



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA UN EDIFICIO CONSTITUIDO POR DOS
SÓTANOS Y NUEVE NIVELES SUPERIORES

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

LÓPEZ LOZADA EDUARDO

DIRECTOR DE TESIS:
ING. ÁLVAREZ BAUTISTA GABRIEL





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 mis padres por mi existencia a su apoyo diario a su cariño sus consejos sus regaños y sobre todo a su amor.

A mis hermanos por estar siempre a mi lado y aconsejarme, guiarme a mi formación profesional por darme el entusiasmo por impulsarme a no rendirme y seguir adelante para lograr mis metas por darme esta oportunidad y no defraudarlos.

A mi familia por darme la oportunidad y su tiempo para poder lograr mis estudios a confiar en mí sobre todo en los momentos malos.

A mis amigos por compartir los buenos y malos momentos conmigo a su cariño y confianza que me brindaron.

A los profesores por compartir los conocimientos obtenidos.

A la universidad nacional autónoma de México por darme la oportunidad de tener una formación profesional y como persona, por abrirme las puertas y ser mi segunda casa.

CAPITULADO

INTRODUCCIÓN	
I. ANTECEDENTES.....	5
I.1. Localización	
I.2. Colindancias	
I.3. Descripción Proyecto	
II. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	11
II.1. Generalidades	
II.2. Pozo a cielo abierto	
II.3. Métodos de Penetración Estándar	
II.4. Muestreo con tubos de pared delgada	
III. ENSAYES DE LABORATORIO.....	16
III.1. Propiedades Índice	
III.2. Propiedades Mecánicas	
III.3. Pruebas Compresión Simple	
III.4. Pruebas Compresión Triaxial	
III.5. Pruebas Consolidación Unidimensional	
IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICA SUBSUELO.....	25
IV.1. Levantamiento Geológico del sitio	
IV.2. Perfil Estratigráfico	
V. ANÁLISIS GEOTÉCNICO.....	28
V.1. Calculo esfuerzos efectivos	
V.2. Análisis compensación	
V.3. Revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas	
V.4. Revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas	
V.5. Calculo excentricidad	
V.6. Incremento de esfuerzo debido al momento de volteo durante sismo	
V.7. Revisión del estado límite de servicio	
V.8. Revisión expansiones elásticas	
V.9. Revisión falla de fondo	
V.10. Revisión estabilidad de taludes	
V.11. Revisión empuje sobre muro	
V.12. Cimentación profunda	
V.13. Capacidad de carga por fricción	
V.14. Condición sísmica	
V.15. Espectro de diseño	
VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PROTECCIÓN A COLINDANCIAS.....	68
VI.1. Inicio del sistema de bombeo	
VI.2. Selección de equipo de perforación	
VI.3. Construcción de la cimentación profunda	

VI.4. Sistema de retención (construcción muro milán)	
VI.5. Diseño del troquelamineto	
VI.6. Excavación	
VII. INSTRUMENTACIÓN.....	93
VII.1. Referencias superficiales	
VII.2. Testigo superficial	
VII.3. Criterio de instalación	
VII.4. Procedimiento de instalación	
VII.5. Banco de nivel flotante	
VII.6. Profundidad de instalación	
VII.7. Protección	
VII.8. Mediciones	
VIII.CONCLUSIONES.....	96

Introducción

El hundimiento regional en la ciudad de México con frecuencia es más visible por la extracción de agua por medio de pozos de bombeo, por la impermeabilidad que mantienen los pavimentos, el proceso de consolidación es más rápido y variable por año alrededor de 8cm/año.

Como se conoce está dividida la ciudad de México en tres zonas estas son clasificadas por el tipo de subsuelo y por diferentes tipos de coeficientes sísmicos.

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera de ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en roca, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados.

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capa de arcilla lacustre, el espesor de esta varía entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a los 50m. (NTC-DCC, 2017).

Coincidiendo que la ciudad de México fue fundada por los Aztecas alrededor del año 1325 que era una gran isla artificial creada por los mismos Aztecas, teniendo en la actualidad uno de los subsuelos más críticos del mundo, con unos contenidos de agua de 200% hasta un 600%, superiores a los de cualquier parte y unas profundidades mayores para localizar un estrato competente no alcanzando la resistencia que tiene una roca para los desplantes de edificios, el estrato resistente se localiza a unos 33m de profundidad y este estrato es un manto de arena densa con un espesor más o menos de 5m que es donde se encuentran los cimientos de gran parte de las edificaciones de la Ciudad de México, en la actualidad se controla un poco los hundimientos que se tienen en la ciudad reduciendo la explotación que tienen los acuíferos para la población, sustituyendo estos pozos por zonas más alejadas.

Por ello se tiene que hacer exploración y reconocimiento en el subsuelo con equipo y pozos a cielo abierto en los cuales se toman muestras alteradas e inalteradas para hacerles todo tipo de pruebas en laboratorio proponiendo el tipo de cimentación más adecuada para la construcción sin que llegue a fallar y sin dejar a un lado el procedimiento constructivo para no afectar por medio de las excavaciones las colindancias.

Hay distintos tipos de cimentaciones para desplantar nuestra edificación.

Se llama cimentación a la parte inferior de una estructura, que sirve para transmitir el terreno de apoyo las cargas del conjunto estructural. Se emplean distintas formas o tipos de cimentación, dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta, del tipo y dimensiones de la

superestructura, y del espesor, resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación.

Se clasifican los tipos de cimentaciones como someras (superficiales) y las cimentaciones profundas según se apoyen directamente en los estratos cercanos a la superficie o transmitan las cargas a capas profundas del subsuelo. Aunque no existe un límite definido de profundidad que distinga a cada uno de los tipos de cimentaciones, es conveniente incluir en cada uno de ellos los tipos de soluciones:

Someras (superficiales)

- Zapatas aisladas o continuas
- Lozas planas o nervadas
- Cajones

Profundas

- Pilotes
- Pilas

Cimentaciones compensadas: tiene su razón de ser en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, como en el caso de la denominada zona III del Valle de México. El objetivo de las cimentaciones compensadas es sustituir el peso del suelo excavado por el peso de la construcción con unas limitantes. Si el peso del total del suelo excavado es mayor al peso total de la construcción se dice que se trata de una cimentación **sobrecompensada**, si el peso total del suelo es igual al peso total de la construcción se tiene una cimentación **compensada** y si es menor se trata de una cimentación **semicompensada**.

Cimentaciones profundas: Este tipo de cimentaciones se ocupan con el propósito de transmitir las cargas de estructuras pesadas a estratos profundos de suelos duros o rocas, que presentan alta capacidad de carga y baja compresibilidad, los cuales subyacen a estratos de arcilla blandas, o depósitos de limos o arenas en estado suelto, que poseen baja capacidad de carga y alta compresibilidad. Las formas más comunes de esta clase de cimentaciones son los pilotes y las pilas, los cuales se distinguen básicamente por el procedimiento empleado para instalarlos en el terreno. (*E. Tamez, ingeniería de cimentaciones*).

I. Antecedentes

Localización

El proyecto se encuentra en calle Manzanillo #100, Colonia Roma Sur, C.P. 06760, Ciudad de México sus coordenadas $19^{\circ}24'26''\text{N}$, $-99^{\circ}09'54''\text{W}$ por lo tanto pertenece a la zona III en relación a la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

Croquis Localización

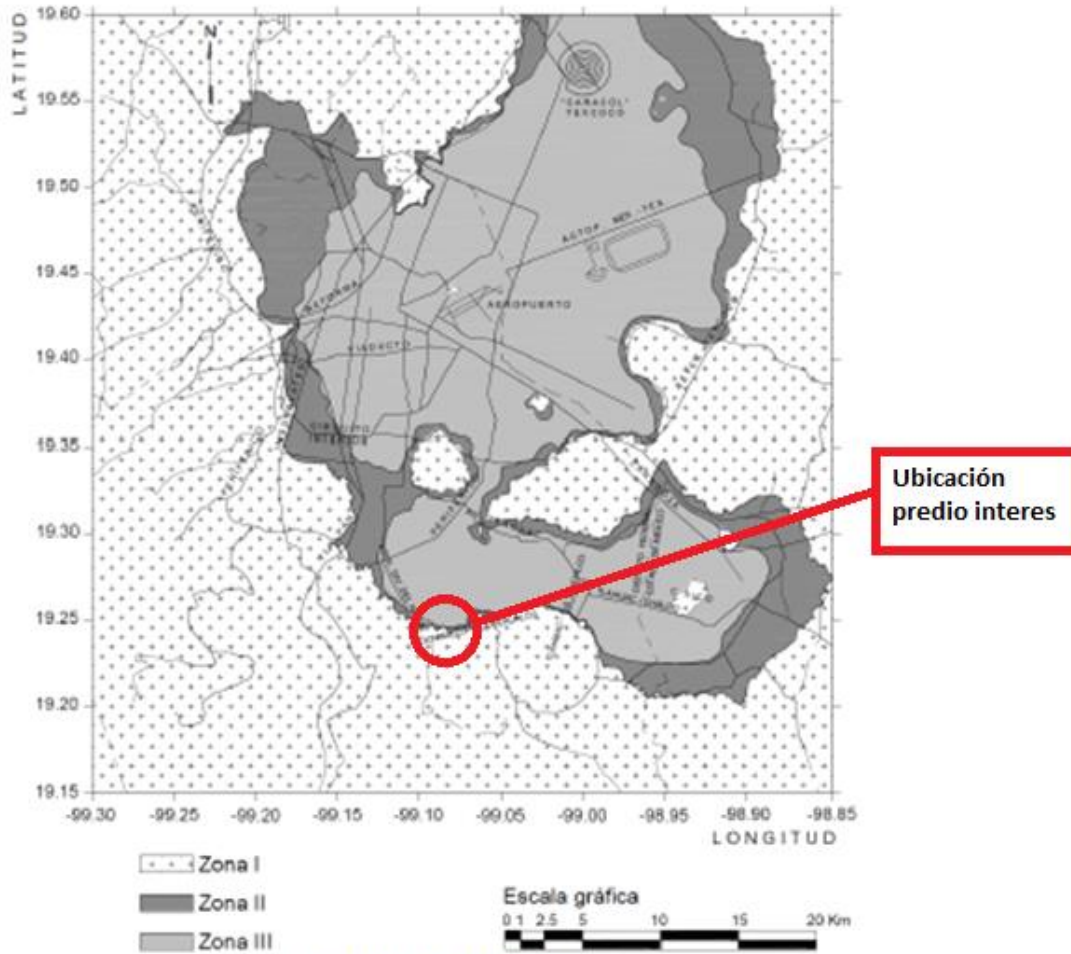
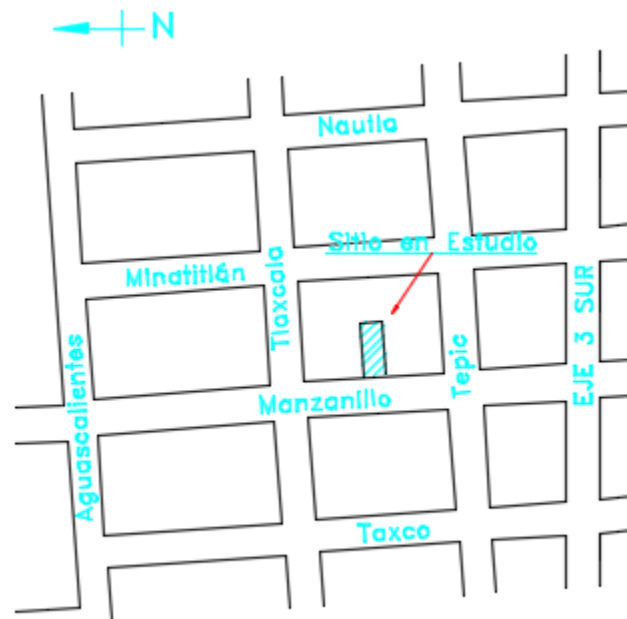
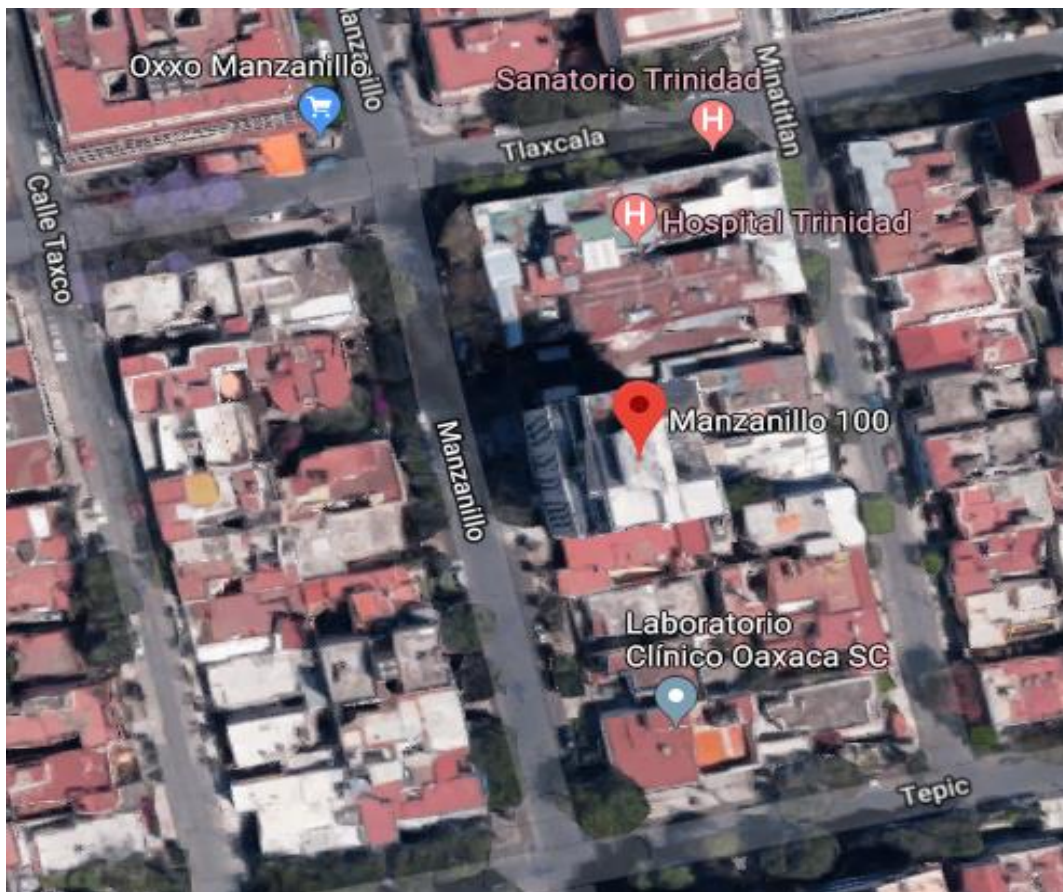


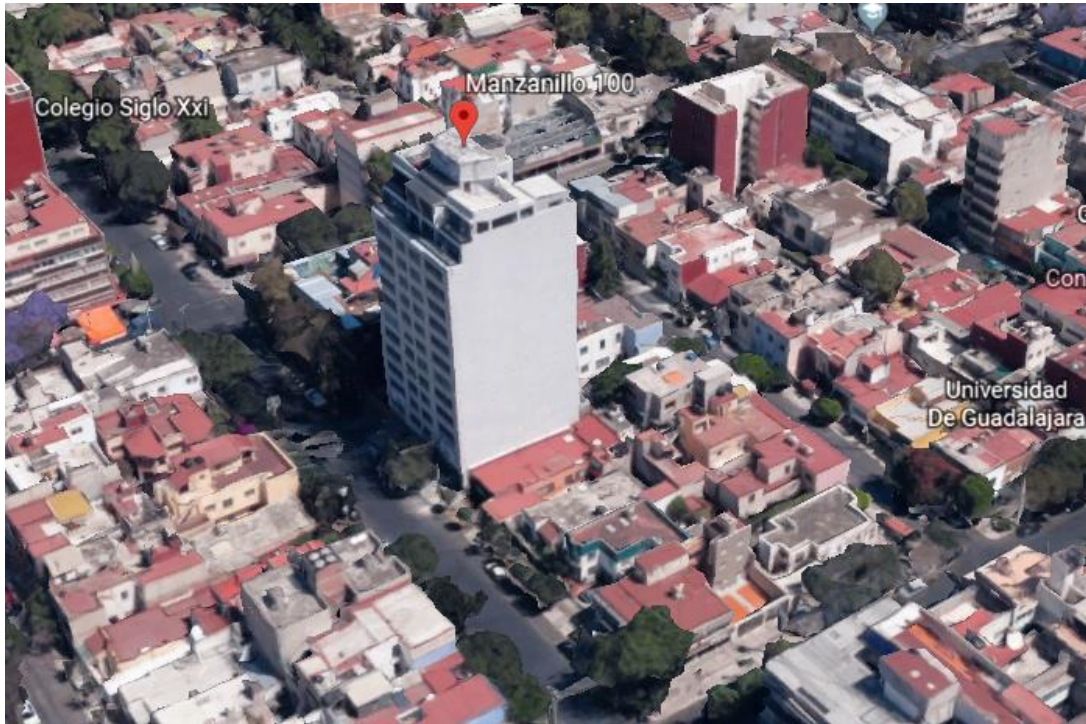
Figura 2.2.1 Zonificación geotécnica.



LOCALIZACION GENERAL



Actualmente es una construcción de 11 niveles y una planta baja.



Colindancias

La colindancia del lado sur se encuentra una vivienda de planta baja.



Colindancia del lado norte es un estacionamiento de un hospital.



Colindancia del lado este se encuentra una vivienda de planta baja y un nivel superior.



Descripción del proyecto

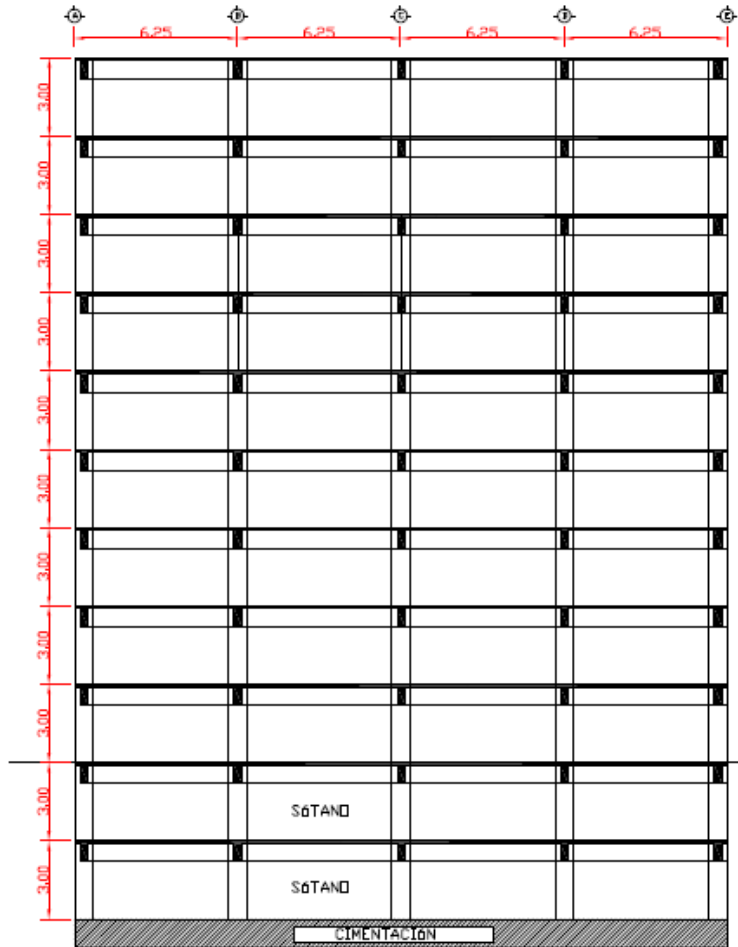
El proyecto arquitectónico considera una estructura de nueve pisos de 3m de altura y dos sótanos de la misma altura, se considera que es un edificio habitacional de acuerdo a las NTC-DC-2017 para clasificaciones de estructuras para fines de diseño sísmico las construcciones se clasifican en grupos y subgrupos, en este caso pertenece al **Grupo B** que se refiere a edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales.

El edificio estará estructurado mediante columnas, trabes y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga estimada que transmitirá la estructura al subsuelo, que será de 12 ton/m^2 (considerando el peso de 1 ton/m^2 por cada nivel y de 1.5 ton/m^2 por sótano), el peso del cajón de cimentación se considera de 1 ton/m^2 .

Los sótanos cubrirán toda el área del terreno y se consideró una excavación de 7.5m de profundidad con respecto al nivel de banqueta.

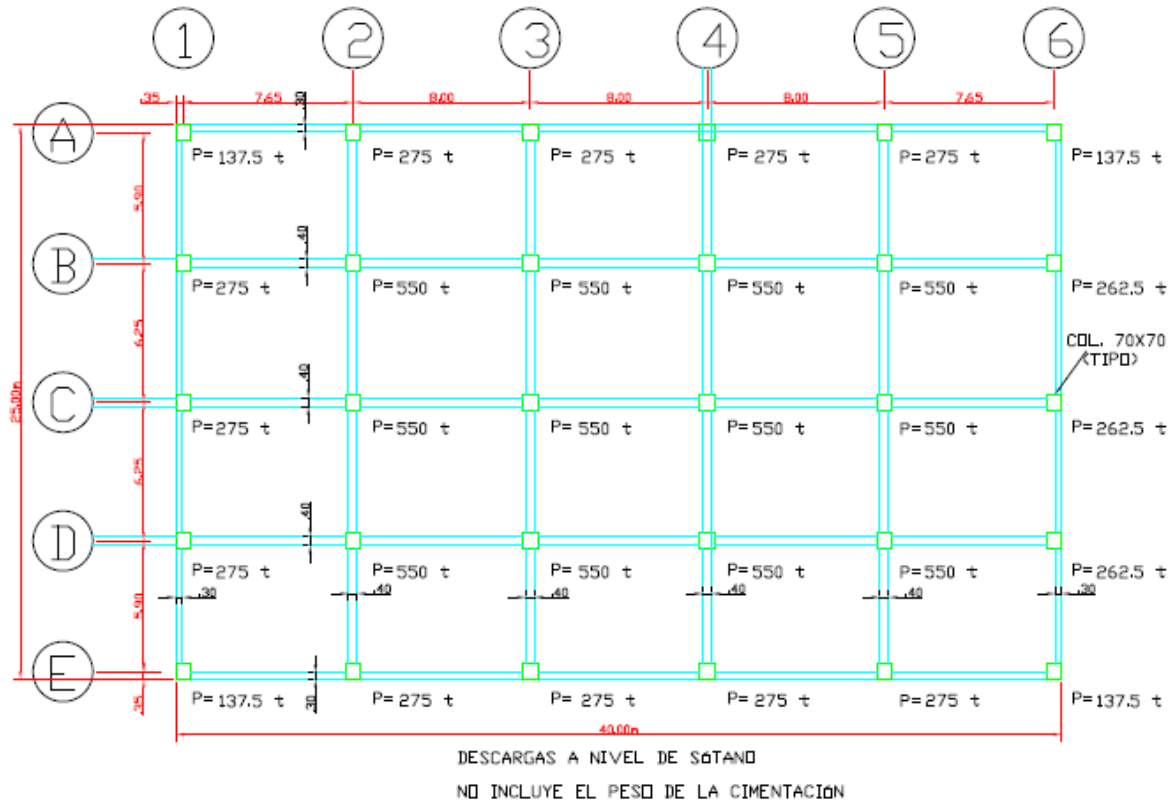
Las dimensiones son de 25m del lado corto y 40m del lado largo contemplando un área de 1000 m^2

Corte de fachada



ELEVACIÓN DEL EDIFICIO

Corte de planta



Con el objetivo de proponer el tipo de cimentación más apropiado para la edificación sin dejar a un lado la seguridad de los usuarios, estableciendo el procedimiento constructivo para la construcción.

II. Exploración Geotécnica y ensayos de laboratorio.

Generalidades

El objetivo de la exploración del subsuelo es conocer las características estratigráficas y físicas a una profundidad donde los esfuerzos que son producidos por las cargas que transmite la estructura al subsuelo sean nulas, conociendo sus propiedades índices y sus propiedades mecánicas (deformabilidad y resistencia) para el tratamiento o mejoramiento del subsuelo.

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizó un pozo a cielo abierto y se realizó un sondeo mixto.

Debido a lo heterogéneo y complejo del subsuelo se han ideado pruebas de campo y laboratorio que permiten obtener en forma aproximada valores y propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podría dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

La exploración del suelo en campo puede realizarse de dos maneras.

- Exploración directa.
- Exploración indirecta.

La exploración directa se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno donde se procede, e inalterada en caso contrario.

Pozos a cielo abierto

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades de material y posición del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo, si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo. Esta condición nos lleva a encarecer el costo de la cimentación y deberá tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro el predio en estudio de exactamente 0.8m x 1.50m y profundidad de tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos), de la cimentación existente y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (nivel de agua freática) que en este caso no se detectó hasta la máxima profundidad explorada, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2.0 o 2.5m, de lo contrario se ampliara la excavación si se considera conveniente.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cubica de aproximadamente 0.25m x 0.25m x 0.25m, este trozo de suelo se deberá proteger de inmediato con manta de cielo, que se impregna con una mezcla de brea y parafina, utilizando una brocha para evitar la pérdida de contenido natural de agua, la muestra se debe orientar marcando la parte superior y se envía a laboratorio para su estudio. Si se detecta a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras a cada uno de ellos de la misma forma.

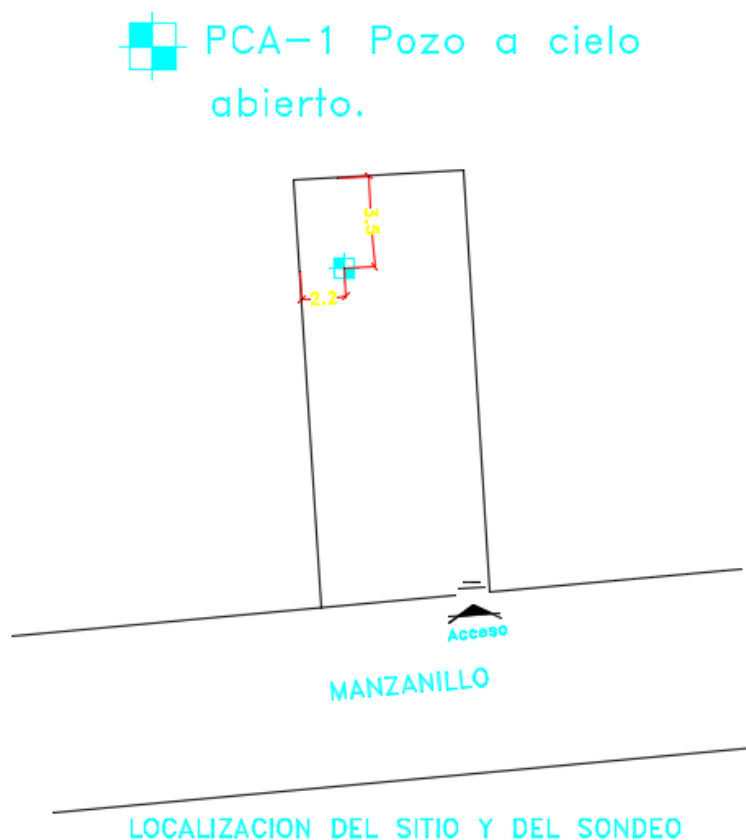
Es importante mencionar que la excavación y todos los trabajos realizados deberán estar supervisados por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, para que ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinen de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.

La ubicación y numero de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, de conocimiento previo de las construcciones que existan y las colindancias.

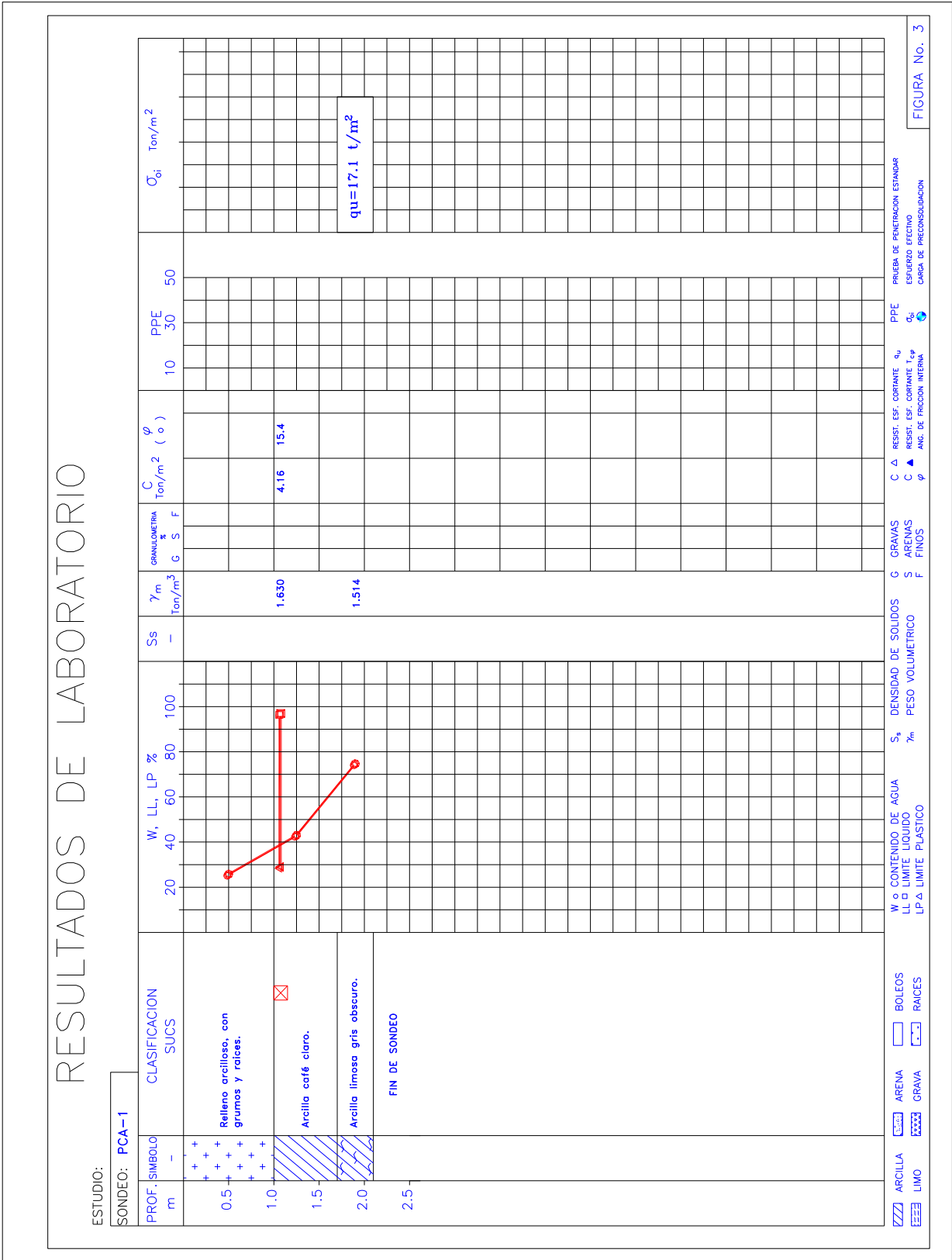
Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas.

Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el caso que existan.

Imagen de ubicación de pozo a cielo abierto



Resultados pruebas de laboratorio PCA-1



Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permitan relacionar aproximadamente la capacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se obtiene dejando caer un martillo que pesa 63.5 kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76cm. El número de golpes N necesarios para producir una perforación de 30cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15cm de penetración no se toman en cuenta; en cambio se toman en cuenta los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15cm, es decir entre 15 y 45cm, que constituyen el valor de N.

En el caso de arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

A continuación, se presenta las correlaciones del número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de arenas, y la consistencia, en el caso de arcillas, según Terzaghi y Peck.

Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar.

Arcillas (relativamente seguras)

N: Numero de golpes por 30 cm

C: Consistencia

C :=	"Muy Blanda" if $N \leq 2$
	"Blanda" if $2 \leq N \leq 4$
	"Media" if $5 \leq N \leq 8$
	"Firme" if $9 \leq N \leq 15$
	"Muy Firme" if $15 < N \leq 30$
	"Dura" if $N > 30$

Arenas (bastantes seguras)

N: Numero de golpes por 30 cm

CR: Compacidad Relativa

CR :=	"Muy Suelta" if $N \leq 4$
	"Suelta" if $5 \leq N \leq 10$
	"Media" if $11 \leq N \leq 30$
	"Compacta" if $31 \leq N \leq 50$
	"Muy Compacta" if $N > 50$

Muestreo con tubo de pared delgada

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras “inalteradas” se debe de tener en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer los mínimos cambios en las condiciones de la muestra “in situ”, sin interpretar la palabra en su sentido literal.

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta altera inevitablemente las condiciones de esfuerzo que esta tiene con relación al material que lo rodea. Sin embargo, con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo, nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

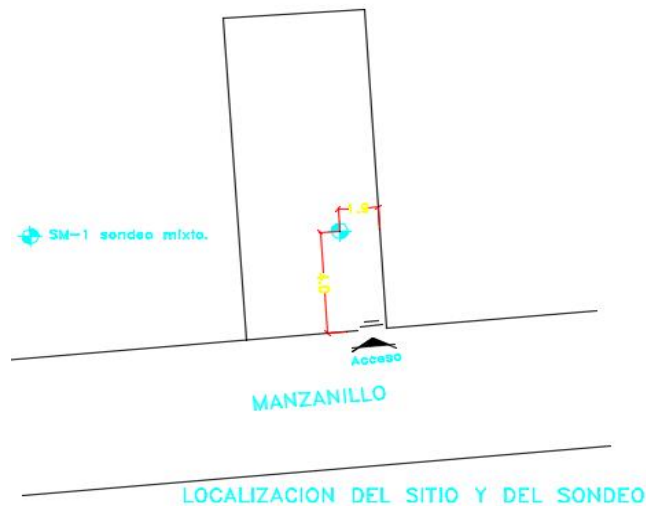
En suelos muy blandos y con altos contenidos de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, si no de preferencia de penetración estándar.

El sondeo tipo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a 80cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

Imagen de ubicación de sondeo mixto



III. Ensayes de laboratorio.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo.

En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

Muestras alteradas

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Propiedades índice

- Clasificación visual y al tacto
- Contenido de humedad
- Análisis granulométrico
- Límites de consistencia o de Atterberg
- Densidad de Sólidos

Muestras inalteradas

A las muestras cúbicas inalteradas además de las anteriores se les realizaron las siguientes pruebas:

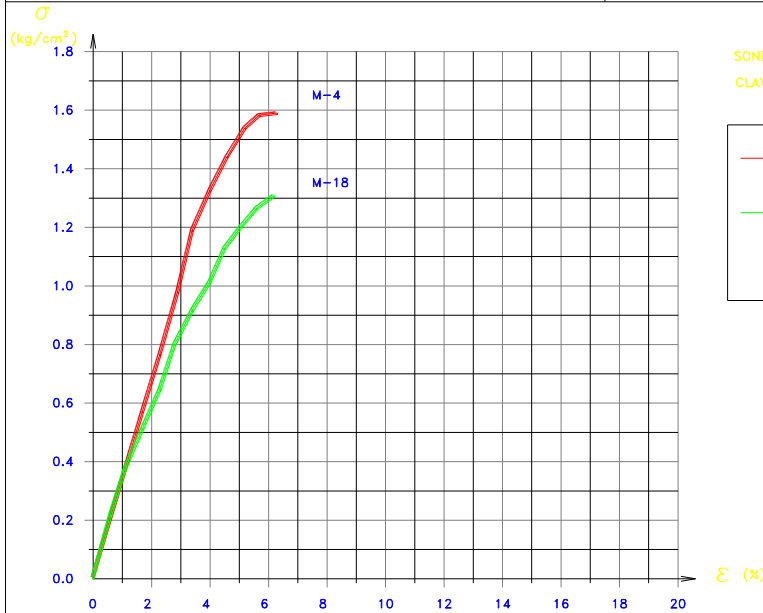
Propiedades mecánicas

- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - Compresión Simple
 - Compresión Triaxial Rápida (UU)
- Compresibilidad
 - Consolidación unidimensional

Pruebas de Compresión Simple

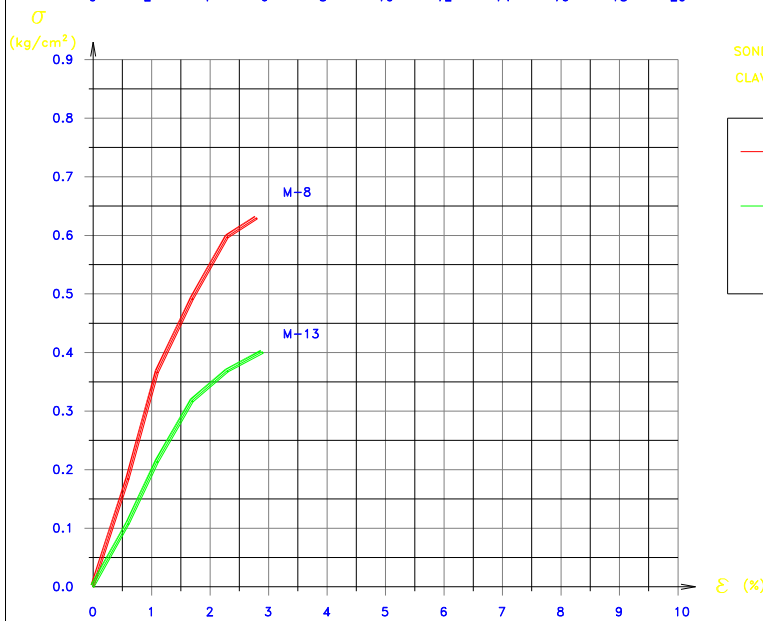
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

ESTUDIO _____



SONDEO No. SM-1
CLAVE MUESTRA PROF. (m)
No. de a

CLAVE	MUESTRA No.	PROF. (m) de	a
—	4	2.10	3.10
—	18	11.70	12.70



SONDEO No. SM-1
CLAVE MUESTRA PROF. (m)
No. de a

CLAVE	MUESTRA No.	PROF. (m) de	a
—	8	4.90	5.90
—	13	8.30	9.30

FIGURA No. 4

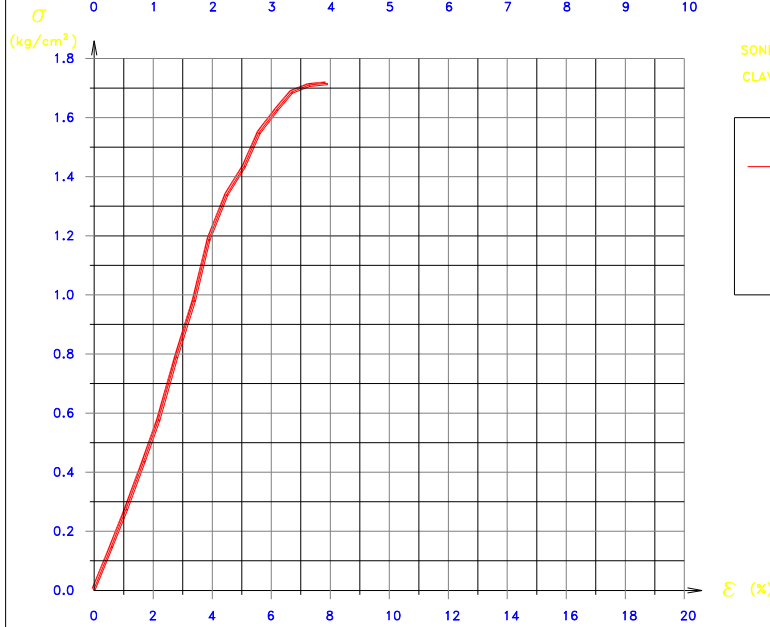
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

ESTUDIO _____



SONDEO No. SM-1

CLAVE	MUESTRA No.	PROF. (m) de	a
—	23	15.10	16.10
—	29	19.10	20.10
—	34	22.50	23.50



SONDEO No. PCA-1

CLAVE	MUESTRA No.	PROF. (m) de	a
—	3	1.70	2.10

FIGURA No. 5

Prueba Compresión Triaxial

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA No.	ef	ef	Gwf	Gwf	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	γ_m	PARAMETROS DE RESISTENCIA	No consolidada, o volumen constante (uu)	W = 42.1 %
1			%	%	0.25	1.268	1.645	C=4.16 ton/m ² $\phi=15.4^\circ$	ESTUDIO : _____ SONDEO : PCA-1 MUESTRA : 2 PROFUNDIDAD DE 1.00 A 1.15 m.	Ss = _____ SUCS = CH Arcilla limosa gris.
2					0.50	1.460	1.619			
3					1.00	1.813	1.619			
4										
5										

$\alpha = 14.87^\circ$

$c' = 0.401 \text{ kg/cm}^2$

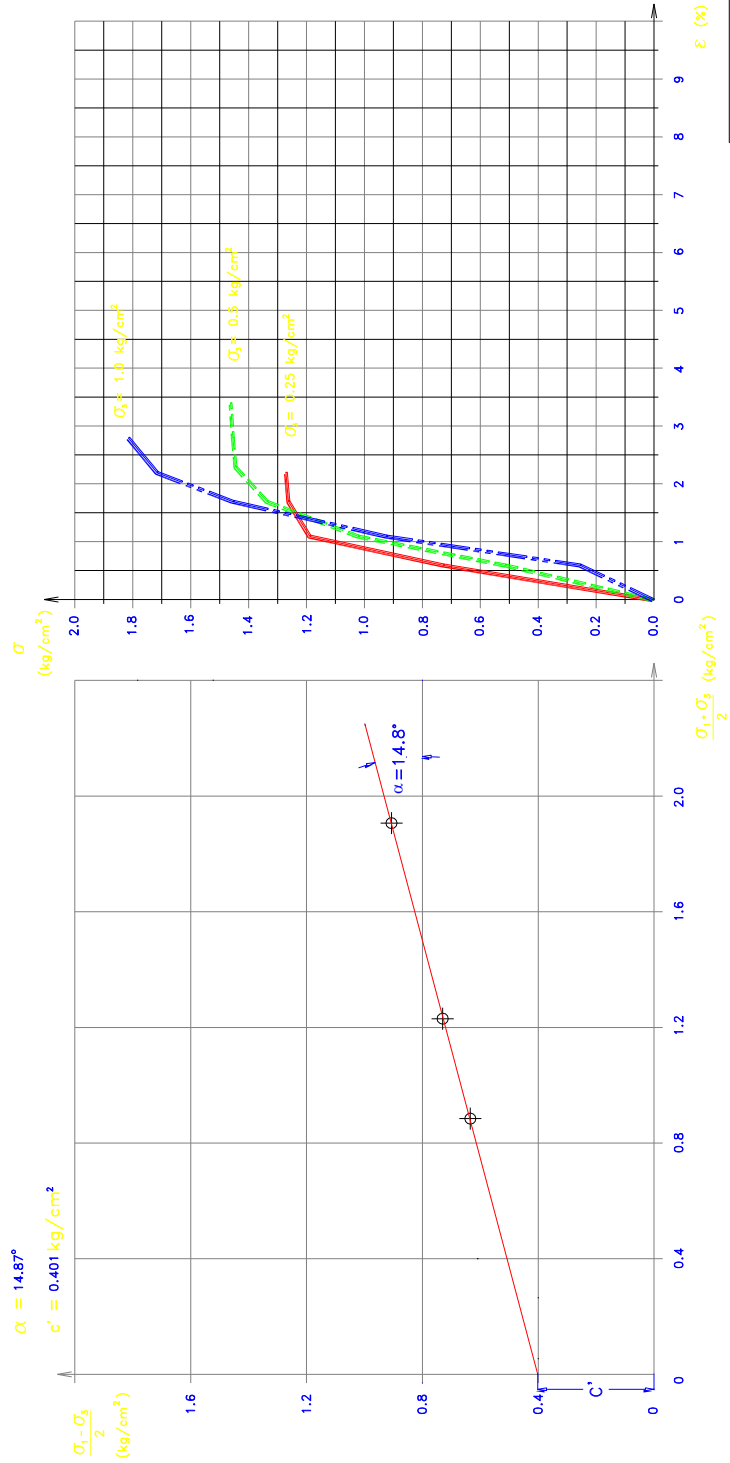


FIGURA No. 11

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA No.	e _f	e _i	σ ₃	σ ₁ -σ ₃	σ ₃	σ ₁ -σ ₃	γ _m	PARAMETROS DE RESISTENCIA	No consolidada, a volumen constante (uu)
1			0.25	1.202	1.500	1.500		C = 5.07 ton/m ² φ = 5.8°	W = 94.6 % S _s = SUCS = MH Limo Gris
2			0.50	1.203	1.487				
3			1.00	1.358	1.492				
4									
5									

ESTUDIO : _____
 SONDEO : SM-1 MUESTRA : 4
 PROFUNDIDAD DE 2.10 A 3.10 m.

$\alpha = 5.77^\circ$
 $c' = 0.505 \text{ kg/cm}^2$

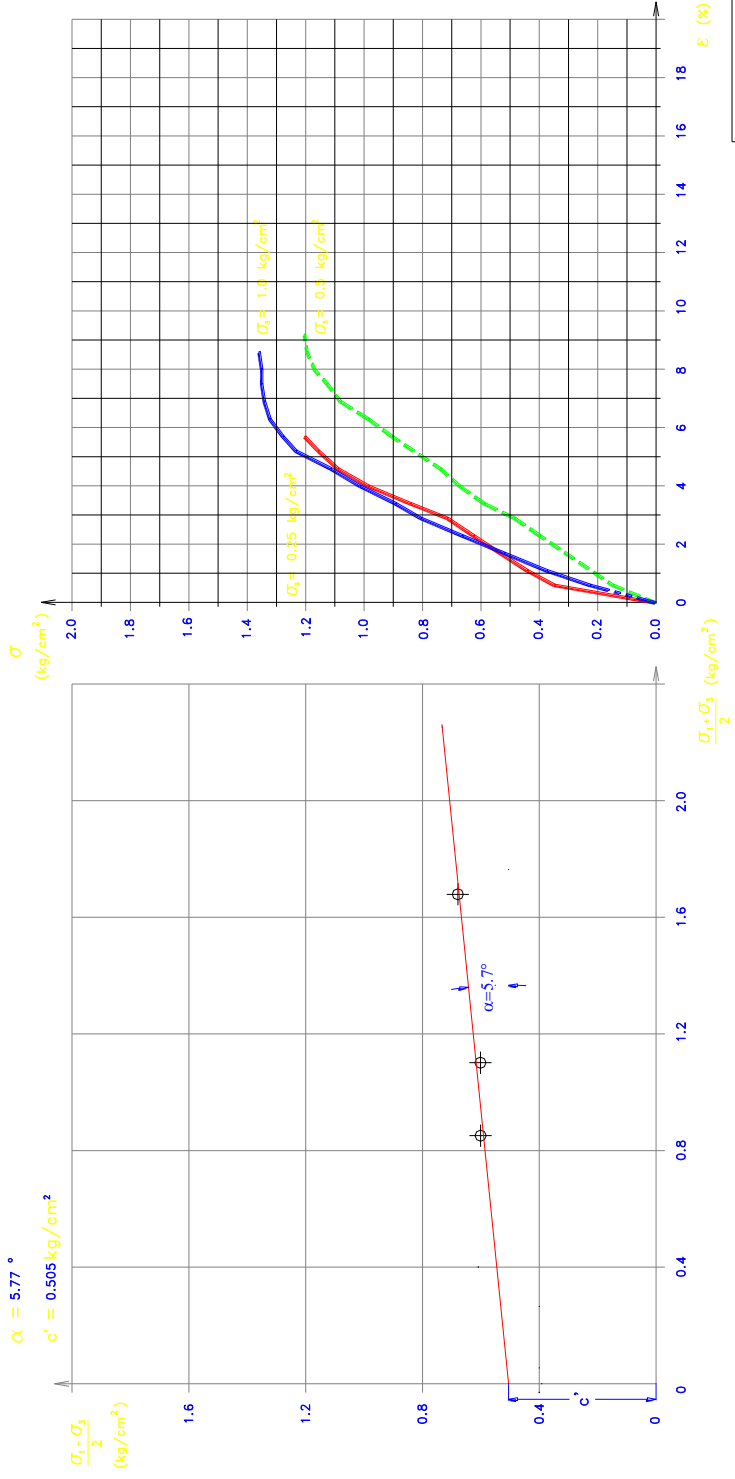


FIGURA No. 10

Prueba Consolidación Unidimensional

RESULTADOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTACION:

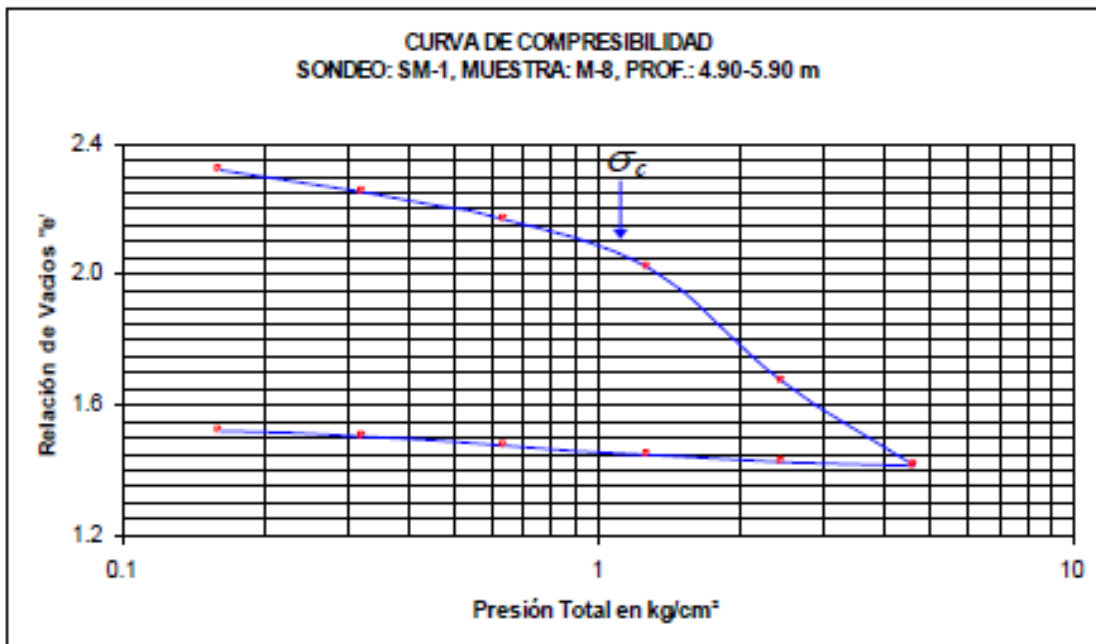
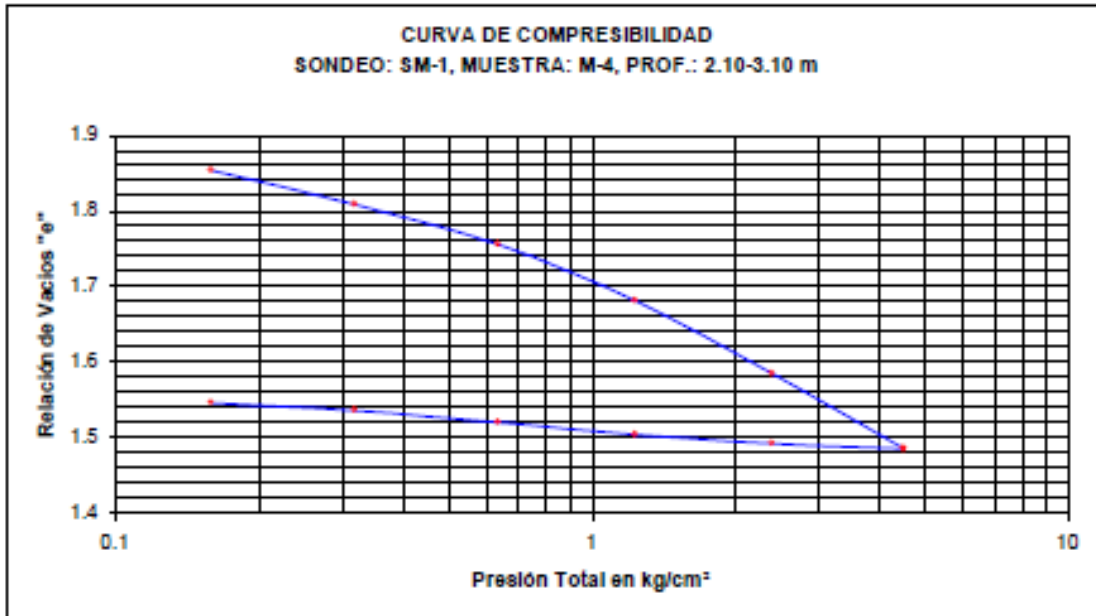


FIGURA No.12

RESULTADOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTUDIO:

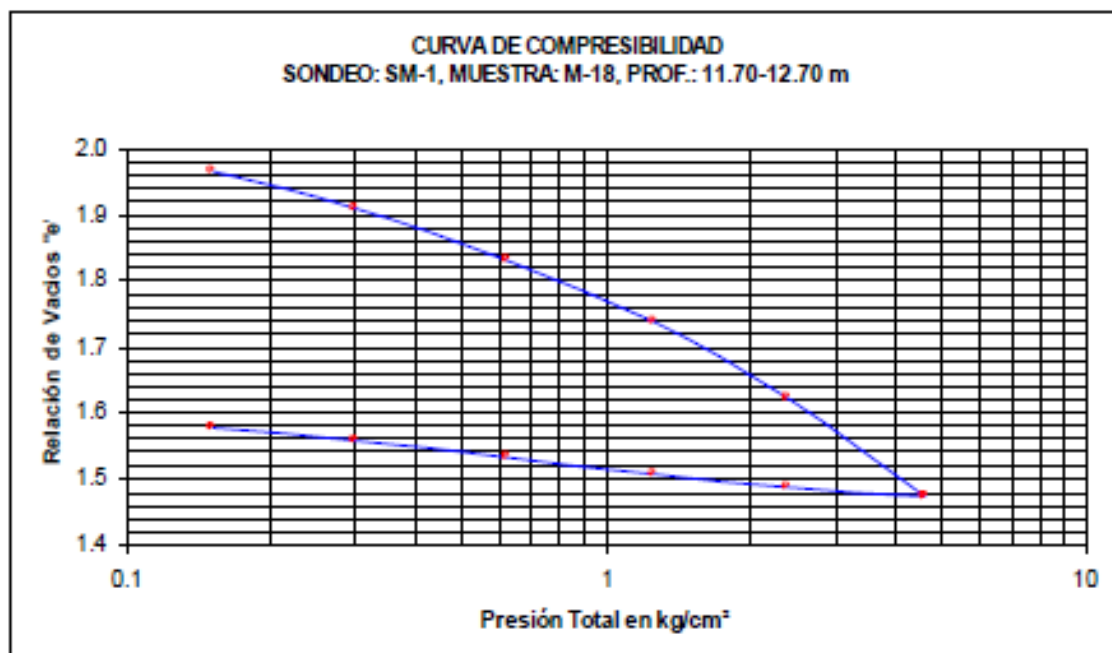
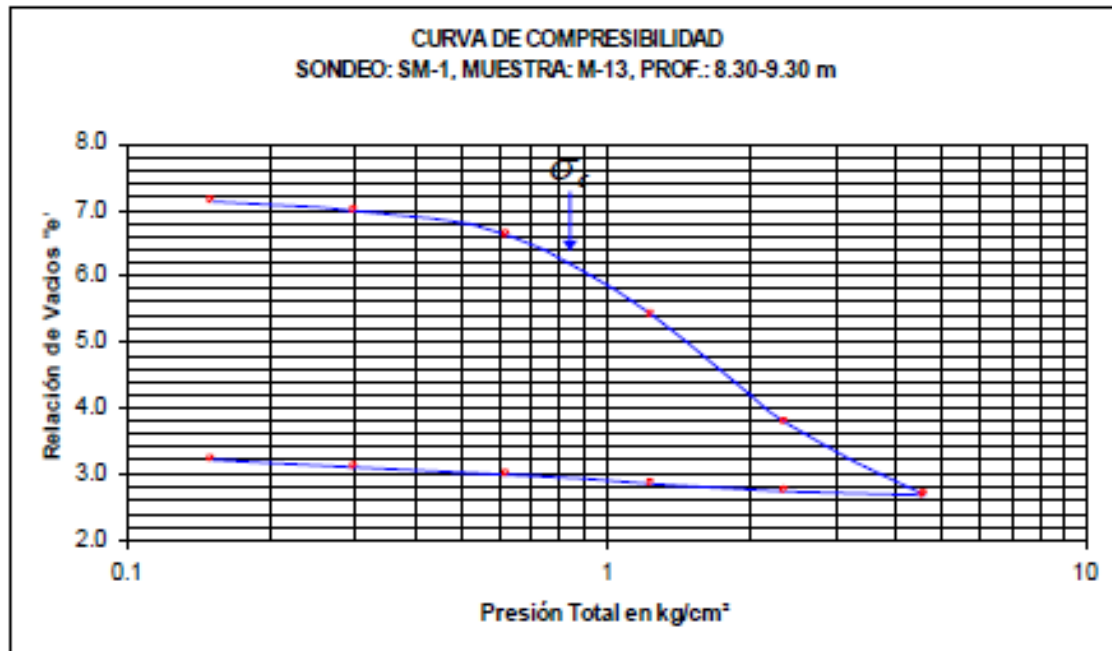


FIGURA No.13

RESULTADOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION

ESTUDIO: _____

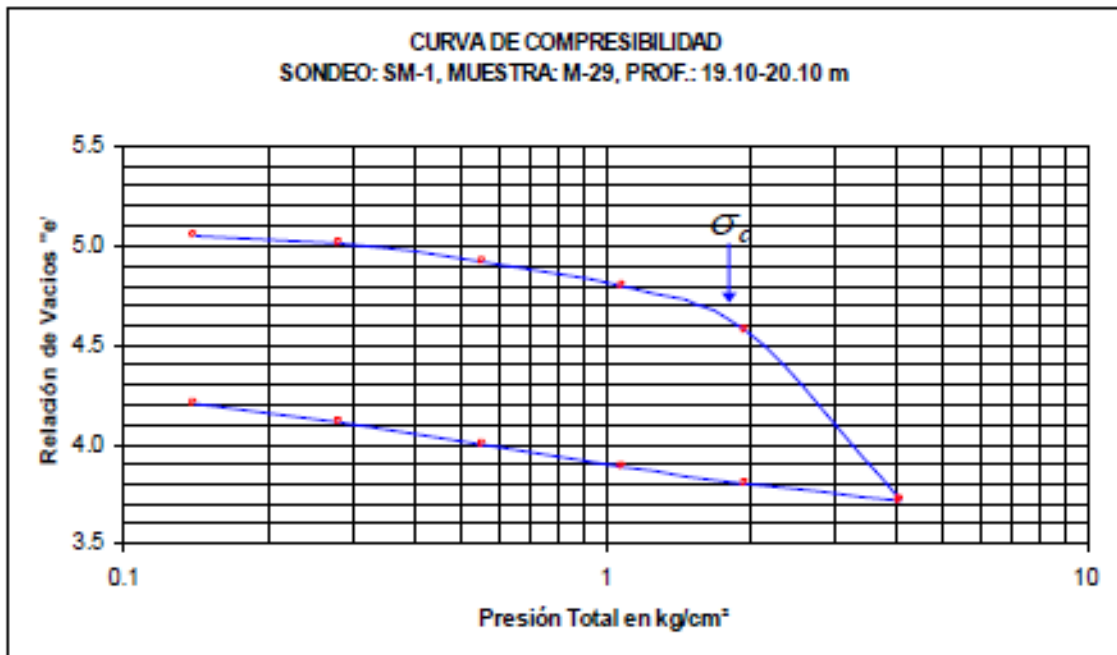
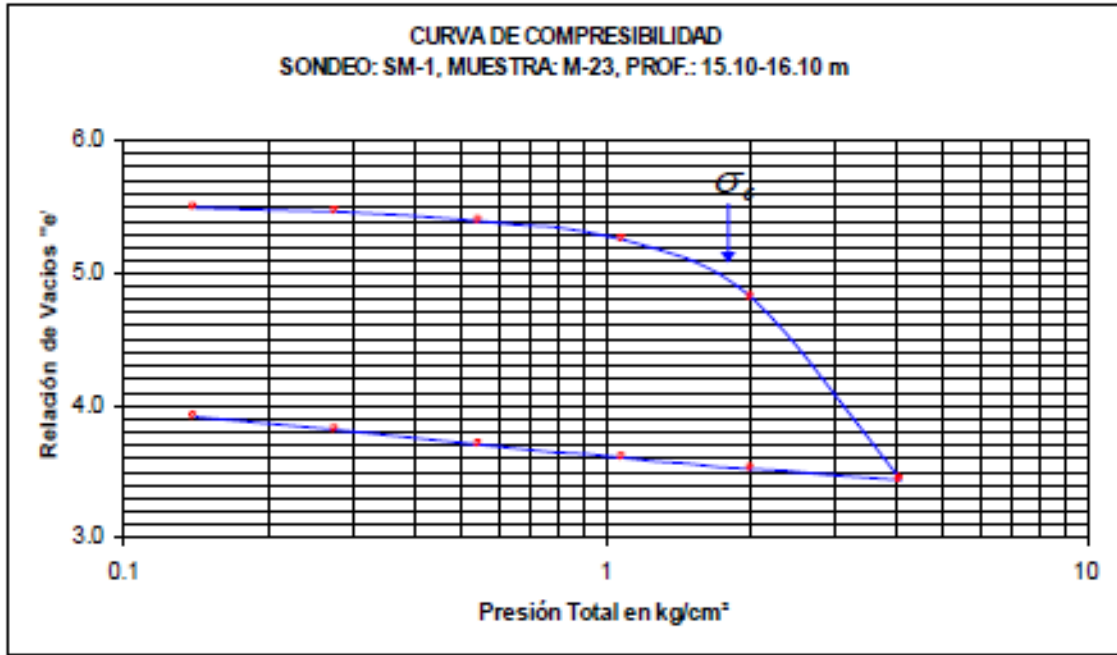


FIGURA No.14

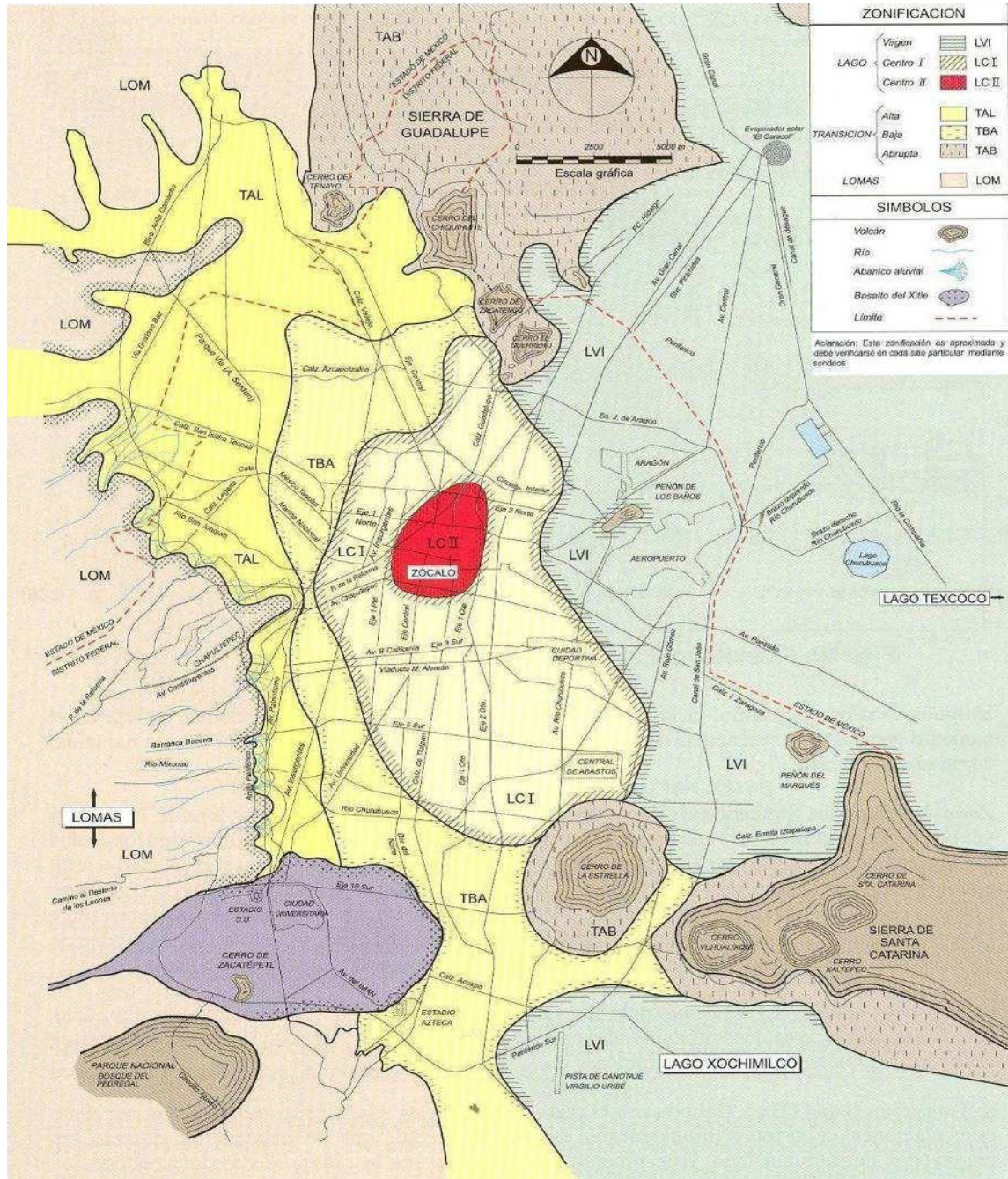
Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría, se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión Simple, Compresión Simple Cíclica y Compresión Triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU)

IV. Características estratigráficas del subsuelo

El predio se localiza en la Zona III (Zona de Lago o Lacustre) del Valle de México, que está formada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. (NTC-DCC, 2017).



ZONIFICACION DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO

Levantamiento geológico del sitio

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad donde son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyecta construir en el sitio de interés que se localiza al Sur de la Ciudad de México, la cual de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la zona denominada Zona de Lago integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla.

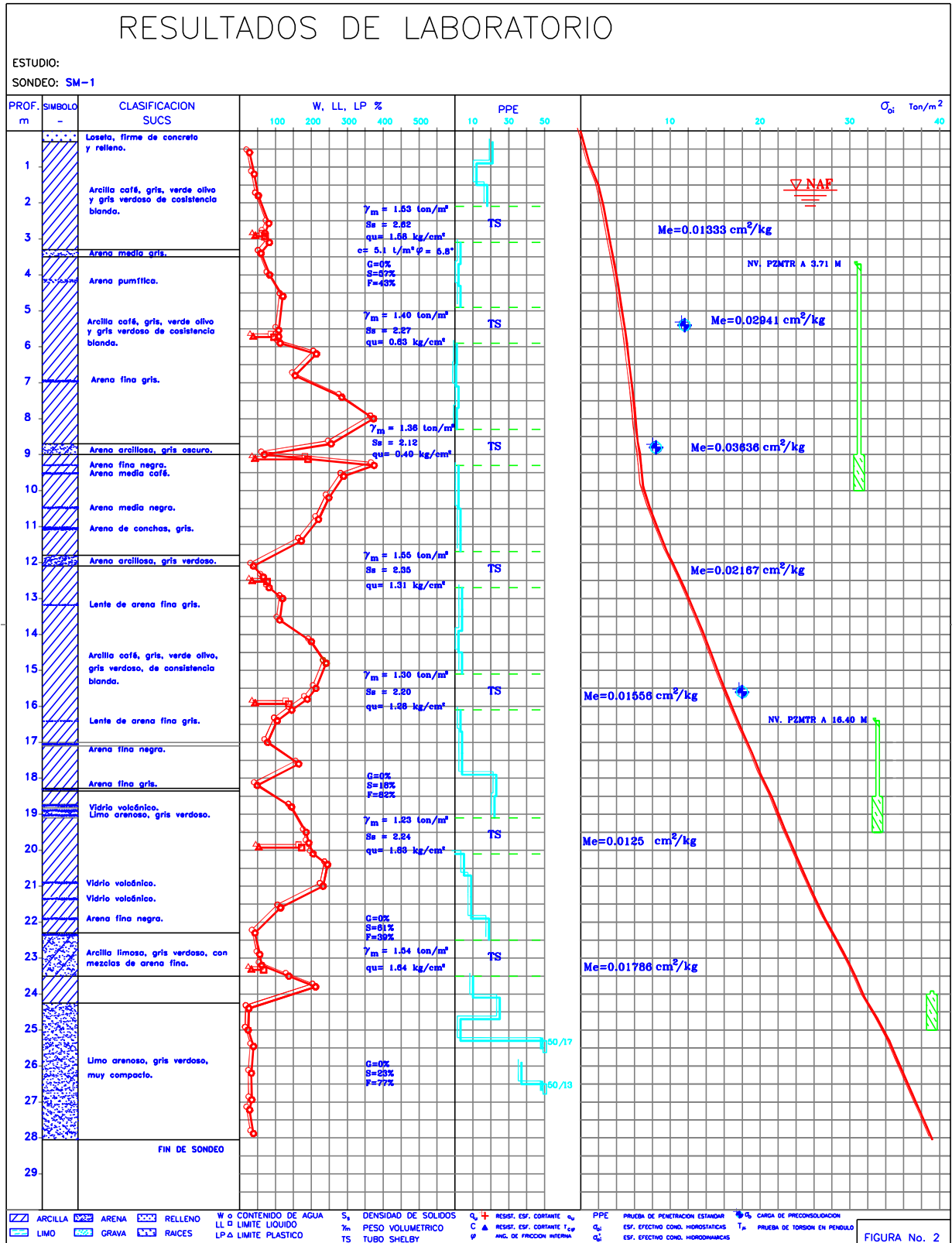
De acuerdo a los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo, a los resultados de las pruebas de laboratorio que se efectuaron en las muestras que se extrajeron de los sondeos profundos y de los pozos a cielo abierto realizados en el sitio de interés la estratigrafía general es la siguiente:

Superficialmente se tiene materiales de relleno, con espesores variables entre 0.3 y 0.5m.

Profundidad m	Descripción
0.00	loseta, firme de concreto y relleno con fragmentos de tabique y desperdicio de construcción.
3.00	Arcilla café, gris verde olivo y gris verdoso de consistencia blanda, con Peso Volumetrico de 1.53 ton/m ³ , Densidad de Sólidos de 2.62, Capacidad de Carga 1.53 kg/cm ² , Contenido de humedad del 50%, Cohesión de 5.1 ton/m ² , Angulo de Fricción Interna 5.8°, con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar variable entre 13 y 20 golpes.
7.50	Arcilla café, gris verde olivo y gris verdoso de consistencia blanda, con Peso Volumetrico de 1.40 ton/m ³ , Densidad de Sólidos del 2.27, Capacidad de Carga 0.63 kg/cm ² , Contenido de Humedad 120%, con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar variable entre 5 y 7 golpes.
11.50	Arena fina negra, media café y de concha gris con Peso Volumetrico de 1.55 ton/m ³ , Densidad de Sólidos 2.35, Capacidad de Carga 1.31 kg/cm ² , Contenido de Humedad 210%, con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar variable entre 3 y 5 golpes.
13.20	lente de arena
17.00	Arcilla café, gris verde olivo y gris verdoso de consistencia blanda con Peso Volumetrico de 1.30 ton/m ³ , Densidad de Sólidos 2.20, Capacidad de Carga de 1.28 kg/cm ² , Contenido de Humedad del 145%, con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar variable entre 5 y 23 golpes.
22.50	Arena fina gris y negra, vidrio volcanico con Peso Volumetrico de 1.23 ton/m ³ , Densidad de Sólidos de 2.24, Capacidad de Carga de 1.83 kg/cm ² , Contenido de Humedad del 145%, con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar variable entre 10 y 17 golpes.
28.00	Limo arenoso, gris verdoso, muy compacto con Peso Volumetrico del 1.54 ton/m ³ , Capacidad de Carga de 1.64 kg/cm ² , Contenido de Humedad 145%, con un Índice de Resistencia a la Penetración Estándar variable entre 30 y 50 golpes.

La profundidad del Nivel de Agua Freática (N.A.F.) se encuentra a 1.65m respecto de la superficie del terreno.

perfil estratigrafico



V. Análisis Geotécnico

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, la geometría del predio, las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos y arenosos de compresibilidad y resistencia media, al esfuerzo cortante, entre los 2 y 23m de profundidad, se establece que la alternativa de la cimentación podrá resolverse mediante un cajón de cimentación desplantado a 7.5m de profundidad, con pilotes de fricción desplantados a la profundidad de los 26m de profundidad con respecto al nivel de banqueta.

En la ciudad de México en el área conocida como Zona Lago, es frecuente el empleo de cimentaciones compensadas combinadas con grupos de pilotes trabajando por fricción, buscando con ello la reducción en los asentamientos esperados.

Los pilotes de fricción transmiten las cargas estructurales al suelo principalmente a lo largo de la superficie lateral. Se hincan por impactos o a presión o se cuelan en perforaciones previas en estratos con características mecánicas pobres, sin que su punta se apoye en las capas resistentes subyacentes. Se emplean normalmente cuando el estrato superficial blando tiene un gran espesor que hace antieconómico usar pilotes de punta o cuando la consolidación de este estrato induce fricción negativa sobre los pilotes de punta y provoca su emersión. Esta última condición es común en la zona lacustre de la ciudad de México donde se presenta un fuerte hundimiento regional. (Rigoberto Rivera Constantino).

La capacidad de carga ultima de los pilotes de fricción se calcula a partir de la adherencia máxima que puede desarrollarse en el contacto pilote-suelo. Para elegir una alternativa de cimentación es indispensable considerar la heterogeneidad tanto la constitución de los materiales como en su compacidad.

Cálculo esfuerzos efectivos

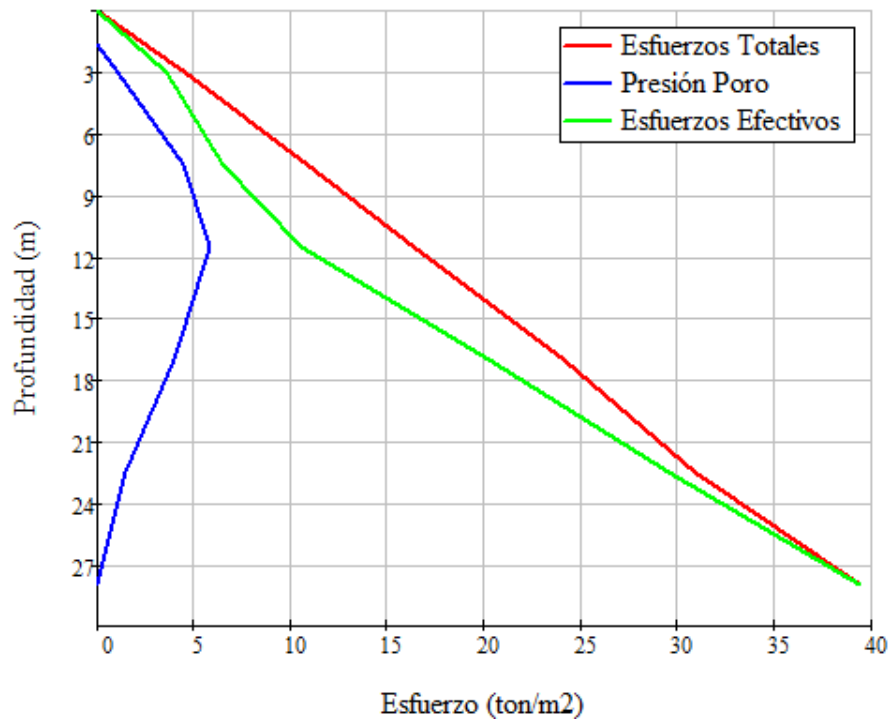
estrato #	Profundidad m	espesor (d) m	γ ton/m ³	ΔP ton/m ²	Poz ton/m ²	Uoz ton/m ²
	0.00				0.00	
1	3.00	3.00	1.53	4.59	4.59	1.03
2	7.50	4.50	1.40	6.30	10.89	4.41
3	11.50	4.00	1.36	5.44	16.33	5.79
4	17.00	5.50	1.42	7.81	24.14	3.94
5	22.50	5.50	1.23	6.77	30.91	1.41
6	28.00	5.50	1.54	8.47	39.38	0.00

Cálculo presiones efectivas

$$\sigma_{oz} := \text{Poz} - \text{Uoz} = \begin{pmatrix} 0 \\ 3.56 \\ 6.48 \\ 10.54 \\ 20.2 \\ 29.495 \\ 39.375 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

NAF := 1.65 m
NE := 6

Grafica Esfuerzos



Análisis de Compensación (Departamentos)

El análisis de compensación se hace comparando el peso total de la estructura con el peso total del suelo excavado.

Profundidad de Despalte

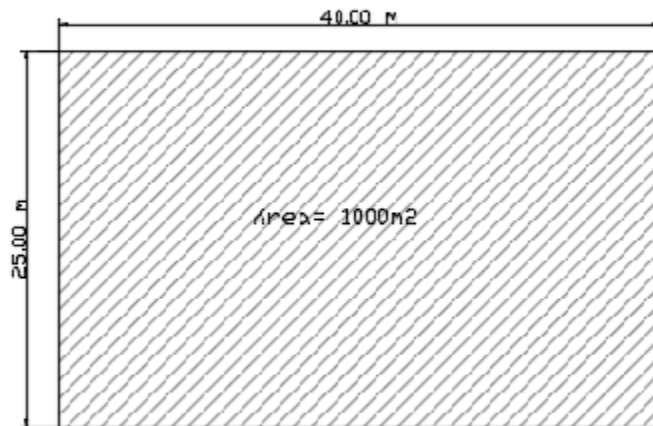
$$D_f := 7.50 \text{ m}$$

Área de contacto

$$L := 40 \text{ m}$$

$$B := 25 \text{ m}$$

$$A := L \cdot B = 1000 \text{ m}^2$$



Datos Proyecto

$$\text{Niveles} := 9$$

$$\text{Sotanos} := 2$$

Pesos por Nivel y Sotano

$$w_n := 1000 \text{ ton}$$

$$w_s := 1500 \text{ ton}$$

Peso Edificio

$$w := (\text{Niveles} \cdot w_n) + (\text{Sotanos} \cdot w_s) = 12000 \quad \text{ton}$$

Peso Cimentación

$$w_c := 1000 \quad \text{ton}$$

Peso Total (considerando cimentación)

$$W_E := w + w_c = 13000 \quad \text{ton}$$

Condiciones Máximas

$$w_{Emed} := W_E \cdot 0.9 = 11700 \quad \text{ton}$$

Condiciones Medias

$$w_{Eins} := W_E \cdot 0.95 = 12350 \quad \text{ton}$$

Condiciones Instantáneas

Esfuerzo del edificio

$$W_{e_{max}} := \frac{W_E}{A} = 13 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_{e_{med}} := \frac{w_{Emed}}{A} = 11.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_{e_{ins}} := \frac{w_{Eins}}{A} = 12.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Peso de suelo excavado

$$W_{s_{ex}} := \sum_{i=1}^3 [(d_i \cdot \gamma_i) \cdot A] = 10890 \quad \text{ton}$$

Peso Neto del edificio (Condiciones Medias)

$$W_N := W_{e_{med}} - \frac{W_{s_{ex}}}{A} = 0.81 \quad \text{ton}$$

Fuerza de Subpresión a Nivel de desplante

$$U_{od} := U_{oz_3} = 4.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

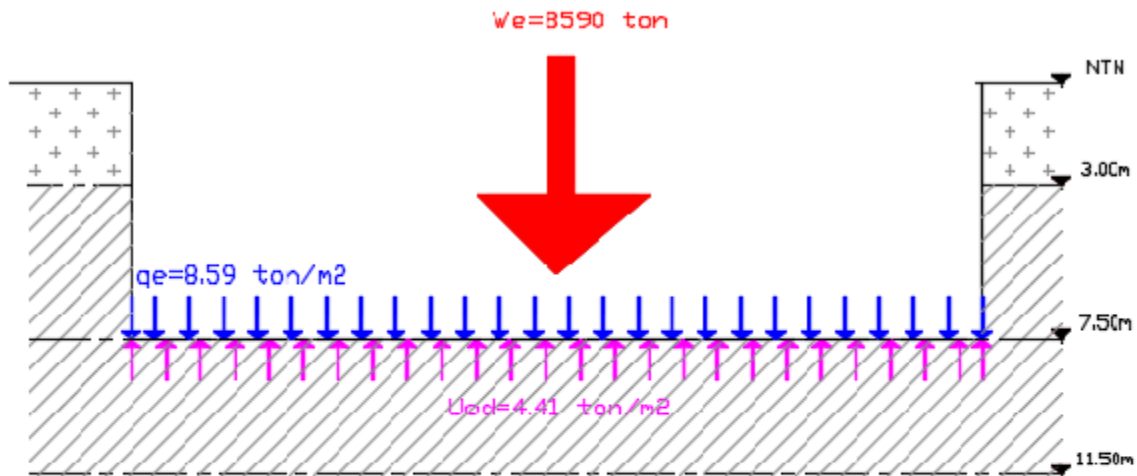
Presión Efectiva a Nivel de desplante

$$\sigma_{od} := \sigma_{oz_3} = 6.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Presión de Contacto Efectivo

$$q_e := W_{e_{max}} - U_{od} = 8.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_e := q_e \cdot A = 8590 \quad \text{ton}$$



Tipo de Cimentación

Cimentación := $\begin{cases} \text{"Sobre compensada"} & \text{if } q_e < \sigma_{od} \\ \text{"Compensada"} & \text{if } q_e = \sigma_{od} \\ \text{"Totalmente compensada"} & \text{if } q_e > \sigma_{od} \end{cases}$ Cimentación = "Totalmente compensada"

Esfuerzo que toma el suelo (Carga que toma el cajon cimentación)

$$R_q := 2$$

$$q_a := \frac{q_e}{(1 + R_q)} = 2.863 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_a := q_a \cdot A = 2863.333 \text{ ton}$$

Carga que toman los pilotes

$$W_f := W_e - W_a = 5726 \text{ ton}$$

$$q_f := \frac{W_f}{A} = 5.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones en estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de las cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máximas el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{W_E \cdot F_{c_e}}{A} < Q_a$$

Donde:

W_E : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, ton.

F_{c_e} : Factor de carga adimensional e igual a 1.4

Q_a : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

Cálculo Capacidad de Carga Cajón Cimentación (Cohesivos)

Estado límite de falla en condiciones estáticas

$$Q_a = (C_a \cdot N_c) \cdot F_R + P_v$$

Q_a : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo a la cimentación, en ton/m².

C_a : Cohesión del material, de apoyo, en ton/m².

N_c : Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y esta dado por:

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

$$\frac{D_f}{B} = \begin{cases} \frac{D_f}{B} & \text{if } \frac{D_f}{B} < 2 \\ 2 & \text{if } \frac{D_f}{B} > 2 \end{cases} \quad \frac{B}{L} = \begin{cases} \frac{B}{L} & \text{if } \frac{B}{L} < 1 \\ 1 & \text{if } \frac{B}{L} > 1 \end{cases}$$

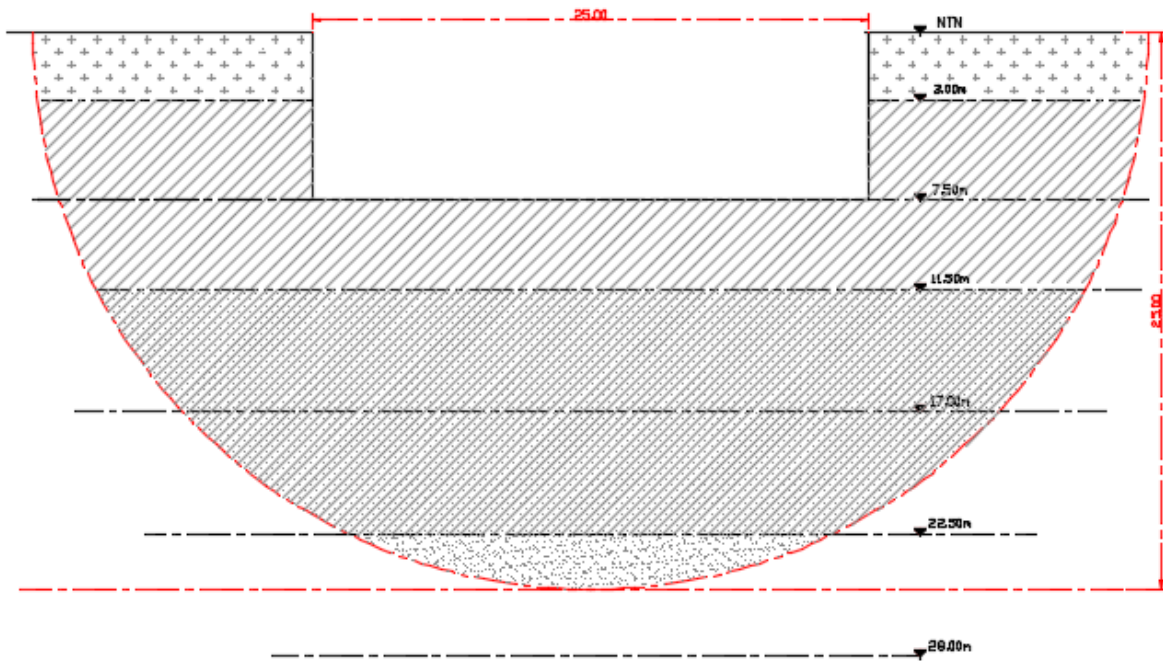
D_f : Profundidad de despalnte la cimentación, en m.

B : Ancho del cimimiento, en m.

L : Largo del cimiento, en m.

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.65

P_v : Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m².



estrato #	Profundidad m	espesor (d) m	qu kg/cm ²	Cu ton/m ²
	0.00	0.00		
1	3.00	3.00	1.53	7.65
2	7.50	4.50	0.63	3.15
3	11.50	4.00	1.31	6.55
4	17.00	5.50	1.28	6.40
5	22.50	5.50	1.83	9.15
6	28.00	5.50	1.64	8.20

Ca = 7.556 ton/m²

Coefficiente Capacidad de Carga

$$N_c := 5.14 \cdot \left[1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B} + 0.25 \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \right] = 6.329$$

Factor Reducción

$$F_R := 0.65$$

Factor Carga

$$F_{c_e} := 1.4$$

Capacidad de Carga

$$Q_a := (C_a \cdot N_c) \cdot F_R + P_{oz_3} = 41.971 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{W_E \cdot F_{c_e}}{A} = 18.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Capacidad_Carga} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{W_E \cdot F_{c_e}}{A} < Q_a \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } \frac{W_E \cdot F_{c_e}}{A} > Q_a \end{cases}$$

Capacidad_Carga = "Cumple"

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se considera estable en el estado límite de falla en condiciones estáticas.

Revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimienta, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

Estado límite de falla en condiciones Dinámicas

$$W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}} < F_R \cdot A_R \cdot q_1 \cdot \left(1 - \frac{0.12 \cdot F_{c_d} \cdot a_o \cdot b \cdot \gamma}{F_R \cdot C_a \cdot g} \right)$$

W_{e_d} : Suma de cargas en la condición analizada, ton

$$W_{e_d} := w_{Eins} = 12350 \quad \text{ton}$$

F_{c_d} : Factor de carga Dinámico, 1.1

$W_{s_{ex}}$: Peso de suelo desalojado por excavación, ton

$$W_{s_{ex}} = D_f \cdot \gamma \cdot A$$

F_R : Factor Reduccion de la Resistencia, adimensional, 0.65

A_R : Área reducida debido al momento de volteo, m^2

$$A_R = (B - 2 \cdot e) \cdot L$$

B: ancho cimentación, m

L: largo cimentación, m

e: Excentricidad, m

Mv: Momento de volteo, ton·m

$$Mv = 0.8 \cdot W_e \cdot d \cdot \left(\frac{2 \cdot H_T}{3} \right) \cdot \left(\frac{C_s}{Q} \right)$$

H_T : Altura Total de la estructura, medida a partir del desplante, m

C_s : Coeficiente de diseño sismico, Adimensional

Q: Factor de Comportamiento sismico, Adimensional

q_1 : Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, $\frac{\text{ton}}{m^2}$

$$q_1 = C_a \cdot N_c$$

C_a : Cohesión medida del suelo a lo largo de la superficie de potencia de falla, $\frac{\text{ton}}{m^2}$

N_c : Coeficiente de capacidad de carga, Adimensional

a_o : Aceleración horizontal máxima del terreno, $\frac{m}{s^2}$

$$a_o = \frac{C_s \cdot g}{Q}$$

C_s : Coeficiente de diseño sismico, Adimensional

Q: Factor de Comportamiento sismico, Adimensional

g: Aceleración de la gravedad, $\frac{m}{s^2}$

d: Ancho del área reducida del cajón, m

$$d = B - 2 \cdot e$$

h: Profundidad desde el nivel de desplante desde el cajón hasta la primer capa dura, m

b: Valor mínimo de (d, 1.2·h, 20m), m

γ : Peso volumetrico medio del suelo desde nivel de desplanta hasta profundidad B, $\frac{\text{ton}}{m^3}$

Sustituyendo Valores

Peso de suelo excavado

$$W_{s_{ex}} = \sum_{i=1}^3 [(d_i \cdot \gamma_i) \cdot A] \quad W_{s_{ex}} = 10890 \text{ ton}$$

Momento de Volteo

altura por número de piso	altura por sótanos	altura cajón cimentación
$H_p := 3 \text{ m}$	$H_s := 3 \text{ m}$	$H_c := 1.5 \text{ m}$
Niveles = 9	Sótanos = 2	

Altura Total Edificio

$$H_T := (H_p \cdot \text{Niveles}) + (H_s \cdot \text{Sótanos}) + H_c = 34.5 \text{ m}$$

Coefficiente Sismico

$$C_s := 0.491$$

Factor comportamiento sismico

$$Q := 2 \quad (\text{ductilidad})$$

$$M_v := 0.8 \cdot W_{e_d} \cdot \left(\frac{2 \cdot H_T}{3} \right) \cdot \left(\frac{C_s}{Q} \right) = 55787.42 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Excentricidad

$$W_{e_d} = W_{e_{ms}} \cdot 0.95$$

$$W_{e_d} = 12350 \text{ ton}$$

$$e := \frac{M_v}{W_{e_d}} = 4.517 \text{ m}$$

Área reducida

$$A_R := (B - 2 \cdot e) \cdot L = 638.624 \text{ m}^2$$

Capacidad de Carga Neta

$$q_1 := C_a \cdot N_c = 47.817 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Aceleración máxima horizontal

$$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad a_o := \frac{C_s \cdot g}{Q} = 2.408 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Ancho del área reducida

$$d := B - 2 \cdot e = 15.966 \text{ m}$$

$$h := 30 \text{ m}$$

$$b := \begin{cases} d & \text{if } \begin{cases} d < 1.2 \cdot h \\ d < 20 \end{cases} \\ 1.2 \cdot h & \text{if } \begin{cases} 1.2h < d \\ 1.2h < 20 \end{cases} \\ 20 & \text{if } \begin{cases} d > 1.2 \cdot h \\ d > 20 \end{cases} \end{cases}$$

$$b = 15.966 \text{ m} \quad \text{Valor mínimo}$$

Peso Volumetrico medio

$$\gamma_m := \frac{(d_4 \cdot \gamma_4) + (d_5 \cdot \gamma_5) + (d_6 \cdot \gamma_6) + [(d_7 - 3) \cdot \gamma_7]}{B - D_f} = 1.364 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}} = 2695$$

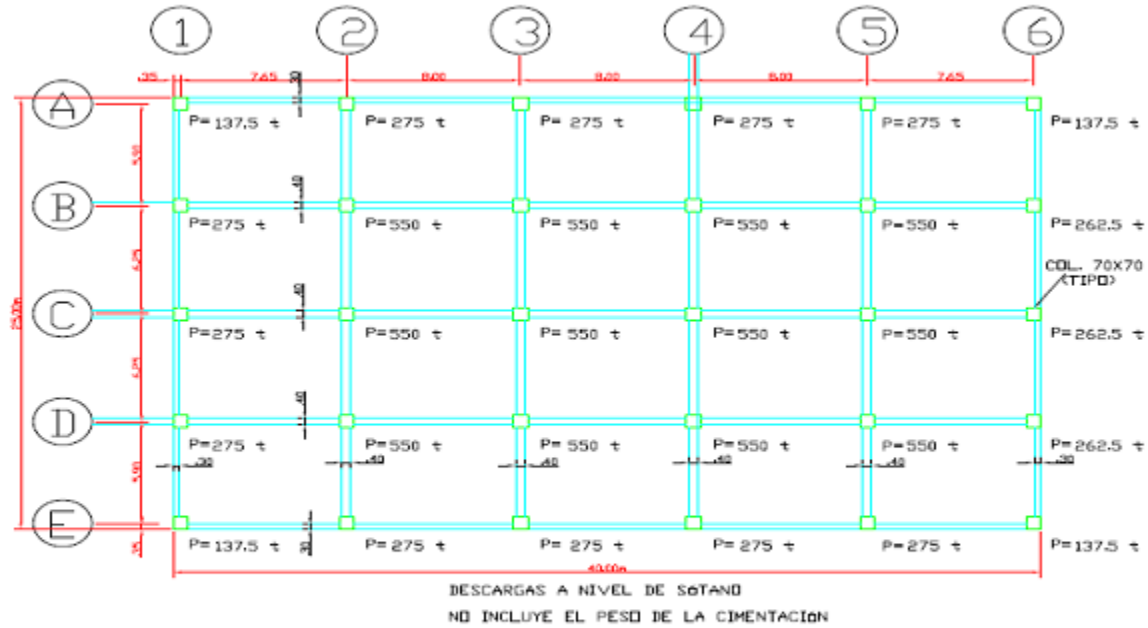
$$F_R \cdot A_R \cdot q_1 \cdot \left(1 - \frac{0.12 \cdot F_{c_d} \cdot a_o \cdot b \cdot \gamma_m}{F_R \cdot C_a \cdot g} \right) = 16997.621$$

$$\text{Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}} < F_R \cdot A_R \cdot q_1 \cdot \left(1 - \frac{0.12 \cdot F_{c_d} \cdot a_o \cdot b \cdot \gamma_m}{F_R \cdot C_a \cdot g} \right) \\ \text{"No Cumple"} & \text{if } W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}} > F_R \cdot A_R \cdot q_1 \cdot \left(1 - \frac{0.12 \cdot F_{c_d} \cdot a_o \cdot b \cdot \gamma_m}{F_R \cdot C_a \cdot g} \right) \end{cases}$$

Condición = "Cumple"

Por lo tanto, la desigualdad antes mencionada para la estructura analizada cumple para la revisión de estado límite de falla en condiciones dinámicas.

Cálculo Excentricidad



Centro de Gravedad

$$\frac{B}{2} = 12.5 \text{ m} \quad \frac{L}{2} = 20 \text{ m} \quad C_G = \left(\frac{B}{2}, \frac{L}{2} \right) = (20\text{m}, 12.5\text{m})$$

Cálculo Centro de Cargas

Eje 1 (ton)	Eje 2 (ton)	Eje 3 (ton)	Eje 4 (ton)	Eje 5 (ton)	Eje 6 (ton)
137.5	275	275	275	275	137.5
275	550	550	550	550	262.5
275	550	550	550	550	262.5
275	550	550	550	550	262.5
137.5	275	275	275	275	137.5

Distancias ejes

dis. y (m)	dis. x (m)
0.35	0.35
6.25	8
12.5	16
18.75	24
24.65	32
	39.65

Sumatoria de cargas

Ho (ton)	Ve (ton)
1375	1100
2737.5	2200
2737.5	2200
2737.5	2200
1375	2200
	1062.5

Centro de Cargas

$$X := \frac{x \cdot V_e}{\sum V_e} = 19.933 \text{ m}$$

$$Y := \frac{y \cdot H_o}{\sum H_o} = 12.5 \text{ m}$$

$$C_C = (19.933\text{m}, 12.5\text{m})$$

Por lo tanto coinciden el centro de gravedad con centro de cargas y no es necesario colocar lastre. $C_G = C_C$

Incremento de Esfuerzos debido al Momento de Volteo durante la eventualidad de un Sismo

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica se pueden calcular de la fórmula de la Escuadría.

$$\Delta\sigma_{\text{sismo}} = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_v}{I_x} \cdot y \pm 0.3 \cdot \frac{M_v}{I_y} \cdot x$$

Donde:

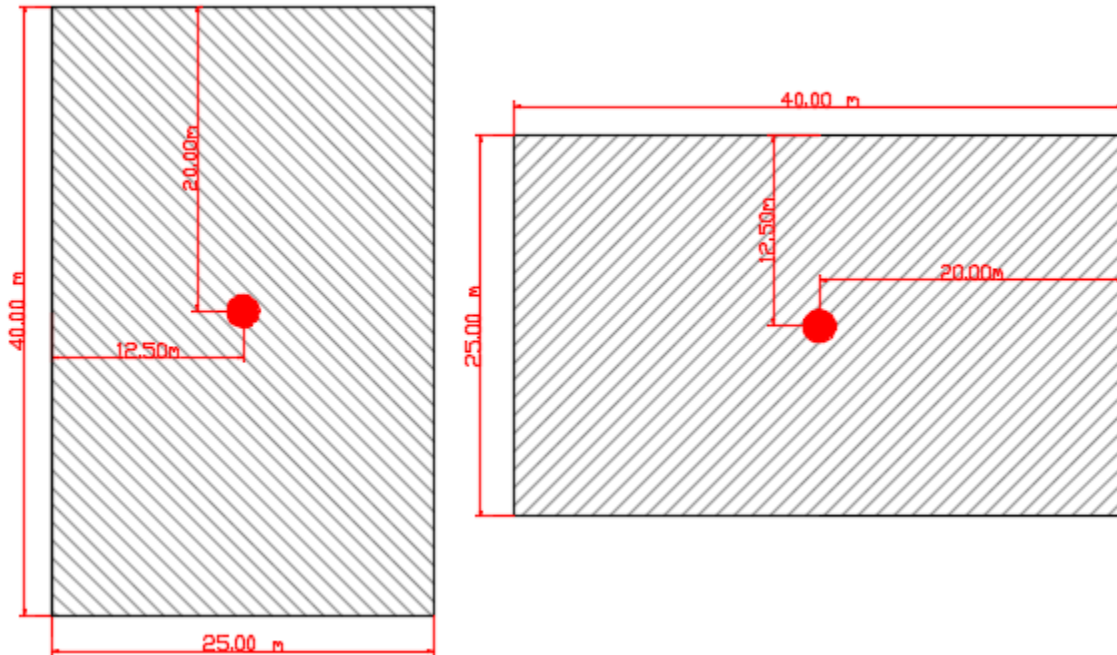
$\Delta\sigma_{\text{sismo}}$: Incremento de esfuerzo en la esquina crítica, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

$\frac{Q}{A}$: Presión neta instantánea, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

$$\frac{Q}{A} = \frac{W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}}}{A}$$

M_v : Momento de Volteo sísmico, ton·m

Para el primer y segundo caso



I_x, I_y : Momentos de Inercia principales menor y mayor respecto al centroide de la losa de cimentación, m^4

Primer caso

$$I_x := \frac{B \cdot L^3}{12} = 133333.333 \quad m^4$$

$$I_y := \frac{L \cdot B^3}{12} = 52083.333 \quad m^4$$

Segundo caso

$$I_x := \frac{L \cdot B^3}{12} = 52083.333 \quad m^4$$

$$I_y := \frac{B \cdot L^3}{12} = 133333.333 \quad m^4$$

x, y : Distancias perpendiculares a la esquina crítica, medidas respecto a los ejes principales de la inercia menor y mayor, m

Primer caso

$$x := \frac{B}{2} = 12.5 \quad m$$

$$y := \frac{L}{2} = 20 \quad m$$

Segundo caso

$$x := \frac{L}{2} = 20 \quad m$$

$$y := \frac{B}{2} = 12.5 \quad m$$

Sustituyendo valores Primer caso

$$W_{e_d} = 12350 \text{ ton} \quad F_{c_d} = 1.1 \quad W_{s_{ex}} = 10890 \text{ ton} \quad A = 1000 \text{ m}^2 \quad M_v = 55787.42 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

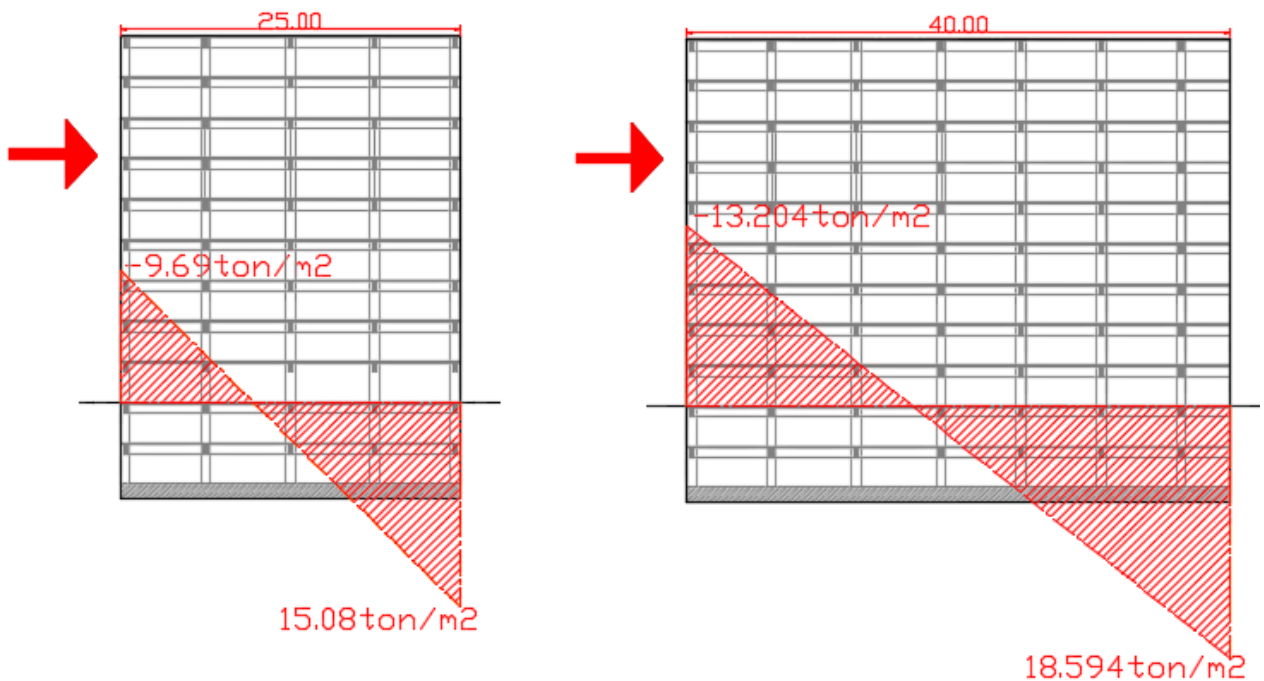
$$\Delta\sigma_{\text{sismomax}} := \frac{W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}}}{A} + \frac{M_v}{I_x} \cdot y + 0.3 \cdot \frac{M_v}{I_y} \cdot x = 15.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{sismomin}} := \frac{W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}}}{A} - \frac{M_v}{I_x} \cdot y - 0.3 \cdot \frac{M_v}{I_y} \cdot x = -9.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Sustituyendo valores Segundo caso

$$\Delta\sigma_{\text{sismomax}} := \frac{W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}}}{A} + \frac{M_v}{I_x} \cdot y + 0.3 \cdot \frac{M_v}{I_y} \cdot x = 18.594 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta\sigma_{\text{sismomin}} := \frac{W_{e_d} \cdot F_{c_d} - W_{s_{ex}}}{A} - \frac{M_v}{I_x} \cdot y - 0.3 \cdot \frac{M_v}{I_y} \cdot x = -13.204 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



$$\text{Falla_Cortante} := \begin{cases} \text{"No Hay Falla Esfuerzo Cortante"} & \text{if } \Delta\sigma_{\text{sismomax.}} < q_1 \\ \text{"Hay Falla Esfuerzo Cortante"} & \text{if } \Delta\sigma_{\text{sismomax.}} > q_1 \end{cases}$$

Falla_Cortante = "No Hay Falla Esfuerzo Cortante"

$$\text{Tensiones} := \begin{cases} \text{"No Existen Tensiones Sobre la Base"} & \text{if } \Delta\sigma_{\text{sismomin.}} > 0 \\ \text{"Existen Tensiones Sobre la Base"} & \text{if } \Delta\sigma_{\text{sismomin.}} < 0 \end{cases}$$

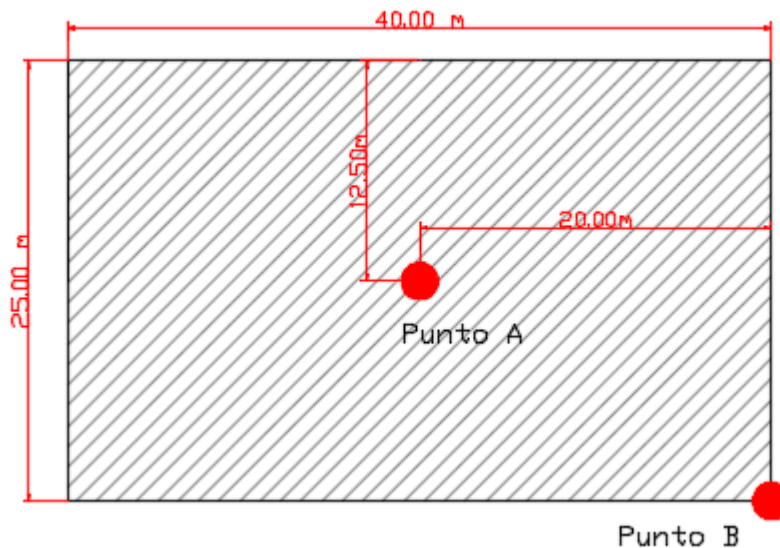
Tensiones = "Existen Tensiones Sobre la Base"

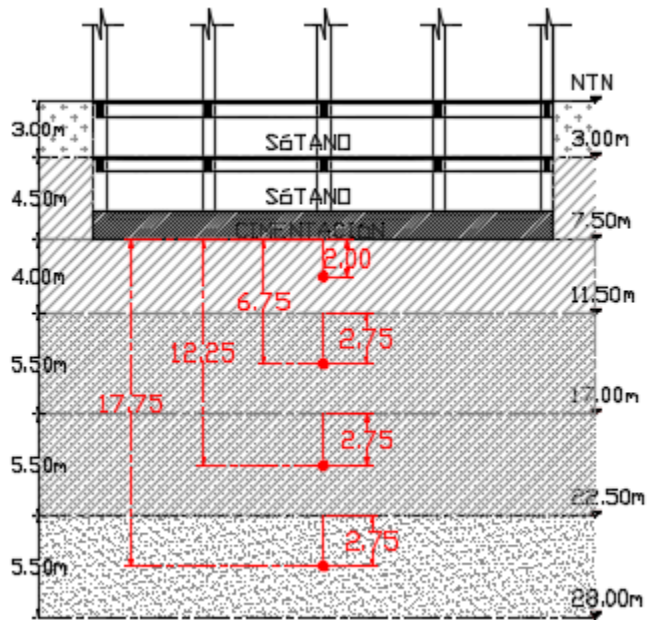
Revisión del Estado Límite de Servicio

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirá la estructura provocados por la consolidación del depósito arcilloso que se tiene, debido al incremento de presión transmitido.

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos profundos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

Cálculo incremento de Presión al centro y esquina con graficas de Fadum





Calculo para punto A (centro)

Estrato (#)	Prof. (m)	Espesor (m)	Profundidad Media (m)	σ_{om} (ton/m ²)	Relción vacios inicial e_o	Relción vacios final e_{1c}	Δe_c
1	0	0	1.5	3.24	0	0	0
2	3	3	5.25	5.04	0	0	0
3	7.5	4.5	9.5	6.48	6.6	6.56	0.04
4	11.5	4	14.25	8.79	1.79	1.77	0.02
5	17	5.5	19.75	10.06	5.28	5.26	0.02
6	22.5	5.5	25.25	13.03	4.77	4.76	0.01

Estrato (#)	Z (m)	m_c	n_c	W_o_c
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0
3	2	10.000	6.250	0.25
4	6.75	2.963	1.852	0.235
5	12.25	1.633	1.020	0.198
6	17.75	1.127	0.704	0.155

Peso Neto del edificio
(Condiciones Medias)

$$W_N = W_{e_{med}} - \frac{W_{s_{ex}}}{A}$$

$$W_N = 0.81 \text{ ton}$$

Coordenadas punto A

$$x_c = 20 \text{ m}$$

$$y_c = 12.5 \text{ m}$$

Incremento de Presión

$$\Delta P_c := 4 \cdot (W_N \cdot W_{o_c}) = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.81 \\ 0.761 \\ 0.642 \\ 0.502 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Presión Efectiva final medio

$$\sigma_{1Mc} := \sigma_{oM} + \Delta P_c = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 7.29 \\ 9.551 \\ 10.697 \\ 13.527 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Asentamiento Centro

$$\Delta H_c := \frac{\Delta e_c}{1 + e_o} \cdot H = 0.259 \text{ m}$$

Calculo para punto B (esquina)

Estrato (#)	Prof. (m)	Espesor (m)	Profundidad Media (m)	σ_{oM} (ton/m ²)	Relción vacios inicial e_o	Relción vacios final e_{1e}	Δe_e
1	0	0	1.5	3.24	0	0	0
2	3	3	5.25	5.04	0	0	0
3	7.5	4.5	9.5	6.48	6.6	6.58	0.02
4	11.5	4	14.25	8.79	1.79	1.78	0.01
5	17	5.5	19.75	10.06	5.28	5.27	0.01
6	22.5	5.5	25.25	13.03	4.77	4.762	0.008

Estrato (#)	Z (m)	m_e	n_e	W_{o_e}
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0
3	2	20.000	12.500	0.25
4	6.75	5.926	3.704	0.25
5	12.25	3.265	2.041	0.242
6	17.75	2.254	1.408	0.22

Peso Neto del edificio (Condiciones Medias)

$$W_N = W_{e_{med}} - \frac{W_{s_{ex}}}{A}$$

$$W_N = 0.81 \text{ ton}$$

Coordenadas punto B

$$x_e = 40 \text{ m}$$

$$y_e = 25 \text{ m}$$

Incremento de Presión

$$\Delta P_e := W_N \cdot W_{o_e} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.202 \\ 0.202 \\ 0.196 \\ 0.178 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Presión Efectiva final medio

$$\sigma_{1Me} := \sigma_{oM} + \Delta P_e = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 6.682 \\ 8.992 \\ 10.251 \\ 13.203 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Asentamiento Esquina

$$\Delta H_e := \frac{\Delta e_e}{1 + e_o} \cdot H = 0.143 \text{ m}$$

Asentamiento total

$$\Delta H := \Delta H_c - \Delta H_e = 0.116 \text{ m}$$

Expansiones Elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se empleó el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple, así como de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geofísicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$\delta = \frac{q_s \cdot B}{E} \left[(1 - \nu^2) \cdot F_1 + (1\nu - 2 \cdot \nu^2) \cdot F_2 \right]$$

Donde:

q_s : Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada por la excavación, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

B: Ancho del área descargada, m

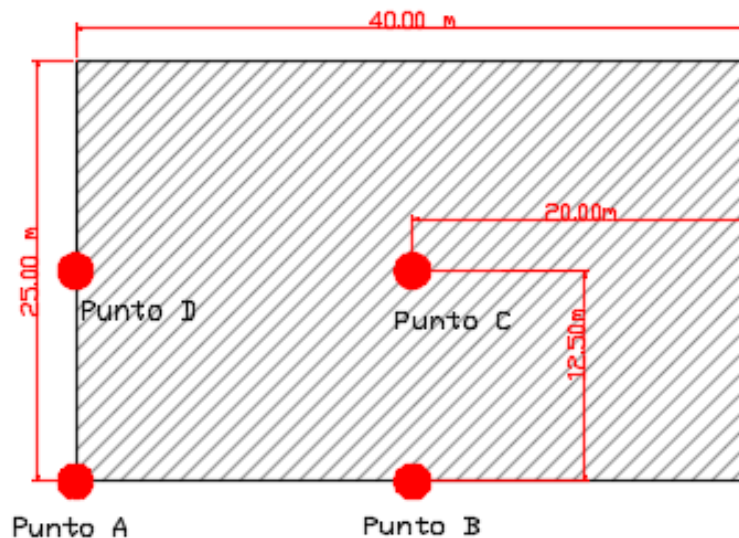
F_1, F_2 : Coeficientes dependen de la relación D/L y L/B, Adimensionales

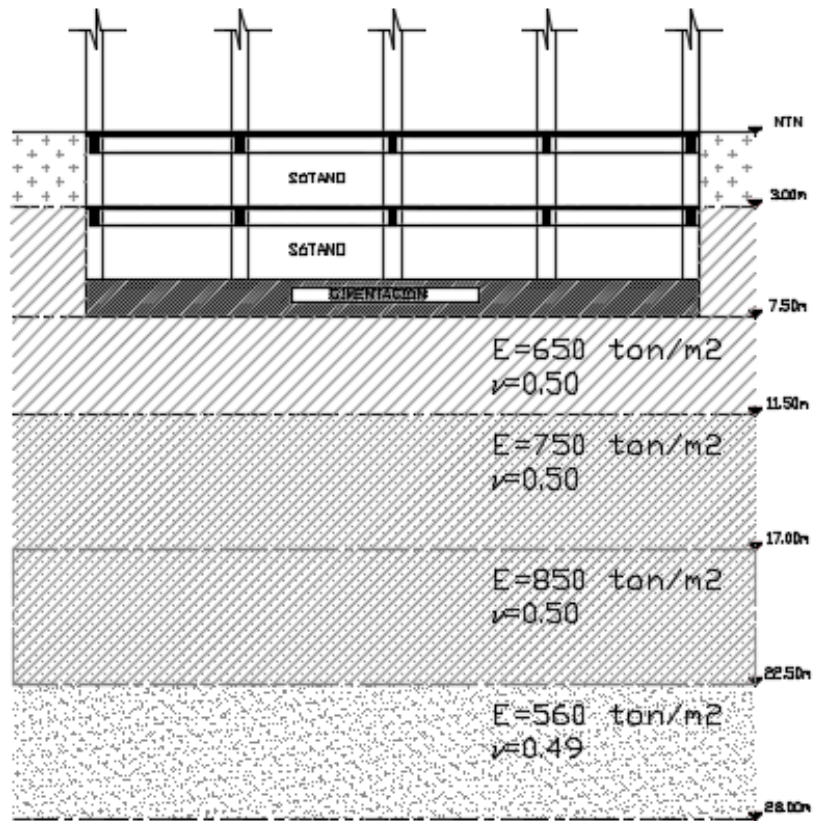
D: Espesor del estrato considerado, m

L: Longitud del área considerada, m

E: Modulo Elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

ν : Relación de Poisson, Adimensional





Descarga por excavación

$$d_i = \begin{pmatrix} 0 \\ 3 \\ 4.5 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \gamma_i = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.53 \\ 1.4 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad q_s = \sum_{i=1}^3 (d_i \cdot \gamma_i) = 10.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Para punto A

$$B_A = 25 \text{ m} \quad L_A = 40 \text{ m} \quad \frac{L_A}{B_A} = 1.6$$

Estrato (#)	Profundidad (m)	Espesor (m)	Módulo Elasticidad (ton/m ²)	Relación Poisson	Z/B	F _{1A}	F _{2A}
	0	0					
1	3	3	950	0.5	0	0	0
2	7.5	4.5	850	0.5	0	0	0
3	11.5	4	650	0.5	0.16	0.125	0.038
4	17	5.5	750	0.5	0.22	0.17	0.04
5	22.5	5.5	850	0.5	0.22	0.17	0.04
6	28	5.5	1500	0.45	0.22	0.17	0.04

$$\delta_A := \begin{cases} \text{for } i \in 3..6 \\ \delta_{A_i} \leftarrow \frac{q_s \cdot B}{E_i} \cdot \left[\left[1 - (\nu_i)^2 \right] \cdot F_{1A_i} + \left[1\nu_i - 2 \cdot (\nu_i)^2 \right] \cdot F_{2A_i} \right] \\ \delta_A \end{cases} \quad \delta_A = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.039 \\ 0.046 \\ 0.041 \\ 0.025 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\sum \delta_A = 0.151 \text{ m} \quad \text{Expansión Total producida para el punto A}$$

Para punto B

$$B_B := 25 \text{ m} \quad L_B := 20 \text{ m} \quad \frac{L_B}{B_B} = 0.8$$

Estrato (#)	Profundidad (m)	Espesor (m)	Módulo Elasticidad (ton/m ²)	Relación Poisson	Z/B	F _{1B}	F _{2B}
	0	0					
1	3	3	950	0.5	0	0	0
2	7.5	4.5	850	0.5	0	0	0
3	11.5	4	650	0.5	0.16	0.125	0.038
4	17	5.5	750	0.5	0.22	0.17	0.04
5	22.5	5.5	850	0.5	0.22	0.17	0.04
6	28	5.5	1500	0.45	0.22	0.17	0.04

$$\delta_B := \begin{cases} \text{for } i \in 3..6 \\ \delta_{B_i} \leftarrow \frac{q_s \cdot B}{E_i} \cdot \left[\left[1 - (\nu_i)^2 \right] \cdot F_{1B_i} + \left[1\nu_i - 2 \cdot (\nu_i)^2 \right] \cdot F_{2B_i} \right] \\ \delta_B \end{cases} \quad \delta_B = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.039 \\ 0.046 \\ 0.041 \\ 0.025 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\sum \delta_B = 0.151 \text{ m} \quad \text{Expansión Total producida para el punto B}$$

Para punto C

$$B_C = 12.5 \text{ m} \quad L_C = 20 \text{ m} \quad \frac{L_C}{B_C} = 1.6$$

Estrato (#)	Profundidad (m)	Espesor (m)	Módulo Elasticidad (ton/m ²)	Relación Poisson	Z/B	F _{1C}	F _{2C}
	0	0					
1	3	3	950	0.5	0	0	0
2	7.5	4.5	850	0.5	0	0	0
3	11.5	4	650	0.5	0.32	0.41	0.055
4	17	5.5	750	0.5	0.44	0.45	0.058
5	22.5	5.5	850	0.5	0.44	0.45	0.058
6	28	5.5	1500	0.45	0.44	0.45	0.058

$$\delta_C := \begin{cases} \text{for } i \in 3..6 \\ \delta_{C_i} \leftarrow \frac{q_s \cdot B}{E_i} \cdot \left[\left[1 - (\nu_i)^2 \right] \cdot F_{1C_i} + \left[1 \nu_i - 2 \cdot (\nu_i)^2 \right] \cdot F_{2C_i} \right] \\ \delta_C \end{cases} \quad \delta_C = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.129 \\ 0.123 \\ 0.108 \\ 0.066 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\sum \delta_C = 0.425 \text{ m} \quad \text{Expansión Total producida para el punto C}$$

Para punto D

$$B_D := 12.5 \text{ m} \quad L_D := 40 \text{ m} \quad \frac{L_D}{B_D} = 3.2$$

Estrato (#)	Profundidad (m)	Espesor (m)	Módulo Elasticidad (ton/m2)	Relación Poisson	Z/B	F _{1D}	F _{2D}
1	0	0					
2	3	3	950	0.5	0	0	0
3	7.5	4.5	850	0.5	0	0	0
4	11.5	4	650	0.5	0.32	0.41	0.063
5	17	5.5	750	0.5	0.44	0.45	0.073
6	22.5	5.5	850	0.5	0.44	0.45	0.073
7	28	5.5	1500	0.45	0.44	0.45	0.073

$$\delta_D := \begin{cases} \text{for } i \in 3..6 \\ \delta_{D_i} \leftarrow \frac{q_s \cdot B}{E_i} \cdot \left[\left[1 - (\nu_i)^2 \right] \cdot F_{1D_i} + \left[1 \nu_i - 2 \cdot (\nu_i)^2 \right] \cdot F_{2D_i} \right] \\ \delta_D \end{cases} \quad \delta_D = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.129 \\ 0.123 \\ 0.108 \\ 0.066 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\sum \delta_D = 0.425 \text{ m} \quad \text{Expansión Total producida para el punto D}$$

Falla de Fondo

Se reviso la estabilidad de la excavacion contra la falla de fondo por cortante, lo que se realizo mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$q_s \cdot F_{c_e} + W_{sp} \cdot F_{c'} < C \cdot N_c \cdot F_R$$

Donde:

q_s : Presión vertical Total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

F_{c_e} : Factor de Carga, Adimensional

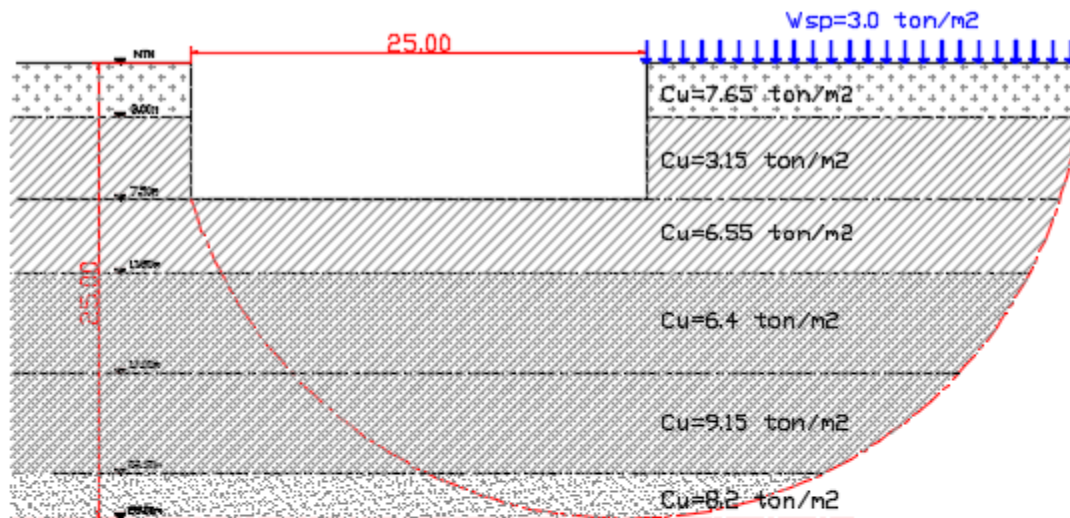
W_{sp} : Sobrecarga superficial, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

$F_{c'}$: Factor de Carga, Adimensional

C : Cohesión del material que subyace a la excavación, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

N_c : Coeficiente de capacidad de carga, Adimensional

F_R : Factor de Resistencia, Adimensional



Presión Vertical a nivel de desplante

$$d_i = \begin{pmatrix} 0 \\ 3 \\ 4.5 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \gamma_i = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.53 \\ 1.4 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad q_s = \sum_{i=1}^2 (d_i \cdot \gamma_i) \quad q_s = 10.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Factor de carga

$$F_{c_e} = 1.4$$

Sobrecarga superficial

$$W_{sp} = 3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Factor de carga

$$F_{c'} = 1$$

Cohesión material

Factor resistencia

$$C := 30.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_R = 0.65$$

Coficiente de capacidad de carga

$$D_f = 7.5 \text{ m}$$

$$B = 25 \text{ m}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

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

$$N_c = 6.329$$

$$q_s \cdot F_{c_e} + W_{sp} \cdot F_{c'} < C \cdot N_c \cdot F_R$$

$$q_s \cdot F_{c_e} + W_{sp} \cdot F_{c'} = 18.246 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$C \cdot N_c \cdot F_R = 124.642 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Falla_Fondo} := \begin{cases} \text{"Existe Falla"} & \text{if } q_s \cdot F_{c_e} + W_{sp} \cdot F_{c'} > C \cdot N_c \cdot F_R \\ \text{"No Existe Falla"} & \text{if } q_s \cdot F_{c_e} + W_{sp} \cdot F_{c'} < C \cdot N_c \cdot F_R \end{cases}$$

Falla_Fondo = "No Existe Falla"

Estabilidad de Taludes

Para analizar la estabilidad de talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e \cdot C_{uu}}{\gamma_m \cdot H_t + q_{sc}}$$

Donde

N_e : Número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma_m \cdot H_t + q_{sc}}{C_{uu}} \cdot \tan(\phi_{uu})$$

γ_m : Peso volumétrico sobre el nivel de desplante, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

H_t : Altura del talud, m

q_{sc} : Sobrecarga, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

C_{uu} : Cohesión promedio en condición no drenada, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

ϕ_{uu} : Ángulo de fricción en condición no drenada, °

Cálculo del número de estabilidad por Jambu

$$\gamma_m = 1.364 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad C_{uu} := 5.07 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \phi_{uu} := 5.8^\circ \quad q_{sc} := 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad H_t := D_f \text{ m}$$

$$\lambda_{c\phi} := \frac{\gamma_m \cdot H_t + q_{sc}}{C_{uu}} \cdot \tan(\phi_{uu}) = 0.245$$

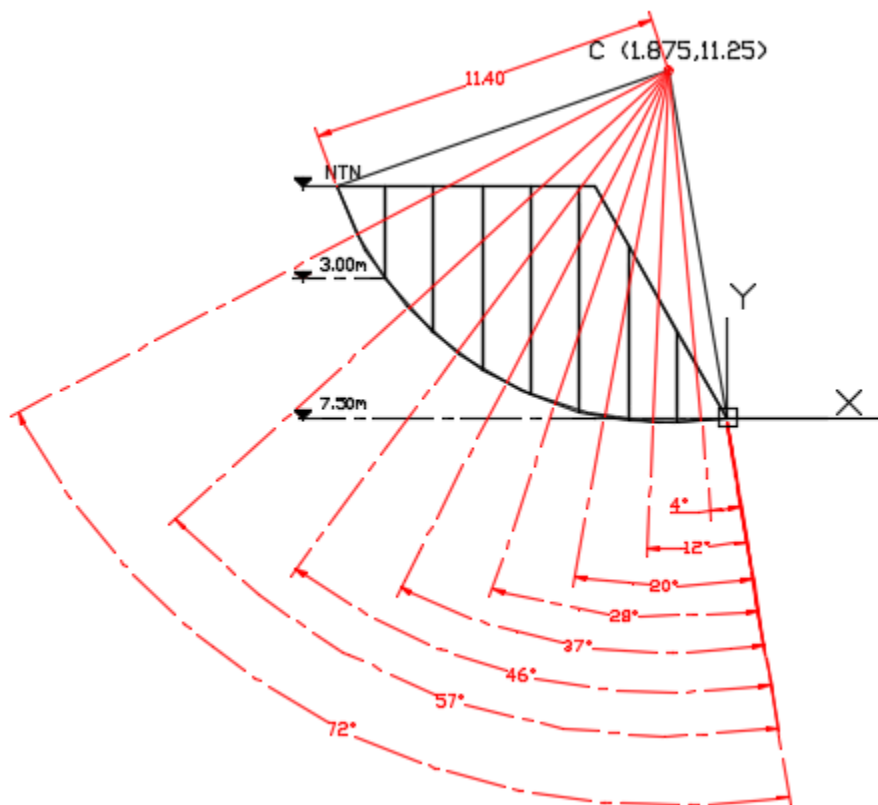
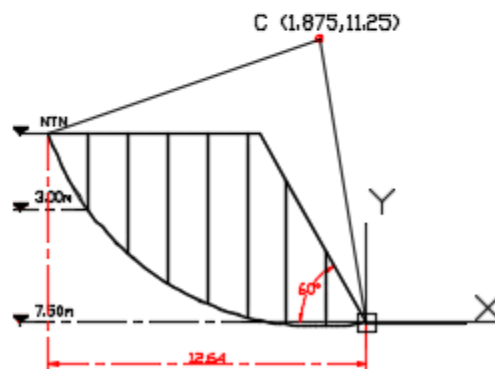
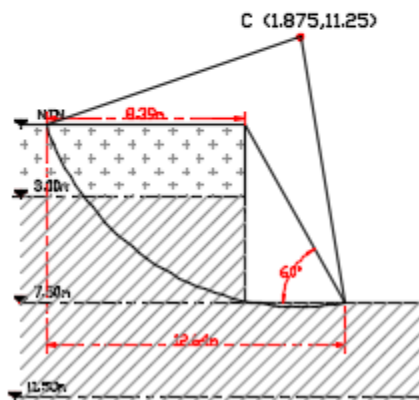
coordenadas centro circulo de falla para talud

$$X_o := 0.25$$

$$Y_o := 1.5$$

$$X := X_o \cdot H_t = 1.875$$

$$Y := Y_o \cdot H_t = 11.25$$



	γ ton/m ³	C ton/m ²	ϕ °	Radio m
1	1.53	7.65	5.8	11.4
2	1.36	3.15	5.8	

dovela	área m ²		W ton/m	Θ_i °	T_i °	N_i °	L_i °	σ_n ton/m ²	S ton/m ²	$S \cdot L_i$ ton/m ²
1	2.66		11.714	4	0.070	0.998	0.796	1.253	7.777	6.190
2	4.73	1.48	20.049	12	0.208	0.978	2.388	0.410	3.192	7.620
3	4.73	3.76	23.143	20	0.342	0.940	3.979	0.236	3.174	12.630
4	4.75	5.34	25.320	28	0.469	0.883	5.571	0.158	3.166	17.639
5	4.75	6.38	26.740	37	0.602	0.799	7.362	0.108	3.161	23.271
6	3.70	7.05	26.043	46	0.719	0.695	9.153	0.076	3.158	28.901
7	0.33	6.50	20.147	57	0.839	0.545	11.341	0.048	3.155	35.780
8	2.36		6.362	72	0.951	0.309	14.326	0.022	3.152	45.157

177.188

$$C_{sis} = 0.450$$

dovela	d' m	W*d' ton	W*C _{sis} ton	b m	W*C _{sis} *b ton
1	9.75	114.211	5.271	10.87	57.299
2	8.34	167.213	9.022	10.13	91.395
3	6.79	157.139	10.414	9.36	97.477
4	5.22	132.173	11.394	8.68	98.902
5	3.65	97.6024	12.033	8.13	97.830
6	2.11	54.9498	11.719	8.06	94.456
7	0.58	11.6852	9.066	9.17	83.136
8	0.82	5.21677	2.863	10.41	29.802

$$F_{SR_estático} := \frac{R \cdot S \cdot L_i}{W \cdot d'} = 2.729$$

$$F_{SR_dinámico} := \frac{R \cdot S \cdot L_i}{W \cdot d' + W \cdot C_{sis} \cdot b} = 1.453$$

Por lo tanto, la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuando configuradas por taludes de 60° o bien (0.60:1)

Empuje Sobre Muros Rígidos

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- La presión que ejercería la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida con el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.49 (zona Iago).

Una vez calculados los valores de los efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontal que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros.

$$E_T = E_{sis} + E_{sc} + E_s + E_w$$

Donde:

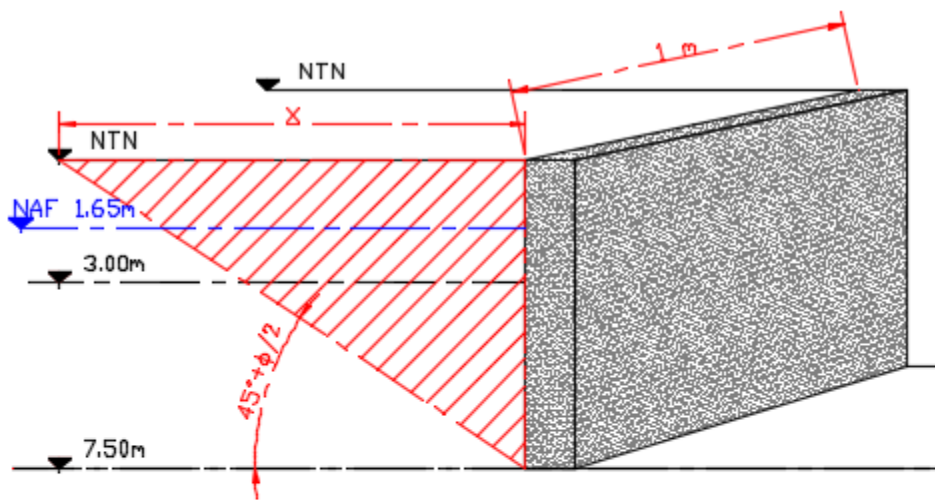
$$E_T: \text{Empuje Total, } \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$E_{sis}: \text{Empuje debido al sismo, } \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$E_{sc}: \text{Empuje debido a la sobrecarga, } \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$E_s: \text{Empuje debido al suelo, } \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$E_w: \text{Empuje debido al agua, } \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



$$\phi_m := \frac{5.8 \cdot D_f}{D_f} = 5.8^\circ$$

$$45 + \frac{\phi_m}{2} = 47.9^\circ$$

$$\phi := 90 - \left(45 + \frac{\phi_m}{2} \right) = 42.1^\circ$$

Distancia X

$$\tan(\phi) = \frac{X}{D_f} \text{ solve, } X \rightarrow 23.293 \text{ m}$$

Empuje debido al sismo

$$q_e = 8.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$C_s = 0.491$$

$$Q = 2$$

$$E_{\text{sis}} := \frac{q_e \cdot \left(\frac{C_s}{Q} \right)}{D_f} = 0.281 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Empuje debido a sobrecarga

$$W_{\text{sc}} := 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Estrato (#)	Prof (m)	m	n	Wo	E_{sc} (ton/m ²)
	0				0.75
1	3	6.667	8.333	0.25	0.75
2	7.5	2.667	3.333	0.244	0.732

Coordenadas punto B

$$x = 20 \text{ m}$$

$$y = 25 \text{ m}$$

Empuje de Suelo

$K\phi = 0.4$, Excavación corto plazo

$K\phi = 0.5$, Excavación solo en arenas

$K\phi = 0.6$

$K\phi = 0.6$, Excavación largo plazo

$$\gamma_i = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.53 \\ 1.4 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad d_i = \begin{pmatrix} 0 \\ 3 \\ 4.5 \end{pmatrix} \text{ m} \quad K\phi = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.6 \\ 0.6 \end{pmatrix}$$

$$E_s := \begin{array}{l} \text{for } i \in 2..3 \\ \left| \begin{array}{l} E_{s_1} \leftarrow \overrightarrow{(\gamma_{i-1} \cdot d_{i-1} \cdot K\phi_{i-1})} \\ E_{s_i} \leftarrow \overrightarrow{(\gamma_i \cdot d_i \cdot K\phi_i)} + \overrightarrow{(\gamma_{i-1} \cdot d_{i-1} \cdot K\phi_{i-1})} \\ E_s \end{array} \right. \end{array} \quad E_s = \begin{pmatrix} 0 \\ 2.754 \\ 6.534 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Empuje de Agua

$$\gamma_w := 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\text{NAF} = 1.65 \text{ m}$$

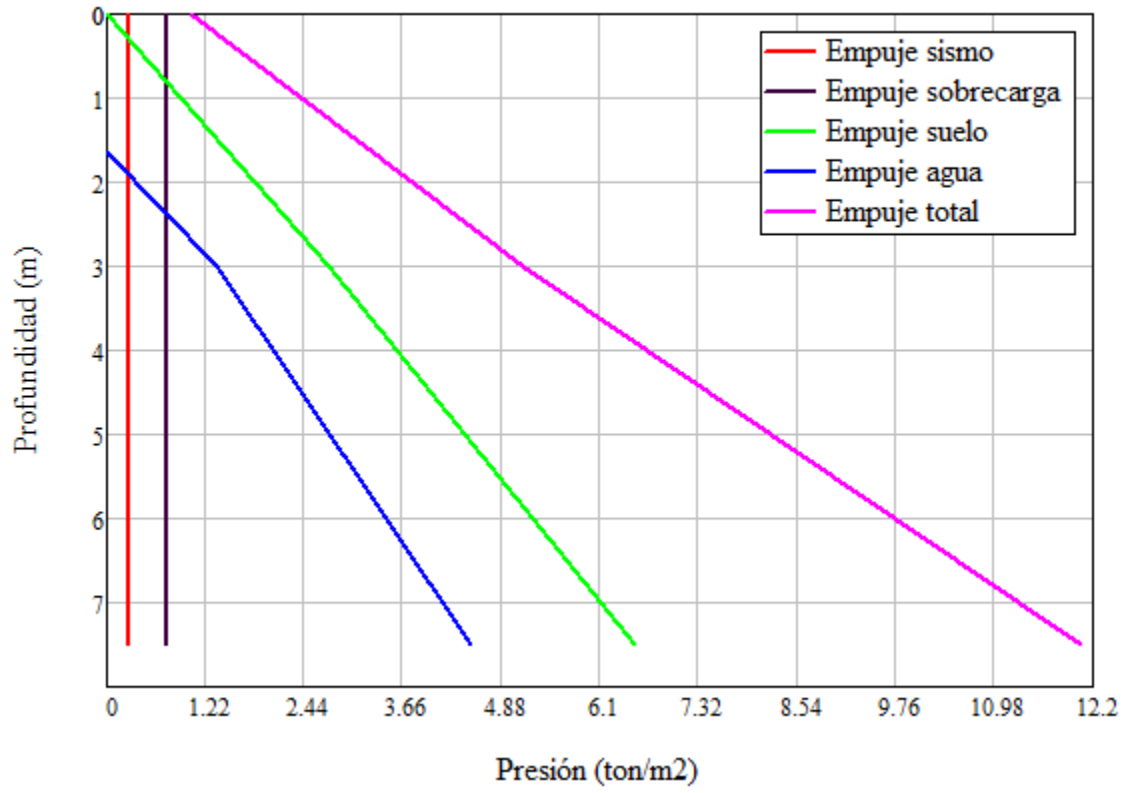
Estrato (#)	Profundidad (m)	Espesor (m)	E_w (ton/m ²)
		0	
1	3	3.0	1.35
2	7.5	4.5	4.50

$$\Sigma = 5.85$$

Empuje Total

$$E_T := E_{sis} + E_{sc} + E_s + E_w = \begin{pmatrix} 1.031 \\ 5.135 \\ 12.047 \end{pmatrix}$$

Empuje Sobre Muro Rígido



Cimentación Profunda

Datos pilotes

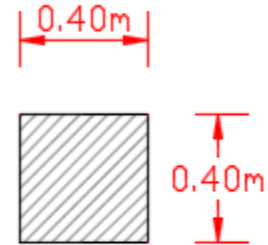
Lado pilote

$$L := 0.4 \text{ m}$$

Área Transversal del pilote

$$A_p := L^2 = 0.16 \text{ m}^2$$

Sección Transversal



Cálculo de la profundidad de desplante de los pilotes

hundimiento regional

$$H_R := 8 \frac{\text{cm}}{\text{año}}$$

Vida útil

$$V_u := 50 \text{ años}$$

Colchón compresible mínimo

$$C_c := H_R \cdot V_u = 400 \text{ cm}$$

Profundidad de desplante de los pilotes (propuesta)

$$P_p := 30 - \frac{C_c}{100} = 26 \text{ m}$$

Longitud de pilotes

$$L_p := P_p - D_f = 18.5 \text{ m}$$

Determinación de la capacidad de carga por Fricción

Para calcular el aporte de la capacidad de carga por adherencia lateral, se considero que los materiales en contacto con el fuste de la pila son de **tipo cohesivos**, por lo que se aplicó la siguiente formula:

$$Q_f = P_p \cdot F_R \cdot \sum_{i=1}^m \alpha_i \cdot L_i$$

Donde

P_p :Perimetro del pilote o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes, m

F_R :Se tomara igual a 0.65, salvo para los pilotes hincados en perforación previa, Adimensional

m :Número de estratos cohesivos a lo largo del fuste del pilote, número

α_i :Coeficiente de adherencia lateral elemento-suelo del estrato i, Adimensional

$$\alpha_i = 0.5 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{oi}}{C_{ui}}}$$

σ_{oi} : Presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del estrato i , $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

C_{ui} : Cohesión media aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU)

del estrato i , $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

L_p : Longitud de pilote correspondiente al estrato i , m

Perimetro del pilote

Lado pilote

$$L = 0.4 \text{ m}$$

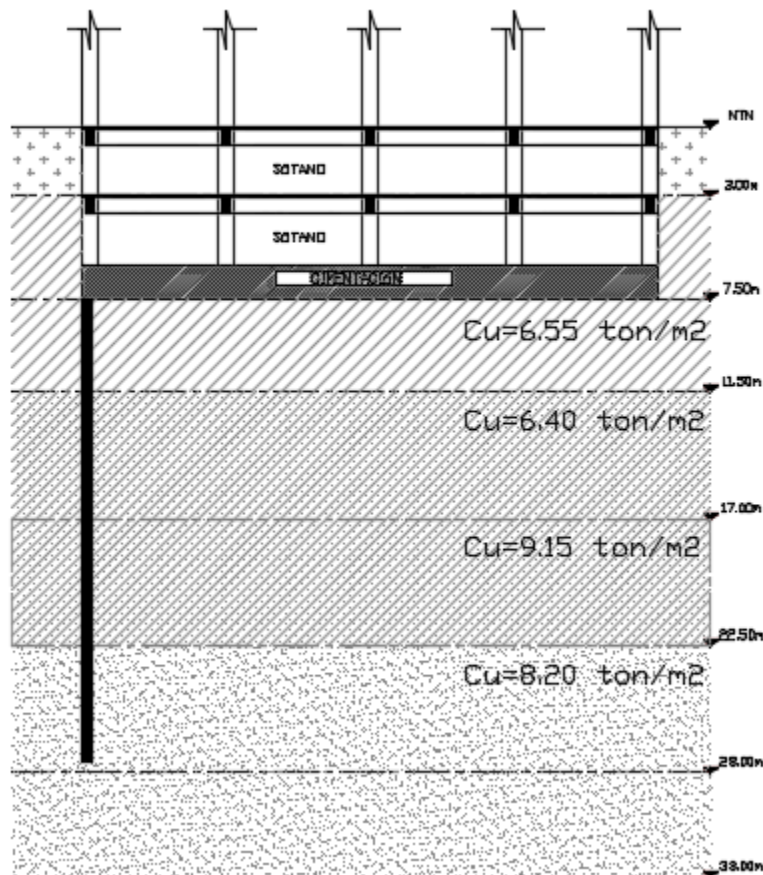
Área Transversal del pilote

$$A_p = 0.16 \text{ m}^2$$

Factor de reducción

$$F_R = 0.65$$

Número de estratos cohesivos a lo largo del fuste



$$m = 4$$

Coefficiente de adherencia

Profundidad media

$$P_M = \begin{pmatrix} 1.5 \\ 5.25 \\ 9.5 \\ 14.25 \\ 19.75 \\ 25.25 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Peso Volumetrico

$$\gamma = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.53 \\ 1.4 \\ 1.36 \\ 1.42 \\ 1.23 \\ 1.54 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

Presión efectiva a profundidad media

$$\sigma_{oi} = \begin{pmatrix} 6.48 \\ 8.79 \\ 10.055 \\ 13.025 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Cohesión

$$C_{ui} = \begin{pmatrix} 6.55 \\ 6.4 \\ 9.15 \\ 8.2 \end{pmatrix} \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\alpha_i = 0.5 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{oi}}{C_{ui}}} = \begin{pmatrix} 0.497 \\ 0.586 \\ 0.524 \\ 0.63 \end{pmatrix}$$

Longitud del pilote

$$L_p = 18.5 \text{ m}$$

Perimetro Pilote

$$L = 0.4 \text{ m}$$

$$P_p := L \cdot 4 = 1.6 \text{ m}$$

$$Q_f := P_p \cdot F_R \cdot \sum \alpha_i \cdot L_p = 43.051 \text{ ton}$$

Esfuerzo que toma el suelo (Carga que toma el cajon cimentación)

$$R_q := 2$$

$$q_a := \frac{q_e}{(1 + R_q)} = 2.863 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_a := q_a \cdot A = 2863.333 \text{ ton}$$

Carga que toman los pilotes

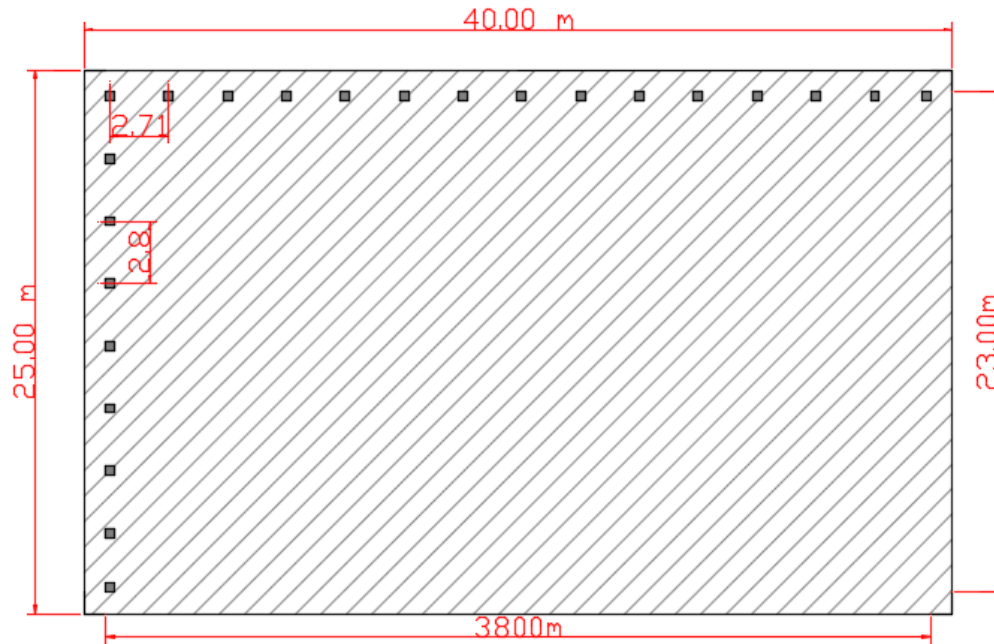
$$W_f := W_e - W_a = 5726 \text{ ton}$$

$$q_f := \frac{W_f}{A} = 5.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Número de Pilotes

$$N_p := \frac{W_f}{Q_f} = 133.019 \quad \text{se consideran 135 pilotes}$$

Distribución pilotes



Condición Sísmica

Para el diseño en condición sísmica será necesario revisar que la combinación de cargas gravitacionales (CM + CVMÁX), combinadas con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30% en la más favorable cumplan las condiciones de estabilidad a corto plazo.

Las solicitaciones en condiciones dinámicas no deben exceder la capacidad de carga admisible, además de satisfacer la estabilidad de la estructura por las posibles solicitaciones a tensión contrarrestadas por las cargas gravitacionales.

La capacidad de tensión se determinó utilizando la siguiente ecuación:

$$C_f = A_L \cdot f \cdot Fr + W_p$$

Donde

A_L :Área lateral del pilote,

f :Adherencia lateral media pila-suelo, $\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

Fr :Facto de reducción se tomara igual a 0.60, Adimensional

W_p :Peso del pilote, ton

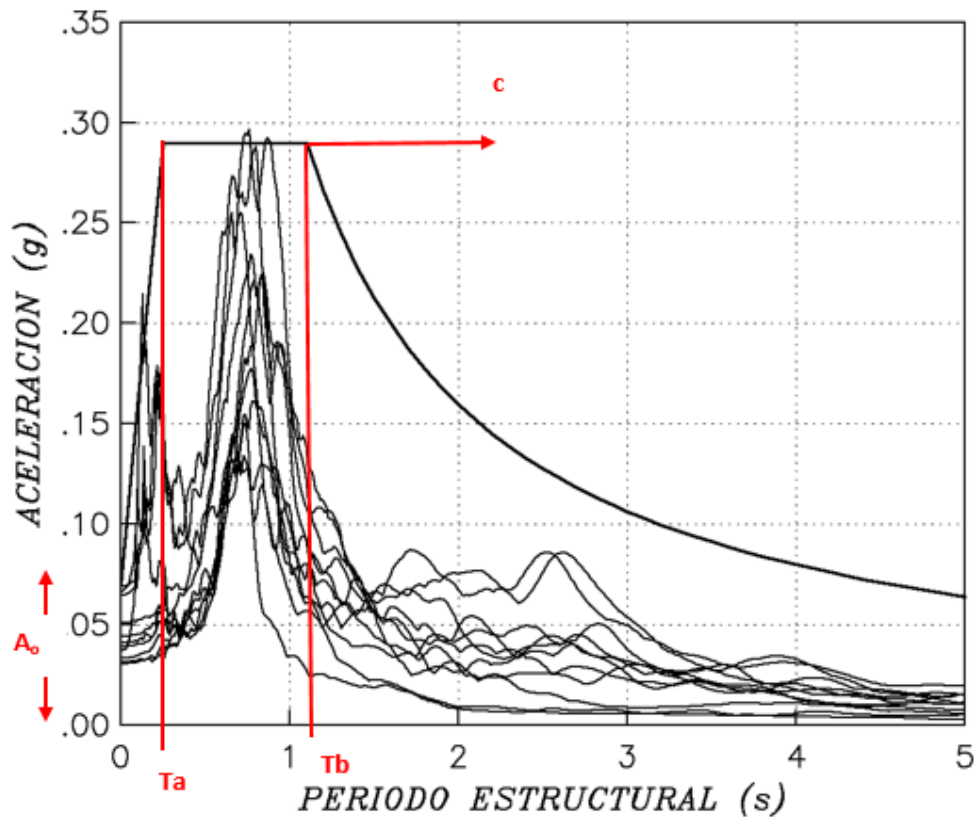
Espectro de Diseño

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros al que están expuestas las construcciones. Para tomar en cuenta el peligro sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen, entre otros aspectos, de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de temblores y de las condiciones locales del terreno.

Es necesario utilizar el espectro de diseño sísmico correspondiente a la zona donde se ubique la estructura y al tipo de suelo al que se desplantara. Para la construcción de los espectros de diseño se hará uso de los factores que dependen de la localización geográfica del sitio, así como las características dinámicas del terreno, así como los espectros de respuesta calculados para un sitio, representativos de la respuesta de estructuras sometidas al ambiente sísmico que es afectada por cada región y tomando en cuenta la amplificación local.

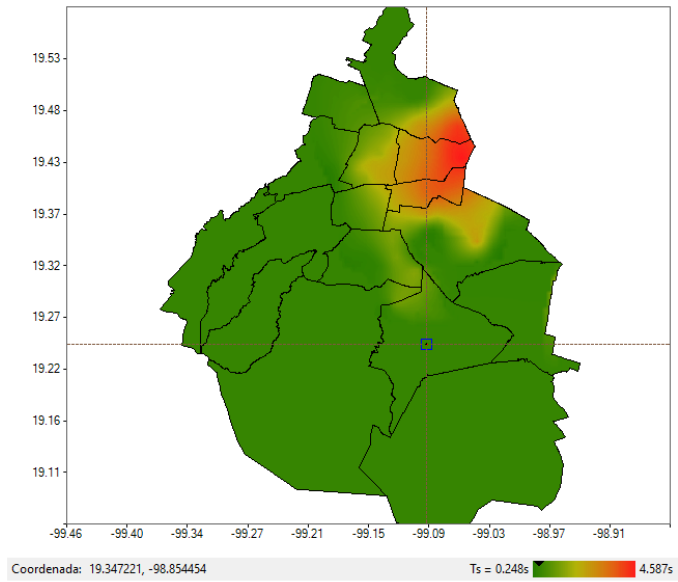
Los parámetros utilizados para la construcción de un espectro sísmico son:

- T_s : Periodo dominante del terreno
- a : ordenada de espectro como fracción de la aceleración de la gravedad
- a_0 : valor de a que corresponde a $T=0$
- c : coeficiente sísmico
- T_a : periodos de vibración inferior
- T_b : periodos de vibración superior
- K : variable para calcular el factor de reducción por ductilidad

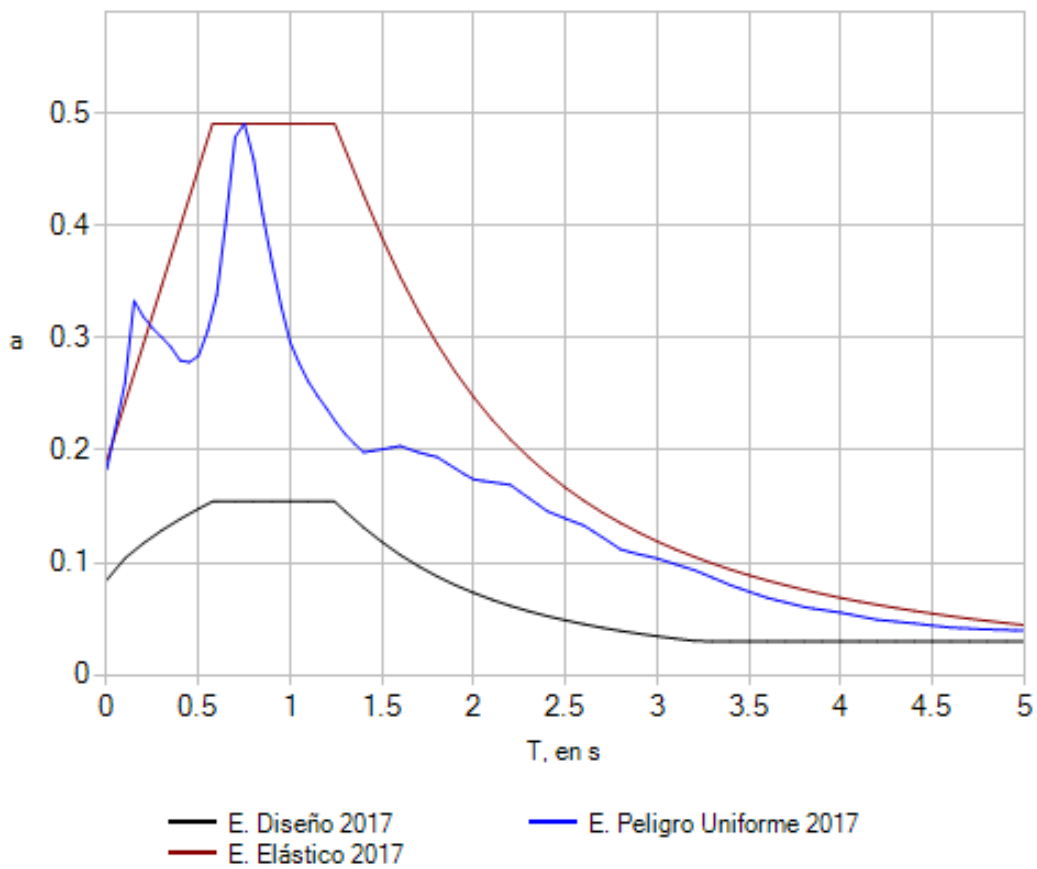


Coordenadas	
Latitud	Longitud
19.242600	-99.095400

Parámetros sísmicos					
Ts	a0	c	Ta	Tb	k
[s]			[s]	[s]	
0.490	0.190	0.491	0.576	1.242	1.500



Espectro de Diseño Normas 2016 SASID



CALCULO ESPECTRO DE DISEÑO

calculo espectro de sitio para zona IIIa APENDICE A NTC-DS-2004

$$T_s = 0.5$$

$$a_o := \begin{cases} [0.1 + 0.15(T_s - 0.5)] & \text{if } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \\ 0.25 & \text{if } T_s > 1.5 \end{cases} \quad a_o = 0.1$$

$$C := \begin{cases} [0.28 + 0.92(T_s - 0.5)] & \text{if } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \\ 1.2 & \text{if } 1.5 < T_s \leq 2.5 \\ [1.2 - 0.5(T_s - 2.5)] & \text{if } 2.5 < T_s \leq 3.5 \\ 0.7 & \text{if } T_s > 3.9 \end{cases} \quad C = 0.28$$

$$T_a := \begin{cases} [0.2 + 0.65(T_s - 0.5)] & \text{if } 0.5 \leq T_s \leq 2.5 \\ 1.5 & \text{if } 2.5 < T_s \leq 3.25 \\ (4.75 - T_s) & \text{if } 3.25 < T_s \leq 3.9 \\ 0.85 & \text{if } T_s > 3.9 \end{cases} \quad T_a = 0.2$$

$$T_b := \begin{cases} 1.35 & \text{if } T_s \leq 1.125 \\ (1.2 \cdot T_s) & \text{if } 1.125 < T_s \leq 3.5 \\ 4.2 & \text{if } T_s > 3.5 \end{cases} \quad T_b = 1.35$$

$$K := \begin{cases} (2 - T_s) & \text{if } 0.5 \leq T_s \leq 1.65 \\ 0.35 & \text{if } T_s > 1.65 \end{cases} \quad K = 1.5$$

$$T := 0, 0.1 \dots 7 \quad a_o = 0.1 \quad C = 0.28 \quad T_a = 0.2 \quad T_b = 1.35 \quad K = 1.5 \quad \beta := 1 \quad Q := 2$$

$$P(T) := \begin{cases} 0 & \text{if } T < 1 \\ \left[K + (1 - K) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \right] & \text{if } T \geq 1 \end{cases} \quad a(T) := \begin{cases} \left[a_o + (\beta \cdot C - a_o) \frac{T}{T_a} \right] & \text{if } T < T_a \\ \beta \cdot C & \text{if } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta \cdot C \cdot P(T) \cdot \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{if } T > T_b \end{cases}$$

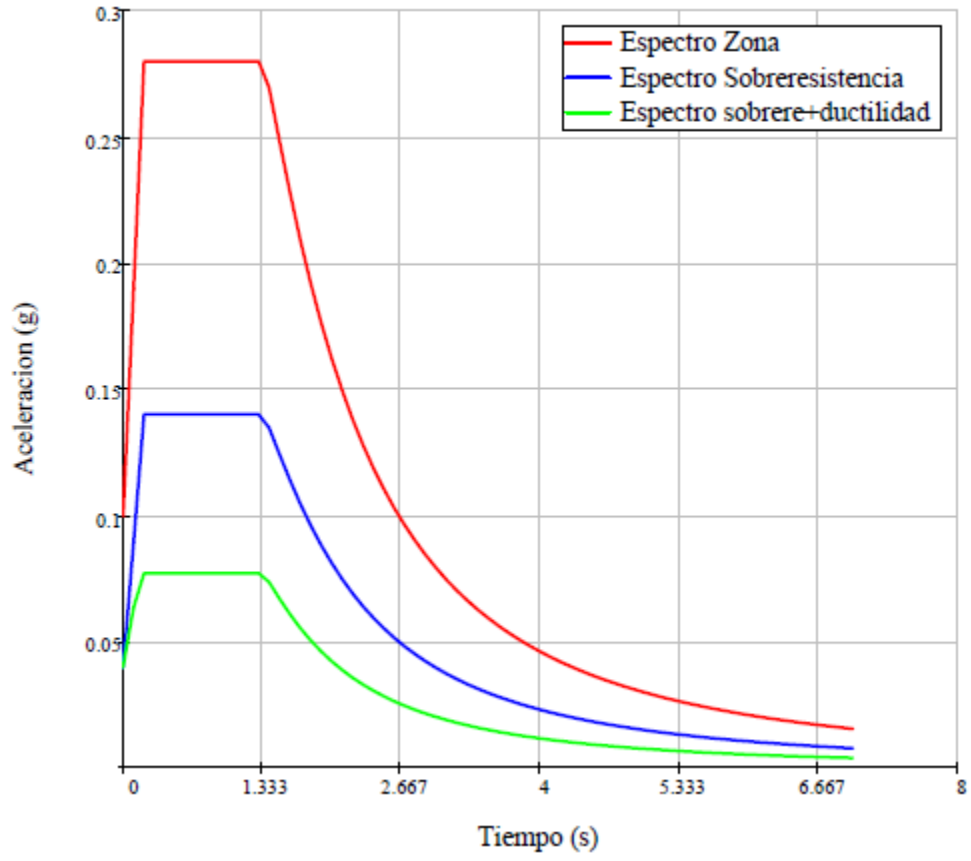
Factor de ductilidad

$$Q(T) := \begin{cases} 1 + \frac{(Q-1)}{\sqrt{K}} \cdot \frac{T}{T_a} & \text{if } T < T_a \\ \left[1 + \frac{(Q-1)}{\sqrt{K}} \right] & \text{if } T_a \leq T \leq T_b \\ \left[1 + (Q-1) \cdot \sqrt{\frac{P(T)}{K}} \right] & \text{if } T > T_b \end{cases}$$

Factor de sobrerresistencia

$$R(T) := \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}} & \text{if } T \leq T_a \\ 2 & \text{if } T > T_a \end{cases}$$

Espectro NTC-DS-2004



VI. Proceso Constructivo

Alternativa general del proceso constructivo

A continuación, se presenta la solución de la cimentación y se propone la siguiente alternativa general para el proceso constructivo, incluyendo la excavación, protección de colindancias y la construcción de la cimentación.

La solución al tipo de cimentación se consideró de cajón de cimentación con pilotes de fricción.

Proceso Constructivo

- Inicio del sistema de bombeo
- Selección de equipo de perforación
- Construcción de la cimentación profunda
- Sistema de Retención (Construcción muro Milán)
- Diseño del Troquelamineto
- Excavación

Sistema de bombeo

El nivel de desplante del cajón de cimentación para los dos sótanos se encuentra a la profundidad de 7.5m y el nivel de aguas freáticas se encuentra a 1.65m lo cual genera un tirante de agua de 5.85m. La forma más económica de controlar la inundación durante el proceso de excavación es abatir el nivel freático con un sistema de bombeo profundo. El sistema recomendado es de pozos de bombeo a base de bombas de pozo profundo.

El objetivo del bombeo es que se trabaje en seco y controlando las expansiones y asentamientos durante la excavación y en el proceso de la construcción de la cimentación es necesario abatir el nivel freático hasta una profundidad de 9m en pozos centrales y un nivel de 8m en la periferia, esto es obligado dado que el proyecto requiere una modificación en cuanto a su profundidad, que resulta ser mayor a la indicada. Los niveles dinámicos del agua en los pozos centrales se mantendrán a la altura de 9m y los perimetrales a una altura de 8m.

En caso de no bombear, se complicará el proceso constructivo y el excedente de bombeo traerá como resultado posibles asentamientos en la periferia, por ello será necesario atender las recomendaciones establecidas a continuación y emplear un sistema de bombeo profundo, pues a mayor profundidad dentro del nivel freático mayor presión se genera en el fondo de excavación.

- Será necesario bombear mediante pozos perforados a 17m con respecto al nivel de banqueta, ubicados en toda el área evitando afectar con algún elemento estructural.
- Los pozos tendrán un diámetro de 30cm (12") y se perforarán con maquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas y una broca ahuer, inyectando agua presión; como fluido de perforación no se utilizarán lodos bentónicos. Alcanzada la perforación especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (libre de lodo o arena).
- Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15cm (6") de diámetro interior y sostenido por una armadura formada por 3

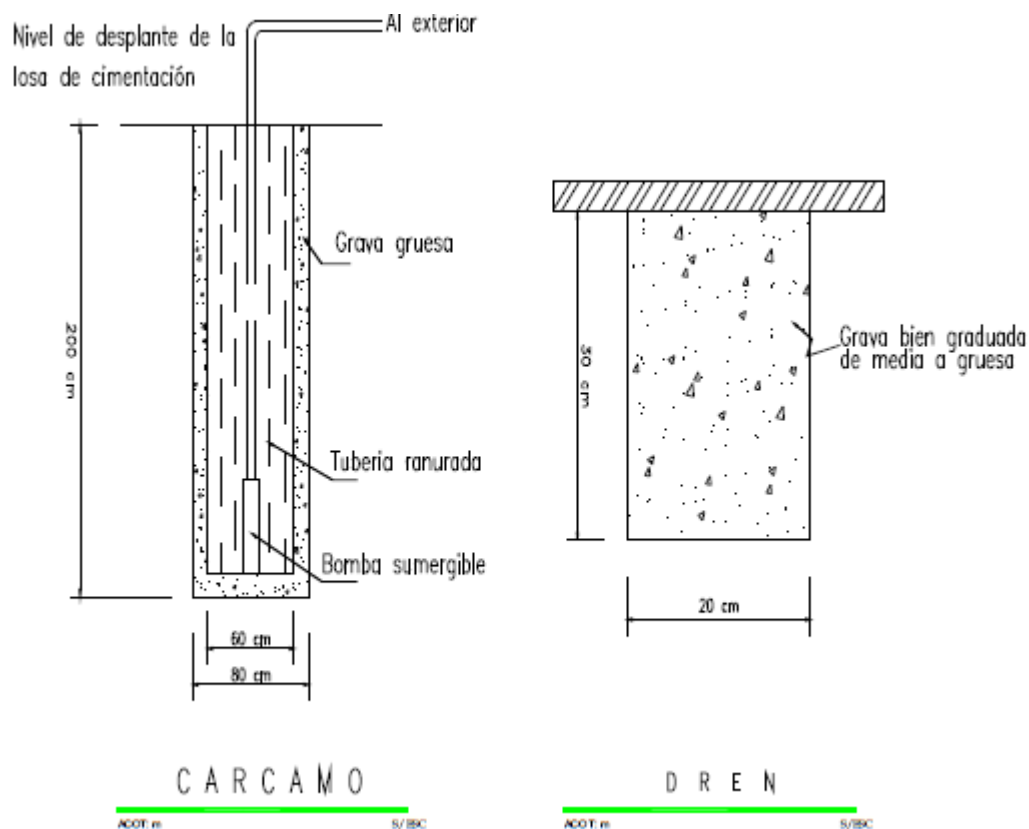
ángulos de $\frac{3}{4}$ por $\frac{1}{8}$. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2m superiores, y las ranuras serán de 1mm de ancho, espaciadas 0cm entre sí.

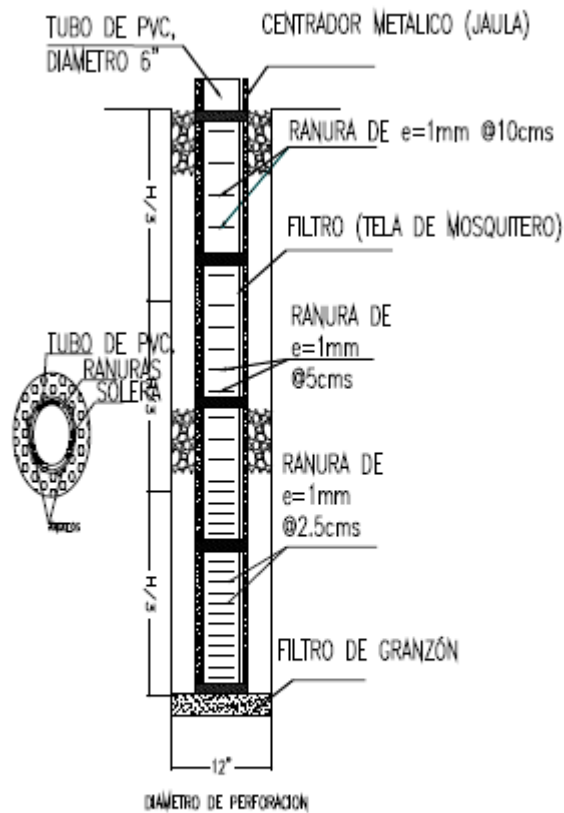
- El espacio entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada (confitillo) de tamaño máximo que ocupe el área entre la pared de la perforación y el ademe; para evitar que el material de filtro pase al interior del ademe, se colocara una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/ m² alrededor de ademe.
- Se estima un total de ocho pozos con la posibilidad de que se reduzcan, de acuerdo con el comportamiento de la excavación y de las etapas de la excavación.
- Se colocarán dos líneas de ocho pozos a lo largo del terreno, para cualquier sistema de ataguía seleccionado como muro Milán o tablestaca.
- Estos pozos se irán recortando conforme se efectuó la perforación.
- Los electroniveles se manejarán en la zona lateral a -8.0m y en la central a -9.0m.

Finalmente se deberá establecer un sistema de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de las colindancias y de la excavación antes, durante y después de haber terminado la excavación que alojará a la cimentación de la estructura de interés.

Dependiendo de la época en que se realicen los trabajos de excavación la presencia de la época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique complementario, además del sistema de bombeo profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.

Detalle del sistema de bombeo profundo.





DETALLE DE POZO DE BOMBEO

ACOT. m. S/ B/C

El bombeo se iniciará 14 días antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mismo las expansiones y mantener lo menor tiempo posible, según se describe a continuación.

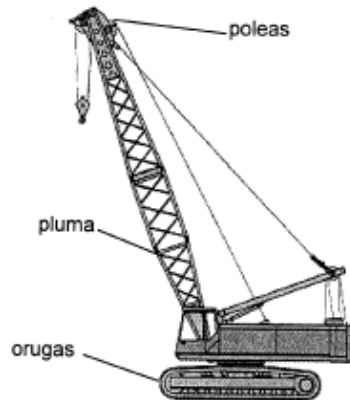
El bombeo se mantendrá con el nivel de succión especificado de 9m hasta que se termine la construcción totalmente la losa-tapa del sótano; bajo estas condiciones, se levantará el nivel de succión a la profundidad de 8m de los pozos, respectivamente. Cuando se termine de construir la losa de planta baja, el nivel de succión se situará en la profundidad de 7.5m en todos los pozos y después de construir la losa del segundo nivel, se suspenderá el nivel de succión. El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminar la losa del segundo nivel, procediendo acotar y sellar los pozos.

Selección del equipo de perforación

Grúas

Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables, montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en ganchos. Para facilitar su función, la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la maquina le permiten girar alrededor de su eje vertical y a la pluma al moverse en un plano vertical.

Para el montaje de equipos de perforación o hincado, usualmente se requieren grúas de 45 a 80 ton de capacidad nominal, con plumas rígidas de 18.3m (60ft) de largo. Para las maniobras se emplean grúas de menor capacidad nominal, aunque superior a las 15 ton. Las condiciones del terreno dictaminan la convivencia de que estén montadas sobre neumáticos o sobre orugas. *(Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001)*



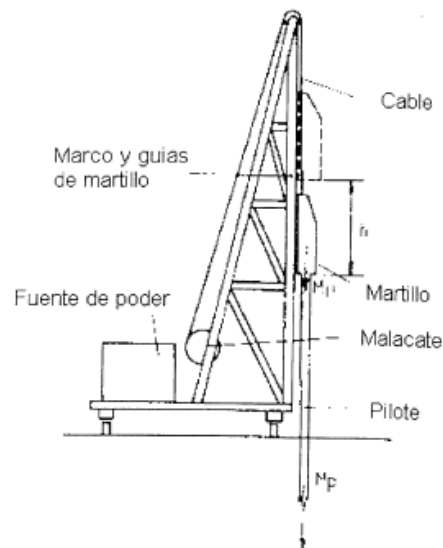
Martillos para hincado

Son equipos que generan impactos en serie para el hincado de pilotes. Existen diversos tipos de martillos para el hincado de pilotes:

- 1) Elemental:
 - a) Acción simple
- 2) Caída libre:
 - a) Vapor
 - b) Neumáticos

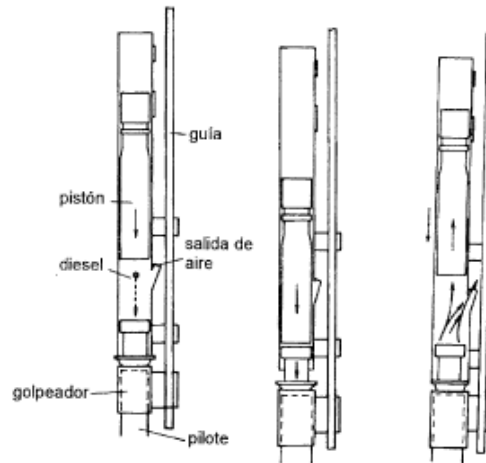
Los martillos piloteadores originales, fueron masas de caída libre, que se colocaban en posición previa al descenso mediante sistemas manuales o mecánicos.

Martillo de caída libre. *(Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001)*



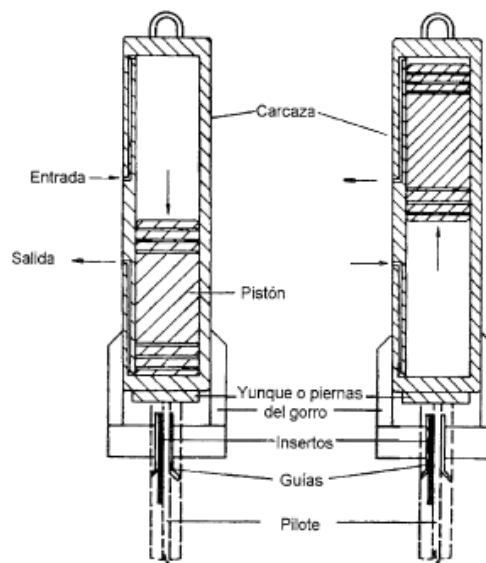
Los más comunes, son martillos de combustión interna que emplean diésel como combustible para levantar la masa golpeadora, al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado. El ciclo de operación de los martillos diésel se inicia en la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que, al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión, produce el encendido y explosión súbita del diésel previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa que lo golpea provocan la penetración del pilote en el terreno y en la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia arriba y así sucesivamente.

Esquema de funcionamiento de un martillo diésel. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)



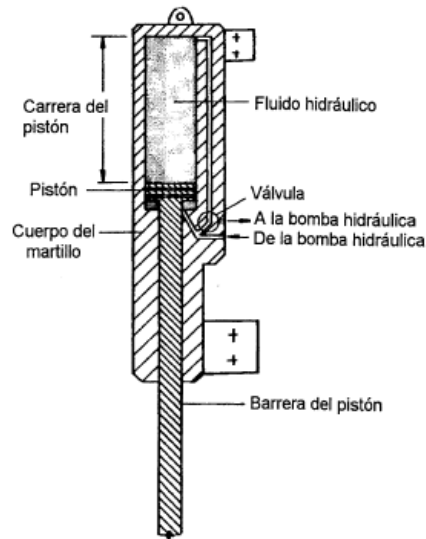
Los martillos de doble acción utilizan aire o vapor, que se inyecta en cilindros superior e inferior del martillo alternativamente, por medio de una válvula accionada por un pistón. Cambiando el suministro de aire al cilindro inferior, se levanta el pistón, y el aire en el cilindro superior es expelido, para repetir el ciclo.

Esquema de funcionamiento de un martillo de doble función. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)



Martillos hidráulicos, el pistón es levantado hidráulicamente y entonces se deja caer libre o aceleradamente. Casi toda la masa del martillo se encuentra en el pistón y su caída se puede controlar automáticamente. En general producen menor ruido y vibraciones que los martillos diésel.

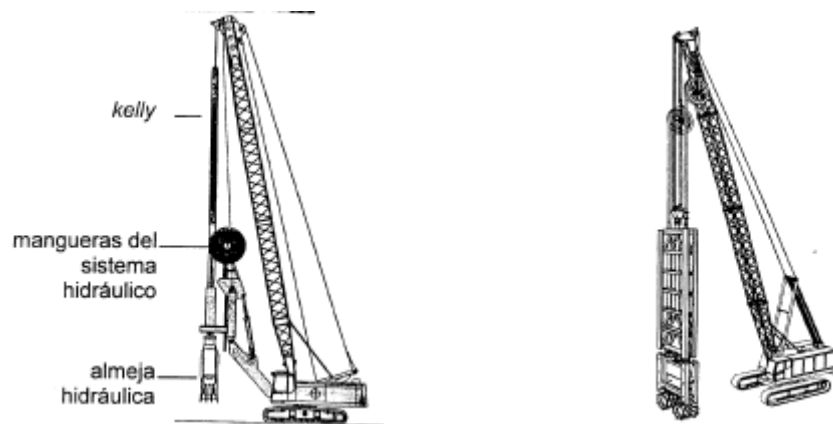
Esquema de funcionamiento de un martillo hidráulico. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)



Los martillos neumáticos diferenciales, se utilizan primordialmente para empujar tubos horizontalmente, pero también se adaptan para hincar pilotes de acero.

Almejas e Hidrofresas

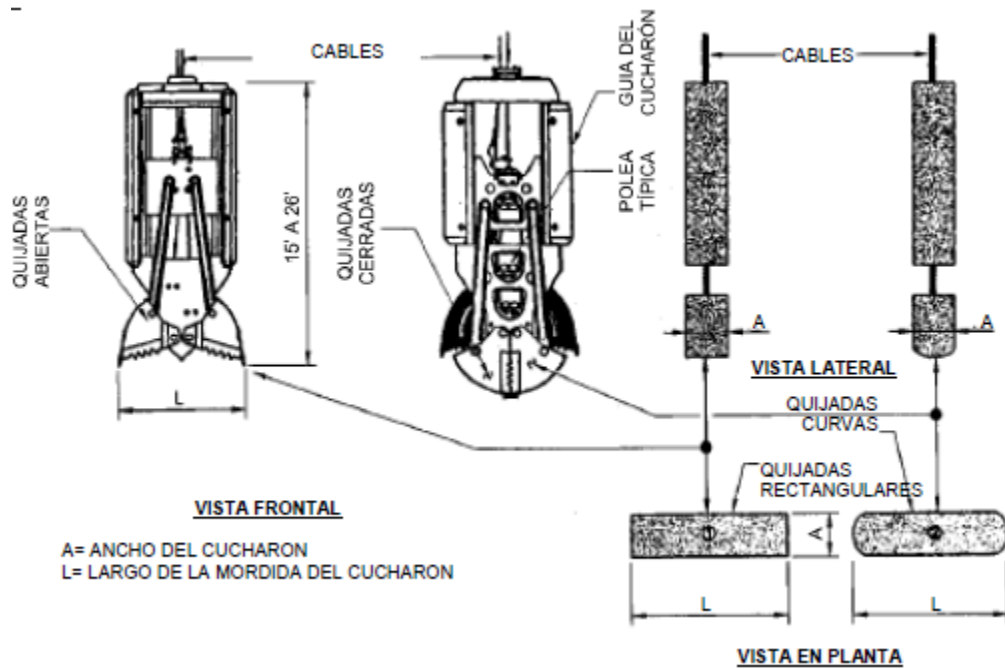
También se pueden excavar pilas de sección rectangular, oblonga o alguna combinación de estas secciones, mediante almejas hidráulicas guiadas, integradas por dos quijadas móviles que accionan con cilindros hidráulicos, adosadas en la parte inferior de un barretón o Kelly rígido, de una pieza o telescopio, la presión del sistema se genera mediante una unidad de potencia que al igual que las excavadoras se montan sobre una grúa móvil de orugas con capacidad mayor a las 45 ton. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)



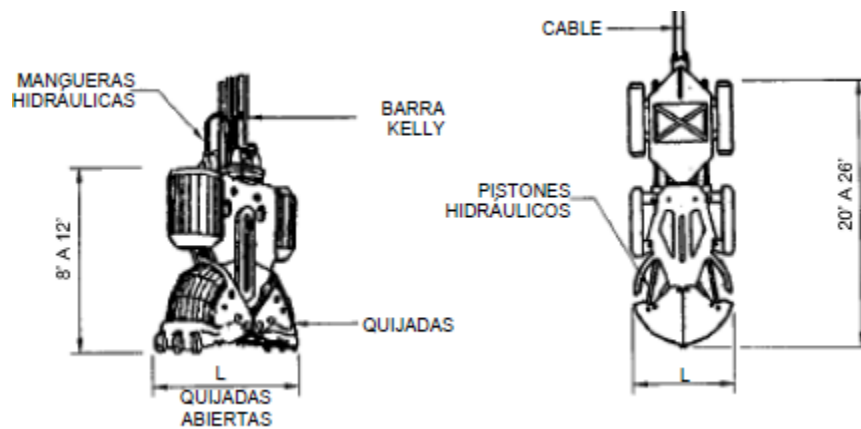
I. Almeja hidráulica (Casagrande)

II. Hidrofresa (Bauer, Casagrande)

Cucharones de almeja mecánicos



Cucharones de almeja hidráulicos



De conformidad con la profundidad de las zanjas y las características del suelo, se define cual es el equipo más adecuado para la excavación. En nuestro caso se recomienda utilizar una almeja hidráulica guiada, fijada a una barra metálica deslizante llamada Kelly, que sirve de guía y control de la verticalidad del sistema.

Estos equipos van montados sobre dragas de 45 o más toneladas de capacidad y pueden alcanzar profundidades del orden de los 30m. la cantidad de camiones de volteo debe ser suficiente para retiros de la obra el material producto de la excavación.

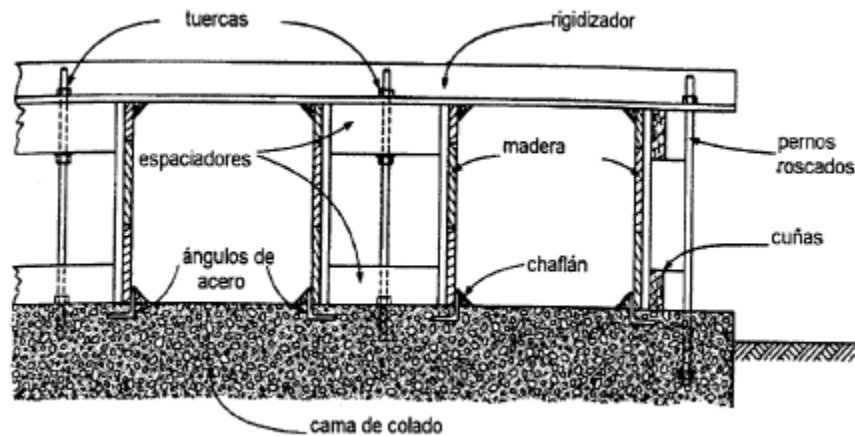
Cimentación profunda

A continuación, se describe el proceso constructivo para la fabricación e hincado de los pilotes:

Fabricación de pilotes

Son pilotes pre colados de sección cuadrada que deberán de ser colados in situ en moldes generalmente de madera, triplay lamina o sus combinaciones, diseñados para soportar las presiones del concreto durante su colocación y el vibrado deberán ser suficientemente rígidos para conservar su forma sin alteraciones, permitiendo y dando forma al pilote la sección cuadrada de 0.40 x 0.40m, todos los bordes de los pilotes deben achanflarse. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)

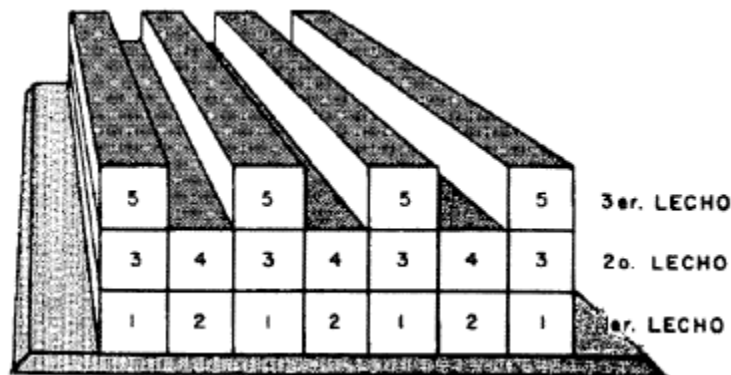
Moldes para pilotes cuadrados



Usualmente el ciclo de fabricación para los pilotes debe ser de tal manera que sea posible usar los mismos pilotes ya colados en una primera fase como cimbra, de igual forma se pueden usar los lechos de pilotes ya construidos como cama de colado de los siguientes.

Antes de proceder al colado es recomendable colocar un recubrimiento en la superficie de concreto de la cimbra para facilitar su despegue, el cual puede ser desmoldante comercial, grasa, aceite quemado, parafina con diésel o polietileno.

Colado de pilotes de sección cuadrada. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)



La compactación del concreto debe hacerse con vibradores de alta frecuencia. Los moldes deben ser lo suficientemente rígidos para resistir el desplazamiento o los daños medidos a la vibración.

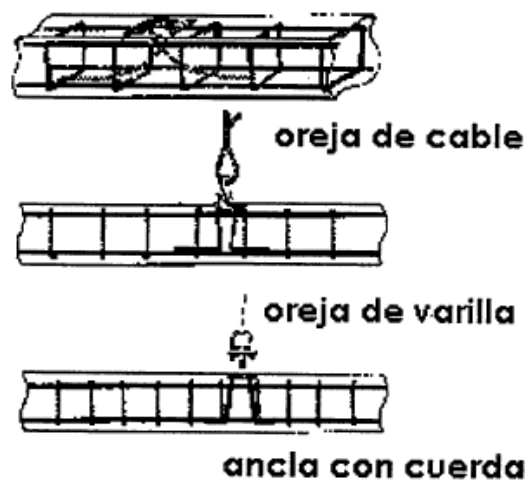
El concreto deberá mantenerse arriba de los 10°C y el estado húmedo cuando menos durante 7 días después de su colocación o hasta alcanzar la resistencia suficiente, para evitar deformaciones, la colocación del concreto se puede realizar empleando bombas, directo de ollas, mediante canalones, con carretillas, bachas u otros.

Manejo y almacenamiento temporal

Para retirar los pilotes de las camas de colado, transporte y almacenaje de los mismos, se preparan ciertos puntos a lo largo del pilote, estructuralmente apropiados para esas maniobras, para reducir el mínimo los esfuerzos a que se somete el pilote.

Los pintos de izaje están constituidos por “orejas” de varilla, cable de acero o placa, que se fijan previamente al acero de refuerzo y quedan ahogadas en el concreto. También es posible utilizar tubos ahogados dentro del pilote.

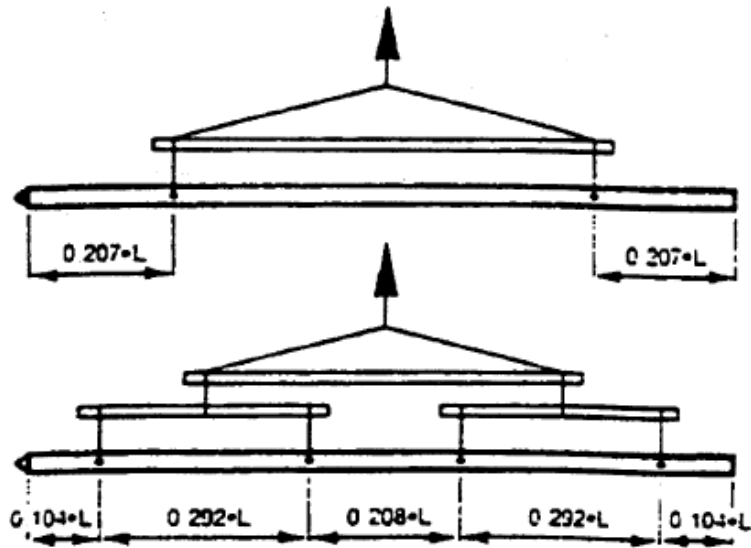
Diferentes soluciones para los puntos de izaje. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)



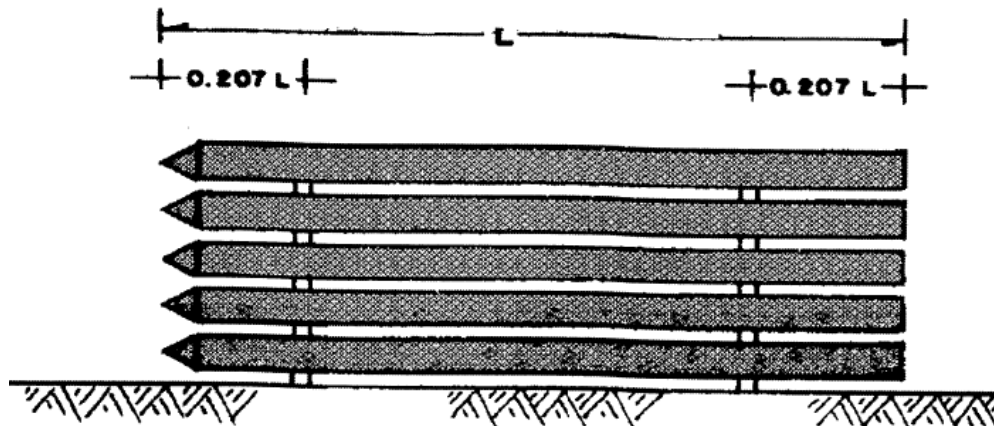
Si se requiere manejar el pilote de distintos puntos de izaje, se muestran diferentes arreglos siendo L la longitud del pilote.

Se recomienda el empleo de balancines con dos o más puntos de izaje para el transporte de pilotes, los pilotes se deben de manejar y almacenar en forma tal que no se dañen. La resistencia del concreto en ese momento en que despegue de la cama de colado dependerá del número de puntos de izaje, y por ello, el momento máximo que se le aplique al pilote.

Puntos de izaje con balancines. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)



Almacenaje de pilotes pre colados. (*Manual de cimentaciones profundas, SMMS,2001*)



Sistema de retención

Se recomienda el sistema de muro Milán, considerando:

- Construcción de brocales de 20cm a ambos lados de lo que será el muro Milán, y que servirá de guía; como especificación es necesario que la profundidad mínima de los brocales sea de 1.20m.
- Los muros Milán serán de 40cm de espesor, con módulos variables entre 5 y 7.5m, desplantados a 10m y que las bardas de acero en la parte superior sobresalgan del brocal por lo menos 50cm.
- La almeja de excavación tiene una abertura hasta de 2.5m; se excavarán las partes extremas del módulo de ataque y posteriormente la franja central del módulo atacado.
- Con forme se excave se ira vaciando lodo bentónico con el fin de mantener la estabilidad de las partes de la excavación.
- El tiempo de construcción del muro Milán será del orden de 8 semanas.
- El espacio perdido por muro Milán será de 20cm del brocal + 40cm de muro Milán resultando 60cm, por lo que se puede eliminar el muro de sótano, pero se requerirá picar y aplanar la superficie expuesta del muro Milán para proporcionarle una apariencia adecuada.
- Las juntas del muro Milán serán a cada 6m, mediante un tubo de diámetro igual al espesor del muro mismo que resulta de 40cm.
- Con este sistema se tendrá pequeñas fugas, que se trataran tomando en cuenta que el NAF se encuentra a -1.65m con respecto al nivel de banquetta.

Ventajas

- Menor vibración provocada por los equipos del subsuelo
- Requieren menos troquelamiento
- Se pueden excavar hasta -2.05m, es decir a -0.25m por debajo del nivel del piso terminado del primer sótano, sin necesidad de troquelar previamente. Dejando un talud 0.6:1.0 (horizontal: vertical) con la banquetta de un metro a partir de la cota de 2.05m.

Desventajas

- Se dificulta el anclaje de traveses y losas en sótano y cimentación.
- La apariencia no es perfecta.
- Manejo de lodos bentónicos.

El muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegidos con poli estireno, para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona.

Proceso constructivo de muro Milán

La secuencia consecutiva recomendada es la siguiente:

- Construcción de brocales guía.
- Excavación de tableros
- Estabilización de la perforación con lodo bentónico en caso si es necesario.

- Colocación de armaduras.
- Juntas con tubos metálicos.
- Colado del muro con tubería Tremie.

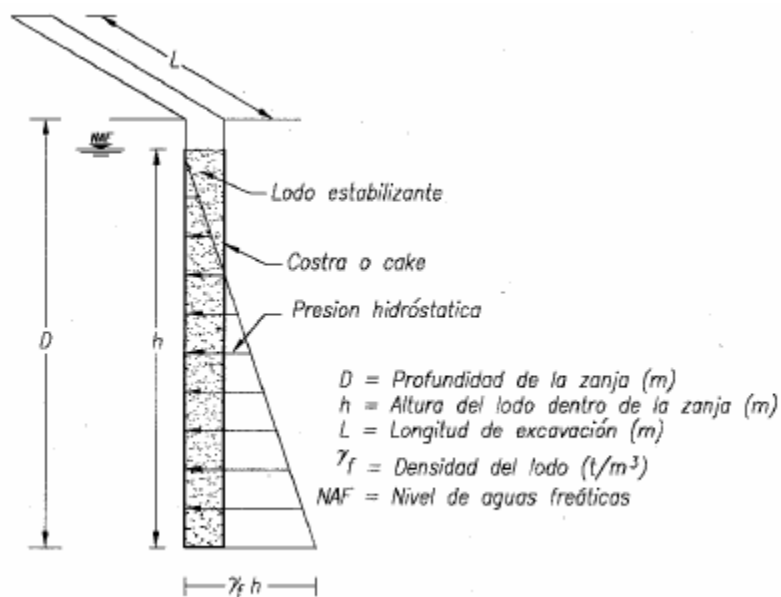
Perforación o excavación de zanjas

Desde el inicio de la excavación se debe inyectar lodo para evitar la socavación de la broca de la trinchera. Al sacar la herramienta con suelo, se debe evitar la caída de detritus y deja escurrir el lodo sobrante en la zanja. Otro aspecto importante durante la excavación de la trinchera es cuidar la verticalidad de la herramienta de excavación, evitando desviaciones o inclinaciones, garantizan la verticalidad del muro.

No se debe dejar la trinchera totalmente excavada y estabilizada por mucho tiempo, no más de 24 horas, antes de colar el muro. Se recomienda que la excavación se realice como sigue: primero excavan las porciones laterales y finalmente la central con el propósito de lograr simetría y conservar la verticalidad.

Los lodos sirven para sostener las paredes de perforación o excavaciones y tienen la propiedad de formar una delgada costra en contacto con el suelo denominada con el anglicismo *cake*, cuya doble función es evitar que el lodo penetre en el suelo y además que forme una membrana de baja permeabilidad. Su propiedad tixotrópica es la más importante para desarrollar la presión hidrostática que ejerce sobre las paredes de la excavación, por lo tanto, el peso volumétrico es la propiedad complementaria en la que se deberá tener mayor control porque es la que define la magnitud de la presión horizontal que se podrá ejercer en la pared de la zanja y gracias a la costra de baja permeabilidad o *cake*.

Estabilidad de la zanja con empleo de lodos. (*Manual de diseño geotécnico, covitur*)



Los objetivos que se persiguen con el uso de los lodos estabilizadores son los siguientes:

- Equilibrar la presión horizontal del suelo.
- Actuar como una barrera impermeable para prevenir el flujo de agua o mantener su nivel en los suelos excavados.
- Soportar al menos una parte de la carga vertical que puede ser originada por la maquinaria o por construcciones cercanas.

En caso necesario se requiere implementar en obra una planta de lodos o un proveedor que suministre el volumen mínimo por tablero. El lodo bentónico será reciclable, después del colado del muro se hará pasar por una planta desarenadora previamente instalada. El volumen recuperado será aproximadamente del 60% que podrá usarse en el muro subsecuente.

Otra opción es que durante el colado del muro se tenga pipas de la capacidad suficiente para acarrear fuera de la obra el lodo extraído durante el proceso de colado. Para la elaboración del lodo, se deberá contar con una toma de agua que aporte un gasto mínimo de volumen de cada tablero; o en su defecto suministrar agua tratada en pipas.

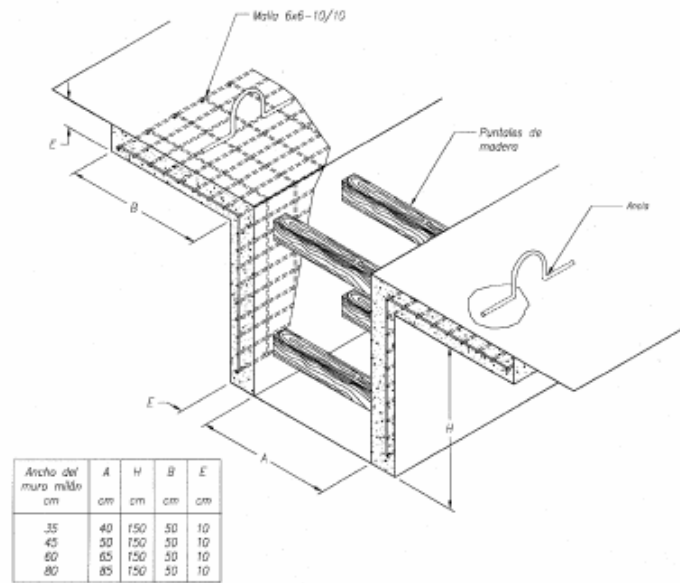
Muros guía (pre trinchera) o brocales

Se recomienda construir un brocal de una altura de 1.5m y de ancho de 0.65m. alguna de las funciones que tiene la construcción de los elementos son las siguientes:

- Permite marcados y nivelaciones.
- Sirve de apoyo para las maniobras (tubo de junta, armaduras).
- Sirve de reserva de lodos al principio de la perforación.
- Asegura la estabilidad del suelo en la superficie.
- Sirve de guía a los equipos de excavación.

Es importante advertir que la estabilidad de los brocales es casi siempre precaria y que por ello siempre deben mantenerse acañados con puntales de madera para evitar que se muevan horizontalmente, estos puntales se retiran durante la excavación y de ser necesario se vuelven a colocar hasta que inicie el vaciado del concreto.

Detalles del brocal. (*Manual de diseño geotécnico, covitur*)

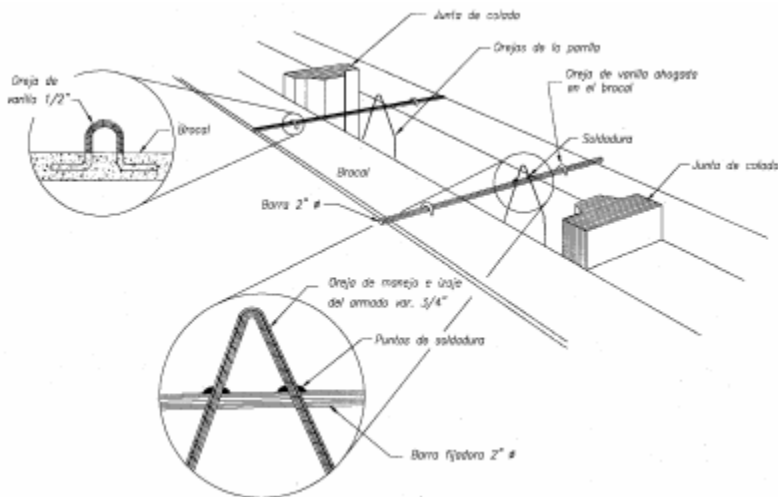


Colocación de armado.

Los aceros especiales y verticales deben dejar entre si un espacio libre de 10 a 15cm para el paso del concreto. Con objeto de garantizar una buena envoltura lateral, las armaduras tienen un ancho inferior al de la pared de unos 10cm aproximadamente.

Un detalle que siempre se debe tener es el de colocar juegos de pares de orejas para sujetar la jaula de acero de refuerzo, que la mantienen en su posición y evita que descienda porque se hunde en el fondo o ascienda durante el vaciado del concreto.

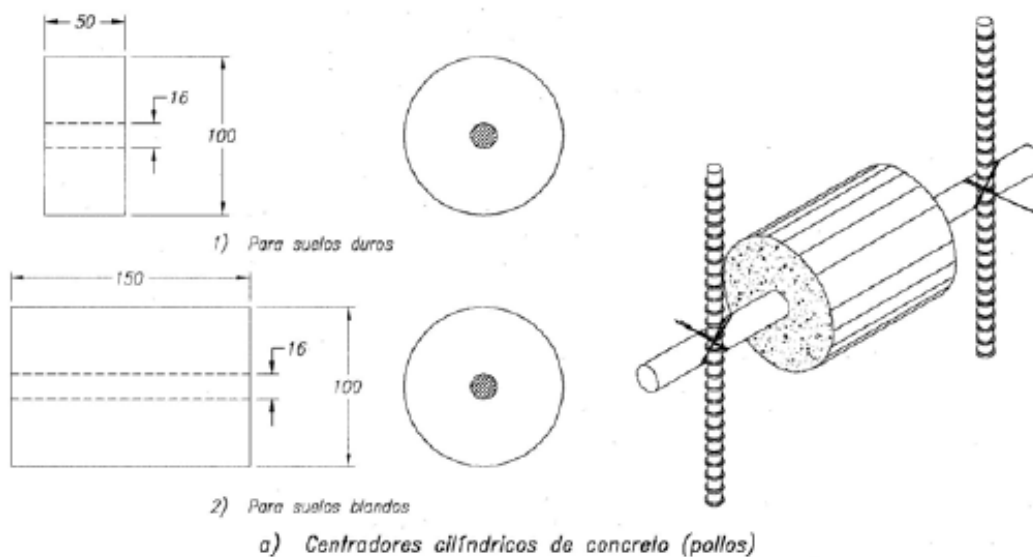
Orejas de fijación del acero de refuerzo. (*Manual de diseño geotécnico, covitur*)

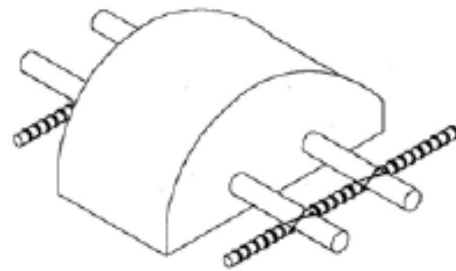
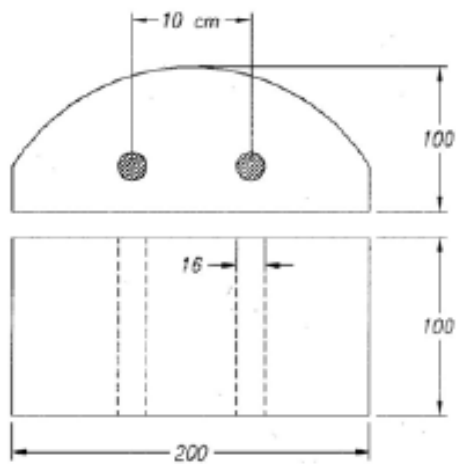


Se necesitan centradores (rodillos o patines) y elementos de izado (asas, rigidizadores) para manipular y posicionar la armadura. Una vez colocada la parrilla, se debe amarrar al brocal por medio de unas orejas, para evitar su flotación durante el colado.

Los más utilizados son ruedas de concreto simple mal llamados “pollos”, fijados en ambos lechos del armado para centrarlo horizontalmente dentro de la excavación. Esta técnica es adecuada si el rodillo de concreto tiene un ancho suficiente para deslizarse sobre las paredes de la zanja sin hundirse; si lo anterior no ocurre como las arcillas blandas del Valle de México, es mejor el uso de tubos rectangulares de centrado apoyados en los muros guías. Las parrillas de refuerzo deben contar en su parte superior con orejas o lazos de varilla que ayuden a la colocación de la parrilla en su correcta posición vertical y a la vez para anclarla. (*Manual de diseño geotécnico, covitur*)

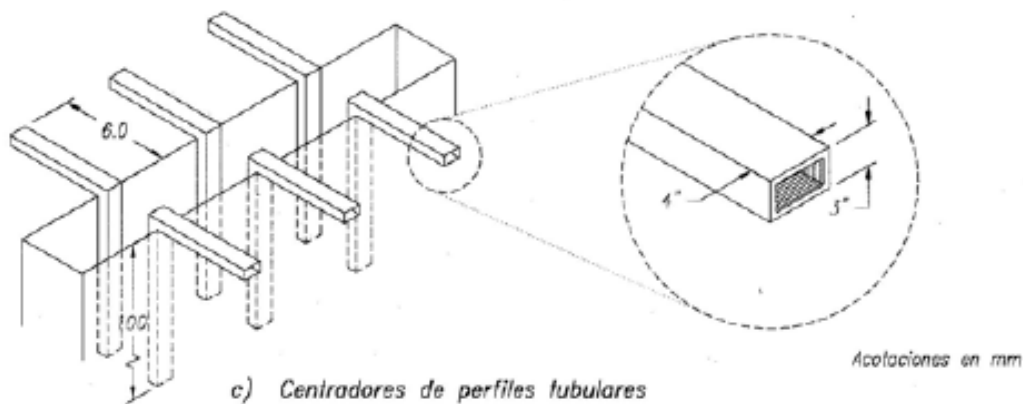
Centradores de acero de refuerzo. (*Manual de diseño geotécnico, covitur*)





b) Centradores en esquies de concreto

b) Centradores en esquies de concreto



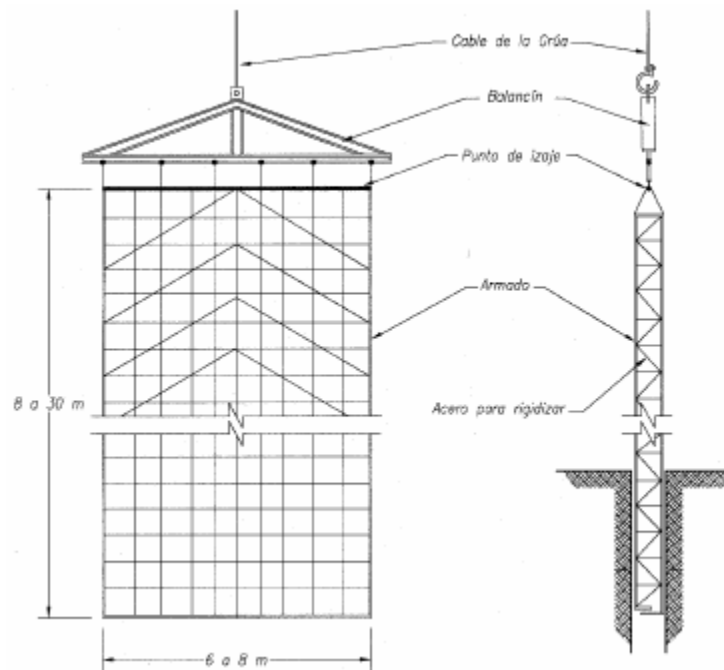
c) Centradores de perfiles tubulares

Maniobrado de izaje.

Esa maniobra es muy importante en el proceso de construcción de muro Milán y durante ella se debe evitar la deformación de la parrilla de acero. Se contará con un balancín, que sujete al armado en varios puntos a la vez. Este aditamento será introducido en la zanja cuidando que no quede asentada en el fondo; es decir, se debe mantener suspendida en el nivel correcto. Para evitar el efecto de flotación del esfuerzo que frecuentemente se presenta durante el proceso de colado, se deberá anclar al brocal colando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal, que impidan el movimiento ascendente del armado.

Las varillas de refuerzo son ensambladas en parrillas o jaulas para formar los armados de los muros; es usual que el armado se realice en obra y no en taller debido a las grandes dimensiones de los paneles; normalmente se requiere de grandes espacios abiertos para ensamblar, almacenar y manejar los armados. La única manera práctica de realizar el ensamblado de las varillas es horizontalmente, donde desde esa posición con las grúas los armados son izados, suspendidos verticalmente y colocados en las zanjas.

Empleo de balancín con seis puntos de izaje para el manejo de los armados. (*Manual de diseño geotécnico, covitur*)



Centrado del acero de refuerzo.

En este caso es recomendable el uso de los centradores tubulares (patines) hechos con base de perfiles PTR de 4"x3". Se colocarán en la zanja apoyados en el brocal, antes de proceder e instalar el armado, y serán extraídos al momento de terminar el colado o antes si este se ha retrasado por algún imprevisto y este se ha iniciado el fraguado de primer concreto vaciado.

Terminada la excavación del primer tramo se introducen los tubos junta, de sección circular o trapecial, ligeramente inferior del ancho de la excavación. Llevada la excavación hasta su máxima profundidad de proyecto se colocarán las juntas metálicas, una por cada extremo, que delimitan la longitud del muro, el largo de las juntas será como mínimo 1.0m mayor a la profundidad de desplante del muro; estos elementos tienen la función de formar el machimbre entre muros.

Para el manejo de las piezas se utiliza una grúa con pluma. En su extracción de estas piezas se puede utilizar el mismo tipo de equipo, pero además con patesca.

Se hace el colado con una tubería premie (columna de vacío o trompa) bajo agua o lodo. La operación de vaciado no debe ser interrumpida: debe hacerse en una sola operación. Se tardará a menudo el fraguado del concreto (en 10 horas como máximo) y se usan cadencias elevadas (hasta 50m³/h de rendimiento). Más allá de 5 a 6m de abertura, el concreto tiene poca fluidez horizontalmente y se deben prever dos columnas. El tubo debe llegar hasta 20 o 30cm arriba del fondo de la excavación, para vaciar la primera carga de concreto; antes de realizar el primer vaciado se debe colocar un tapón (pelota) en el interior del tubo para que sea empujado por el concreto, desaloje el lodo y sirva como seguro para evitar la penetración del lodo.

A continuación, se mencionan algunos puntos importantes de este procedimiento:

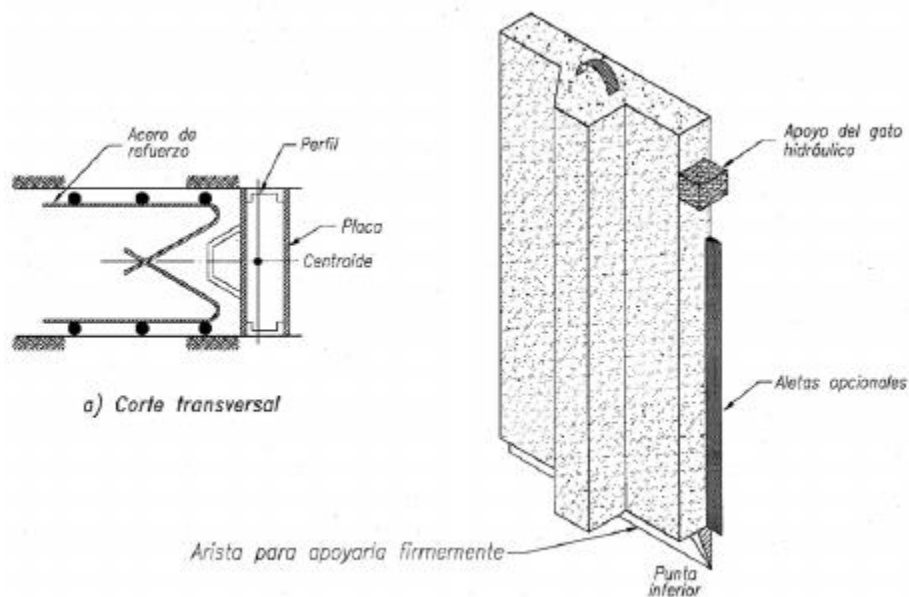
- El diámetro de la tubería debe ser entre 8" a 12" y su longitud será de 3m como máximo. Deberá ser lisa por dentro y por fuera para que el concreto fluya libremente y evitar atoramiento en el armado.

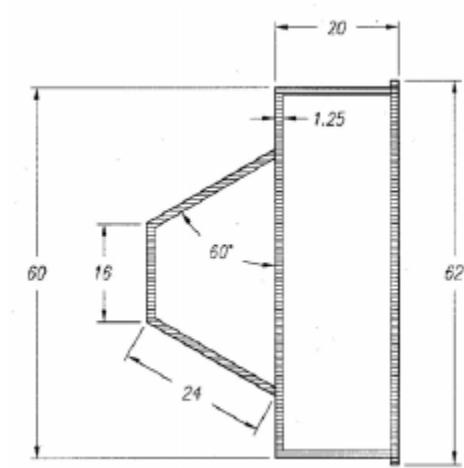
- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas; no se permitirá que el lodo o el agua penetren por ellas. Las cuerdas de cada tramo de tubería deben estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado. Son recomendables las cuerdas de listón o trapecoides.
- Antes de iniciar el colado se colocará un tapón deslizante dentro de cada línea de colado, que puede ser pelota de vinil o de poli estireno, que impida la contaminación del concreto con el lodo o agua al inicio del colado.
- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerá ahogado en el concreto cuando menos 1.5m.
- El concreto debe ser con agregados de 19mm como máximo y revenimiento de 18+2cm.
- El colado se realizará de manera continua, evitando lapsos de espera prolongada que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

Juntas

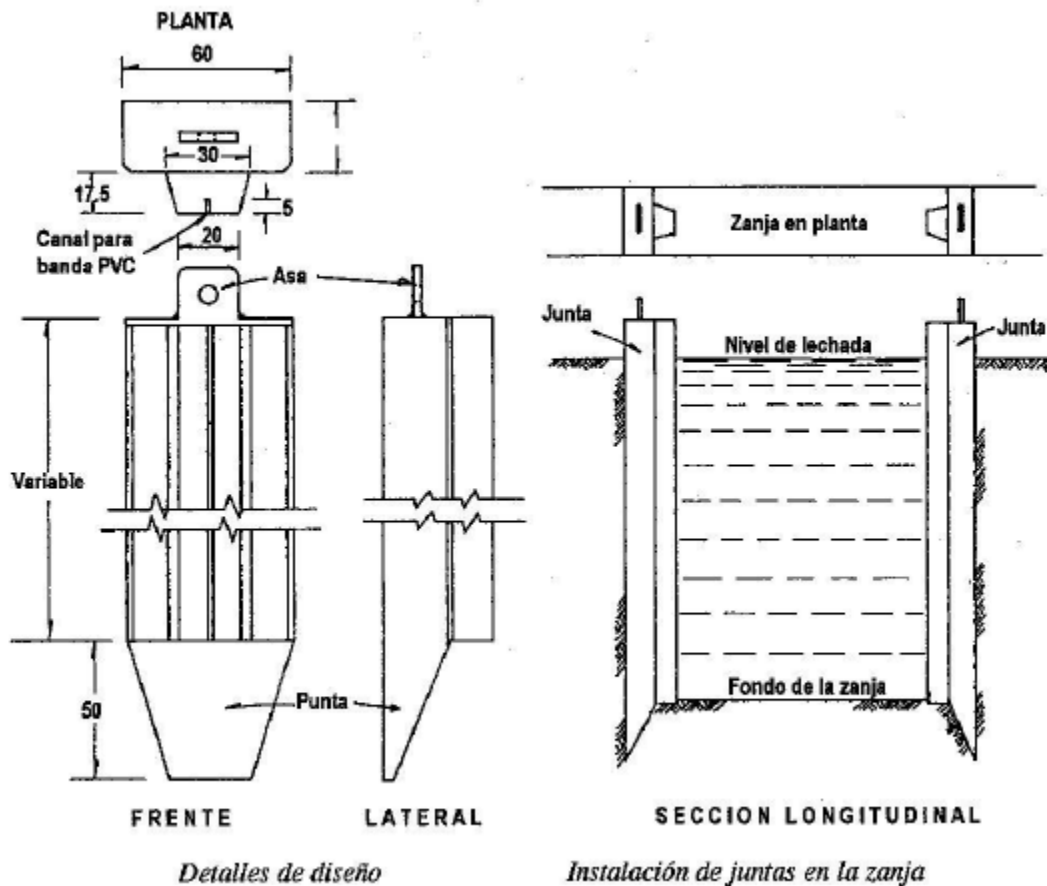
Se observa un croquis de los elementos que comúnmente se emplean para moldear las juntas de los tableros del muro Milán, para lograr un machihembrado entre ellos. Son piezas generalmente metálicas que constan de un cuerpo tubular de sección rectangular, de ancho igual al muro Milán, que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero. Esta parte es trapezoidal y en algunos casos tiene un pequeño canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre tablero y tablero.

Junta rectangular simple (machihembrado trapezoidal). (*Manual de diseño geotécnico, covitur*)





Junta metálica machihembrado para colado de concreto en la zanja. (*Manual de diseño geotécnico, covitur*)



Se aclara que estas juntas se emplean en tableros alterados. Se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de que se coloque el acero de refuerzo. Se deben extraer al concluir el colado; es importante determinar el momento conveniente para moverlas, tomando en consideración el fraguado del concreto, pues se pueden quedar atrapadas cuando el concreto se endurece o bien provocar que el concreto fluya hacia el hueco que deja la junta cuando se levanta, si aún no tiene la resistencia adecuada. Se recomienda obtener testigos de fraguado de cada olla que se vacié y cuidar el tiempo en que presenté su fraguado inicial. En este momento se podrá mover ligeramente la junta para despegarla, repitiendo esta operación hasta que el concreto tenga auto soporte y sean retiradas las juntas.

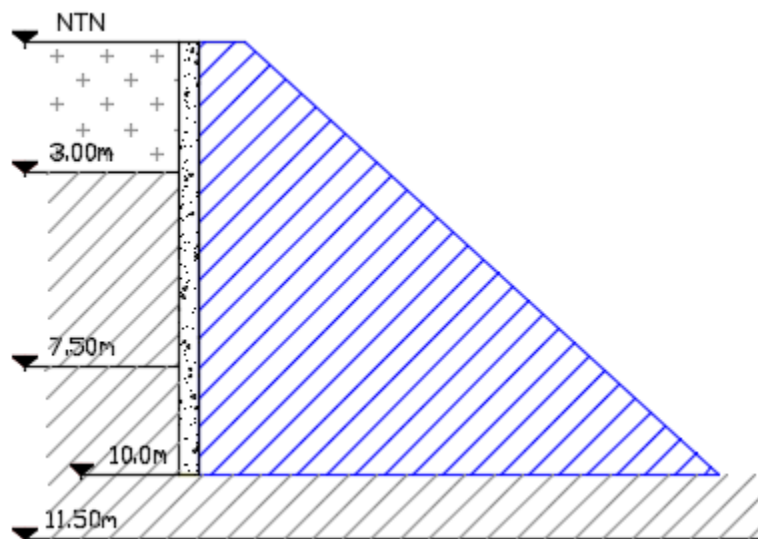
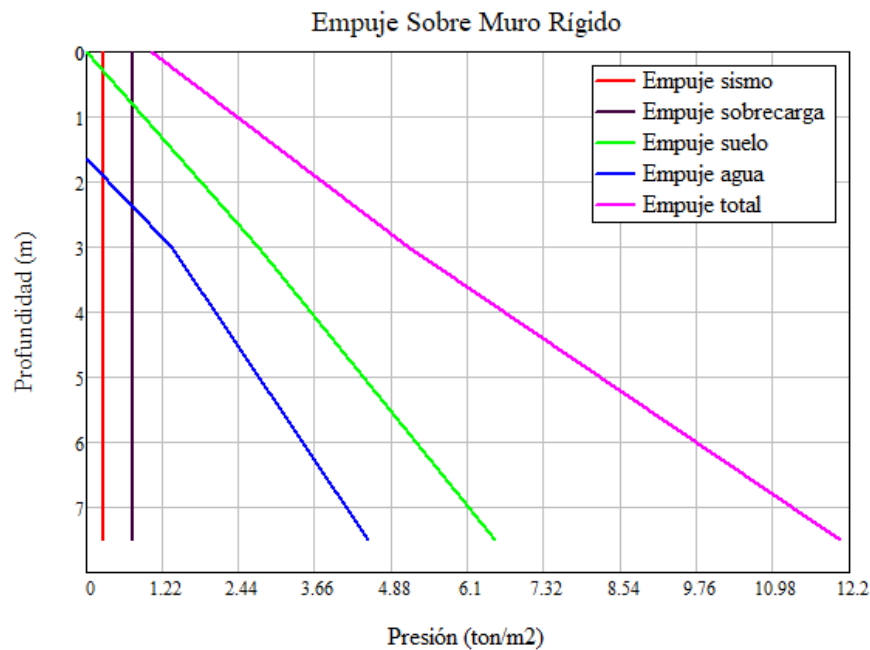
Machihembrado contra infiltraciones.

En varias zonas es factible que se presenten filtraciones entre juntas de muros; dependiendo de la aportación, se podrán “calafatear” o inyectar y se tratarán con forme se vaya excavando el núcleo y descubriendo muros.

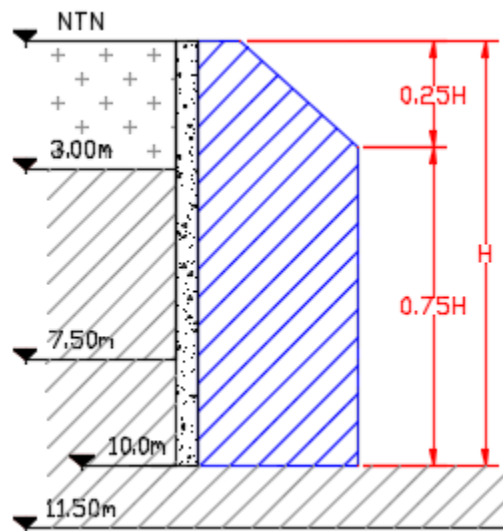
Troquelamiento.

Durante la construcción, el sistema del muro perimetral se diseñará para soportar los empujes provocados por las presiones horizontales a corto plazo presentadas; el sistema de troquelamiento que se requerirá podrá ser uno o dos niveles y se recomienda que tenga un espaciamiento horizontal de 5.0 a 6.0m aproximadamente, de acuerdo con la longitud de los paneles del muro Milán.

Para el diseño del tipo de troquelamiento se consideran los empujes totales provocados al muro por el empujé de sismo, de agua, por sobrecarga, del mismo suelo se muestra gráficamente los empujes totales.

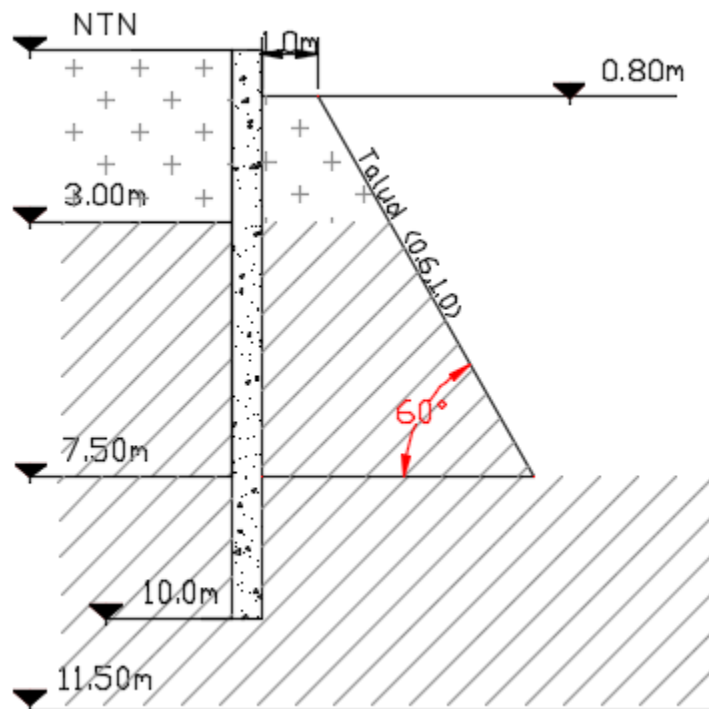


De acuerdo a los diagramas de Peck y Terzaghi para diseño de sistemas de soporte temporal se considera las presiones redistribuidas en forma trapecial para obtener los empujes de diseño de troquelamiento.



Excavaciones

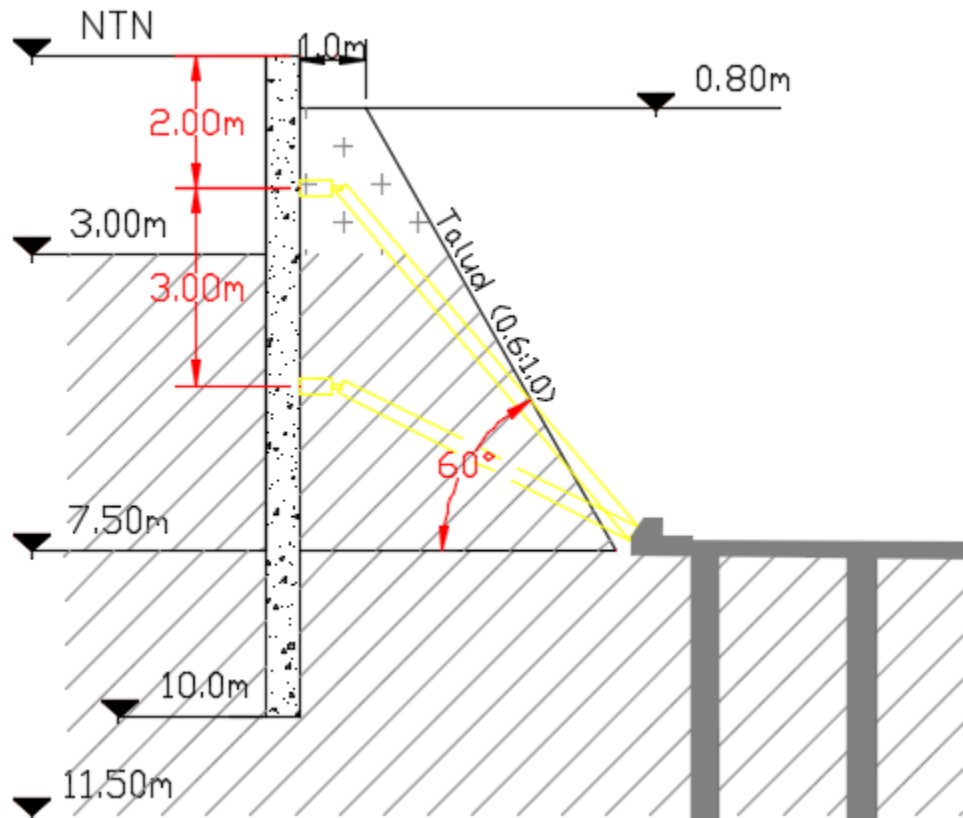
La excavación total del proyecto se podrá realizar en dos o tres etapas, dado que el proyecto contempla la excavación a -7.5m a partir del nivel de banqueta. De no efectuarse de esta manera puede generarse la falla de fondo que pone en riesgo la estabilidad de la obra y sus colindancias. Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos.



Se dejará una berma perimetral con una banqueta de 1.0m y taludes de 0.6:1.0 (horizontal: vertical), verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance.

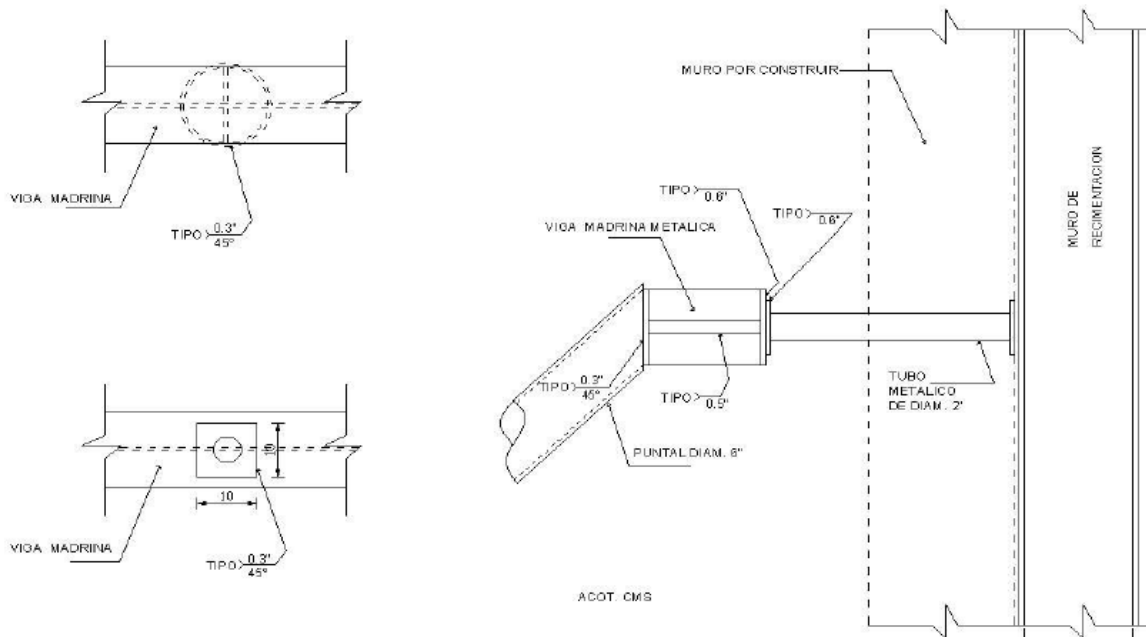
- Las excavaciones necesarias para retirar todos los materiales de relleno de mala calidad existentes en el terreno y alojar el cajón de cimentación deberán de realizarse del fondo del predio hacia su acceso, con el objeto de evitar su contaminación y reblandecimiento.
- Las excavaciones se realizarán en dos etapas, con una retroexcavadora operando desde fuera del área excavada, con un máximo de 0.15m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual, a base de pico y pala para evitar el remoldeo del material de apoyo de la plataforma de materiales mejorados.
- Todo material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo deberá de utilizarse como material de relleno mejorado.
- Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material del suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario, previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, se podrá colocar una capa de 10cm de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.

Una vez colocada la cimentación profunda al centro del predio algunos pilotes servirán para la retención del muro Milán como se muestra en la figura:

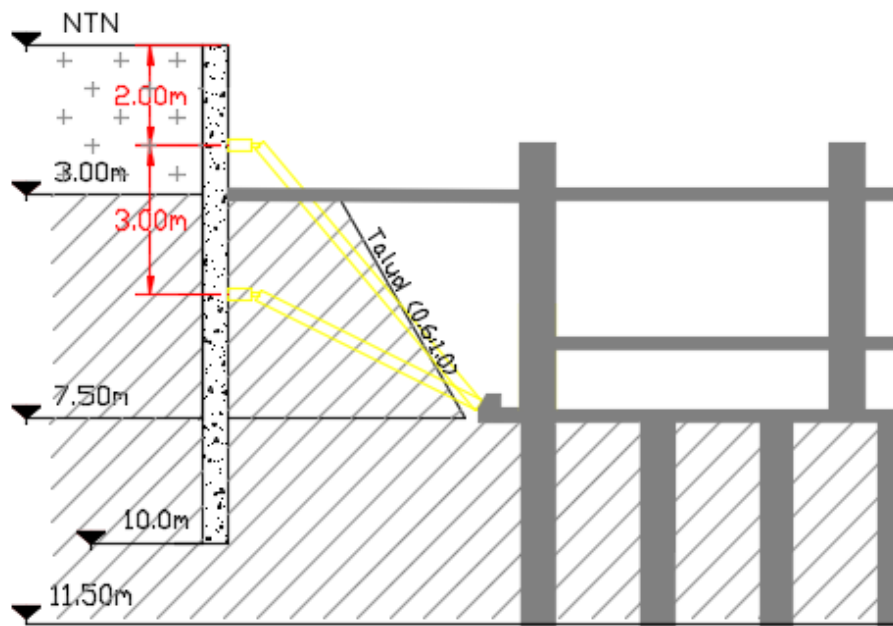


En la siguiente figura se presentan los detalles que deberán implementarse para el troquelamiento entre el muro Milan y la losa de fondo, de tal forma que permita la construcción del muro perimetral y permanezca su troquelamiento, hasta que no se tenga el elemento estructural que soporte el empuje que soportan los puntales y generados por el suelo y la sobrecarga.

Apoyo de puntales en viga madrina

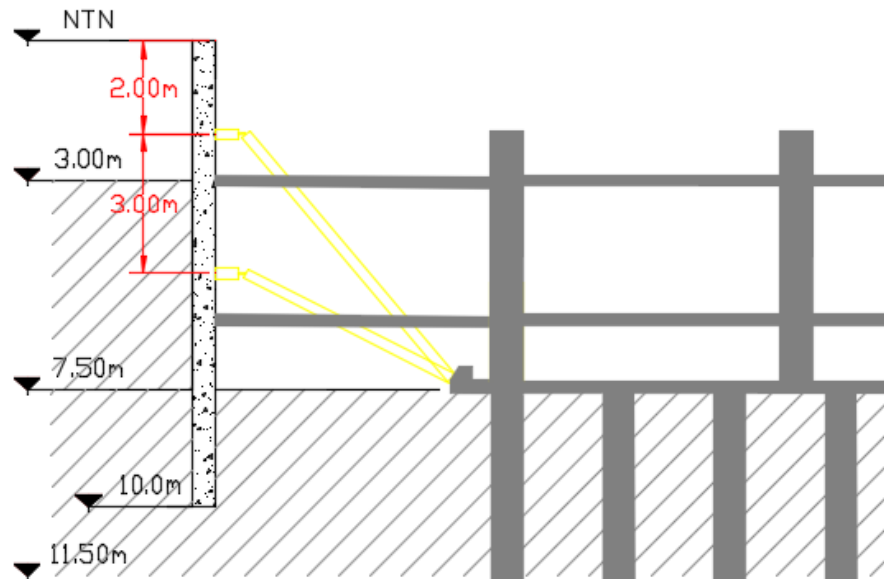


Una vez que se tiene construida la primera etapa en su parte central, y cuando se tenga edificado por lo menos hasta la losa de planta baja, se procederá abrir la segunda etapa, con la misma secuencia establecida para la primera etapa, con el objeto de regular las expansiones.



En esta etapa podrán combinarse los troqueles y apoyarlos sobre la misma estructura de tal forma que permita tener los troqueles con una longitud menor. Estos troqueles no podrán retirarse hasta no haber construido las losas de los sótanos que soporten en forma definitiva los empujes soportados por los puntales provisionales, esto con el objeto de reducir las expansiones que pueden presentarse si no se regula la excavación, dado que al excavar un terreno, este libera esfuerzos elásticos como producto de la descarga de los materiales excavados y que disipan presiones de esfuerzo que incrementan con forme mayor sea el área excavada, razón por la que se estableció efectuar en dos etapas.

Retiro de puntales



Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:

- Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material, y en caso de ser necesario, protegerlo mediante un repellado para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.
- En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, se le deberá extraer en su totalidad; y si la profundidad de dicha cimentación es mayor que la recomendada, las capas o zanjas se rellenaran con tepetate, compactado al 90% la prueba Proctor Estándar.
- Se deberá evitar las sobre-excavaciones, llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión; este nivel se deberá refenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.
- La filtración de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente; provoca saturación en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado); en tal caso, se deberá orear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular. El fondo de la excavación en el área afectada se deberá de sobre-excavar un máximo de 20cm, y un mínimo de 10cm con respecto a la máxima profundidad recomendada; la sobre-excavación se tratará agregando una capa combinada de grava-

tepetate con una proporción de 70 y 30% respectivamente, hasta compactar y alcanzar el nivel de excavación recomendado.

- Terminada la excavación se revisará el fondo de las mismas, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se presenta alguno de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5cm y solicitar asesoría de Mecánica de Suelos.
- Previo a la cimentación, se deberá prever las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.
- No se debe de permitir excavaciones posteriores a la cimentación, sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel; la excavación indebida provoca serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y en grietas y fisuras en los muros.
- El proceso de excavación en las zonas de colindancia, se realizará con una estructura de contención (muro Milán) colado en sitio, de acuerdo con el procedimiento mencionado anteriormente.

VII. Instrumentación

A continuación, se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de excavación a 7.5m de profundidad, que alojara a los sótanos y a la cimentación que marca el proyecto.

Previamente al inicio de los trabajos de excavación se instrumentara el suelo que rodeara a la excavación para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparando con el previsto del diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del mismo, detectar errores y en caso necesario fundamentar modificaciones en los análisis y en la construcción.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo en la que se efectuará la excavación, a través de la determinación de la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, en los puntos más representativos en la masa de suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada de la instrumentación debe ser constante examinada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le considero.

Los instrumentos de medición se deben instalar siguiendo las recomendaciones que se describen a continuación, en los que también se indica las frecuencias de las mediciones.

Referencias superficiales.

Tendrá por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurran en la superficie del terreno que se instalaran definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Las características de las referencias superficiales antes mencionadas se describen a continuación:

Testigo superficial.

Es un cilindro de concreto simple de 15cm de diámetro y 30cm de altura, con el perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 x4" y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, esta graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

Criterio de instalación.

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción.

Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalado una a cada lado de la excavación, en la colindancia con la vía pública; la separación entre testigos superficiales será de 5m.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación, según los procedimientos que se describen a continuación:

Testigos superficiales

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos.
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

Procedimiento de medición

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptima de centrado y precisión de 15seg; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato.

Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20m y amplificación de 25 diámetros.

Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación.

En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximadamente de +0.5mm.

Banco de nivel flotante

Este dispositivo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto.

Las mediciones en este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo si el instrumento se encuentra en la zona de lago o una mojonera de concreto sí se encuentra cerca de las lomas.

Los elementos que lo integran son:

- Tubo galvanizado de 1 pulgada de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco.
- Muerto de concreto de $f'c=100\text{kg/cm}^2$ de 4 pulgadas de diámetro y 30cm de altura, colocado en la parte inferior de la tubería.
- Cople de unión entre el tubo de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto.
- Tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo.

Profundidad de instalación

Debe efectuarse una perforación de 6 pulgadas de diámetro con una máquina que cuente con equipo para el lavado del pozo.

Instalación

Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándose los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe de asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de 3/ de pulgada.

Protección

La parte superior del aparato deberá estar protegida con un tubo de fierro de 6 pulgadas de diámetro que cuente con un tapón tapa. Las características de instalación de la protección del aparato dependerán de su ubicación como sigue:

- En la vía pública, el tubo protector debe estar embebido en concreto pobre, el tapón tapa debe estar a nivel de piso y tener un candado de seguridad.
- En obra, el tubo protector deberá instalarse en una perforación rellena con tepetate compactado, no deberá tener candado y deberá sobresalir 20cm para que sea visible.

Mediciones

Varía dependiendo de los requerimientos y avances de la obra; puede ser desde la lectura cada 25 días para verificación de hundimiento regional, hasta una lectura por día para el control de las expansiones o hundimientos durante la excavación y construcción respectivamente.

Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1m modificando el nivel de referencia original. Por su facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

Las modificaciones del banco de nivel flotante forman parte del control topográfico de la excavación.

VIII. Conclusión

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del edificio, las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante, entre los 2m y 28m.

En síntesis la cimentación se consideró con cajón de cimentación de 1.5m de altura y como existen tensiones respectó a la revisión de incremento de esfuerzos debido al momento de volteo durante la eventualidad de un sismo, de -13.204 ton de la pate más desfavorable se consideró que se colocaran pilotes de fricción de 0.40mx0.40m para la reducción de las tensiones provocadas por sismo a una profundidad de 28m con respecto al nivel de banqueteta, el predio se localiza en zona III del valle de México denominada Zona de Lago, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcción de la Ciudad de México en su apartado, Normas Técnicas Complementarias, Diseño y Construcción de Cimentaciones, en la publicación más reciente de noviembre de 2017.

De acuerdo al proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional, considera una estructura de nueve niveles y dos sótanos con una altura de 3.0m por cada piso y sótano, el predio de interés tiene forma rectangular con un área de 1000m², el edificio está estructurado mediante columnas, trabes y losas de concreto armado.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de un pozo a cielo abierto y un sondeo mixto a la profundidad de 28m, obteniendo el perfil estratigráfico del pozo, del sondeo y las pruebas de propiedades índice y propiedades mecánicas del laboratorio para obtener parámetros de resistencia.

El nivel de aguas freáticas se detectó a 1.65m de profundidad. Esta posición de agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

Se controlará la inundación durante la excavación bombeando y abatiendo el nivel freático, con pozos de bombeo profundo monitoreando los asentamientos y expansiones del subsuelo y colindancias del predio.

Previamente al inicio de la excavación, se instalarán referencias topográficas sobre el parámetro de los muros contiguos a la excavación de las estructuras colindantes, que constituyan líneas de colimación que permitan medir posibles desplazamientos laterales o verticales de las colindancias y poder fundamentar, con base en esta información, cambios al procedimiento constructivo.

Las lecturas de las referencias instaladas se harán como mínimo semanalmente durante el procedimiento de excavación y construcción de la cimentación y sótano, y se podrá incrementar de ser necesario, de acuerdo con el comportamiento observado y analizado por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, quien también podrá incrementar y reubicar las referencias.

Deberá implementarse la instrumentación antes, durante y al final de la excavación para conocer su comportamiento del subsuelo y no pierda propiedades como la resistencia y humedad.

Fuentes de consulta

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2017
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de Cimentaciones, 2017
- Reglamento de Construcción de la Ciudad de México y Normas Técnicas Complementarias, 2017
- Mecánica de suelos y cimentaciones, Crespo Villalaz
- Manual de diseño geotécnico, covitur
- Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Braja Das
- Ingeniería de cimentaciones, Enrique Tamez
- Manual de cimentaciones profundas, SMMS, 2001
- Normas aplicables a la industria y lineamientos de la práctica DFI para muros pantalla estructurales,