el más utilizado y sencillo es el conocido como tubo Shelby.

La presencia de gravas o boleos impide el uso de tubos muestreadores de pared delgada.



1.5 Pantalla Publicitaria

Para la cimentación de la Pantalla publicitaria se realizaron para el estudio de campo las siguientes pruebas:

- Sondeo Mixto de penetración estándar y tubo Shelby.
- Pozo a cielo abierto.

Los resultados de los sondeos se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 1.5 Resultado de sondeo mixto de penetración estándar y tubo Shelby.

MUESTRA No.	PROF	GOLPES			LONG. RECUP	MATERIAL
		PENETRACION				
1	0.60	--	--	--	E	EXC. A MANO RELLENO LIMO ARENOSO CAFÉ CON CASCAJO
2	1.20	12	28	6	DE	RELLENO LIMO ARENOSO CAFÉ CON CASCAJO
3	1.80	3	6	2	DE	RELLENO 45 ARCILLA LIMOSA NEGRA CON CASCAJO Y ARCILLA LIMOSA 15
4	2.40	1	3	2	DE	ARCILLA LIMOSA COMP. NEGRA
5	3.00	3	3	1	E	ARCILLA LIMOSA ARENOSA PARDA 10 Y LIMO ARENOSO CAFÉ PARDO 10 Y 40 NO CARGO
6	3.60	2	2	2	DE	ARCILLA LIMOSA ARENOSA CON GRAVILLAS 45 Y ARENA POMEZ GRIS CAFÉ
7	4.20	1	1	1	DE	JABONCILLO COMP. CAFÉ VERDE
8	4.80	1	3	2	DE	CONCHITAS CAFÉ 15 Y ARENA NEGRA 15 Y JABONCILLO COMP. CAFÉ VERDE
9	5.40	1	2	1	E	JABONCILLO COMP. GRIS VERDE OBS
10	6.00	1	1	1	DE	JABONCILLO VERDE OLIVO
11	6.60		1	1	E	JABONCILLO VERDE OLIVO
12	7.20			1	DE	JABONCILLO VERDE OLIVO
13	7.80			1	E	JABONCILLO CAFÉ AMARILLO
14	8.40		1	1	E	JABONCILLO CAFÉ
15	9.00		1	1	DE	JABONCILLO CAFÉ
16	9.60	1	1	13	DE	JABONCILLO CAFÉ Y ARENA NEGRA 15
--	10.20	15	2	1	--	NO CARGO

Nivel de Agua freática (NAF) = 2.4 m

Tabla 1.6 Resultado del pozo a cielo abierto.

Estrato	Profundidad del estrato (m)		Descripción
1	0	1.65	Relleno de limo arenoso con cascajo
2	1.65	2.40	Limo arcilloso negro
3	2.4	3.60	Limo arcilloso con arena
4	3.6	9.45	Limo arcilloso verde olivo
5	9.45	9.75	Arena negra
6	9.75	15	Arcilla limosa verde olivo

Capítulo 2. Pruebas de Laboratorio

2.1 Características Índice

Las características índice permiten la diferenciación de suelos de una misma categoría, condiciones de estado del suelo y comportamiento físico.

Los componentes del suelo pueden encontrarse en los tres estados de la materia:

- Aire (a): Aire, gases orgánicos, vapor de agua.
- Agua (w): Agua y sales minerales disueltas.
- Sólido (s): Partículas, agentes cementantes, minerales y materia orgánica.



Figura 2.1 Diagrama de diferenciación de volúmenes y masas de una muestra de suelo.

Las principales características índice usadas para la clasificación de los suelos se muestran en la tabla 2.1, dichas características se obtienen en el laboratorio con fórmulas también incluidas:

Tabla 2.1 Principales características índice.

PROPIEDADES INDICES	SIMBOLO	DEFINICION
Peso unitario natural	γ_t	W_t / V_t
Peso unitario seco	γ_d	W_s / V_t
Peso específico	γ_s	W_s / V_s
Gravedad específica	Gs	γ_s / γ_w
Humedad (%)	ω	W_w / W_s
Índice de vacíos	e	V_v / V_s
Porosidad	n	V_v / V_t
Grado de saturación (%)	S	V_w / V_v
Índice de Densidad o	D.R.	$(e_{m\acute{a}x} - e) / (e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n})$
Densidad Relativa		$\gamma_{d_{m\acute{a}x}}(\gamma_d - \gamma_{d_{m\acute{i}n}}) / \gamma_d(\gamma_{d_{m\acute{a}x}} - \gamma_{d_{m\acute{i}n}})$

2.2 Propiedades mecánicas.

En la actualidad el uso de pruebas triaxiales en laboratorios de suelos, arroja resultados más precisos en la obtención de los parámetros de resistencia c y ϕ del suelo. Estas pruebas son de mayor confiabilidad al momento de determinar la resistencia del suelo y nos dan opción de conocer en forma más completa las propiedades mecánicas de un suelo.

Las pruebas mecánicas son:

2.2.1 Prueba de compresión simple o compresión no confinada.

La prueba de compresión simple fue seleccionada en vista de que es muy sencillo determinar la cohesión y la determinación del fuerza máximo a la compresión de un suelo, datos que son de mucha utilidad en el diseño de cimentaciones, estabilidad de taludes a corto plazo y el módulo de deformación ϵ_u

2.2.2 Prueba Triaxial rápida.

Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba bastará por si sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación. El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

La aplicación de estas pruebas y en lo particular de la triaxial rápida es en obras construidas en terrenos arcillosos, ya que la condición inmediatamente después de completar la construcción, es casi siempre la más crítica. Esto es porque la carga completa es aplicada al terreno y éste no ha tenido tiempo para ganar la resistencia adicional por consolidación. La capacidad de carga en suelos de arcilla saturada se puede calcular con la prueba no consolidada no drenada.

2.2.3 Consolidación

Cuando se somete un suelo cohesivo saturado a un incremento de carga, ocurre un traspaso de esta carga desde el agua a la estructura de suelo en el tiempo. Inicialmente, de acuerdo a la teoría, ese incremento de carga exterior lo toma integralmente el agua debido a que por una parte es incompresible, y por otra, el suelo del que estamos hablando presenta una baja permeabilidad. Este incremento de carga tomado por el agua produce excesos en la presión neutra por sobre las presiones hidrostáticas. Al cabo de un tiempo, parte de este exceso de presión neutra es disipado, transfiriéndose esa parte de la carga a la estructura de suelo, resultando en un incremento de tensiones efectivas. El resultado de este incremento gradual de tensiones verticales efectivas produce asentamientos en el terreno. Cuando el suelo es permeable, como es el caso de un suelo granular, o cuando la carga se aplica a un suelo fino seco (o con bajo grado de saturación), el proceso de deformación con reducción en el índice de vacíos tiene lugar en un período tan corto que es posible considerar el proceso como instantáneo. En estos casos existe una deformación vertical prácticamente inmediata, pero no se reconoce como consolidación.

La consolidación de un suelo tiene tres fases, las cuales se mencionan a continuación:

- Consolidación inicial.- Reducción de vacíos por eliminación de aire.

- Consolidación primaria.- Reducción de vacíos por eliminación de agua.
- Consolidación secundaria.- Reacomodo de las partículas sólidas.

La velocidad de consolidación se caracteriza por medio del coeficiente de consolidación C_v , aunque este no es constante durante la consolidación y depende de la sobrecarga aplicada y de la permeabilidad del suelo.

La consolidación impone la necesidad de evaluar la magnitud y la velocidad de los asentamientos. Si el suelo es altamente deformable, las sobrecargas producen asentamientos excesivos. Si el suelo es un limo arenoso, la permeabilidad puede ofrecer asentamientos rápidos que suelen darse durante la construcción. Si el suelo es limo arcilloso, los asentamientos pueden prolongarse un tiempo importante después de terminada la obra.

Como nos podemos dar cuenta el estudio de la deformación de un suelo donde vamos a desplantar alguna construcción es muy importante, ya que con esto tendremos los parámetros necesarios para realizar un buen diseño de la cimentación, en la cual es necesaria la revisión de los asentamientos totales y diferenciales, con lo cual podremos garantizar la seguridad de la obra.

2.3 Pantalla Publicitaria

Para la cimentación de la Pantalla publicitaria se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Contenido natural de agua
- Clasificación visual y al tacto
- Granulometría
- Límites de plasticidad
- Consolidación
- Triaxial

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Resultados de los ensayos de laboratorio.

Estrato	Profundidad de a		Consistencia o compacidad	No. de golpes	Contenido de agua	SUCS	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	% Grava	% Arena	% Finos	qu	φ	E	m _v
	m			N	w, %		%	%	%	G	S	F	kPa	Gra-dos	kPa	1/kPa

1	0	1.65	Semicompacto	28	21.20									33		
2	1.65	2.40	Blanda	3	71.40	MH	94.80	48.60	46.20				37		5000	0.001
3	2.4	3.60	Blanda	2	74.40	MH	55.60	36.60	19.00	0.00	43.70	56.30	25		5000	0.001
4	3.6	9.45	Muy blanda	1	375.30	MH	79.80	50.00	29.80	0.00	20.60	79.40	15		5000	0.001
5	9.45	9.75	Semicompacto	26	25.70									32		
6	9.75	15	Blanda	2	80.20	CH	463.70	173.75	289.90							

Capítulo 3. Revisión de la seguridad del terreno de cimentación.

3.1 Capacidad de carga (Primera y segunda combinación de cargas)

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTCRC):

- a) De falla:
 - 1) Flotación;
 - 2) Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y
 - 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

- b) De servicio:
 - 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
 - 2) Inclinación media de la construcción, y
 - 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.

3.1.1 Acciones de diseño

De acuerdo con lo señalado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Tabla 3.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto	Límite	
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	2.5 cm	
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	15 cm	
Emersión: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	15 cm	
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de

colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.

Paneles móviles o muros con acabados sensibles, mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento poco diferencial entre extremos y el como claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

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.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método de la sección A.6 del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

En el caso de cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial consolidada–no drenada, realizada bajo una presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo in situ.
- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

3.1.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_c , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_r , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_r=0.35$ 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;
- y
- b) $F_r=0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.1.3 Tipos de cimentaciones

El terreno sobre el cual se desplanta una cimentación de una estructura puede describirse como la capa o conjunto de capas del suelo que reciben en forma primordial la acción de las cargas de la estructura. Su correcta selección es un requisito primario para lograr un satisfactorio comportamiento de la cimentación, así como su ubicación en profundidad es determinante en su funcionamiento y diseño.

De acuerdo a la posición de la capa dura del terreno sobre el cual se apoyaran las cimentaciones se clasifican en:

- *Superficiales:* Cuando se presenta la capa dura del terreno a una profundidad relativamente pequeña, la cual es factible llegar a ella por medio de una excavación a cielo abierto y soportar directamente la estructura a ese nivel se le conoce como una cimentación superficial. Los tipos más ampliamente utilizados de cimentaciones superficiales son: zapatas aisladas, zapatas corridas y losa de cimentación.
- *Compensadas:* La cimentación de edificios que transmiten al subsuelo carga de mediana a alta magnitud apoyados sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, se resuelve en numerosas ocasiones mediante el empleo de cimentaciones compensadas. El principio de las cimentaciones compensadas es relativamente sencillo, se trata de remover un cierto peso del suelo, y buscar que la carga de la estructura por cimentar sea igual al peso del suelo excavado. De esta manera se logra que el estado de presiones después de colocar la estructura sea igual al estado de presiones antes de colocar la construcción. Sin embargo no siempre se logra en la práctica que los pesos de suelo excavado y de estructura sean iguales, por lo cual se presentan tres diferentes tipos de cimentaciones compensadas: cimentación totalmente compensada es cuando la carga de la estructura sea igual al peso de suelo excavado, cimentación sobre compensada es cuando el peso del suelo excavado es mayor que la carga de la estructura y cimentación subcompensada, cuando el peso del suelo excavado sea menor que la carga de la estructura.
- *Profundas:* Este tipo de cimentación se presenta en la necesidad técnica y económica de transmitir las cargas de las estructuras a mantos profundos competentes a través de secuencias estratigráficas débiles y compresibles, no aptas para soportar directamente elementos de cimentación. Estas cimentaciones suministran en general buena flexibilidad y libertad en la disposición arquitectónica y los sistemas estructurales, puesto que ofrecen suficiente capacidad para asumir grandes variaciones en las cargas y el espaciamiento de columnas, y así lograr que los asentamientos diferenciales sean de pequeña magnitud. Las cimentaciones profundas se suelen clasificar en pilotes que son columnas esbeltas con diámetros menores a 1 metro y pilas que son columnas armadas que superan el

metro de diámetro y pueden llegar hasta 6 metros, siendo más común del uso de diámetros entre 1 y 3 metros.

3.1.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

En esta verificación, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;

A es el área del cimientto;

\bar{p}_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

p_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

γ es el peso volumétrico del suelo;

c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

B es el ancho de la cimentación;

N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$;

donde

D_f , es la profundidad de desplante y L la longitud del cimientto; en caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) e^{\pi \tan \phi}$$

donde

ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1+(B/L)\tan\phi$ para cimientos rectangulares y por $1+\tan\phi$ para cimientos circulares o cuadrados; N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma=2(N_q+1)\tan\phi$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1-0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.1.2.

Además, al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi=\text{Ang tan } (\alpha \tan \phi^*)$$

donde

ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67 por ciento, el coeficiente α será igual a $0.67+1.65(D_r - 0.5)$ para $0.5 < D_r < 0.7$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, α será igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar quedando la siguiente ecuación:

$$\gamma=\gamma'+(Z/B)(\gamma_m-\gamma')$$

donde

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^\circ+\phi/2)$; y γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e_x$$

$$L' = L - 2e_y$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B'L'$.

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c por $(1 - \tan\delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

- d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$.
- 3) Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B[1 + 2/3(H/B)^2]$$

- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

- e) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.
- f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general en un medio homogéneo implícito, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente serán afectados por el factor de resistencia.
- g) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo,

deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media.

h) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
- 2) Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
- 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.2 Deformaciones a corto y largo plazo

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \Delta z \quad \text{ó} \quad \Delta H = \sum_0^H m_v \sigma_z \Delta z$$

donde

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H ;

e_o es la relación de vacíos inicial;

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical σ_z inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

m_v es el coeficiente de variación volumétrica, que físicamente explica la compresibilidad del suelo

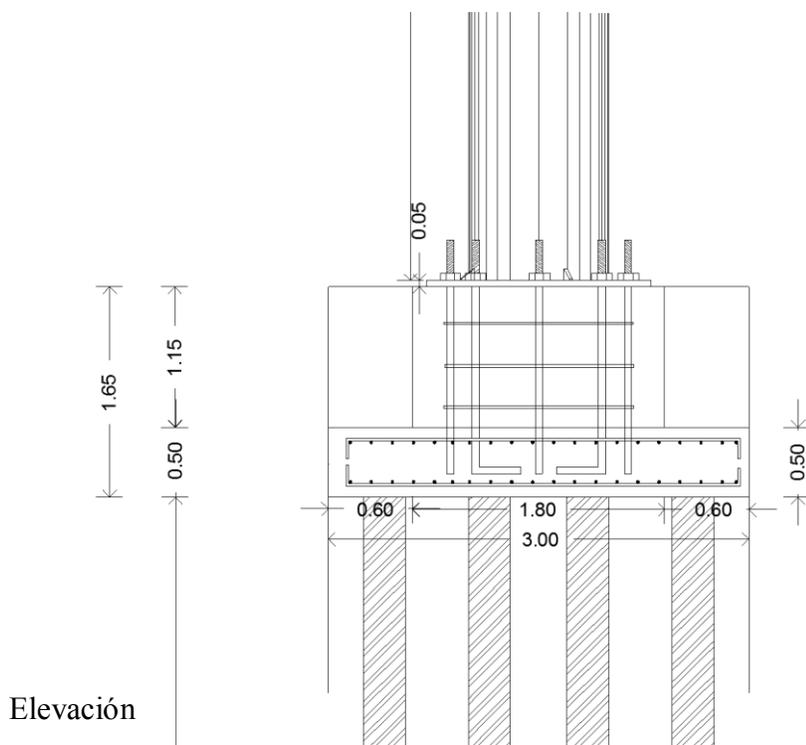
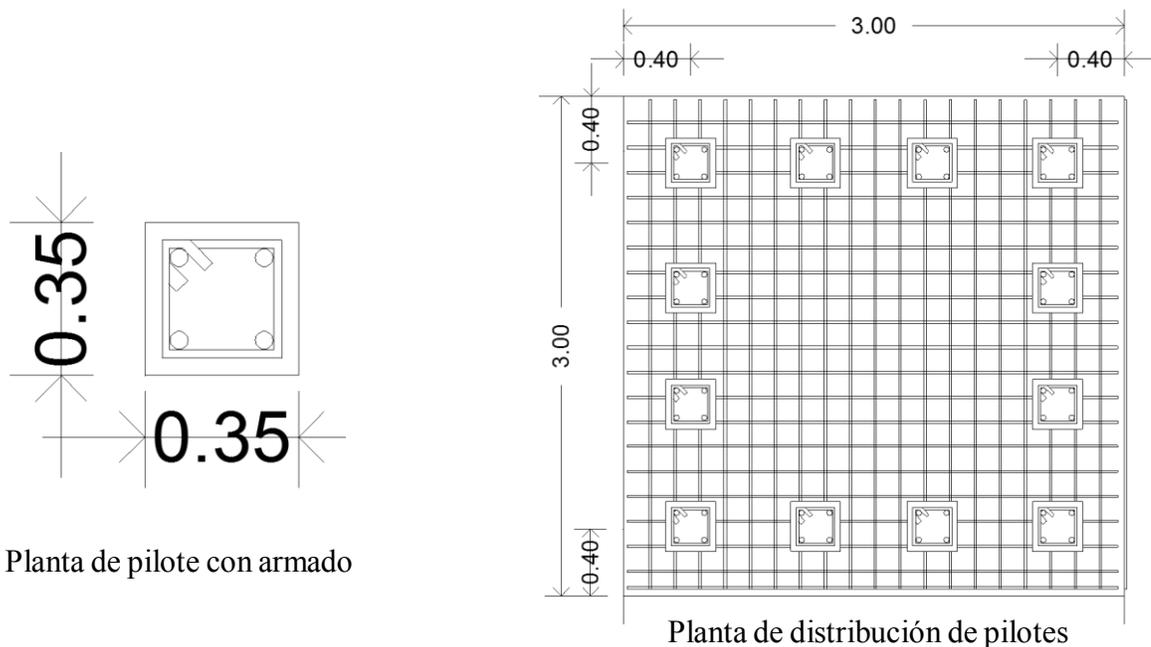
Los incrementos de presión vertical σ_z inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo–estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

3.3 Pantalla Publicitaria

Para la cimentación de la Pantalla publicitaria la revisión de la seguridad del terreno de cimentación para la cimentación propuesta se presenta a continuación:

Dadas las características de la pantalla, se proponen la siguiente solución de cimentación: zapata de concreto reforzado de 3 x 3 x 0.5 m, desplantada a 1.65 m de profundidad, con 12 pilotes de concreto reforzado, cuatro por cada lado del perímetro de la zapata, hincados hasta una profundidad de 14 m.



A continuación se presenta la revisión de la seguridad del terreno de cimentación.

(a) Primera combinación de acciones (carga permanente)

La carga última sobre el terreno de cimentación es:

ΣQF_c = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas las acciones por sus respectivos factores de carga.

$$\Sigma QF_c = (W_{zapata} + W_{dado} + W_{ciclopeo}) \times 1.5$$

$$W_{zapata} = B L h \gamma_{ca} = 3 \times 3 \times 0.5 \times 24 = 108 \text{ kN}$$

$$W_{dado} = b l h \gamma_{ca} = 1.8 \times 1.8 \times 1.15 \times 24 = 89.42 \text{ kN}$$

$$W_{ciclopeo} = (A_z - A_d) h \gamma_{cc} = (9 - 3.24) \times 1.15 \times 20 = 132.48 \text{ kN}$$

$$\Sigma QF_c = (108 + 89.42 + 132.48) \times 1.5 = 719.86 \text{ kN}$$

$$\Sigma QF_c = 720 \text{ kN} (\approx 72 \text{ t})$$

Capacidad de carga de un pilote

La capacidad de carga última de un pilote por fricción está dada por

$$C_{su} = \omega c_a L$$

$$\omega = \text{perímetro del pilote} = 0.35 \times 4 = 1.4 \text{ m}$$

$$c_a = \text{adherencia entre suelo y pilote} = 15 \text{ kPa}$$

$$L = \text{longitud del pilote} = 14 - 1.65 = 12.35 \text{ m}$$

Sustituyendo valores

$$C_{su} = 259.3 \text{ kN}$$

Usando un factor de seguridad de 2:

$$C_{sa} = 129.6 \text{ kN}$$

La fuerza vertical resistente = $12(129.6) = 1555.2 \text{ kN} > \text{carga última} = 720 \text{ kN}$

\therefore *Cumple*

(b) Segunda combinación de acciones (carga permanente más carga accidental)

$$C_{su} = 259.3 \text{ kN}$$

Usando un factor de seguridad de 1.5

$$C_{sa} = 172.9 \text{ kN}$$

El momento de volteo vale

$$M = 1661.5 \text{ kN.m}$$

El momento resistente de los pilotes es

$$M_R = 172.9 \times 4 \times 2.6 = 1798 \text{ kN.m} > M = 1661.5 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{Cumple}$$

La deformación a largo plazo de la cimentación es

$$\Delta H = m_v \sigma_z H$$

$$\text{donde } \sigma_z = Q_g / (B_g + z_i)(L_g + z_i) \\ \sigma_z = 479 / (2.6 + 10.33)(2.6 + 10.33) = 2.865 \text{ kPa}$$

$$\Delta H = 0.001 \times 2.865 \times 20.66 = 0.0592 \text{ m} = 5.92 \text{ cm}$$

La deformación instantánea de la cimentación es

$$\Delta H = \sigma_z H / \varepsilon \\ \Delta H = (2.865 \times 20.66) / 5000 = 0.0118 \text{ m} = 1.18 \text{ cm}$$

Por lo tanto la deformación total que presenta la cimentación es

$$\Delta H_T = 5.92 + 1.18 = 7.10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Capítulo 4. Conclusiones

De lo tratado en los capítulos anteriores, se concluye lo siguiente:

- a) El subsuelo en el sitio está conformado por un relleno de limo arenoso con cascajo hasta 1.65 m de profundidad, bajo el cual aparecen estratos de limo arcilloso de consistencia muy blanda a blanda, hasta 9.45 m; entre 9.45 y 9.75 se encuentra un lente de arena negra semicompacta. Subyace una arcilla limosa de consistencia blanda hasta la máxima profundidad explorada de 15 m.
- b) El nivel de agua freática (NAF) se encontró a una profundidad de 2.4 m.
- c) Cabe señalar que la primera capa dura se encuentra aproximadamente a 30 m de profundidad.
- d) La cimentación de la pantalla se puede resolver con la siguiente solución: zapata de concreto reforzado de 3 x 3 x 0.5 m, desplantada a 1.65 m de profundidad, con 12 pilotes de concreto reforzado, hincados hasta una profundidad de 14 m. Esta cimentación cumple con los requisitos de seguridad del terreno de cimentación.
- e) La capacidad de carga para este tipo de cimentación es de 1555.2 kN (\approx 155 t).
- f) La pantalla no sufrirá una deformación mayor a los 15 cm con lo cual cumple con los requisitos de N.T.C.D.C.C. para construcciones colindantes.

Capítulo 5. Recomendaciones

A continuación se proporcionan recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación de la pantalla.

Zapata de concreto reforzado, desplantada a 1.65 m de profundidad, con cuatro pilotes de concreto reforzado, hincados hasta una profundidad de 14 m.

a) Recomendaciones de diseño

a.1) La pantalla deberá cimentarse sobre una zapata cuadrada de concreto reforzado, de 3 m de ancho, desplantada a 1.65 m de profundidad, apoyada en el limo arcilloso negro, que aparece de 1.65 a 2.4 m de profundidad (tabla 1).

a.2) El peralte mínimo de la zapata será de 0.5 m. Como relleno sobre la zapata se utilizará un concreto ciclópeo de $f_c = 120 \text{ kg/cm}^2$, de un espesor de 1.15 m.

a.3) Previo a la construcción de la zapata, se hincarán 12 pilotes de sección cuadrada de 0.35 m de lado, hasta una profundidad de 14 m. La ubicación de los pilotes será de cuatro por cada lado del perímetro de la zapata.

b) Recomendaciones de construcción

b.1) Previo al hincado de los pilotes deberá realizarse una perforación previa de sección circular de 30 cm de diámetro, hasta una profundidad de 13 m. La arcilla remoldeada durante el avance de la broca deberá dejarse dentro de la misma, para estabilizar las paredes de la perforación.

b.2) Durante la construcción de la zapata no se deberán alterar ni la estructura ni la humedad naturales del estrato de apoyo de la cimentación. En este sentido, conviene colar una plantilla de concreto pobre de $f_c' = 100 \text{ kg/cm}^2$, de 5 cm de espesor, inmediatamente después de llegar al fondo de las excavaciones.

b.3) La longitud de los pilotes durante la construcción será de 12.85 m, los cuales se hincarán hasta los 14 m de profundidad. Los 50 cm superiores de cada pilote se demolerán, de tal forma que el acero de refuerzo de los mismos quede empotrado hasta el lecho superior del armado de la losa de la zapata.

b.4) La construcción de la zapata deberá realizarse en el menor tiempo posible; la excavación no deberá permanecer abierta un lapso mayor de 15 días.

Bibliografía

Alberro, J, "Investigaciones sobre el metropolitano de la ciudad de México. Mediciones efectuadas en las excavaciones", Rev Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, julio-sept 1970.

Baraja, M, "Principios de Ingeniería de Cimentación", 5ta Edición, Thompson, 2006.

Deméneghi A., Puebla M., Sanginés H., Apuntes de Cimentaciones, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1999 Denver, H, "Settlement calculation for footings on sand", XI Int Conf Soil Mech Found Eng, vol 4: 2183-2190, San Francisco, 1985.

Deméneghi A., Sanginés H., Estudios de Mecánica de Suelos, Comunicación Personal, 2014-2015.

Juárez Badillo, E y Rico, A, Mecánica de Suelos, tomo I, 3ra ed, Limusa, 1976
Krahn, J y Fredlund, D G, "On total, matric and osmotic suction", Soil Sci 114(5): 339-345, 1971.

Terzaghi, K y Peck, R B, Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed, Wiley, 1967.

Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.