



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**“ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y
PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA EXCAVACIÓN
PARA LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO DE
SEIS NIVELES Y DOS Y MEDIO SÓTANOS EN
ZONA DE TRANSICIÓN”.**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

RICARDO MAYA GÓMEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA.

SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MEXICO, 2012.

FFC Aragón



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

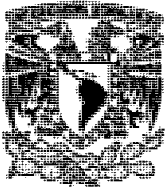


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

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).

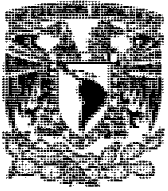
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición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



DEDICATORIA.

A MIS PADRES:

MARIO MAYA MARTINEZ, VIRGINIA GÓMEZ PEREZ; por todo el apoyo recibido para que pudiera continuar estudiando, por sus consejos que me dieron a lo largo de este tiempo, sin su apoyo no hubiera sido posible este logro. Gracias.



DEDICATORIA.

A MIS HERMANOS:

JUAN MANUEL, ELIA, VIRGINIA; por el apoyo recibido de parte de ellos, los consejos y orientación que me dieron, experiencias que he vivido con ellos.

A MI FAMILIA EN GENERAL.

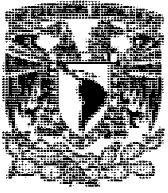
A MIS PROFESORES.

A MI ASESOR DE TESIS: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS EN GENERAL.

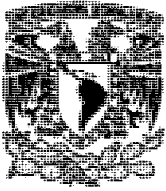
A LA FES ARAGÓN Y A LA UNAM.

Gracias por el apoyo y consejos recibidos.



OBJETIVO.

En este trabajo se presenta la descripción y resultados de un estudio de mecánica de suelos realizado para la construcción de un edificio de seis niveles con sótanos utilizados como estacionamiento, en zona de transición, se describen las pruebas necesarias para determinar las características del suelo y la determinación de la cimentación a ocupar, se describirá el proceso constructivo de la excavación para alojar la cimentación del edificio.



INDICE.

INTRODUCCIÓN.

I.- ANTECEDENTES

- I.1 Generalidades (Estudio de Mecánica de Suelos.)*
- I.2 Localización.*
- I.3 Topografía.*
- I.4 Descripción del proyecto.*
- I.5 Colindancias.*

II.- EXPLORACION DEL SUBSUELO Y PRUEBAS DE LABORATORIO.

- II.1 Generalidades*
- II.2 Pozos a cielo abierto*
- II.3 Sondeos con equipo mecánico*
- II.4 Pruebas de laboratorio*
 - II.4.1 Muestras alteradas*
 - II.4.1 Muestras inalteradas*

III.- DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

- III.1 Descripción del subsuelo*

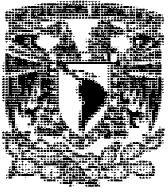
IV.- DISEÑO GEOTÉCNICO.

- IV.1 Alternativa de Cimentación*
- IV.2 Solución de cimentación*
- IV.3 Cargas de proyecto estimadas*
- IV.4 Análisis de estabilidad*
- IV.5 Acciones*
- IV.6 Estado límite de falla en condiciones estáticas*
- IV.7 Estado límite de falla en condiciones dinámicas*
- IV.8 Estado límite de servicio*
- IV.9 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación*
- IV.10 Falla de fondo*
- IV.11 Estabilidad de Taludes*
- IV.12 Consideraciones geotécnicas para diseño estructural*
- IV.13 Interacción suelo-estructura y espectro de diseño.*

V.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS

- V.1 Ataguías.*
 - V.1.1 Tablestacados.*
 - V.1.2 Anclas.*
 - V.1.3 Cortes apuntalados.*
 - V.1.4 Muro Milán.*
 - V.1.5 Muro Berlín.*

- V.2 Proceso constructivo y protección a colindancias*



V.3 Secuela del proceso constructivo para la colocación del sistema de troquelamiento

V.4 Sistema de bombeo para la construcción de la cimentación

VI.- INSTRUMENTACIÓN.

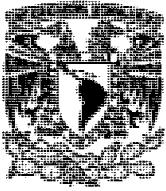
VI.1 Banco de nivel flotante

VI.2 Referencias superficiales

VI.3 Mediciones de plomos

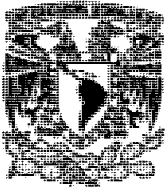
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

BIBLIOGRAFÍA.



INDICE.

INTRODUCCIÓN.	9
I.- ANTECEDENTES.	13
II.- EXPLORACION DEL SUBSUELO Y PRUEBAS DE LABORATORIO.	19
III.- DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO.	34
IV.- DISEÑO GEOTÉCNICO.	39
V.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS.	57
VI.- INSTRUMENTACIÓN.	96
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	99
BIBLIOGRAFÍA.	105

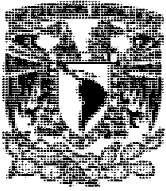


UNAM

INGENIERIA CIVIL
FES ARAGÓN



INTRODUCCIÓN.



INTRODUCCIÓN

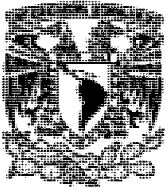
Las construcciones son un factor muy importante para el desarrollo de las poblaciones, desde la prehistoria se empezaron a realizar grandes y pequeñas edificaciones para que los seres humanos se beneficien de ellas. Con el paso del tiempo la población fue creciendo y se empezaron a formar grandes ciudades las cuales proporcionaron mayores recursos a sus habitantes y por este motivo las ciudades empezaron a presentar el problema de sobrepoblación, al grado de invadirse todos los rincones del sitio donde está la ciudad, los habitantes ya no tenían espacio para sus necesidades, debido a esto se empezaron a crear los grandes edificios habitacionales, pero para construir estos edificios los ingenieros deben tener suficientes datos y herramientas del lugar, población entre otros, para poderlo construir. De este modo se vio la necesidad de realizar estudios de mecánica de suelos para poder tener una construcción más segura y conocer las características del suelo donde se edificara la construcción.

Todas las obras de ingeniería civil se apoyan sobre el suelo de una u otra forma, y muchas de ellas, además, utilizan la tierra como elemento de construcción para terraplenes, diques y rellenos en general; por lo que, en consecuencia, su estabilidad y comportamiento funcional y estético estarán determinados, entre otros factores, por el desempeño del material de asiento situado dentro de las profundidades de influencia de los esfuerzos que se generan, o por el del suelo utilizado para conformar los rellenos.

Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, productores a su vez de deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o desplomos que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono.

En consecuencia, las condiciones del suelo como elemento de sustentación y construcción y las del cimiento como dispositivo de transición entre aquel y la superestructura, han de ser siempre observadas, aunque esto se haga en proyectos pequeños fundados sobre suelos normales a la vista de datos estadísticos y experiencias locales, y en proyectos de mediana a gran importancia o en suelos dudosos, infaliblemente, al través de una correcta investigación de mecánica de suelos

La mecánica de suelos es una parte muy importante para cualquier proyecto donde se pretenda realizar una construcción, gracias a los estudios de mecánica de suelos se puede determinar el tipo de cimentación a utilizar, se puede conocer la capacidad del terreno donde se va a construir entre otros datos importantes, con el estudio de mecánica de suelos, la cimentación a utilizar y tipo de terreno se puede determinar las protecciones para el alojamiento de la cimentación a utilizar, ya que cada excavación tiene un proceso en específico.



Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente, se ha puesto énfasis en la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo.

Para proponer una cimentación adecuada se debe conocer los tipos de cimentaciones y sus cualidades y problemas, existen cimentaciones poco profundas o superficiales, estas se refieren a cimentaciones en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimientto, sin embargo, es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación poco profunda a una profunda.

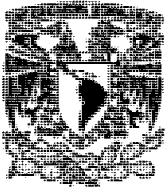
La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones, es por supuesto, tan antigua como la construcción misma, pero hasta épocas recientes tal preocupación se reflejó en intentos de analizar científicamente el comportamiento de las cimentaciones tratando de establecer principios generales que sirvieran a la vez como normas tanto como para el proyecto, como para la construcción en campo.

Las condiciones del suelo superficial no siempre son las apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda, en tal caso será preciso buscar terrenos de apoyos más resistentes a mayores profundidades: a veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor más grande de suelo.

El diseño de cimentaciones de estructuras tales como edificios, puentes y presas, requiere el conocimiento de factores como: a) la carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación; b) los requisitos del reglamento local de construcción; c) el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportaran el sistema, y d) las condiciones geológica del suelo. Para un ingeniero de cimentaciones, los dos últimos factores son sumamente importantes ya que tienen que ver con la mecánica de suelos.

Para determinar que cimentación es la más económica, el ingeniero debe considerar la carga de la superestructura, las condiciones del subsuelo y el asentamiento tolerable deseado.

Las teorías de capacidad de carga, desarrolladas a partir de 1920, proporcionaron más o menos una base científica al estudio de las cimentaciones. Combinadas con el creciente conocimiento de los suelos y sus propiedades mecánicas y con el mejoramiento de las técnicas de medición de campo, han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones mucho más avanzada y racional.



Para diseñar una cimentación que soporte adecuadamente una estructura, un ingeniero debe conocer el tipo de depósitos de suelo que la soportan. Además los especialistas de cimentaciones deben recordar que el suelo, en cualquier sitio con frecuencia no es homogéneo, es decir, el perfil del suelo puede variar.

Para cualquier construcción se deben tomar en cuenta los asentamientos que pueden ocurrir, estos asentamientos dependen del tipo de suelo del que se trate, ya sea tipo I, II o tipo III, los asentamientos se dan al experimentar compresión a causa de las cargas que aporta el edificio o construcción.

Se debe tomar en cuenta la determinación de las presiones que la tierra ejerce sobre elementos de retención encargados de soportarla. En la actual ingeniería se usan generalmente dos tipos de elementos de soporte: los rígidos y los flexibles. Los primeros serán denominados muros y los segundos tablestacas. Los muros se construyen generalmente de mampostería o concreto, simple o reforzado. Las tablestacas suelen ser de acero. Se debe poner atención a los ademes de madera o metálicos en cortes y excavaciones.

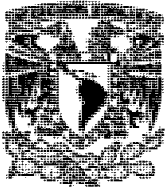
Algunas veces, el trabajo de construcción requiere excavaciones en el terreno con caras verticales, por ejemplo los sótanos de edificios en zonas construidas o las paredes del transporte subterráneo a poca profundidad debajo de la superficie del terreno (tipo de construcción por corte y recubrimiento). Las caras verticales de los cortes tienen que ser protegidas por sistemas temporales de apuntalamiento para evitar una falla acompañada por asentamientos considerables o de capacidad de carga de las cimentaciones vecinas.

Los taludes deben analizarse para comprobar su estabilidad, en caso de no tenerla, estos deben de tener una estructura que los contenga y los mantenga estables, las fallas que pueden presentar los taludes son las siguientes: falla por deslizamiento superficial, deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes, falla por movimiento del cuerpo del talud, por flujo, licuación, entre otras.

Las tablestacas conectadas o semiconectadas, a menudo se usan para construir muros continuos de estructuras costeras que van de embarcaderos para lanchas pequeñas de recreo hasta muelles para embarcaciones de gran tamaño. A diferencia de las construcciones de otros tipos de contención, los muros de tablestacas o tablestacados, no requieren usualmente el desagüe del sitio. Las tablestacas se usan también para unas estructuras temporales, como cortes apuntalados.

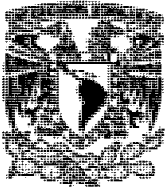
Usualmente se usan varios tipos de tablestacas en construcción: (a) de madera, (b) de concreto prefabricado y (c) de acero, existen comercialmente también las de aluminio.

Los taludes verticales o casi verticales de suelo son soportados por muros de retención, tablestacas en voladizo vertical, ataguías de tablestacas, cortes apuntalados y otras estructuras



similares. El adecuado diseño de esas estructuras requiere de la estimación de la presión lateral de la tierra, que es una función de varios factores.

En este trabajo se presenta un estudio de mecánica de suelos y la secuencia del proceso constructivo de la excavación para alojar la cimentación, también se describen los pasos de la protección a colindancias a base de un muro Berlín.

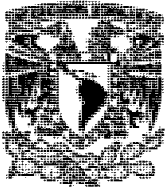


UNAM

INGENIERIA CIVIL
FES ARAGÓN



I.-ANTECEDENTES.



I.- ANTECEDENTES.

I.1 Generalidades (Estudio de Mecánica de Suelos.)

La importancia de los estudios de la mecánica de suelos radica en el hecho de que si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, produciendo a su vez deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o desplomos que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono.

En consecuencia, las condiciones del suelo como elemento de sustentación y construcción y las del cimiento como dispositivo de transición entre aquel y la estructura, han de ser siempre observadas, aunque esto se haga en proyectos pequeños fundados sobre suelos normales a la vista de datos estadísticos y experiencias locales, y en proyectos de mediana a gran importancia o en suelos dudosos, infaliblemente, al través de una correcta investigación de mecánica de suelos.

La Mecánica de Suelos se interesa por la estabilidad del suelo, por su deformación y por el flujo de agua, hacia su interior, hacia el exterior y a través de su masa, tomando en cuenta que resulte económicamente factible usarlo como material de construcción.

A un ingeniero le interesa identificar y determinar la conveniencia o no de usar el suelo como material para construir rellenos en caminos, canales de conducción y distribución de los sistemas de riego, obras hidráulicas, entre otros.

Para esto es necesario obtener muestras representativas del suelo que se someten a pruebas de laboratorio, tomando en cuenta que el muestreo y los ensayos se realizan necesariamente sobre pequeñas muestras de población, es necesario emplear algún método estadístico para estimar la viabilidad técnica de los resultados.

El ingeniero pronosticará las características de carga-deformación de rellenos naturales o compactados, que soportan cualquier construcción o como estructura de suelo

I.2 Localización.

Se realizó un Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en Eje 8 Sur (José María Rico), Esq. eje 2 PTE (Gabriel Mancera), Colonia del Valle, Delegación Benito Juárez, México D.F. en donde se proyecta la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por dos y medio sótanos, seis niveles superiores y azotea. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

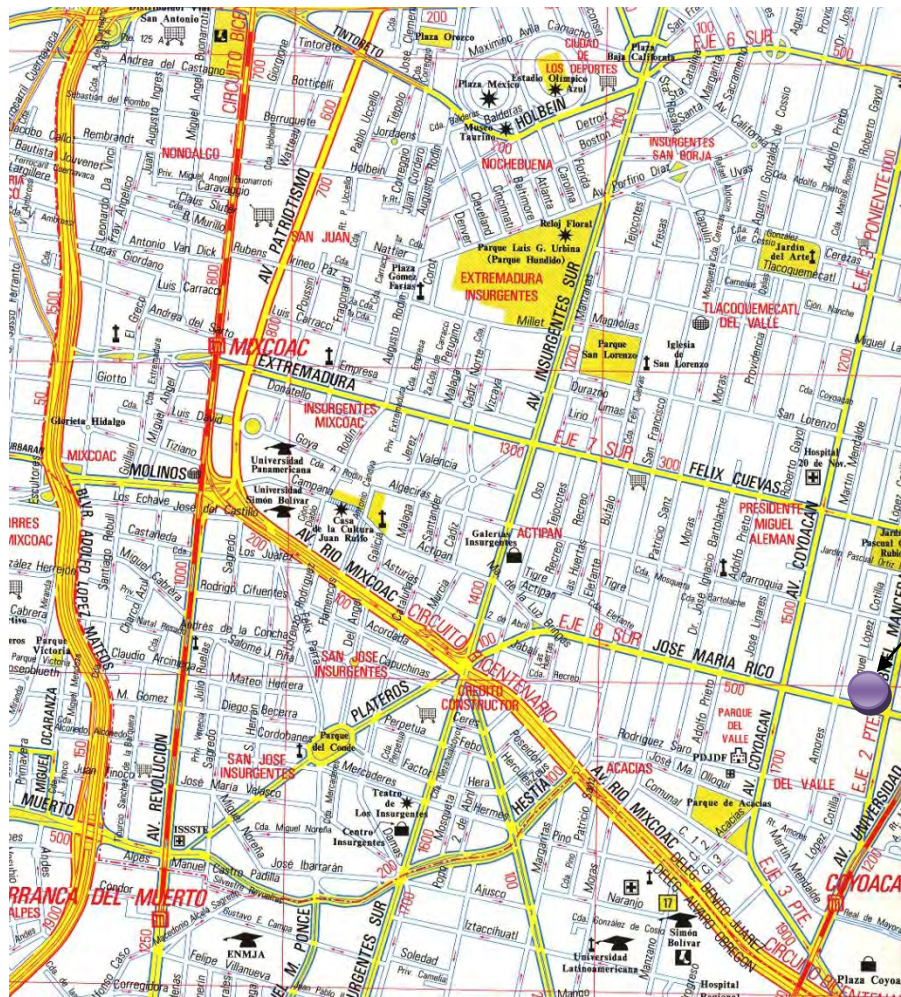
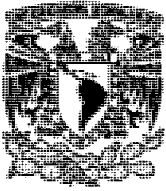


FIGURA: 1.- UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERES

I.3 Topografía

El predio donde se desea construir tiene forma semi cuadrada con un área de 517 m² aproximadamente, como se muestra en la figura 2. La superficie del terreno es horizontal, el predio se encuentra actualmente ocupado por una estructura que cuenta con planta baja, dos niveles y planta de azotea.

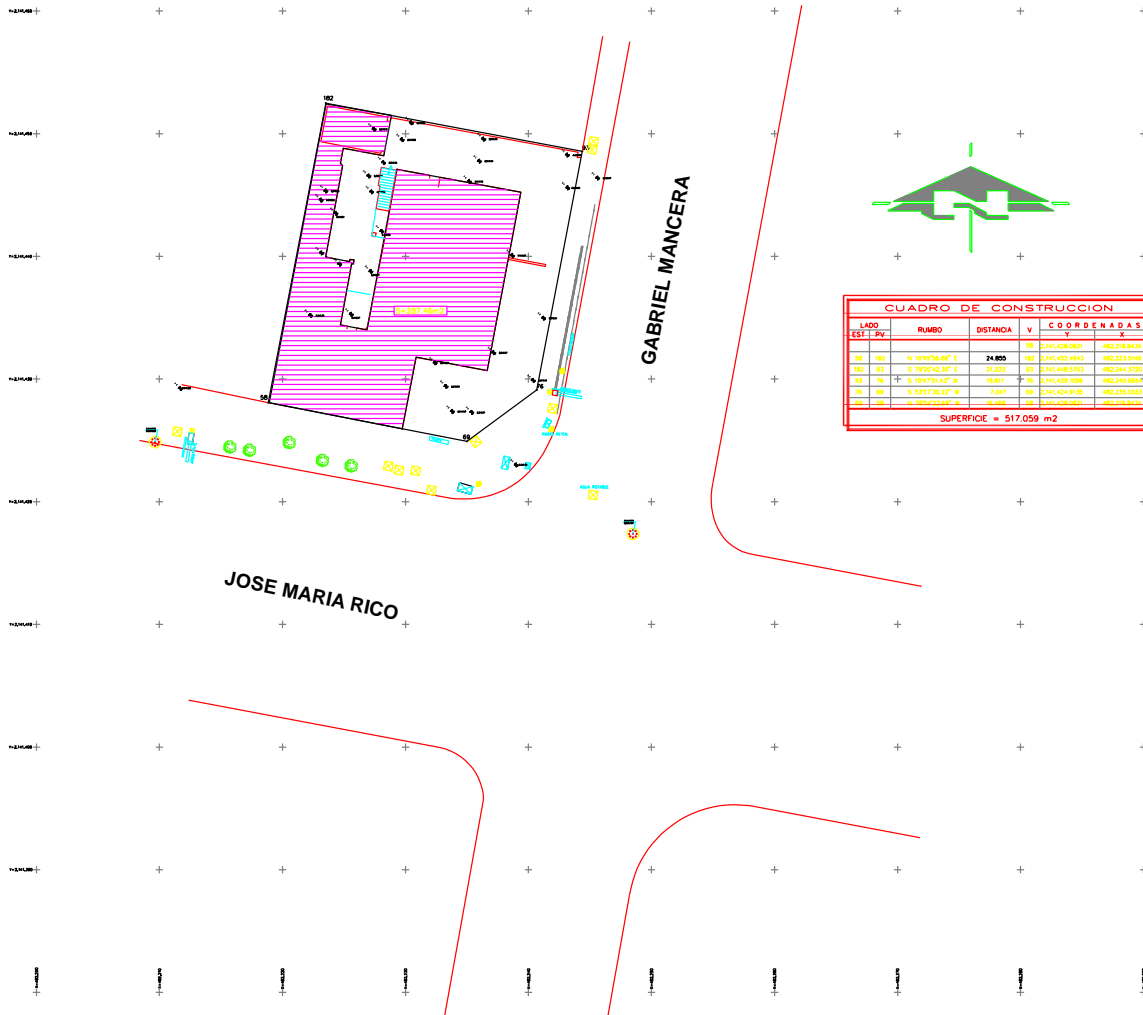
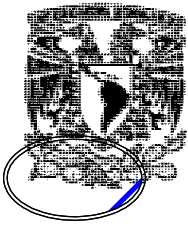
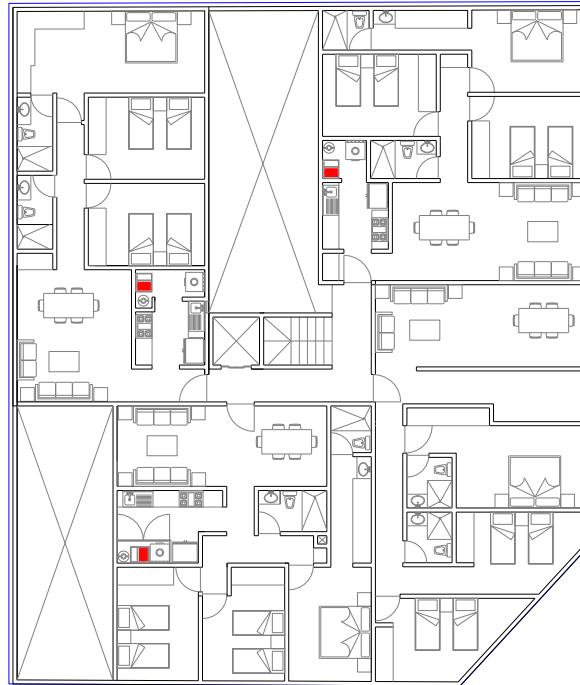
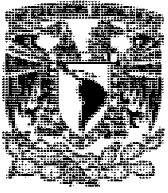


FIGURA: 2.- TOPOGRAFIA DEL PREDIO ANALIZADO

I.4 Descripción del proyecto

En el proyecto arquitectónico se contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por dos sótanos, un semisótano, seis niveles superiores y azotea.

En la figura 3 y 4 se muestran el sembrado de la planta tipo y corte esquemático, en la figura 5 se presenta la planta tipo del sótano considerado para el proyecto.



Planta Tipo

FIGURA: 3.- PLANTA TIPO

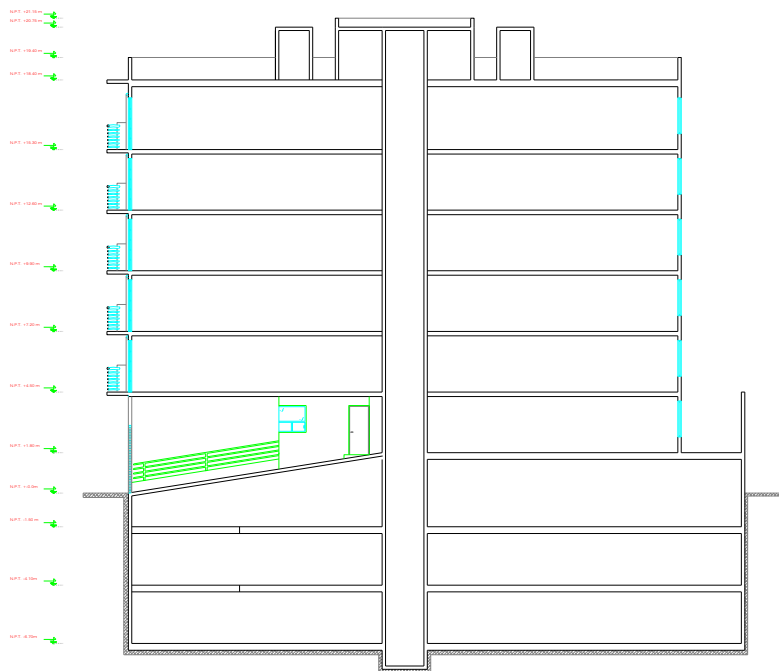


FIGURA: 4.- CORTE

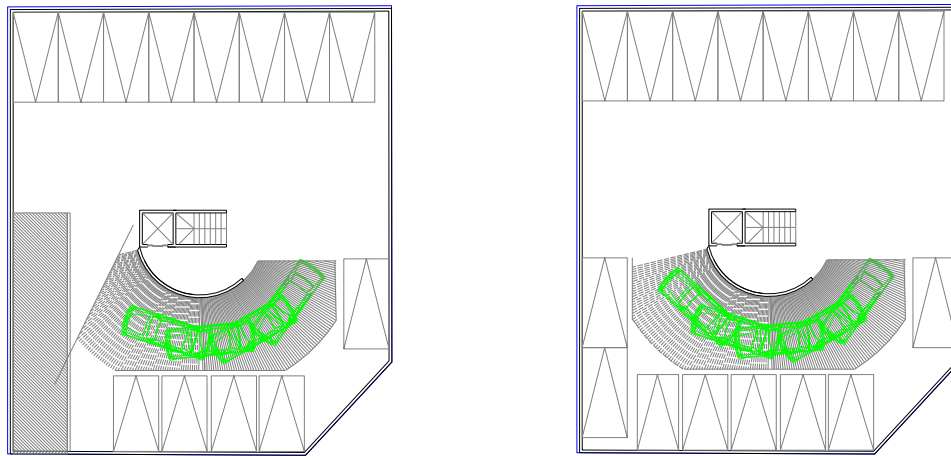
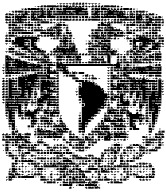


FIGURA: 5.- PLANTA SOTANOS

I.5 Colindancias

El sitio donde se construirá el edificio colinda al poniente con una estructura que cuenta con planta baja cuatro niveles y azotea, pilas.

Al Oriente se encuentra colindando con el eje 8 Sur (Gabriel Mancera).Hacia el Sur colinda con el Eje 2 Pte. (José María Rico). Finalmente al norte del predio colinda con una estructura conformada por planta baja y un nivel; esta cimentada sobre una zapata desplantada a 1.20m de profundidad, todo lo antes mencionado se indica en la figura 6.

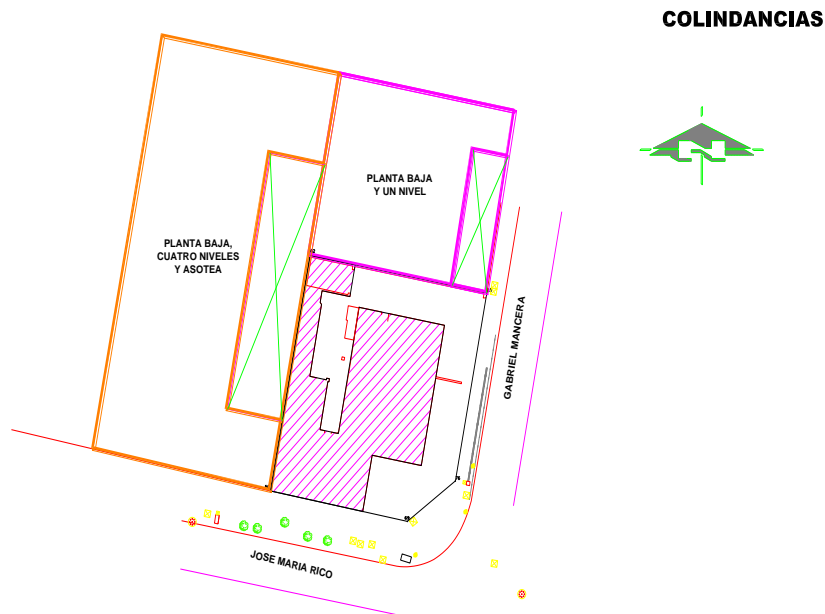
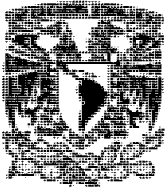
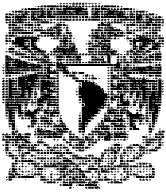


FIGURA: 6.- COLINDANCIAS



II.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.



II.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

II.1 Generalidades

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 determinar las propiedades del subsuelo se realizaron tres pozos a cielo abierto y un sondeo profundo con máquina rotatoria Long Year dentro del predio de interés.

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 7.

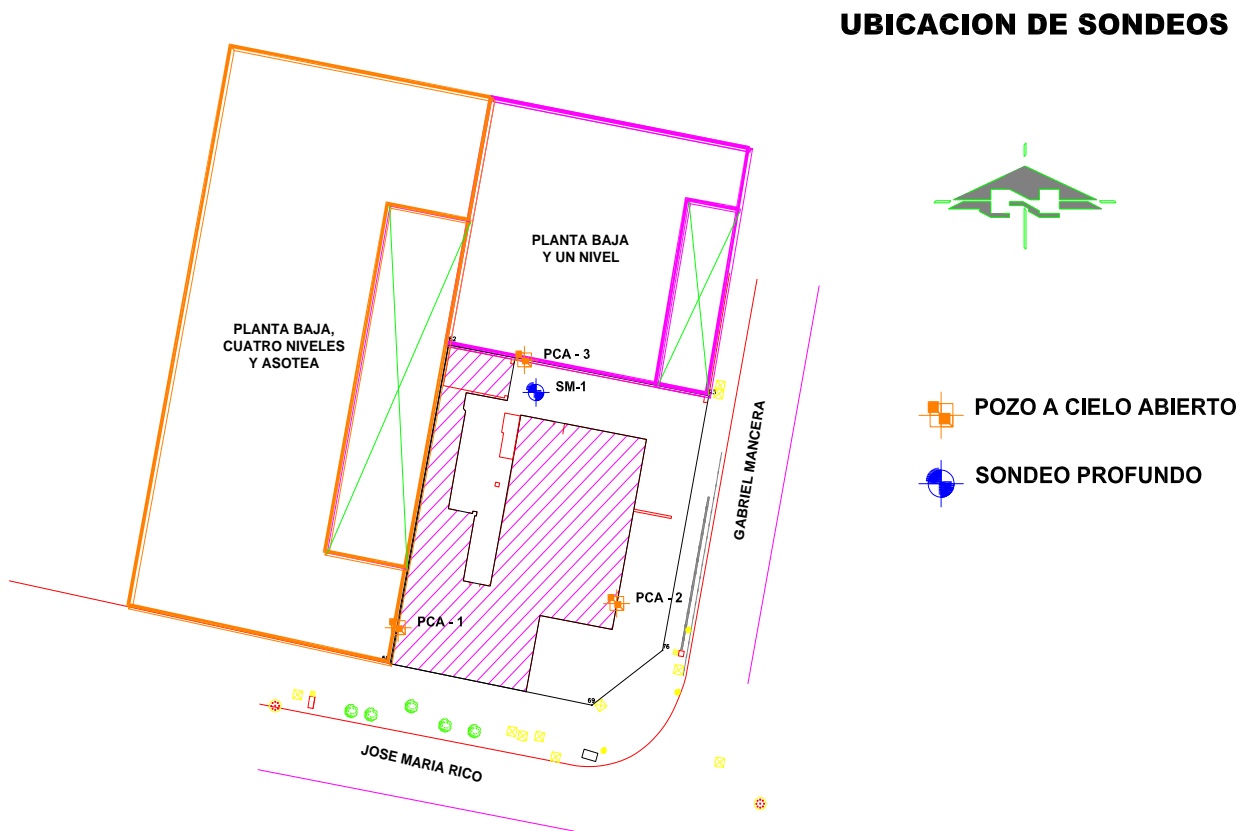
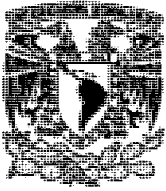


FIGURA: 7.- UBICACIÓN DE SONDEO MIXTO Y PCA'S



II.2 Pozos a cielo abierto.

La excavación de pozos a cielo abierto con el empleo del pico y la pala permiten recuperar buenas muestras representativas alteradas del subsuelo, sin embargo, su aplicación principal es la obtención de muestras inalteradas de la más alta calidad y solo esta aplicación justifica su costo.

Este método consiste en hacer excavaciones de tamaño suficiente para que una persona en este caso un técnico pueda introducirse en él y poder examinar los distintos estratos en su estado natural, y de este modo poder saber las características que presenta cada estrato en cuanto a la cantidad de agua contenida.

Muestras inalteradas de la mejor calidad se obtienen excavando pozos a cielo abierto, con sección cuadrada o circular, de 1.50 a 2.00m por lado o diámetro, hasta profundidades de 5.00 m, si el nivel freático se encuentra a mayor profundidad. La excavación permite obtener la siguiente información:

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

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de tres pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.0 y 3.0 m denominados PCA-1, PCA-2 y PCA-3; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 8 a 10.

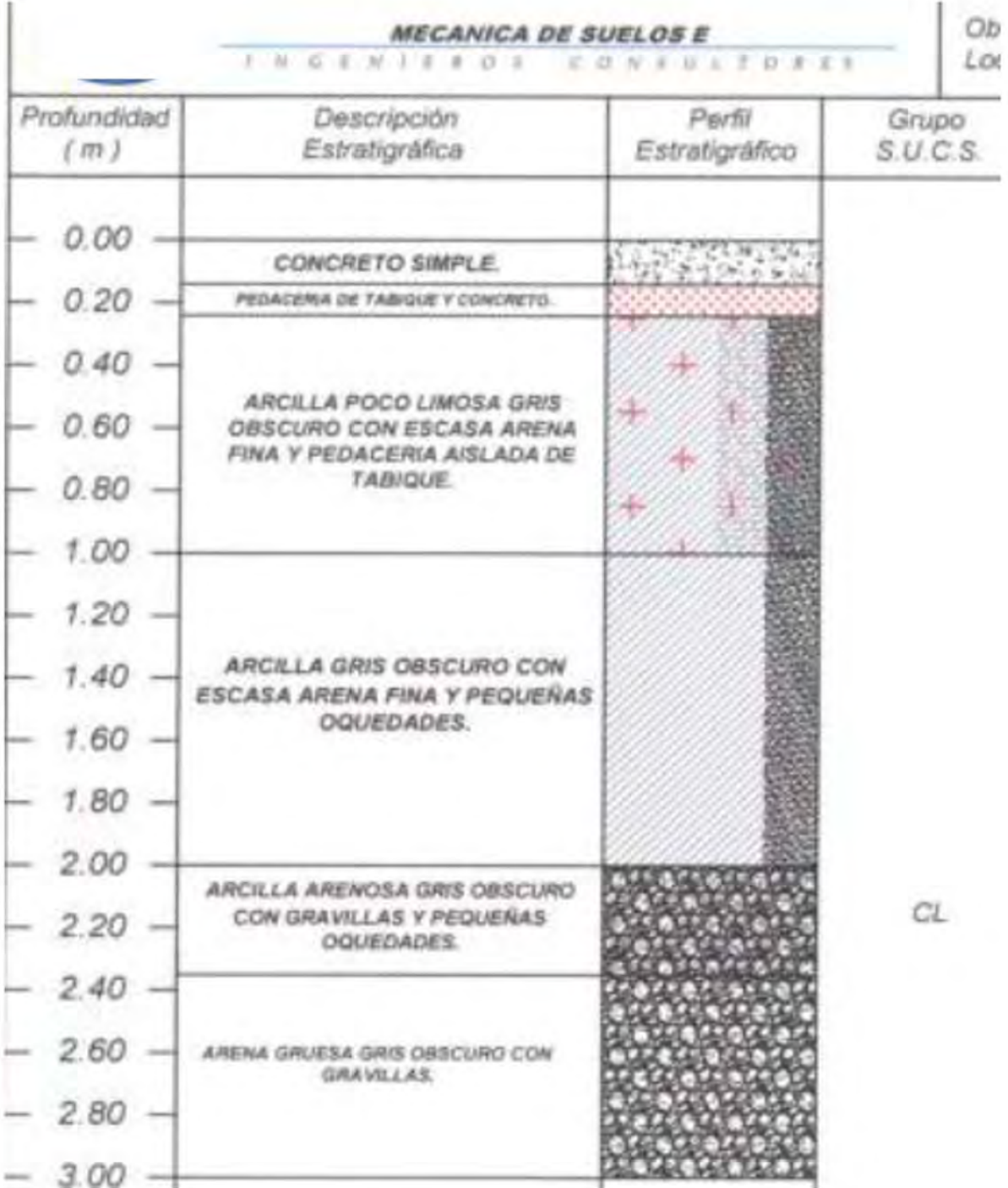


FIGURA: 8.- PERFIL ESTRATIGRAFICO DE PCA-1.

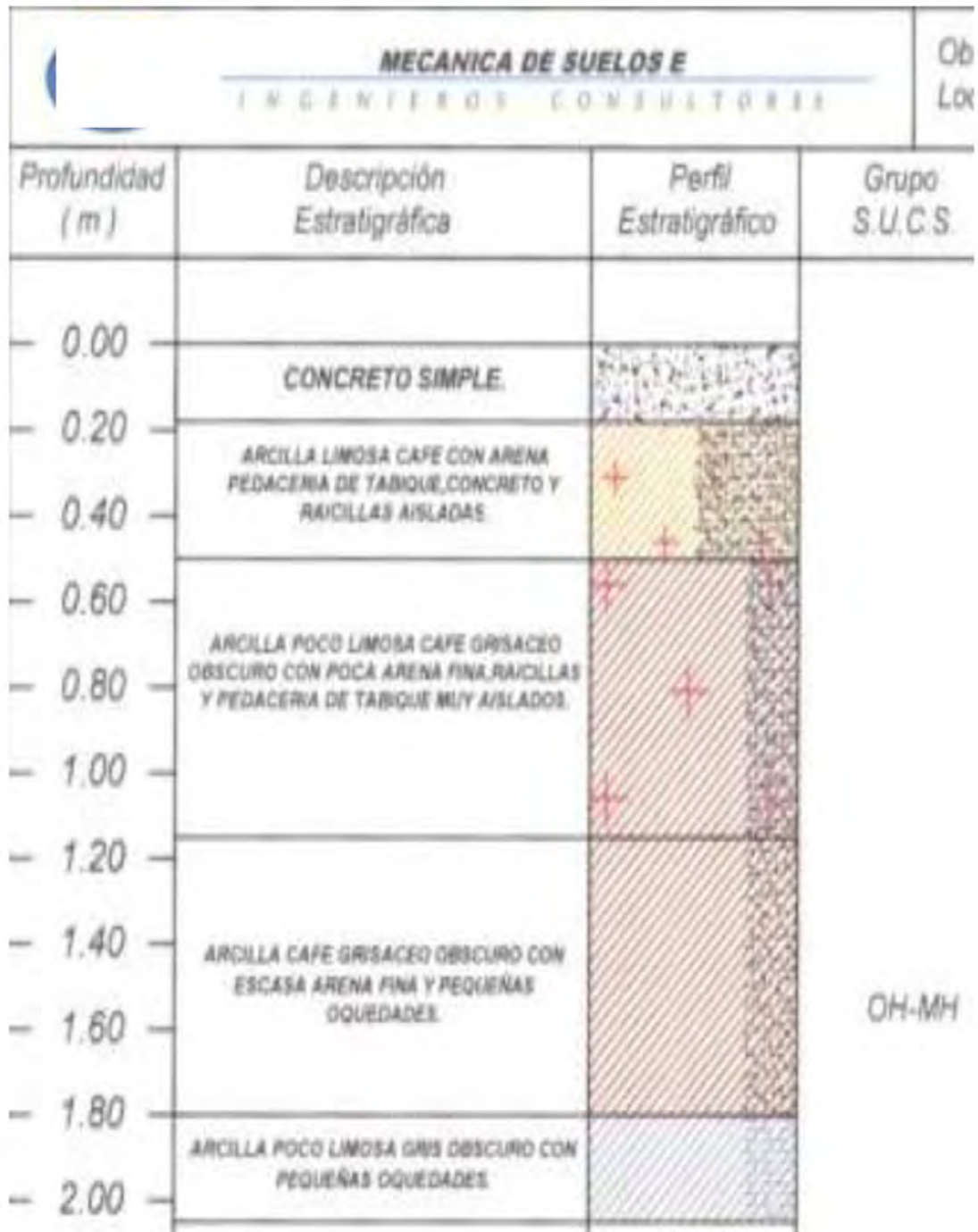


FIGURA: 9.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-2.

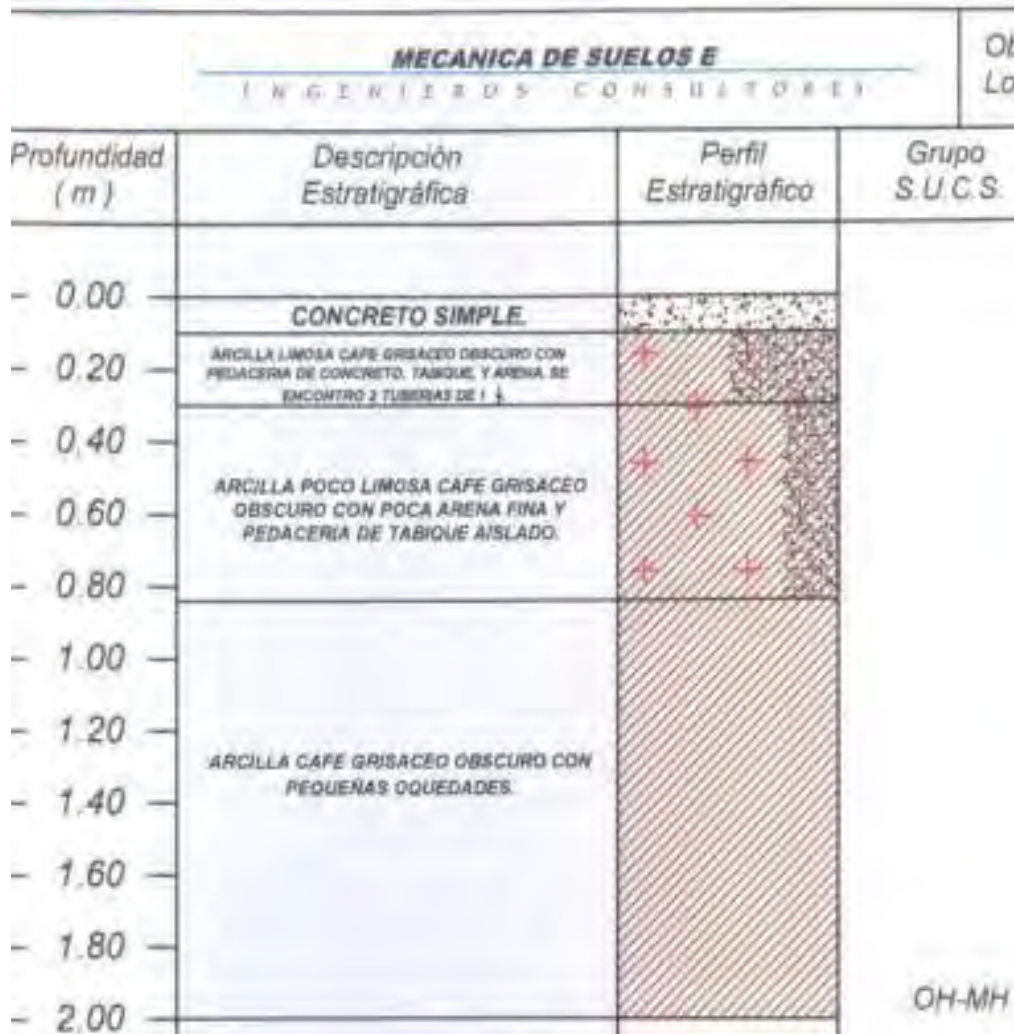
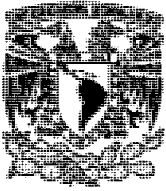
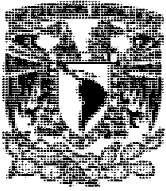


FIGURA: 10.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-3.

En las figuras 12 y 13 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.

En la figura 14 se presentan en forma gráfica el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés y considerado para este estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.



II.3 Sondeos con equipo mecánico

Se requirió efectuar un sondeo de tipo Mixto denominado SM-1, en el sitio de Interés y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga. El sondeo profundo se efectuó a 20 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante.

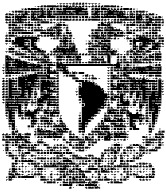
II.3.1.-Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compactidad, 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 realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.



FIGURA: 11.- PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR



En el caso de las 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 una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las 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

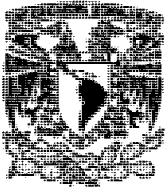
ARENAS (BASTANTE SEGURAS)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. (N)	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. (N)	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

II.3.2.- 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 entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los 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 alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que está tiene con relación al material que la 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 alto contenido 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, sino de preferencia el de penetración estándar.

El sondeo 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 1 m 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 presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

En las figuras 12 y 13 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.



MECANICA DE SUELOS

REGISTRO DE EXPLORACION

HOJA 1

PROFE: JOSE MARIA RICO BERRIO
CALLE: Avda. María Riera, Mérida D.F.
C.P. 97000

PREPAREDOR: LONC YEAR 16
FECHA DE INICIO: 11/11/11
FECHA DE FIN: 11/11/11

Núm. de sonda	Profundidad [m]	M. Dr. Culpas			Empujamiento [kg]	[X]	[X]	[X]	ROD [cm]	Muestras	Observaciones
		45 mm	38 mm	45 mm							
-	1.18	1.18									
1	1.18	1.79	5	3	21						Resaca con arena. Triangulo. [Fina de Concreto]
2	1.78	1.38	4	2	35						Resaca limosa valor \approx 1000
3	1.38	1.38	4	5	47						Resaca limosa valor \approx 1000
4	1.38	2.58	4	7	41						Resaca limosa valor \approx 1000
5	2.58	3.18	5	14	23						Resaca media limosa con un lecho de arena. Limosa valor \approx 1000
6	3.18	4.18	SHELBY	APRESION ROTACION	38						
7	4.18	4.78	7	19	35						Parcela 15 arena fina limosa valor \approx 1000. Parcela 15 arena fina limosa valor \approx 1000
8	4.78	5.38	11	15	55						Resaca limosa valor \approx 1000
9	5.38	5.98	8	7	2						Resaca limosa valor \approx 1000
10	5.98	6.58	SHELBY	APRESION ROTACION	58						
11	6.58	7.58	7	15	14						Resaca fina limosa valor \approx 1000
12	7.58	8.18	3	48	43						Parcela 15 arena fina limosa valor \approx 1000. Parcela 15 arena fina limosa valor \approx 1000
13	8.18	8.45	18	58/28	28						Parcela 15 arena fina limosa valor \approx 1000. Parcela 15 arena fina limosa valor \approx 1000
-	8.45	8.78		AVANCE							
14	8.78	9.13	15	58/28	54						Resaca fina valor \approx 1000
-	9.13	9.38		AVANCE							
15	9.38	9.71	5	58/25	25						Resaca con arena. Triangulo
-	9.71	9.98		AVANCE							
16	9.98	10.32	28	58/27	23						Resaca fina con gravilla valor \approx 1000
-	10.32	10.58		AVANCE							
17	10.58	10.83	3	58/24	18						Resaca fina limosa valor \approx 1000
-	10.83	11.18		AVANCE							
18	11.18	11.58	23	58/25	32						Resaca con arena. Triangulo
-	11.58	11.78		AVANCE							
19	11.78	12.38	7	28	32						Resaca fina limosa con un lecho de gravilla valor \approx 1000
20	12.38	12.78	15	58/25	28						Linea con gravilla valor \approx 1000
-	12.78	13.18		AVANCE							
21	13.18	13.58	15	45	38						Linea con arena. Triangulo
22	13.58	13.82	14	58/17	16						Linea con arena. Triangulo
-	13.82	14.18		AVANCE							
23	14.18	14.45	15	58/28	11						Resaca fina limosa valor \approx 1000
-	14.45	14.78		AVANCE							
S/M	14.78	14.78	58/18		58						Sin representación de muestra
-	14.78	15.38		AVANCE							
24	15.38	15.45	58/13		13						Resaca fina limosa con gravilla valor \approx 1000
-	15.45	15.98		AVANCE							
S/M	15.98	15.95	58/2		58						Sin representación de muestra

Supervisor: ING. EDUARDO CALDERON

FIGURA: 12.- REGISTROS DE CAMPO.



MECANICA DE SUELOS

REGISTRO DE EXPLORACION

HOJA 2

PROFE: JOSE MARIA RICO ESPIN
 INGENIERO EN CIENCIAS Exactas y Naturales, Especialidad Física, México, D.F.
 PREPARADOR: LOPE VEGA 34 DONDI H OYMO 31E
 LOMBE 5M-1
 E.A.P.: M.E. DETECTO
 FECHA DE EJECUCION: 11/05/2011

Núm. de Suelo	Profundidad		M. de Colores		Espesor (cm)	Espesor (cm)		Espesor (cm)	Espesor (cm)	Descripción
	05 cm	15 cm	25 cm	35 cm		15 cm	35 cm			
1	15.35	16.28	AVANCE							Material blando, consistente en arena fina, con abundante materia orgánica
5M	16.38	16.81	ABRIL MO		5M					Sin representación de material
25	16.88	17.48		58/23						Arena media, gruesa limosa con gravillas sobre café claro
	17.48	17.48	AVANCE							Azúcar con arena Triaxial
5M	17.48	17.75	3	58/28						Sin representación de material
	17.75	18.88	AVANCE							Azúcar con arena Triaxial
25	18.88	19.37	15	58/32						PSB Entregado a nivel del suelo, PSB Bona, más que una muestra
	19.37	19.53		58/28						Azúcar con arena Triaxial
27	19.58	19.55	22	58/28						Arena media, limosa sobre café claro
	19.55	19.28	AVANCE							Azúcar con arena Triaxial
28	19.28	19.45	32	58/18						Arena media, gruesa limosa sobre café claro
	19.45	19.88	AVANCE							Azúcar con arena Triaxial
29	19.88	20.15	28	58/28						Arena media, gruesa limosa sobre café claro

Página 1

Elaborado: OMAR CASTILLO HERNANDEZ
Supervisor: ING. EDUARDO CALDERON

FIGURA: 13.- REGISTROS DE CAMPO.



UNAM

MECANICA DE SUELOS E INGENIEROS CONSULTORES SC

Obra No: JOSE MARIA RICO # 638-B

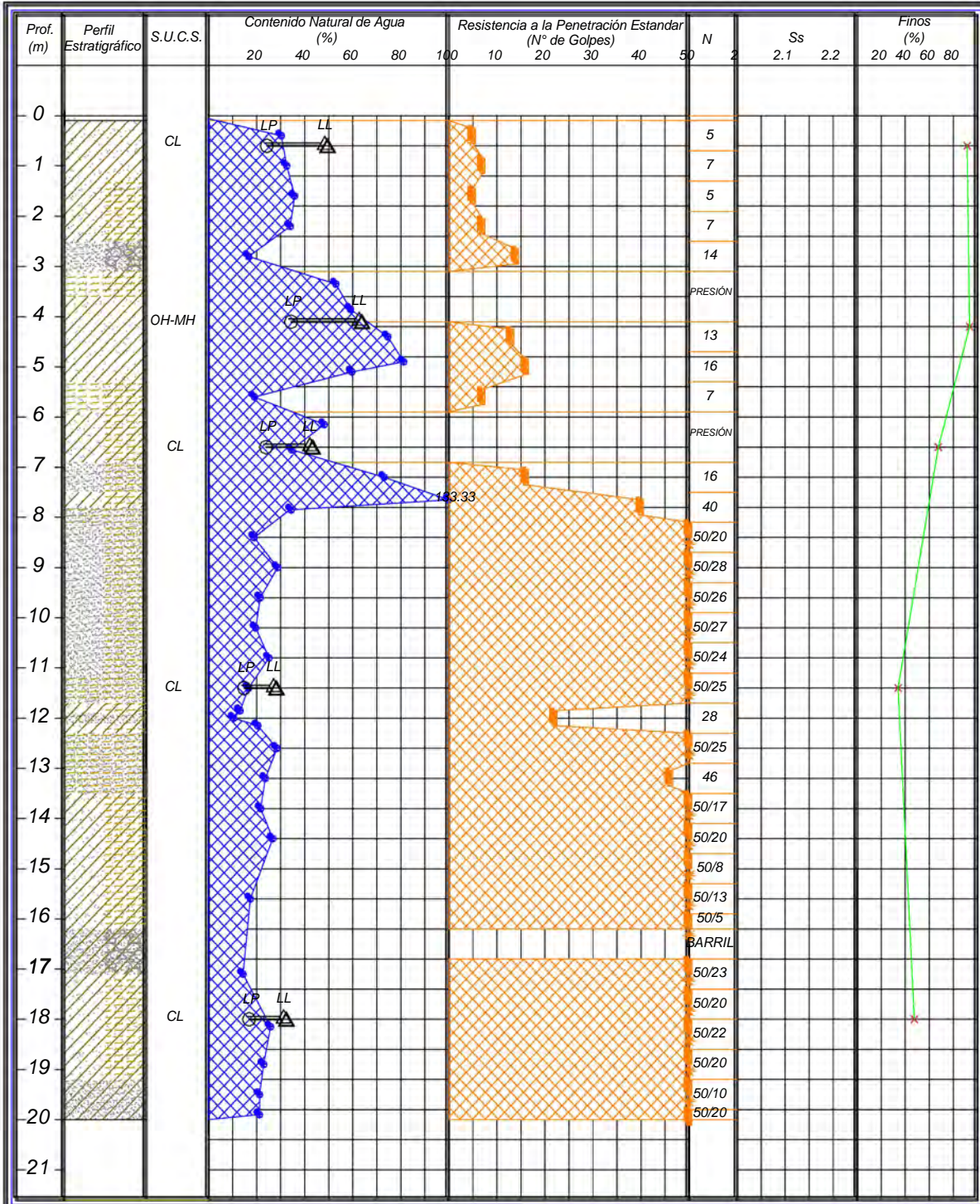
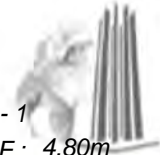
INGENIERIA CIVIL

Localización: COL. DE SARAGÓN

Tipo de Sondeo: SONDEO MIXTO, SM - 1

Cota:

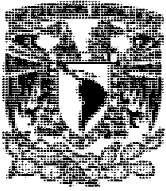
N.A.F.: 4.80m



Simbología: LP LL N : Número de golpes para 30 cm : Avance con broca triconica No. de golpes/penetración en cm. : > de 50 golpes Ss: Densidad de sólidos G: Grava A: Arena F: Finos

Conchillas Limo Mat. Orgánica Relleno Arcilla Grava Arena

FIGURA No. 30



II.4. PRUEBAS DE LABORATORIO

Los ensayos 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 realizaron diferentes pruebas de laboratorio 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.

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 y/o porcentaje de finos para conocer su 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 axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU..

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas (tubo Shelby) la prueba de consolidación unidimensional.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de la prueba de consolidación estándar realizada en el sondeo profundo del sitio de interés.

En las figuras siguientes se muestran algunas pruebas de laboratorio y equipo.

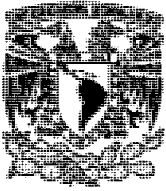


FIGURA: 15.- PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



FIGURA: 16.- PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



FIGURA: 17.- PRUEBA TRIAXIAL

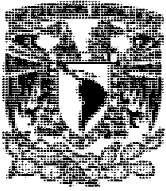


FIGURA: 18.- PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

EQUIPO Y PRUEBAS DE LABORATORIO.

II.4.1 Muestras alteradas

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



Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos



FIGURA: 19.- MUESTRA OBTENIDA DEL SUBSUELO

II.4.2 Muestras inalteradas

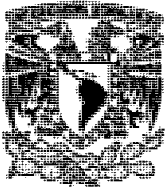
A las muestras cúbicas inalteradas se les realizaron las siguientes pruebas:

Propiedades Índice

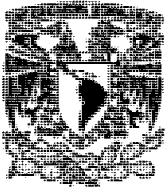
- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión Simple
 - b) Compresión Triaxial Rápida UU
- 2.- Compresibilidad
 - a) Consolidación Unidimensional

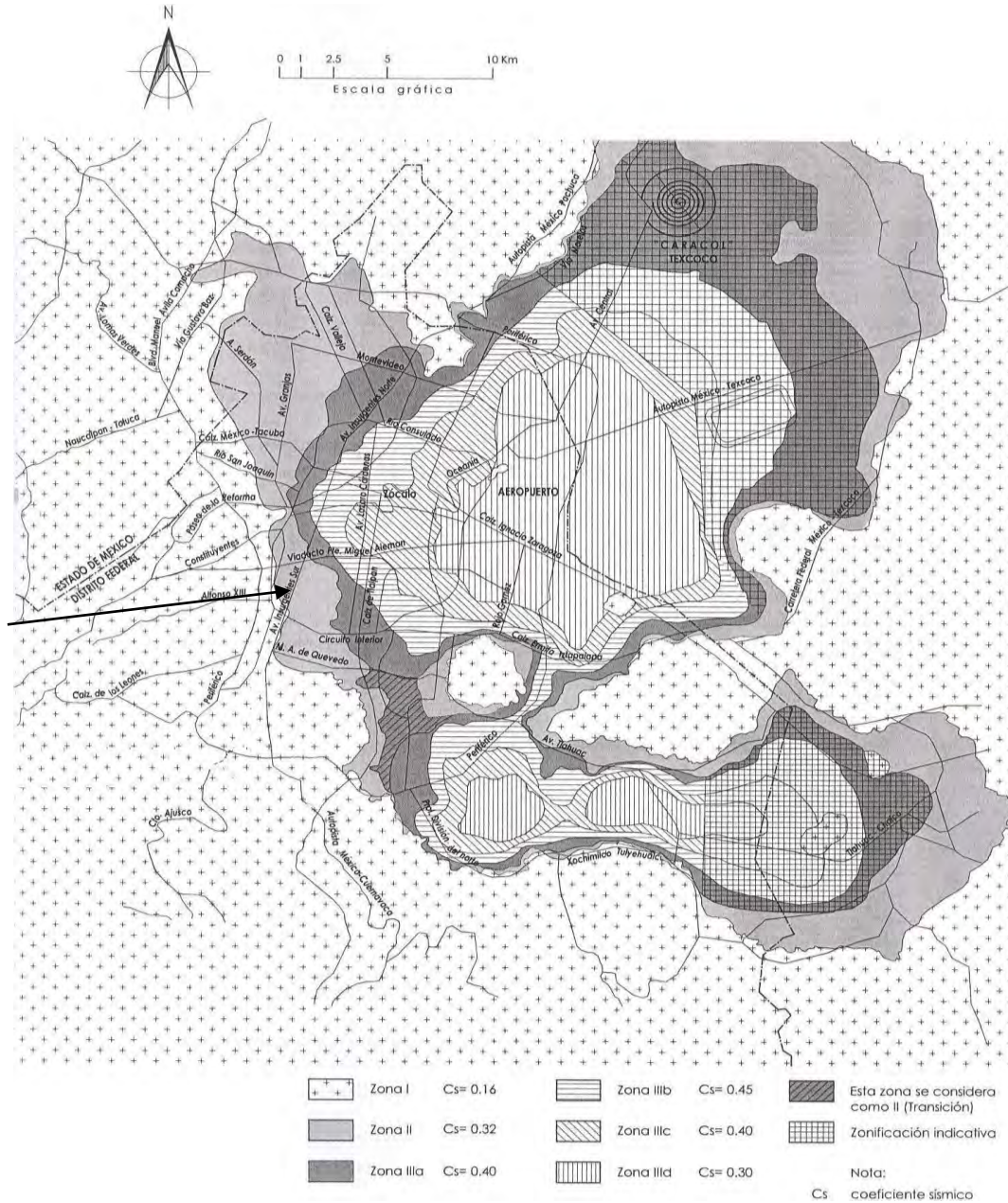


III.- DESCRIPCION DEL SUBSUELO.



III. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

El predio de interés se localiza en la Zona II (Zona de Transición Alta) como se observa en la figura 20, según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones.



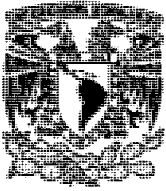
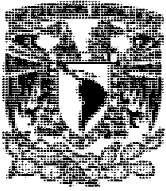


FIGURA: 20.- ZONIFICACION DEL SITIO DE INTERES.

La secuencia detallada del sondeo realizado se describe a continuación.

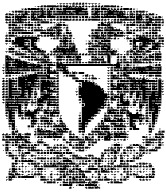
SONDEO MIXTO SM – 1

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 1.00	Materiales de relleno constituidos por arcilla café grisácea oscura, con poca arena fina, con un contenido de agua del 30%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 5 y 6 golpes; consistencia blanda a media.
1.00 – 2.50	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con un contenido de agua variable de 34% a 36%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 5 y 7 golpes; consistencia media.
2.50 – 3.10	Arena fina, media y gruesa gris oscuro con algunas gravillas y pocos finos de limo no cohesivo; un contenido de agua de 17%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 14 golpes; de consistencia media
3.10 – 3.90	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina un contenido de agua de 53%, muestra obtenida a presión (TS).
3.90 – 5.30	Arcilla gris oscuro negruzco con escasa arena fina; con un contenido de agua variable con un contenido de agua variable entre 59% a 81%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 7 y 13 golpes; consistencia firme.
5.30 – 5.90	Limo poco arcilloso gris oscuro con poca arena fina; con un contenido de agua de 19%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 7 golpes; consistencia media.
5.90 – 6.90	Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina; con un contenido de agua variable entre 35% a 48%; muestra obtenida a presión (TS).



Profundidad (m)	Descripción
6.90 – 7.50	Arena fina limosa café oscuro; con un contenido de agua de 73%; con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 16 golpes consistencia media.
7.50 – 8.10	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina, con un contenido de agua de 34%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 40 golpes; consistencia dura.
8.10 – 10.90	Deposito resistente, Arena fina poco limosa gris claro; con un contenido de agua variable entre 19% a 25%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes; de consistencia media.
10.90 – 11.50	Limo arenoso fino gris claro, con un contenido de agua de 17%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, de consistencia firme.
11.50 – 12.30	Arcilla poco limosa con poca arena fina, con un contenido de agua entre 10 y 20%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, de consistencia muy firme.
12.30 – 13.50	Limo arenoso fino gris claro; con un contenido de agua entre 24 y 20%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, de consistencia muy firme.
13.50 – 18.75	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro con poca arena fina y gravillas muy aisladas; con un contenido de agua variable entre 14% a 27%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, de consistencia muy firme.
18.75 – 20.00	Arcilla arenosa fina café grisáceo claro; con un contenido de agua de 21%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, de consistencia firme.

El nivel de aguas freáticas, se detectó a 4.80 m de profundidad aproximadamente. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias, y se encuentra como manto colgado.



De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona II denominada de Transición Alta, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32 (Ver figura 20-I), y el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm^3 .

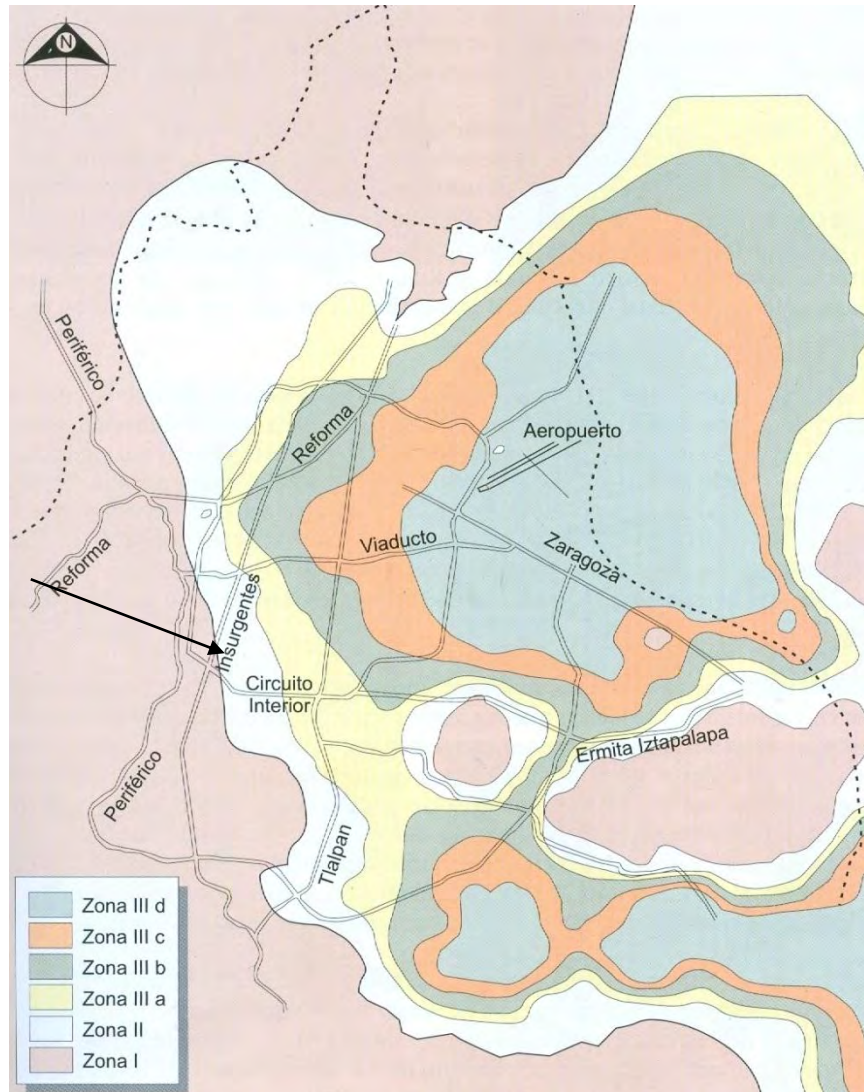
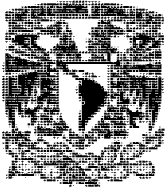


FIGURA: 20-I.- ZONIFICACION SISMICA



IV.- DISEÑO GEOTÉCNICO.

IV. DISEÑO GEOTÉCNICO.

VI.1 ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN.

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, la geometría del edificio, y las propiedades estratigráficas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos resistentes a una profundidad de 8m con respecto al nivel de banqueta, por lo que se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante una losa de cimentación de concreto reforzado desplantada a 8.0m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, considerando que por proyecto se necesitan dos sótanos y medio donde el nivel de piso terminado del sótano inferior se encuentra a -6.70 m, como se muestra en la figura 21.

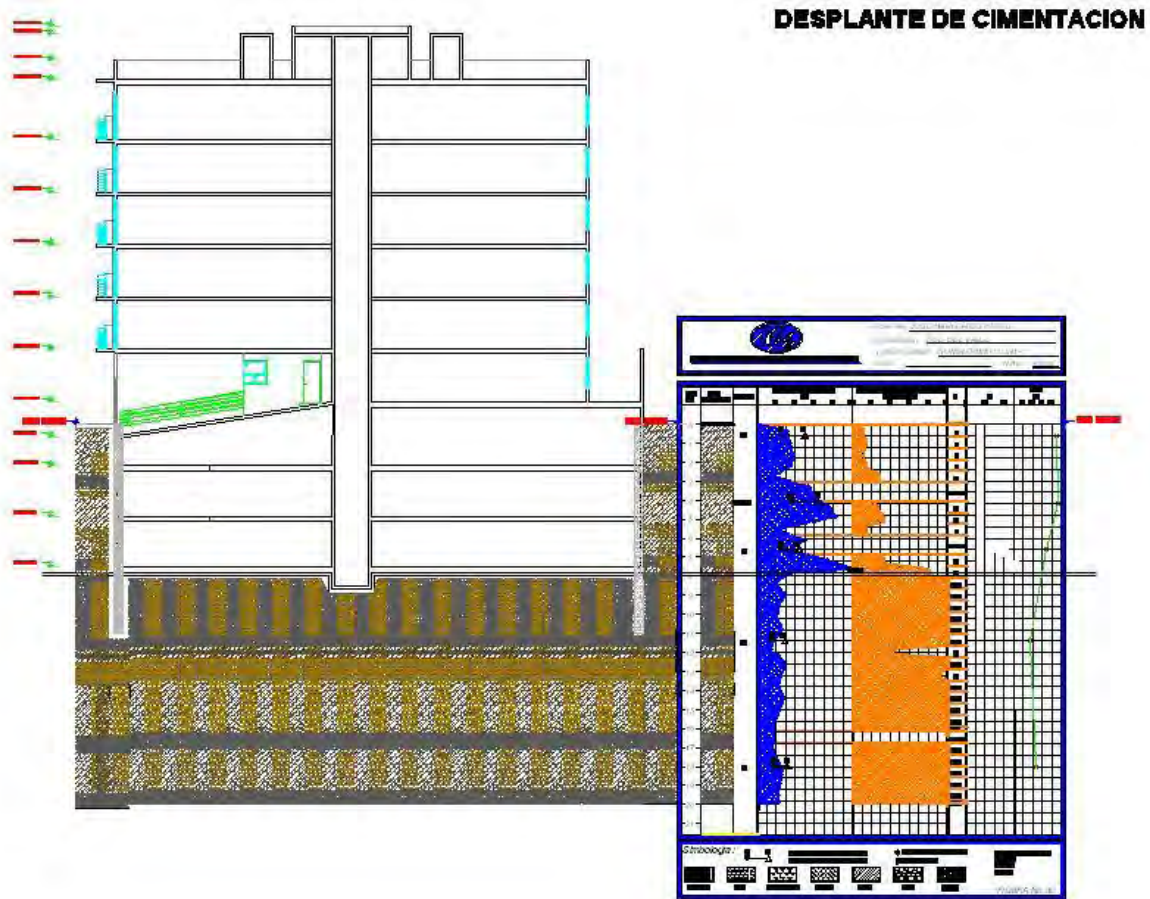
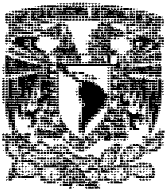


FIGURA: 21.- DESPLANTE DE CIMENTACION Y PERFIL ESTRATIGRAFICO GENERAL

En las condiciones antes mencionadas y para la estructura de seis niveles y dos sótanos y medio se tendrá un peso unitario estimado en su área cubierta de 10 ton/m^2 que incluye el peso propio de la cimentación, y considerando el área cubierta propuesta para el cajón de cimentación que es un área mayor a la cubierta por sembrado del edificio con una ampliación



equivalente al área que tiene la superficie del terreno, como se muestra en las figuras 22 y 23, que permita disipar la carga transmitida por la estructura a un valor mínimo que no repercute en el comportamiento de los mismos y que los asentamientos resulten admisibles.

De acuerdo a las cargas estimadas es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la estructura sean lo más ligeros posible.

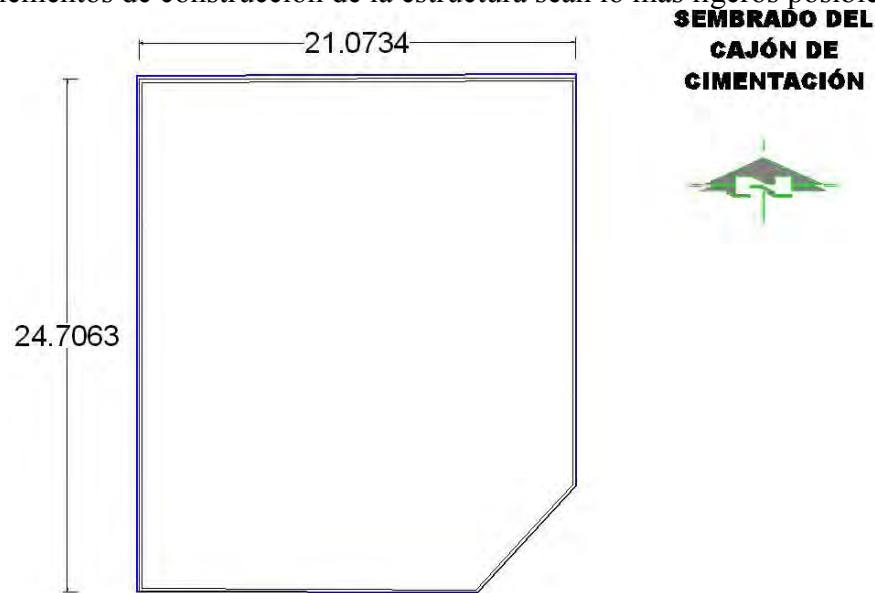


FIGURA: 22.- SEMBRADO DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

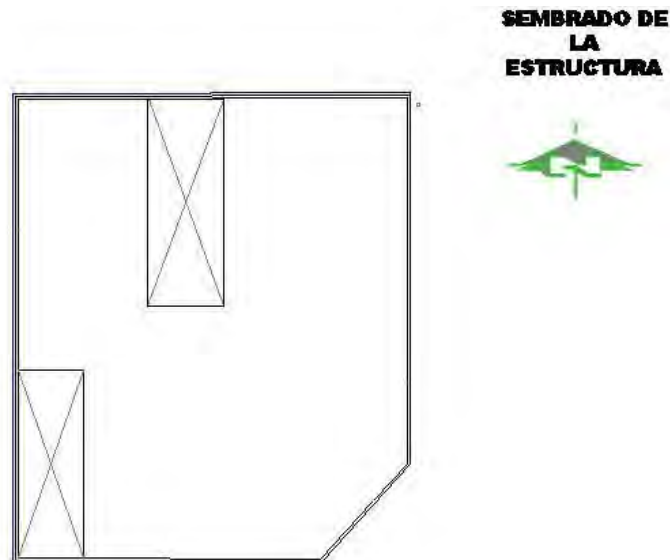
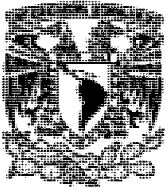


FIGURA: 23.- SEMBRADO DE LA ESTRUCTURA.



A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para la alternativa de cimentación propuesta.

IV.2 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN.

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano inferior de estacionamiento con nivel de piso terminado a -6.7m de profundidad respecto al nivel de banqueta que requiere un desplante de la losa de cimentación a -8.0 m
- La relación entre la dimensión mayor promedio (25 m) y la menor promedio (21m) de la planta del semisótano de estacionamiento es 1.19
- La relación entre la altura del edificio (27.40 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento y cajón de cimentación es 1.30m

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

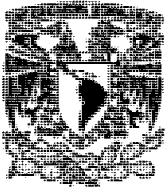
- Costra superficial de resistencia y compresibilidad media, espesor medio de 4 m .
- 7.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia.
- Nivel de aguas freáticas a 4.8 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta.

De acuerdo a información de la comisión del Valle de México de la S.A.R.H. a 20 m de profundidad se encuentra totalmente abatido.

Para las características anteriores deberán revisarse los siguientes aspectos geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como opción una losa de cimentación:

- Asentamientos a largo plazo que resulten inferiores a los permitidos por el reglamento.
- Evaluación de posible falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Valoración de las tensiones en la losa de cimentación.

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será formada por una losa de cimentación desplantada a 8.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta (Figura 21).



IV.3 CARGAS DE PROYECTO ESTIMADAS.

Departamentos

Número de losas = 6

Área de cada losa = 430m²

Cargas por losa = 0.969 ton/m²

Estacionamientos

Número de losas = 3

Área de cada losa = 517 m²

Cargas por losa = 0.987 ton/m²

Peso estimado de la estructura = 4906 ton (incluye peso de la cimentación pero no está factorizada en condiciones gravitacionales) y de 4415 ton (incluye peso de la cimentación pero no está factorizada en condiciones medias estimadas)

Excavación

Área excavada = 517 m²

Profundidad de excavación = 8.0 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 6204 ton

Esfuerzo Total = 12 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación)

Esfuerzo Neto = 12 ton/m²

IV.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

Estado de falla general con losa de cimentación

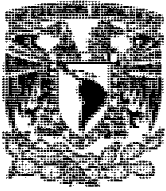
La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con losa de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{C_{uu} N_c}{F_d} + \gamma D_f$$

donde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible, ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla, 6 ton/m²



N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 6.45

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

D_f = profundidad de desplante, 8.0 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, 21 m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 25 m

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

F_d = factor de diseño estático (3) y dinámico (2.0)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 24.9 ton/m² y 31.3 ton/m², respectivamente.

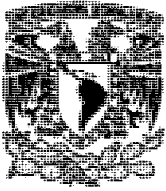
IV.5 ACCIONES.

Las acciones que deben considerarse en los análisis de la cimentación son las siguientes:

- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que deben incluir el peso de la cimentación para la estructura de interés resulta de 4906 ton. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea que debe incluir el peso de la cimentación para el edificio de interés resulta de 4661 ton. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media que deben incluir el peso de la cimentación estimadas resultan de 4415 ton, estarán afectadas por un factor de carga de 1 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

IV.6 ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS.

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



$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < R F_R$$

dónde:

- ΣQ : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.
 F_c : Factor de carga, adimensional e igual a 1.4
 R : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.
 F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima estimadas, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} = 10.5 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 24.9 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

IV.7 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 cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

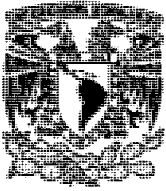
$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right)$$

dónde:

- W_t : carga total de la estructura en la condición analizada.
 F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1
 W_c : peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a $W_c = (\gamma D_f A)$
 F_R : factor de resistencia adimensional e igual a 0.35
 A_R : área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

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

siendo:



- B: ancho del cajón de cimentación.
L: largo del cajón de cimentación
e: excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_s}{W_t}$$

dónde:

- W_t: peso de la estructura en la condición analizada, en ton.
M_s: momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 \left(\frac{2}{3} \right) H_T W_t (C_s/Q)$$

siendo:

- H_T: altura total de la estructura, medida a partir del desplante.
C_s: coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.32
Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).
q₁: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = c N_c$$

dónde:

- c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.
N_c: coeficiente de capacidad de carga
a₀: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.32 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 3.0, $a_0 = 0.32 \times 9.81/3 = 1.046 \text{ m/seg}^2$, siendo “g” la aceleración debida a la gravedad.

- b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

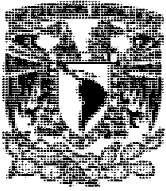
en la cual:

- d: ancho del área reducido del cajón de cimentación.
h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.
 γ : peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.
c: cohesión media del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B, abajo de él.

La desigualdad antes mencionada se satisface para la estructura analizada de la siguiente manera:

$$- 1077 \text{ ton.} < 3406 \text{ ton.}$$

por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.



Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicará el cajón de cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{M_v}{I_x} Y + 0.3 \frac{M_v}{I_y} X$$

dónde:

- P : esfuerzo a la distancia x del eje centroidal
 Q : suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.
 A : área del cajón de cimentación.
 Mv: momento de volteo debido a sismo.
 x,y: distancia centroidal del cajón de cimentación a la orilla más alejada.
 Ix, Iy: momento de inercia centroidal del área de apoyo del cajón de cimentación, en el sentido largo y corto.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por el cajón de cimentación bajo condiciones de sismo de 9.94 ton/m², que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 60 ton/m², por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes, y se podrá resolverse únicamente como cajón de cimentación.

IV.7.1 ESTADO DE FALLA LOCAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión (Ref.6):

$$q_{\text{amd}} = \frac{2C_{cu} \sqrt{N_\phi}}{FS} + \sigma_{eo} K_o N_\phi$$

dónde:

q_{amd} = esfuerzo admisible en la orilla, ton/m²

C_{cu} , ϕ_{cu} = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada, 6 ton/m² y 15°

$$N_\phi = \tan(45^\circ + \phi_{cu}/2) = 1.30$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

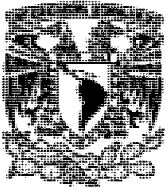
K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 9 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es 17.6 ton/m².

IV.7.2 ESFUERZOS INDUCIDOS POR SISMO CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interface suelo-losa se calculan con la siguiente expresión:



$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm Mv_{sismo} \left[1.0 \frac{d_y}{I_{\min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{\max}} \right]$$

$\Delta\sigma_{sismo}$ = incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico, 7192 ton-m

$$Mv_{sismo} = 0.8 \left(\frac{2}{3} H_t \right) \left(W_t \frac{C_s}{Q_s} \right)$$

H_t = altura total del proyecto medida desde el desplante, 27.4 m

W_t = cargas de la estructura considerando la losa de cimentación, 9661 ton.

C_s = coeficiente sísmico de diseño, 0.32

Q_s = factor de comportamiento sísmico, 3

I_{\min}, I_{\max} = momentos de inercia principales menor (19294 m⁴) y mayor (27344 m⁴) respecto al centroide de la losa de cimentación.

d_y, d_x = distancias perpendiculares a la esquina crítica, 10.5m y 12.5m, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es $\Delta\sigma_{sismo} \approx \pm 4.90 \text{ ton/m}^2$

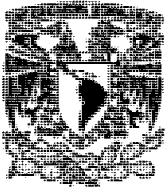
IV.7.3 REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (13ton/m²) es menor que la capacidad de carga admisible estática (24.9 ton/m²) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (4.9ton/m²) es igual a 17.9 ton/m² que resulta ser menor a la capacidad de carga dinámica admisible (31.3 ton/m²) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es igual al esfuerzo límite en la orilla (17.6 ton/m²).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -4.9 ton/m² y por tanto se presentarían tensiones en la losa.



Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas.

IV.8 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirá la estructura provocados por el asentamiento elástico que se tiene por debajo de la cimentación debido al incremento de presión transmitido.

Para estimar los asentamientos que sufrirá la estructura a largo plazo, se consideró un incremento de presión debido a una carga superficial de 13 ton/m^2 .

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 asentamientos debidos a la deformación elástico de los materiales que subyacen a la cimentación producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

IV.8.1 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 índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geo sísmicos.

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:

$$HD = \frac{q B}{E} \{ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2 \}$$

Dónde:

q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada por la excavación, en ton/m^2 .

B : ancho del área descargada, en m

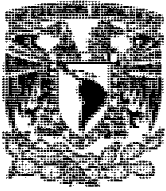
F_1 y F_2 : coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B .

D : espesor del estrato considerado, en m.

L : longitud del área descargada

E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m^2 .

u : relación de Poisson, adimensional.



Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + (H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2)) + \dots + H_{Dn} (E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n)$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
8.00 - 15.00	2800	0.35
15.00 - 20.00	3800	0.35

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 8 cm y en la esquina de 3.2 cm, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por la estructura provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que alojará al cajón de cimentación.

IV.8.2 ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

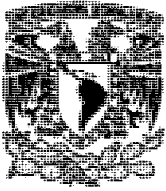
Los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de la cimentación se calcularon para distintos anchos aplicando el criterio de la Teoría de la Elasticidad dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \{(1 - u^2) / E\} P B I_\delta$$

dónde :

- δ : Deformación elástica vertical, bajo el centro del área cargada, en m.
- u : Relación de Poisson, adimensional
- E : Módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m².
- P : Presión de contacto aplicada por la cimentación, igual a 13 ton/m² considerando un $F_c = 1$
- B : Ancho de la cimentación, en m.
- I_δ : Factor de forma adimensional que depende del punto en que se desee estimar el asentamiento, y la forma de la cimentación.

Se obtuvieron los asentamientos máximos esperados para la cimentación seleccionada, considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 2800 ton/m² obteniéndose asentamientos con valores de máximos de 4.9 y 8.0 cm en una esquina y al centro de la cimentación que son admisibles.



Por lo que se establece que tomando en cuenta las cargas estimadas, la construcción de una losa de cimentación desplantada a 8 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta y que la presión neta transmitida al suelo de 13 ton/m^2 , se obtuvieron valores de los asentamientos máximos esperados a largo plazo, inferiores a 9 cm que son admisibles y están dentro de Reglamento.

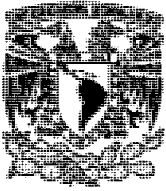
Además a los asentamientos antes mencionados se les deberán sumar los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación requerida para alojar a los sótanos y apoyar la losa de cimentación.

IV.9 EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

Tomando en cuenta las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales de los sótanos 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 ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como 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 presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.
- + 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 0.32 (Zona de Transición).

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 19 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de $2 \text{ y } 4 \text{ ton/m}^2$



IV.10 FALLA DE FONDO.

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F' c < c N_c F_R$$

dónde:

P_v : presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m^2

F_c : factor de carga adimensional e igual a 1.4

q : sobrecarga superficial, igual a 2 y 4 ton/m^2

$F'c$: factor de carga, adimensional e igual a 1.0

c : cohesión del material que subyace a la excavación

N_c : coeficiente de capacidad de carga

F_R : factor de resistencia

Para una excavación a 8 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$20.8 \text{ ton/m}^2 < 30.3 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 4 \text{ ton/m}^2$$

$$18.8 \text{ ton/m}^2 < 30.3 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 2 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que la desigualdad se satisface no se presentara la falla de fondo de la excavación, pero se recomienda que la excavación se realice en dos etapas.

IV.11 ESTABILIDAD DE TALUDES

Estabilidad de taludes durante la excavación

Para analizar la estabilidad del 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:

$$FS = \frac{N_e C_{uu}}{\gamma H + q} \quad \gamma H + q$$

dónde:

N_e es un 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:

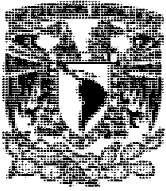
$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{uu}} \tan(\phi_{uv})$$

dónde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m^3

H = altura del talud, 8 m

q = sobrecarga, 2 y 4 ton/m^2



C_{UU} = cohesión promedio en condición no drenada, 4.0 ton/m²

(φ_{UU}) = ángulo de fricción en condición no drenada, 12°

Por lo tanto la excavación que alojará a los sótanos se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banquetta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal: vertical)

IV.12 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL.

Trabajo estructural de la losa de fondo

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (12ton/m²) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

La losa deberá ser capaz de soportar la carga última de la cimentación en compresión y tensión.

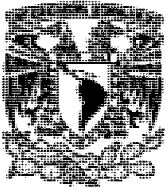
La excavación deberá realizarse con el siguiente procedimiento constructivo:

- Recorte de un metro y construcción del muro Berlín
- Excavación del núcleo central en una sola etapa dejando una berma talud perimetral constituida por una banquetta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal: vertical).
- Construcción de la losa de cimentación en el núcleo central.
- Excavación alternada de la berma-talud en tramos de longitud máxima de 3.0m troquelando contra la estructura central
- Construcción de la losa de cimentación y conexión con el Muro Berlín en la longitud excavada, considerando un aditivo impermeabilizante y bandas ojilladas en las juntas.

La construcción vertical del proyecto en el núcleo central podrá continuar paralelamente a la excavación de la berma-talud hasta completar la losa de cada nivel.

IV.13 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y ESPECTRO DE DISEÑO.

La práctica usual en el análisis de la respuesta sísmica de edificios utiliza como excitación los movimientos de campo libre (p.e.espectros de aceleraciones consignadas en los Reglamentos de Construcción) con lo cual se desprecian los efectos que pueden tener la presencia de las estructuras en estos movimientos. La influencia de la interacción dinámica en los movimientos de campo libre puede ser significativa, dependiendo de las características de la cimentación, del suelo de apoyo, del edificio y del medio ambiente sísmico.



Actualmente existe información instrumental y teórica, que muestra claramente la importancia de este fenómeno de interacción en los casos en que las estructuras están desplantadas sobre suelo blando como las arcillas del Valle de México.

Se ha observado que las losas de cimentación con rigideces superiores a las del suelo de apoyo, tienen un efecto uniformador de las variaciones espaciales y temporales de los movimientos de campo libre. Esto conduce a que las amplitudes de los movimientos losa-suelo sean en general menores a los que ocurrirían en el suelo si la cimentación no estuviera presente (campo libre). Este efecto puede ser significativo para estructuras de periodo bajo con dimensiones laterales relativamente grandes.

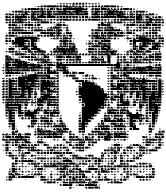
Otro componente del fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura, que puede afectar los movimientos de campo libre, es la resistencia inercial que ofrece la estructura contra los movimientos sísmicos. Este efecto, denominado interacción inercial, se traduce en incrementos en la presión de contacto entre la cimentación y el suelo, que modifica el campo de deformaciones del terreno.

La importancia del efecto de este fenómeno de interacción en los movimientos de campo libre depende de la masa y rigidez de la estructura. Edificios masivos y rígidos, pueden ejercer influencia considerable, a diferencia de edificios convencionales en donde el efecto de la interacción inercial es pequeño.

En los casos en los que la cimentación del edificio esta desplantada a una profundidad significativa, los movimientos sísmicos que actúan en su base son menores que los que ocurren en sus paredes, debido a que la intensidad de los movimientos del terreno decrecen con la profundidad. Por lo tanto, al aumentar la profundidad de desplante, las aceleraciones en la base de la estructura se atenúan, con la siguiente disminución de la respuesta del edificio.

La determinación de los movimientos sísmicos de campo libre incluye una evaluación sismo tectónico y el conocimiento de las fuentes sísmicas regionales y locales que puedan afectar el sitio específico. Es preciso, también, evaluar la historia de la sismicidad de la región, los sismos más severos asociados con las fuentes sísmicas importantes, así como la recurrencia de estos. Con base en este tipo de información se llevan a cabo análisis probabilistas y/o deterministas para estimar los movimientos sísmicos esperados en un afloramiento rocoso o en la roca basal.

Una vez conocido el medio ambiente sísmico de campo libre, se realizan análisis de interacción suelo-estructura para evaluar los efectos de este fenómeno en los movimientos del terreno y así definir las características de la excitación a la que estará sometida una estructura en particular. La influencia de la interacción dinámica en los movimientos de campo libre puede ser significativa en el caso de estructuras desplantadas en suelo blando, capaz de amplificar las ondas sísmicas que arriban al sitio donde se localiza la estructura.



IV.14 ESPECTRO DE INTERACCIÓN PROPUESTO.

Para cualquier método que se utilice en la determinación de las cargas sobre las estructuras, debidas a la acción de los sismos, excepto el experimental, es necesario utilizar el espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura y al tipo de suelo al que se desplantara, como el mostrado en la figura 24 de esta Norma que muestra la variación de la ordenada (α) correspondiente a la de la relación de la aceleración del sismo entre de la gravedad, para sus diferentes periodos de vibración (T). Los valores de la ordenada al origen (α_0), de la ordenada máxima (c) y de los periodos de vibración inferior (T_a) y superior (T_b) del intervalo de resonancia del espectro, que se ilustran en esa Figura, para estructuras tipo B, en las diferentes zonas sísmicas de la República Mexicana y los distintos tipos de suelos, se proporciona en la tabla 1 de esta norma para estructuras Tipo A, los valores de α y c de la Tabla se multiplica por un factor de importancia de uno coma cinco (1,5)

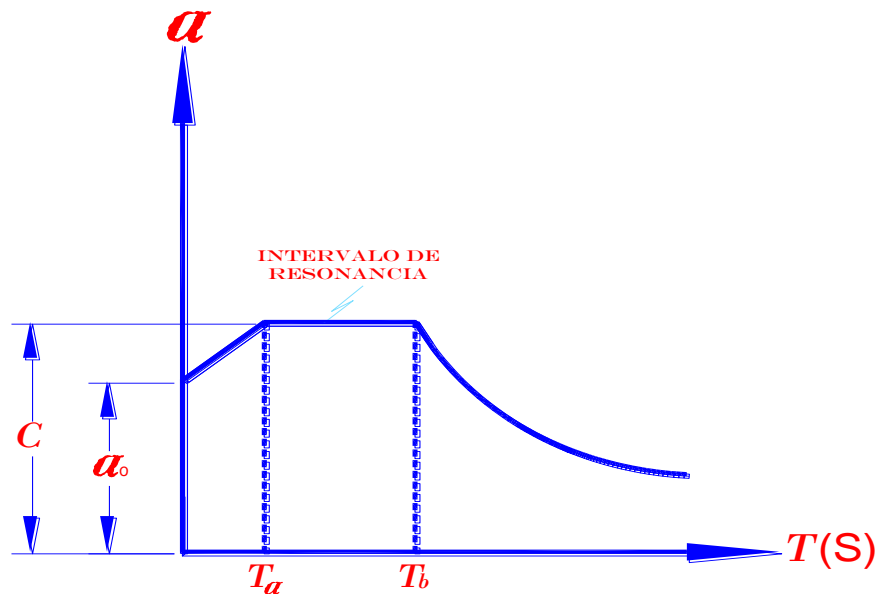
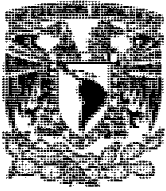


FIGURA: 24.- ESPECTRO SISMICO CARACTERISTICO.

**TABLA 1.- Valores característicos del espectro sísmico
Para estructuras tipo B**

Zona Sísmica	Tipo de suelo	α_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0,02	0,08	0,2	0,6	1/2
	II	0,04	0,16	0,3	1,5	2/3
	III	0,05	0,20	0,6	2,9	1
B	I	0,04	0,14	0,2	0,6	1/2
	II	0,08	0,30	0,3	1,5	2/3
	III	0,10	0,36	0,6	2,9	1
C	I	0,09	0,36	0,2	0,6	1/2
	II	0,13	0,50	0,3	1,4	2/3
	III	0,16	0,64	0,6	1,9	1
D	I	0,13	0,50	0,2	0,6	1/2
	II	0,17	0,68	0,3	1,2	2/3
	III	0,21	0,86	0,6	1,7	1
E	I	0,04	0,16	0,2	0,6	1/2
	II	0,08	0,32	0,3	1,5	2/3
	III	0,10	0,40	0,6	3,9	1

La ordenada (a) para cualquier periodo de vibración (T) en el espectro sísmico, está definida por las siguientes expresiones:

$$\text{Si } 0 < T \leq T_a; \quad a = \alpha_0 + \frac{c - \alpha_0 T}{T_a}$$

$$\text{Si } T_a < T \leq T_b; \quad a = c$$

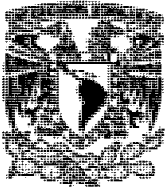
$$\text{Si } T_b < T; \quad a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$$

r = Exponente adimensional que se obtiene de la Tabla 1 de esta Norma, según la zona sísmica donde se ubica la estructura y el tipo de suelo en el que se desplanta.

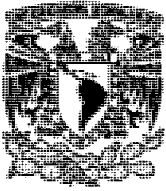
Es importante señalar que el espectro de interacción incluye los efectos de las características estratigráficas del sitio, del comportamiento no lineal de los suelos, así como los aspectos relativos a la geometría, inercia y rigidez de la cimentación y de la superestructura.

Este espectro debe considerarse que actúa en la planta baja del edificio, el cual debe suponerse que se encuentra fijo en ese nivel.

En los análisis se consideró que la respuesta de los elementos estructurales se mantenía en el rango elástico lineal, por lo que el espectro de interacción propuesto es elástico.



V.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS.



V.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS.

V.1 ATAGUÍAS.

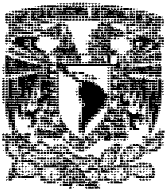
El objeto de este capítulo es describir distintos medios de circunstancias que se utiliza para sostener las paredes de las excavaciones abiertas que se realizan con el fin de construir las infraestructuras de los edificios. La discusión principal atañe a las características que son esenciales para plantear, antes de la obra, el proyecto adecuado de estos dispositivos. Estos problemas son especiales, cada uno se refiere a una cimentación particular, construida dentro de suelos específicos o sobre los mismos y bajo condiciones especiales convenientes.

El equipo, instalaciones y servicios utilizados para realizar estas excavaciones son adaptables a un amplio margen de variaciones de detalles. Es conveniente conocer los diferentes medios de sostenimiento de los que se dispone, cuáles son sus posibilidades y limitaciones y como pueden utilizarse para llevar a cabo los fines específicos.

Alguna de las razones por las que se hace sentir la necesidad de estos medios provisionales de sustentación del terreno son las siguientes:

- ✓ Los suelos granulosos flojos pueden tener un ángulo de talud natural tan abierto que, para realizar la excavación que se desea, habría que remover un volumen de tierra excesivamente grande a no ser que se dispongan medios de contención, dando así lugar a un procedimiento antieconómico.
- ✓ Los suelos cohesivos pueden mantenerse temporalmente en pendiente escalonada, pero se necesita una protección para evitar el peligro de un desprendimiento repentino y los accidentes.
- ✓ La remoción del suelo que da apoyo lateral al terreno adyacente cargado por las estructuras puede dar lugar a asientos y grietas en dichas estructuras aun cuando no ocurra un desprendimiento.
- ✓ Cuando la obra se realiza por debajo del nivel de aguas subterráneas, o por debajo de un río, lago o mar, muchas veces es necesario rodear la excavación con una estructura de circunstancias que retenga las tierras adyacentes y además permita achicar la excavación.
- ✓ Cuando hay peligro de inundaciones, puede necesitarse una estructura protectora para que el agua no se meta dentro de la excavación.

ATAGUIAS DE UN SOLO RECINTO EN GENERAL. La palabra ataguía denota una estructura provisional que se emplea para proteger una excavación contra la presión lateral del terreno y del agua durante el proceso de excavación y de la construcción de la cimentación o estructura que va ir dentro de ella. En casi todos los casos la ataguía se quita cuando no se necesita para más tiempo. A veces no hay que agotar la excavación dentro de la ataguía, pero generalmente una de las funciones más importantes de esta estructura provisional es facilitar la realización de la obra “en seco”.



Hasta cierto punto, una ataguía es semejante a una entibación salvo que es mucho más larga, se realiza con elementos más pesados y generalmente se monta (por lo menos en parte) antes de realizar la excavación.

En la figura 25 (a) se representa un tipo de ataguía sencilla, consiste en una pared aislada hecha con tablestaca metálica que encierran una superficie y que se hincan dentro del terreno hasta sobrepasar el fondo de la excavación propuesta lo suficiente para conseguir que las tierras BD mantengan la tablestaca en su posición. La presión lateral del terreno que hay sobre D flexa las tablestacas como si fuera vigas en voladizo a partir de este punto. El suelo que las soporta no es rígido por consiguiente la reacción resultante está por debajo de D. Se supone que la presión lateral tiene un carácter hidrostático.

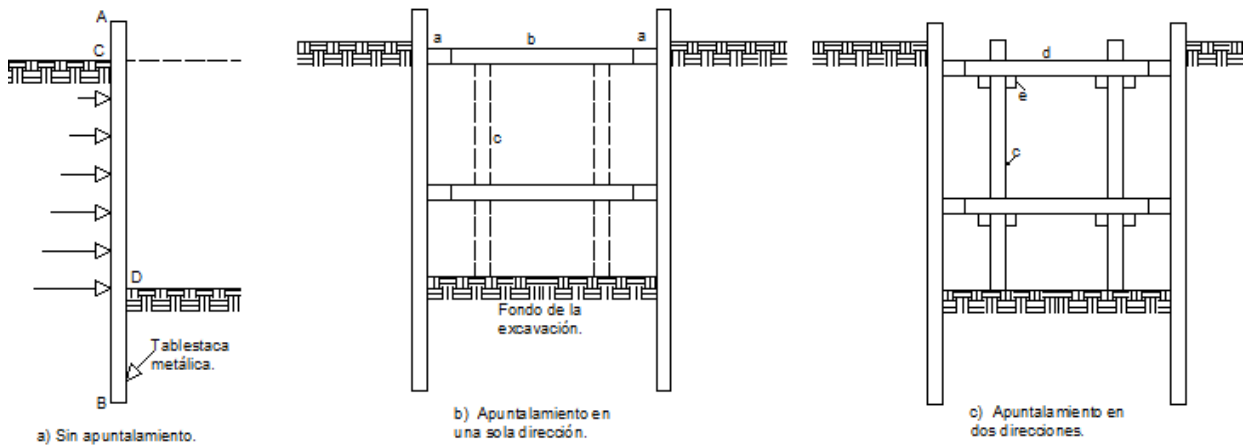


FIGURA: 25.- ATAGUIAS DE UN SOLO RECINTO.

Para evitar serias incertidumbres cuando son necesarias excavaciones más profundas, conviene utilizar uno o más planos de apuntalamiento para sujetar las tablestacas, como se indica en la figura 25. Si la ataguía es pequeña pueden emplearse solo los largueros **a**, cuyas esquinas se sujetan mutuamente. Las estructuras largas y estrechas pueden llevar una serie de codales **b** para apuntalar los largueros de gran longitud. Las ataguías más grandes han de apuntalarse, en los dos sentidos.

ATAGUIAS DE UN SOLO RECINTO CON ARRIOSTRAMIENTO. Cuando la cabeza desequilibrada de la ataguía de un solo recinto ha de ser grande, deberá reforzarse arriostRANDO su parte superior. Considérese por lo pronto que este refuerzo se limita a apuntalar con un solo marco. Resulta una estructura cuyo funcionamiento es parecido al muro de muelle con tirantes representado en la figura 26, salvo que los marcos y codales hacen aquí las veces de los tirantes redondos y anclajes. Pero ambos tipos de estructuras pueden emplearse los mismos métodos de análisis de presiones y momentos en las tablestacas.

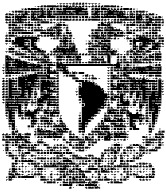


FIGURA: 26.- MURO MUELLE.

La figura 27. muestra la pared de una ataguía con un larguero horizontal y un codal en T. El extremo BD va empotrado en el terreno. Si este empotramiento es pequeño, las tablestacas pueden flexar de un modo parecido a como se indica en (b) con un punto de inflexión en U. Según va aumentando la longitud BD, el empotramiento en el terreno va siendo mayor.

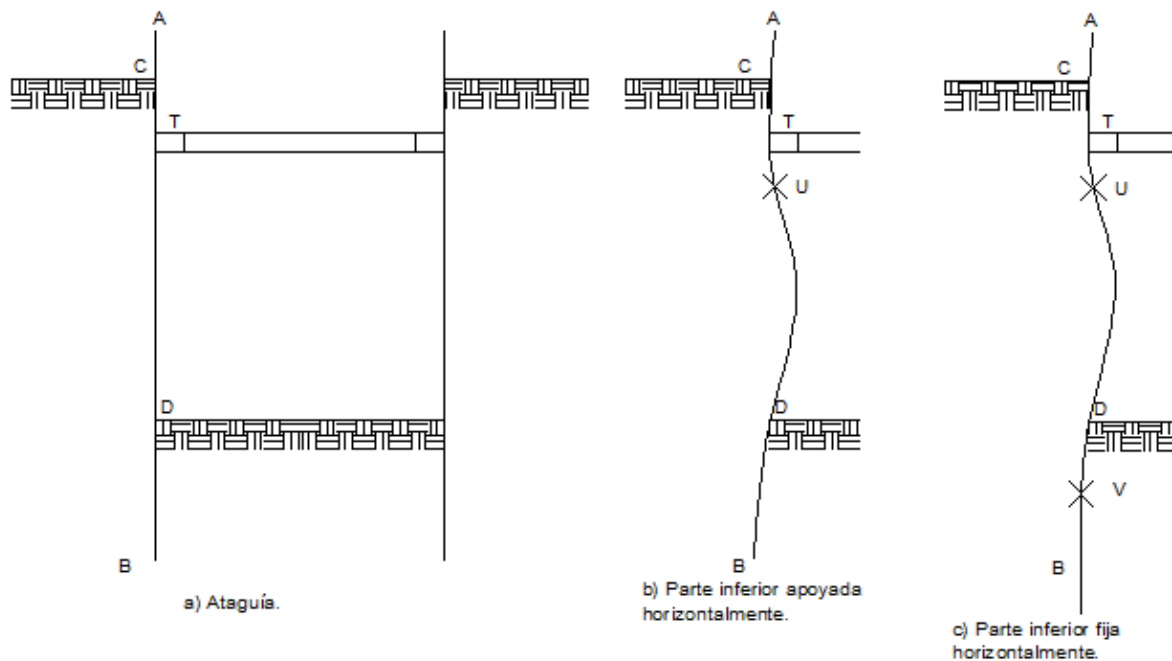
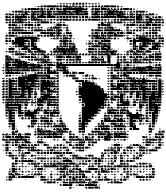


FIGURA: 27.- ATAGUIAS DE UN SOLO RECINTO CON ARRIOSTRAMIENTO.

ATAGUIAS DE UN SOLO RECINTO CON VARIOS ARRIOSTRAMIENTOS. En general conviene o incluso se necesita, sujetar la pared de tablestacas de una ataguía profunda disponiendo a distintas alturas una serie de marcos apuntalados que impidan la flexión



excesiva de dichas tablestacas y eviten tener que confiar en la sujeción que pueda darlas el terreno que rodea sus extremos empotrados. Los marcos y codales pueden espaciarse de cualquier modo que el proyectista prefiera o que requiera los procedimientos de construcción del terreno.

En algunos sentidos, conviene disponer el sentido de marcos y codales de apuntalamiento de manera que los momentos máximos de flexión en los distintos puntos de las tablestacas utilicen la resistencia de las mismas y resulten aproximadamente iguales. El apuntalamiento resulta muy caro y la economía es esencial. Por consiguiente, bajo este aspecto conviene que las tablestacas funcionen como vigas de gran resistencia, mientras desde el punto de vista de su hincia son mejores aquellas cuya sección transversal es recta o en arco rebajado, especialmente cuando hayan de penetrar en grava o roca blanda. Por otra parte es ventajoso disponer los codales y largueros de madera que los elementos de que se componga cada marco apuntalado sean del mismo tamaño que sus correspondientes en los restantes, en vez de tener una diversidad de ellos.

ATAGUIAS DE DOBLE RECINTO. A menudo conviene o se necesita ataguías de doble recinto como paredes de tablestacas. En la figura 28 (a) se representa una ataguía de este tipo. Generalmente la necesidad de estas ataguías no es porque lo exija su profundidad interior, no por la mayor probabilidad de asegurar la estanqueidad. Una pared de tablestacas hincada hasta una roca irregular, dentro de grava, o sobre cantos gruesos casi inevitablemente dejara orificios irregulares bajo los extremos de la tablestaca a través de los cuales puede pasar gran cantidad de agua si existe en un estrato acuífero en ese lugar. Puede ser útil una lechada de cemento vertida por la parte exterior de las puntas de las tablestacas pero no ofrece completa seguridad.

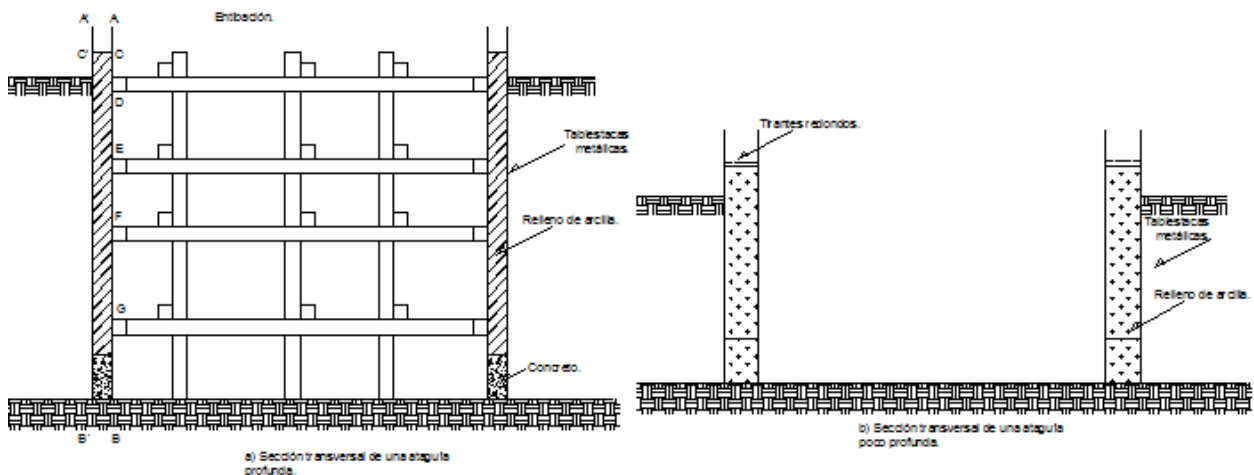
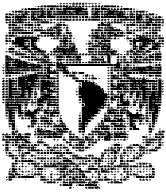


FIGURA: 28.- ATAGUIAS DE DOBLE RECINTO.



Una ataguía de doble recinto se construye hincando dos paredes de tablestacas alrededor de la superficie que se va a excavar. Estas paredes pueden estar separadas de 1.20 a 1.80 m. o más con objeto de dejar espacio suficiente para excavar entre ellas. Generalmente, la tierra del interior se remueve excavándola “en húmedo”, colocando codales que mantengan la separación en la parte alta de las dos filas de tablestacas y que se van bajando si es necesario. Una vez que el fondo del espacio a quedando suficientemente limpio y las tablestacas firmemente asentadas si por la extracción de cantos gruesos es necesario hacerlo, se rellena de arcilla el espacio entre las dos filas de tablestacas.

ATAGUIAS CELULARES. Otro tipo de ataguías para grandes superficies y cargas de agua elevadas es la construcción celular que se representa en la figura 29. Se utilizan principalmente en la construcción de presas, esclusas, muelles y otras construcciones de puertos. Hay varias formas y disposiciones de células, entre las cuales están las que se muestran en la figura 29. Cuando se rellenan con arena o grava, construyen una especie de presa de tierra unida sin interrupción por las tablestacas.

La ventaja de las células circulares es que, aun cuando tengan un diámetro de 12 a 18 m. la presión de la tierra en su interior causa únicamente tracción circunferencial en las paredes de las tablestacas.

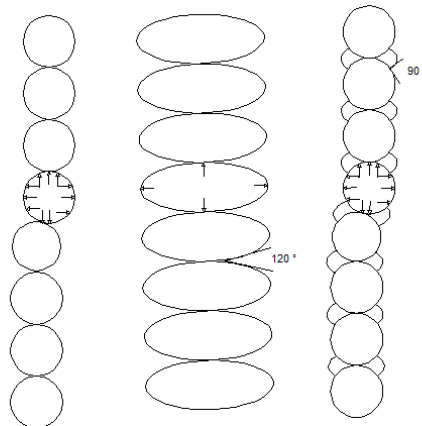
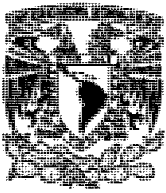


FIGURA: 29.- ATAGUIAS CELULARES.

V.1.1 TABLESTACADOS.

Las tablestacas conectadas o semiconectadas, a menudo se usan para construir muros continuos de estructuras costeras que van de embarcaderos para lanchas pequeñas de recreo hasta muelles para embarcaciones de gran tamaño. A diferencia de las construcciones de otros tipos de contención, los muros de tablestacas o tablestacados, no requieren usualmente el desagüe del sitio. Las tablestacas se usan también para unas estructuras temporales, como cortes apuntalados.



Usualmente se usan varios tipos de tablestacas en construcción: (a) de madera, (b) de concreto prefabricado y (c) de acero, existen comercialmente también las de aluminio.

Las tablestacas de madera se usan solo para estructuras ligeras temporales arriba del nivel de agua freática. Los más comunes son tabloneros ordinarios y la tablestaca Wakefield de tabloneros ensamblados. Los tabloneros de madera tienen aproximadamente 50 mm x 300 mm (2 pulg. X 12 pulg.) de sección transversal y se hincan borde a borde figura 30 (a). Las tablestacas Wakefield se hacen clavando tres tabloneros juntos con el tablón intermedio desfasado de 50 a 75 mm (2 a 3 pulg.) figura 30 (b). Los tabloneros de madera también se cepillan para formar tablestacas de ranura y lengüeta como muestra la figura 30 (c). La figura 30 (d) muestra otro tipo de tablestacas de madera que tienen ranuras precortadas. Se insertan lengüetas metálicas en las ranuras de las tablestacas adyacentes para mantenerlas juntas después de hincarlas al terreno.

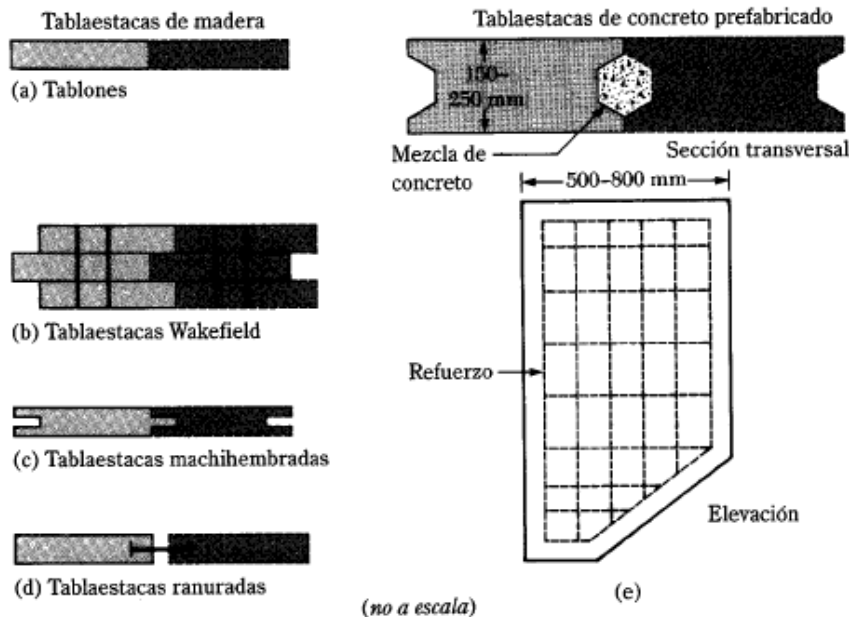
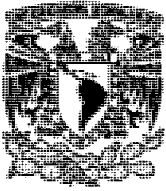


FIGURA: 30.- TIPOS DE TABLESTACAS DE MADERA Y CONCRETO.

Las tablestacas de concreto prefabricado son pesadas y se diseñan con refuerzo para resistir los esfuerzos permanentes a los que la estructura estará sometida después de la construcción y también para tomar los esfuerzos producidos durante la construcción. En sección transversal estas tablestacas tienen aproximadamente 500 a 800 mm (20 a 32 pulg.) de ancho y 150 a 250 mm (6 a 10 pulg.) de espesor. La figura 30(e) es un diagrama esquemático de la elevación y sección transversal de una tablestaca de concreto reforzada.

Las tablestacas de acero en Estados Unidos tienen aproximadamente 10 a 13 mm (0.4 a 0.5 pulg.) de espesor. Las secciones pueden ser Z, de arco profundo, de arco bajo o de alma recta. Las interconexiones de las secciones de tablestacas tienen forma de pestaña o rotula para obtener conexiones herméticas.



METODOS DE CONSTRUCCIÓN.

Los tablestacados se clasifican en dos tipos básicos: (a) en voladizo y (b) anclados. En la construcción de tablestacados, las tablestacas pueden empotrarse en el terreno y entonces colocarse el relleno del lado del terreno o empotrarse en primer lugar la tablestaca en el terreno para después dragar el suelo frente a la tablestaca. En cualquier caso, el suelo utilizado para el terreno de relleno detrás de la tablestaca generalmente es granular. El suelo debajo de la línea de dragado puede ser arenoso o arcilloso. La superficie del suelo en el lado del agua se denomina línea de lodo o línea de dragado.

Los métodos de construcción se dividen generalmente en dos tipos:

1. Estructura rellena.
2. Estructura dragada.

La secuencia de construcción para una estructura rellena es como sigue, véase la figura 31:

1. Dragar el suelo in situ al frente y atrás de la estructura propuesta
2. Hincar las tablestacas.
3. Rellenar hasta nivel de ancla y colocar el sistema de anclaje.
4. Rellenar hasta la parte superior de la pared.

Para un tablestacado en voladizo solo los pasos 2, 3 y 4 son aplicables. La secuencia de construcción para una estructura dragada es como sigue, ver figura 31.

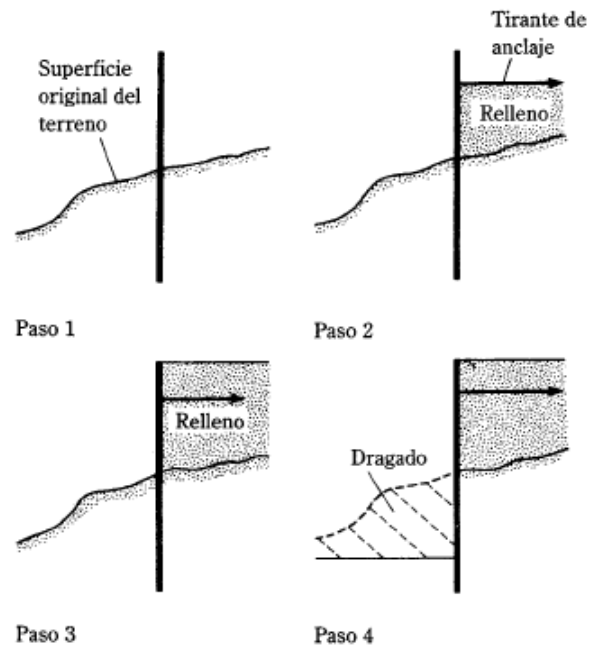
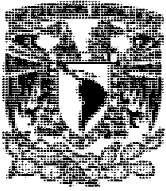


FIGURA: 31.- SECUENCIA DE CONSTRUCCION PARA UNA ESTRUCTURA DRAGADA.



1. Hincar las tablestacas.
2. Rellenar hasta nivel de ancla y colocar el sistema de anclaje.
3. Rellenar hasta la parte superior de la pared.
4. Dragar frente a la pared.

Para tablestacados en voladizo el paso 2 no es necesario.

TABLESTACADOS EN VOLADIZO.

Los tablestacados en voladizo también conocidos como tablestacados con pata, generalmente se recomiendan para muros de altura moderada, es decir de aproximadamente 6 m. (20 pies) o menos, medida desde la línea de dragado. En estos muros, las tablestacas actúan como una viga ancha en voladizo por arriba de la línea de dragado.

Los principios básicos para estimar la distribución de la presión neta lateral sobre un tablestacado se explica con ayuda de la figura 32. Esta muestra la naturaleza de acomodo lateral de un muro en voladizo con empotramiento en un estrato de arena bajo la línea de dragado. El muro gira alrededor del punto O. Como las presiones hidrostáticas a cualquier profundidad en ambos lados del muro se cancelan entre sí, consideramos solo las presiones laterales efectivas del suelo. En la zona A, la presión lateral es solo la presión activa del lado de la tierra. En la zona B, debido a la naturaleza del acomodo del muro, habrá presión activa en el lado de tierra y presión pasiva en el de agua. La situación se invierte en la zona C, es decir, debajo del punto de rotación O.

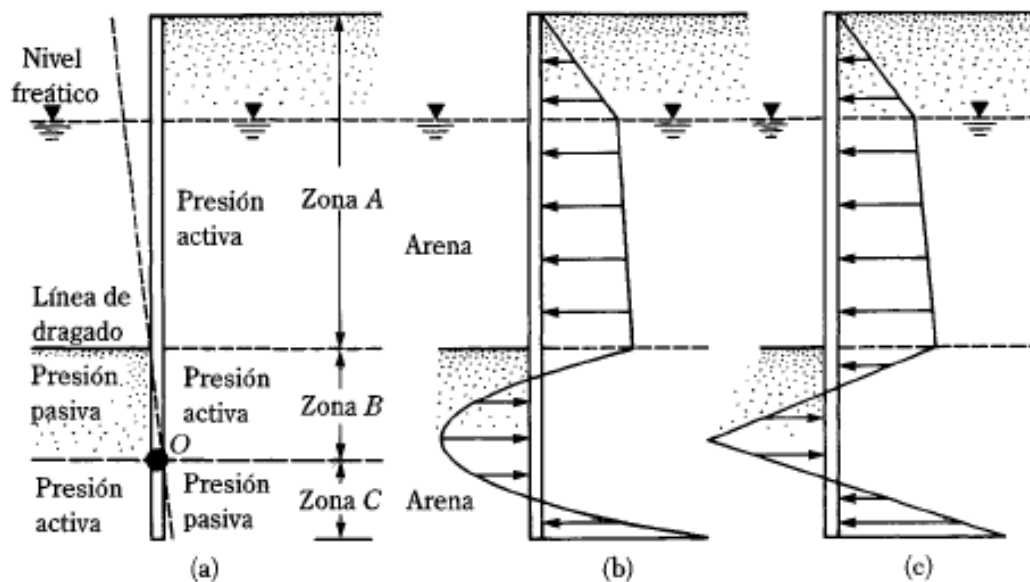
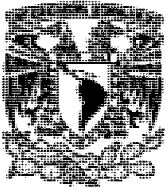


FIGURA: 32.- TABLESTACA HINCADA EN ARENA.

**TABLESTACADOS EN VOLADIZO EMPOTRADAS EN SUELO ARENOSO.**

Para desarrollar las relaciones para la profundidad apropiada de empotramiento de tablestacas empotradas en suelo granular, nos referimos a la figura 33(a). El suelo retenido por la tablestaca arriba de la línea de dragado también es arena. El nivel freático está a la profundidad L_1 debajo de la parte superior de muro. Sea ϕ' el ángulo de fricción efectivo de la arena. La intensidad de una presión efectiva a una profundidad $z = L_1$, es:

$$\sigma_1' = \gamma L_1 K_a$$

Dónde:

K_a = Coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2 (45 - \phi'/2)$

γ = Peso específico del suelo arriba del nivel freático.

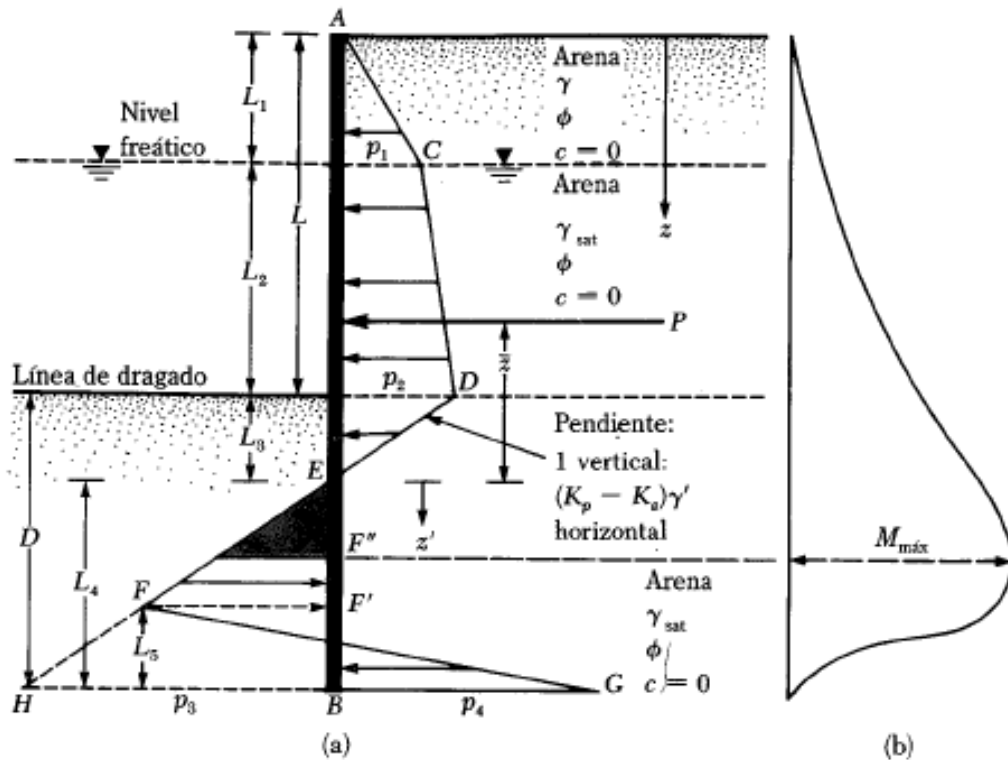


FIGURA: 33.- TABLESTACA HINCADA EN ARENA; a) VARIACION DEL DIAGRAMA DE PRESIÓN NETA, b) VARIACIÓN DEL MOMENTO.

TABLESTACADOS EN VOLADIZO EMPOTRADOS EN ARCILLA.

En algunas ocasiones la tablestacas deben empotrarse en un estrato de arcilla que tiene una cohesión c no drenada ($\phi = 0$). La figura 34 muestra una tablestaca en voladizo con empotramiento en arcilla con un relleno de suelo granular arriba del nivel de la línea de dragado. El nivel freático está a una profundidad L_1 debajo de la parte superior del muro.

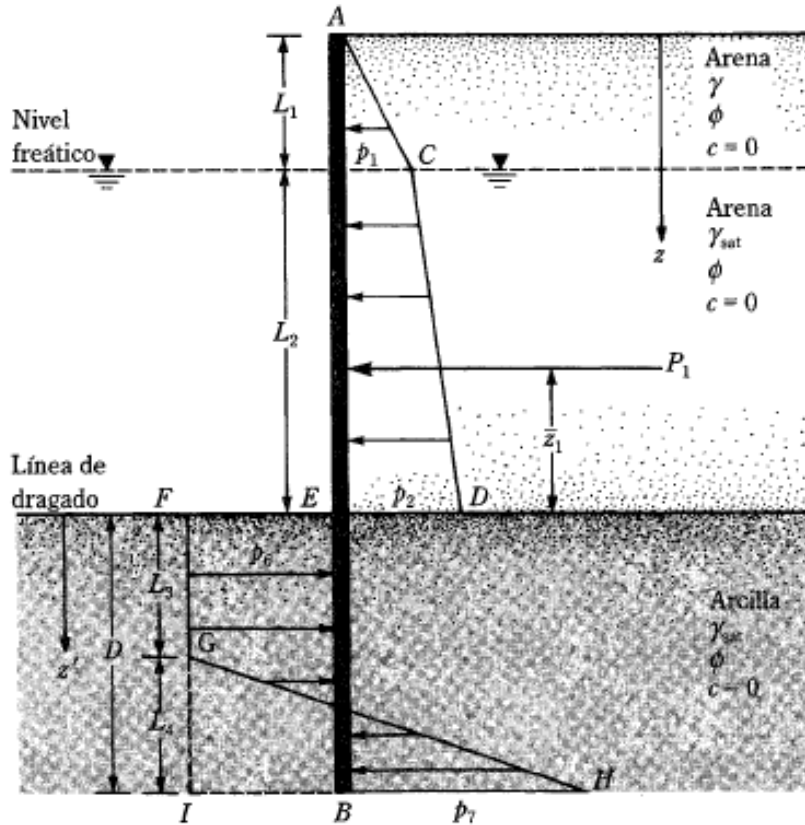


FIGURA: 34.- TABLESTACA EN VOLADIZO HINCADA EN ARCILLA.

MURO CON TABLESTACA ANCLADA

Cuando la altura del material de relleno detrás de un muro de tablestaca en voladizo excede aproximadamente 6 m, resulta más económico conectar la parte superior de la tablestaca a placas de anclaje, muros de anclaje o pilotes de anclaje, denominándose tablestaca anclada. Las anclas minimizan la profundidad de penetración requerida para la tablestaca y también reducen el área de la sección transversal y peso de las tablestacas necesarias para la construcción. Sin embargo los tirantes y anclas deben ser cuidadosamente diseñados.

Los dos métodos básicos de diseño de tablestacas ancladas son (a) de soporte libre y (b) de soporte empotrado. La figura 35 muestra la naturaleza supuesta de la deflexión de las tablestacas en los dos sistemas.

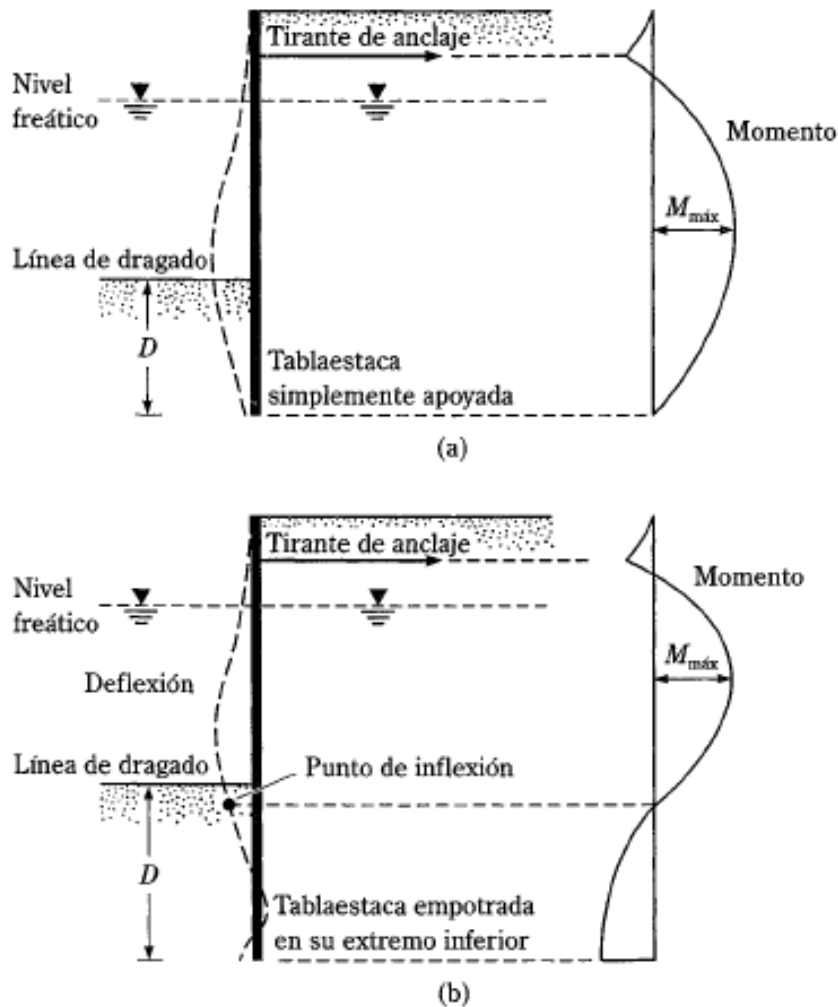


FIGURA: 35.- VARIACIÓN DE LA DEFLEXION Y EL MOMENTO EN TABLESTACAS ANCLADAS; a) MÉTODO DEL SOPORTE LIBRE, b) MÉTODO DEL SOPORTE EMPOTRADO.

El método de soporte libre implica una profundidad de penetración mínima. Debajo de la línea de dragado no existe un punto pivote para el sistema estático. La variación del momento flexionante con la profundidad para ambos métodos se muestra también en la figura 35, note que: $D_{\text{libre}} < D_{\text{fija}}$.

METODO DEL SOPORTE LIBRE PARA TABLESTACAS EN SUELO ARENOSO.

La figura 36 muestra un muro con tablestaca anclada con rellena de suelo granular hincada también en un suelo granular. El tirante de anclaje que conecta la tablestaca con el ancla se localiza a una profundidad l_1 debajo de la parte superior del muro de tablestaca. A la profundidad $z = L_1$, $p_1 = \gamma L_1 K_a$; y a $z = L_1 + L_2$, $p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$.

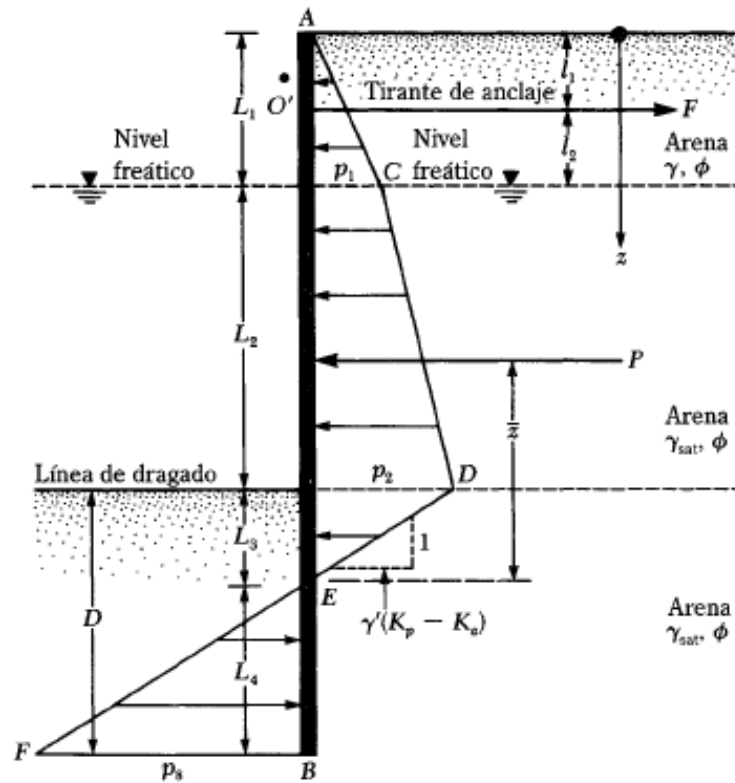
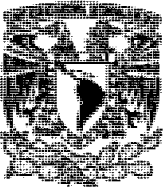


FIGURA: 36.- TABLESTACA ANCLADA HINCADA EN ARENA.

Debajo de la línea de dragado la presión neta será cero en $z = L_1 + L_2 + L_3$. La relación para L_3 se da por la ecuación:

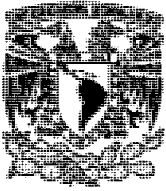
$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

En $z = (L_1 + L_2 + L_3 + L_4)$, la presión neta está dada por:
 $P_8 = \gamma'(K_p - K_a) L_4$

METODO DEL SOPORTE LIBRE EN SUELO ARENOSO.

Usando el método del soporte libre, Hagerty y Nofal (1992) proporciona cartas simplificadas de diseño para una estimación rápida de la profundidad, D , de penetración, de la fuerza, F , en el ancla y del momento máximo $M_{m\acute{a}x}$ para muro con tablestacas ancladas hincadas en el suelo arenoso, como se muestra en la figura 36 y se hicieron las siguientes suposiciones del análisis:

- El ángulo de fricción, ϕ , del suelo, arriba y debajo de la línea de dragado es el mismo.
- El ángulo de fricción entre la tablestaca y el suelo es $\phi/2$.



- c) La presión pasiva de la tierra debajo de la línea de dragado tiene una superficie de falla por una espiral logarítmica.
- d) Para el cálculo de la presión activa de la tierra, es válida la teoría de Coulomb.

Las magnitudes de D , F y $M_{\text{máx}}$ se calculan con las siguientes expresiones:

$$\frac{D}{L_1 + L_2} = (GD)(CDL_1)$$

$$\frac{F}{\gamma_a(L_1 + L_2)^2} = (GF)(CFL_1)$$

$$\frac{M_{\text{máx}}}{\gamma_a(L_1 + L_2)^3} = (GM)(CML_1)$$

Dónde:

γ_a = Peso específico promedio del suelo.

GD = Empotramiento adimensional generalizado.

GF = Fuerza en el ancla generalizada, adimensional.

GM = Momento adimensional generalizado.

CDL_1 , CFL_1 y CML_1 = Factores de corrección para L_1 diferente a cero.

REDUCCION DEL MOMENTO EN MUROS CON TABLESTACAS ANCLADAS.

Las tablestacas son flexibles y por consiguiente sus paredes ceden (es decir, se desplazan lateralmente) lo que redistribuye la presión lateral de la tierra. Este cambio tiende a reducir el momento flexionante máximo $M_{\text{máx}}$. Por esta razón Rowe (1952, 1957) sugirió un procedimiento para reducir el momento máximo de diseño sobre la tablestaca obtenido con el método del soporte libre. Esta sección analiza el procedimiento de la reducción del momento en tablestacas hincadas en arena.

En la figura 37, que es válida para el caso de una tablestaca hincada en arena, se usa la siguiente notación:

1. H' = altura total de la tablestaca hincada (es decir, $L_1 + L_2 + D_{\text{real}}$)

2. Flexibilidad relativa de la tablestaca = $\rho = 10.91 \times 10^{-7} \left(\frac{H'^4}{EI} \right)$

Dónde:

H' está en metros.

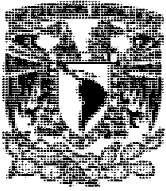
E = Modulo de elasticidad del material de la tablestaca (MN/m^2).

I = Momento de inercia de la sección de la tablestaca por metro de muro (m^4/m de muro).

3. M_d = momento de diseño

4. $M_{\text{máx}}$ = Momento teórico máximo.

En unidades inglesas la ecuación de ρ queda de la forma:



$$\rho = \frac{H'^4}{EI}$$

Donde H' está en pies, E en lb/pulg^2 e I en pulg^4/pie de pared.

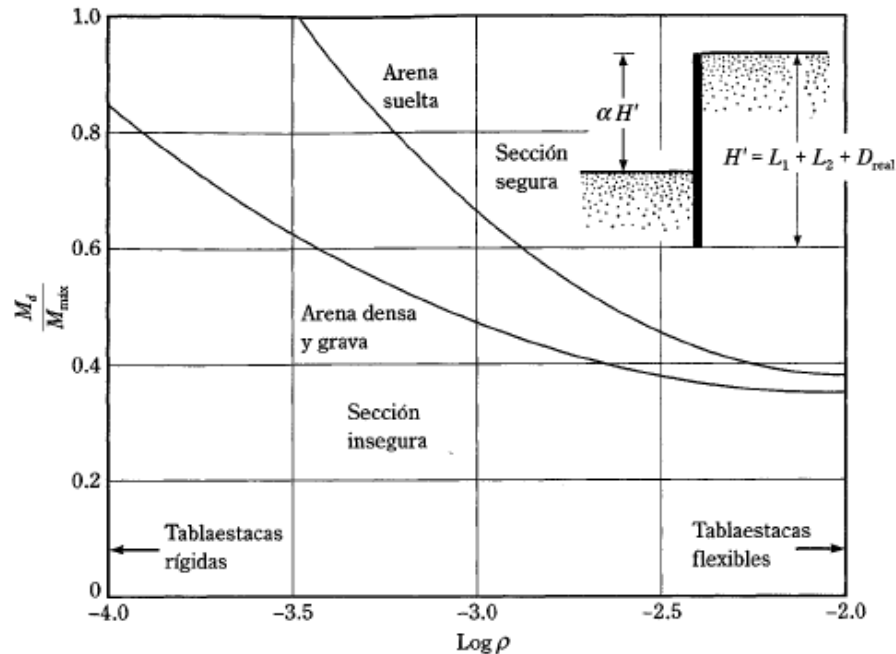


FIGURA: 37.- DIAGRAMA DE $\text{Log } \rho$ VERSUS M_a/M_{\max} PARA TABLESTACAS HINCADA EN ARENA (SEGÚN ROWE, 1952)

OBSERVACIONES DE CAMPO PARA MUROS CON TABLESTACAS ANCLADAS

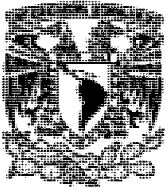
En las secciones anteriores se usaron grandes factores de seguridad para la profundidad de penetración, D . En la mayoría de los casos, los ingenieros usan magnitudes menores del ángulo, ϕ , de fricción del suelo, garantizando así un factor de seguridad implícito para la presión activa de la tierra. Se usa este procedimiento principalmente debido a las incertidumbres contenidas en la predicción de la presión real de tierra a la que está sometida una tablestaca en el campo. Además, Casagrande (1973) observó que si el suelo detrás de la tablestaca contiene un tamaño de grano predominantemente menor que el de la arena gruesa, la presión activa de la tierra después de la construcción crece a veces a la de la condición de presión de tierra en reposo. Tal aumento genera un gran incremento en la fuerza, F , del ancla.

V.1.2 ANCLAS

Esta sección cubre con más detalle los varios tipos de anclas generalmente usadas y el procedimiento para evaluar sus capacidades últimas de sostenimiento.

Los tipos de anclas generalmente usadas en tablestacas son:

1. Placas y vigas (muertos) de anclaje.



2. Tirantes.
3. Pilotes verticales de anclaje.
4. Vigas de anclaje soportadas por pilotes inclinados (compresión y tensión).

Las placas y vigas de anclaje se hacen generalmente de bloques de concreto (figura 38 a). Las anclas se conectan a la tablestaca por medio de tirantes. Una viga carrera se coloca al frente o en la parte posterior de la tablestaca con el fin de conectar adecuadamente el tirante a esta. Para proteger el tirante contra la corrosión, generalmente se recubre con pintura o materiales asfálticos.

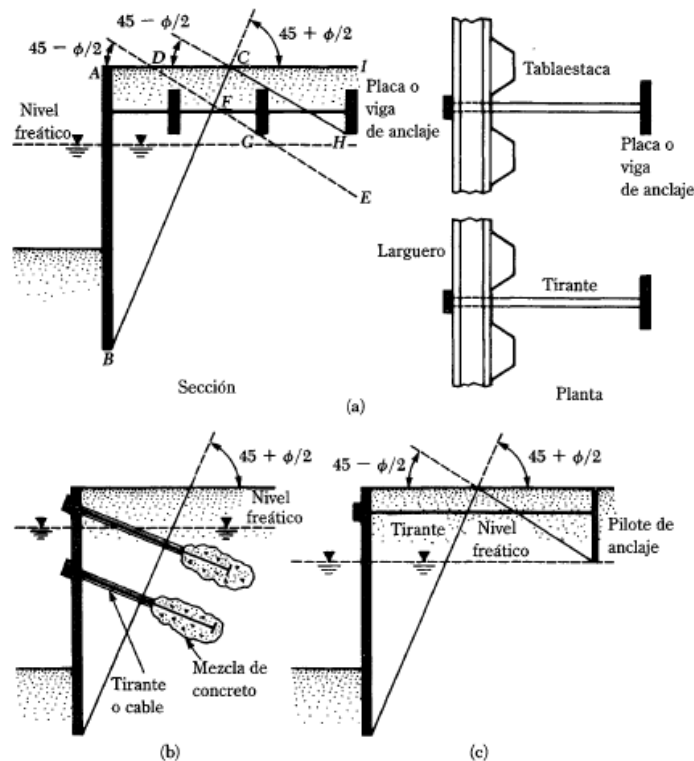
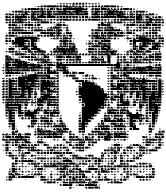


FIGURA: 38.- VARIOS TIPOS DE ANCLAS DE TABLESTACAS; a) PLACA O VIGA DE ANCLAJE, b) TIRANTE, c) PILOTE VERTICAL DE ANCLAJE, d) VIGA DE ANCLAJE CON PILOTES INCLINADOS.

En la construcción de tirantes, barras o cables se colocan en agujeros pretaladrados (figura 38 b) con mezcla de concreto (los cables son comúnmente tendones de acero de alta resistencia y presforzados). La figura 38 c y 38 d muestran un pilote vertical de anclaje y una viga de anclaje con pilotes inclinados.

COLOCACION DE LAS ANCLAS

La resistencia ofrecida por las placas y vigas de anclaje se deriva principalmente de la fuerza pasiva del suelo localizado en frente de estas. La figura 38 a, en donde AB es la tablestaca, muestra la mejor posición para una placa de anclaje (otorga una eficiencia máxima).



Si el ancla se coloca dentro de la cuña ABC, que es la zona activa de Rankine, no proporcionara ninguna resistencia a la falla. Alternativamente el ancla podría colocarse en la zona CFEH. Note que la línea DFG es la línea de deslizamiento para la presión pasiva de Rankine. Si parte de la cuña pasiva se localiza dentro de la cuña activa ABC, la resistencia pasiva total del ancla no se generara al fallar la tablestaca. Sin embargo, si el ancla se coloca en la zona ICH, la zona pasiva de Rankine frente a la placa del ancla se localiza por completo fuera de la zona activa ABC de Rankine. En esta caso, la resistencia pasiva total del ancla si se genera.

CAPACIDAD DE SOSTENIMIENTO DE PLACAS DE ANCLAJE Y VIGAS EN ARENA

A: METODO DE TENG: CÁLCULO DE LA RESISTENCIA ÚLTIMA OFRECIDA POR LAS PLACAS DE ANCLAJE Y VIGAS EN ARENA.

Teng (1962) propuso un método para determinar la resistencia última de las placas de anclaje en suelos granulares localizadas en o cerca de la superficie del terreno ($H/h \leq 1.5$ a 2 en la figura 39):

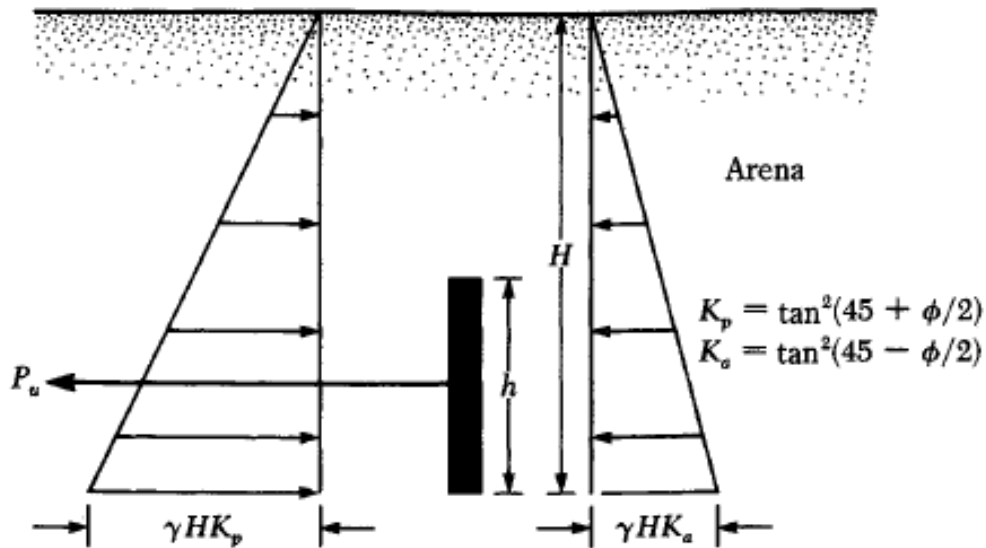


FIGURA: 39.- RESISTENCIA ULTIMA DE PLACA Y VIGA DE ANCLAJE EN ARENA.

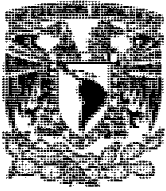
$$P_u = B (P_p - P_a) \quad \text{Para placas o vigas continuas, es decir, } B/h \approx \infty.$$

Dónde: P_u = Resistencia última del ancla.

B = Longitud del ancla en ángulo recto a la sección transversal mostrada.

P_p y P_a = Fuerza pasiva y activa de Rankine por unidad de longitud de ancla.

Note que P_p actúa frente al ancla, como se muestra en la figura 39. También,



Y

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

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

La ecuación de P_p es válida para la condición de deformación plana. Para todos los casos prácticos, $B/h > 5$ se considera como una condición de deformación plana.

Para $B/H < \text{aprox. } 5$, considerando la superficie de falla tridimensional (es decir, tomando en cuenta la resistencia por fricción desarrollada en los dos extremos de un ancla), Teng (1962) dio la siguiente relación para la resistencia última del ancla:

$$P_u = B(P_p - P_a) + \frac{1}{3} K_0 \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_0}) H^3 \tan \phi \quad \left(\text{para } \frac{H}{h} \leq 1.5 \text{ a } 2 \right)$$

Dónde: K_0 = coeficiente de presión de la tierra en reposo = 0.4.

B. MÉTODO DE OVESEN Y STROMANN

Ovesen y Stromann (1972) propusieron un método semiempírico para determinar la resistencia última de anclas en arena. Los cálculos se hacen en tres pasos descritos a continuación.

Paso 1: Consideración del caso básico. Determine la profundidad de empotramiento H . Suponga que la placa de anclaje tiene altura H , y es continua (es decir, $B = \text{longitud de placa de anclaje perpendicular a la sección transversal} = \infty$).

Paso 2. Caso de franja. Determine la altura real, h , del ancla que debe construirse. Si un ancla continúa (es decir, $B = \infty$) de altura h se coloca en el suelo de manera que su profundidad de empotramiento sea H , la resistencia última por unidad de longitud es:

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{us} + 1}{C_{us} \left(\frac{H}{h} \right)} \right] P'_u$$

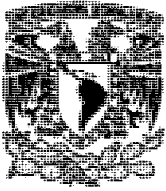
Dónde: P'_{us} = resistencia última para el caso de franja.

$C_{us} = 19$ para arena densa y 14 para arena suelta.

Paso 3. Caso real. En la práctica, las placas de anclaje se colocan en una fila con espaciamiento, S' , centro a centro. La resistencia última, P_u de cada ancla es:

$$P_u = P'_{us} B_e$$

Dónde: B_e = longitud equivalente.



FACTOR DE SEGURIDAD PARA PLACAS DE ANCLAJE Y VIGAS.

La resistencia permisible, P_{adm} , para una placa de anclaje se da como:

$$P_{adm} = \frac{P_u}{FS}$$

Dónde: FS= factor de seguridad.

Generalmente se recomienda un factor de seguridad de 2 cuando se usa el método de Ovesen y Stromann.

ESPACIAMIENTO DE PLACAS DE ANCLAJE.

El espaciamiento centro a centro, S' , de ancla se obtiene con:

$$S' = \frac{P_{adm}}{F}$$

Dónde: F = Fuerza por unidad de longitud de tablaestaca.

RESISTENCIA ULTIMA DE PLACAS DE ANCLAJE Y VIGAS EN ARCILLA (CONDICION $\phi = 0$)

Relativamente pocos estudios existen sobre la resistencia ultima de placas de anclaje y vigas en suelos arcillosos ($\phi = 0$). Mackenzie (1955) y Tschebotarioff (1973) identificaron la naturaleza de la variación de la resistencia ultima de anclas y vigas como función de H, h y c (cohesión no drenada basada en $\phi = 0$) en forma adimensional en base a resultados de pruebas de modelos de laboratorio. Das y otros (1985) sugirieron el siguiente procedimiento para obtener la resistencia última de un ancla empotrada en arcilla.

Cuando una placa de anclaje con dimensiones de H x B esta empotrada a una profundidad H, la superficie de falla en el suelo bajo carga ultima se extiende hasta la superficie del terreno, como muestra la figura 40 a. Esta condición se presenta cuando la relación H/h sea relativamente pequeña. Sin embargo, para valores mayores de H/h, ocurrirá una falla cortante local bajo carga ultima (figura 40b). El valor crítico de H/h bajo el cual la falla cortante general cambia a falla cortante local en el suelo es:

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{crs} = 4.7 + 2.9 \times 10^{-3} c \leq 7$$

Para anclas cuadradas, es decir B/h =1

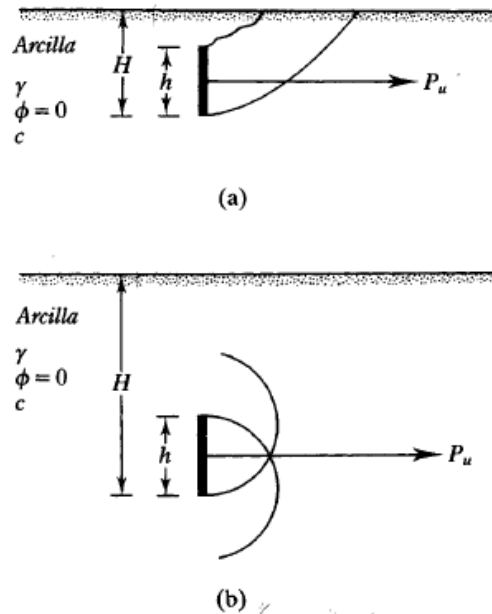
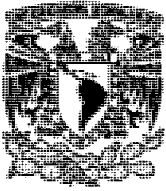


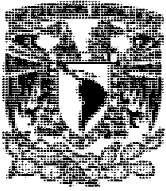
FIGURA: 40.- SUPERFICIE DE FALLA EN SUELO ALREDEDOR DE UNA PLACA VERTICAL DE ANCLAJE; a) H/h RELATIVAMENTE PEQUEÑA, b) $H/h > (H/h)_a$.

V.1.3 CORTES APUNTALADOS.

Algunas veces, el trabajo de construcción requiere excavaciones en el terreno con caras verticales, por ejemplo los sótanos de edificios en zonas construidas o las paredes del transporte subterráneo a poca profundidad debajo de la superficie del terreno (tipo de construcción por corte y recubrimiento). Las caras verticales de los cortes tienen que ser protegidas por sistemas temporales de apuntalamiento para evitar una falla acompañada por asentamientos considerables o de capacidad de carga de las cimentaciones vecinas.

La figura 41 muestra dos tipos de cortes apuntalados usados comúnmente en trabajos de construcción. Uno usa las vigas montante (figura 41a) que se hincan en el terreno antes de efectuar la excavación y es una viga vertical de acero o madera. El revestimiento, formado por tabloncillos horizontales de madera, se coloca entre las vigas montantes conforme procede la excavación. Cuando alcanza la profundidad deseada, se instalan los largueros y puntales (vigas horizontales de acero). Los puntales son miembros horizontales a compresión. La figura 41b muestra otro tipo de excavación apuntalada. En este caso, tablestacas de acero interconectadas se hincan en el suelo antes de efectuar la excavación. Largueros y puntales se insertan inmediatamente después que la excavación alcanza la profundidad apropiada.

Para diseñar cortes apuntalados (es decir, seleccionar largueros, puntales, tablestacas y vigas montantes), un ingeniero debe estimar la presión lateral de tierra a la que los cortes apuntalados serán sometidos.



La fuerza total por longitud de muro (P_a) se calcula usando la teoría general de cuñas. Sin embargo ese análisis no proporciona las relaciones para estimar la variación de la presión lateral con la profundidad, que es una función de varios factores como el tipo de suelo, experiencia de las cuadrillas de excavación, tipo del equipo de construcción usado, etc. Por tal razón se usa envolventes empíricas de presión desarrolladas por observaciones de campo para el diseño de cortes apuntalados.

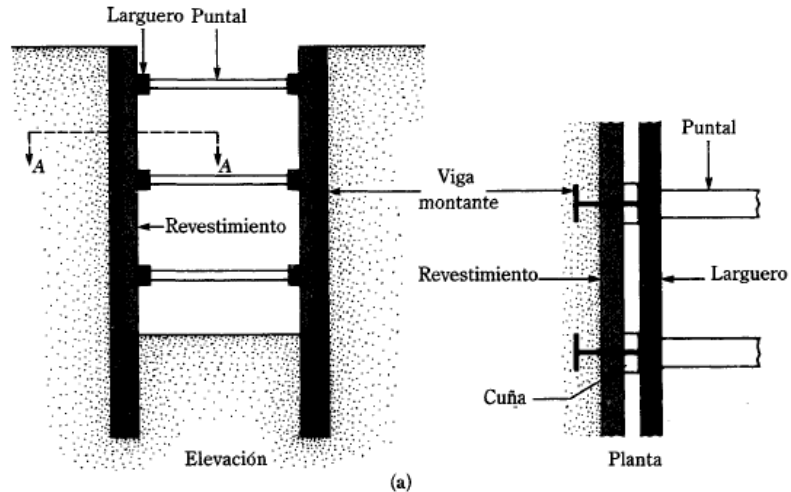


FIGURA: 41.- TIPOS DE CORTES APUNTALADOS; a) CON VIGAS MONTANTES.

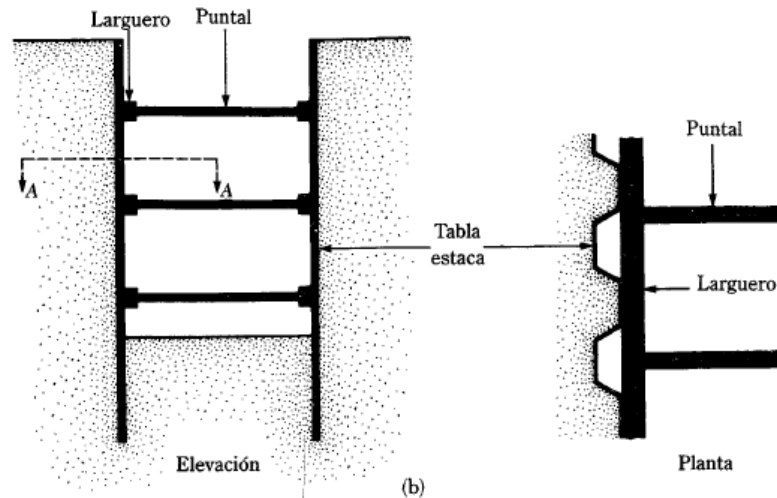
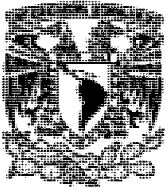


FIGURA: 41.- b) CON TABLESTACAS.

ENVOLVENTES DE PRESION PARA EL DISEÑO DE CORTES APUNTALADOS.

Después de observar varios cortes apuntalados, Peck (1969) sugirió usar envolventes de presión de diseño en cortes apuntalados en arena y arcilla.



CORTES EN ARENA.

La figura 42 muestra la envolvente de presión para cortes en arena. Esta presión p_a , se expresa como:

$$P_a = 0.65\gamma HK_a \quad \text{donde:}$$

γ = peso específico.

H = Altura del corte.

K_a = Coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45^\circ - \phi/2)$

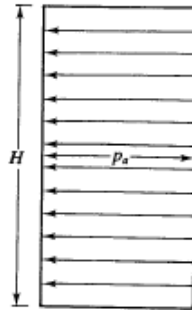


FIGURA: 42.- ENVOLVENTE DE PRESIÓN APARENTE PARA CORTES EN ARENA.

CORTES EN ARCILLA BLANDA Y MEDIA.

La envolvente de presión para arcillas blandas y medias se muestra en la figura 43, y es aplicable para la condición:

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

Donde c = cohesión no drenada ($\phi=0$)

La presión p_a , es la mayor de:

$$P_a = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H} \right) \right] \quad \text{o}$$
$$p = 0.3\gamma H$$

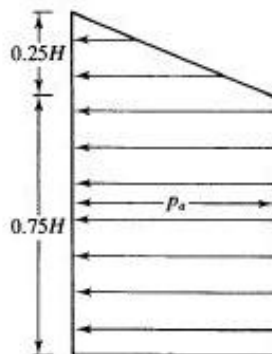
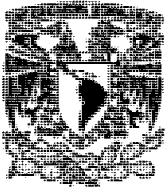


FIGURA: 43.- ENVOLVENTE DE PRESIÓN APARENTE PARA CORTES EN ARCILLAS BLANDAS Y MEDIAS.

**CORTES EN ARCILLA FIRME.**

La envolvente de presión mostrada en la figura 44, en la que $P_a = 0.2\gamma H$ a $0.4\gamma H$ (con un promedio de $0.3\gamma H$)
Es aplicable a la condición $\gamma H/c \leq 4$.

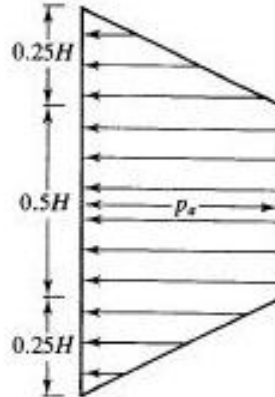


FIGURA: 44.- ENVOLVENTE DE PRESIÓN APARENTE PARA CORTES EN ARCILLAS FIRMES.

DISEÑO DE LOS DIVERSOS COMPONENTES DE UN CORTE APUNTALADO.**PUNTALES.**

En los trabajos de construcción, los puntales deben tener un espaciamiento mínimo vertical de aproximadamente 9 pies (2.75m) o algo más, y son en realidad columnas horizontales sometidas a flexión. La capacidad de carga de las columnas depende de la relación de esbeltez, la cual es reducida proporcionando soportes verticales y horizontales en puntos intermedios. Para cortes anchos, el empalme de los puntales es necesario. Para cortes apuntalados en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del terreno debe ser menor que la profundidad z_c de la grieta de tensión.

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Donde K_a = coeficiente de presión activa de Rankine.

Para determinar la profundidad de la grieta de tensión,

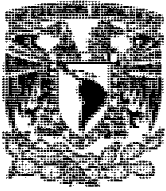
$$\sigma_a = 0 = \gamma z_c K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

O

$$z_c = \frac{2c}{\sqrt{K_a\gamma}}$$

Con $\phi = 0$, $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1$ por lo que

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}$$



Debe usarse un procedimiento conservador simplificado para determinar las cargas en los puntales, aunque este procedimiento variara, depende de los ingenieros implicados en el proyecto.

TABLESTACAS.

Los siguientes pasos están implicados en el diseño de tablestacas:

- 1- Para cada una de las secciones determinar el momento flexionante máximo.
- 2- Determinar el valor máximo de los momentos flexionantes máximos (M_{max}) obtenidos en el paso 1. La unidad será por longitud de tablestaca.
- 3- Obtener el módulo de sección requerido de las tablestacas:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$$

Donde σ_{adm} = esfuerzo admisible de flexión del material de la tablestaca.

- 4- Escoger una tablestaca que tenga el módulo de sección mayor o igual al módulo de sección requerido de una tabla.

LARGUEROS.

Los largueros se tratan como miembros horizontales continuos si se emplean aproximadamente. En forma conservadora, también se tratan como si se estuviesen articulados en los puntales.

Determine el módulo de sección de los largueros:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$$

Los largueros son sujetos a veces a la tablestaca en puntos que satisfagan los requisitos del soporte lateral.

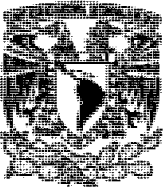
LEVANTAMIENTO DEL FONDO DE UN CORTE EN ARCILLA.

Los cortes apuntalados en arcilla resultan inestables como resultado del levantamiento del fondo de la excavación. Terzaghi (1943) analizo el factor de seguridad de excavaciones apuntaladas contra levantamiento de fondo. La superficie de falla por tal caso se muestra en la figura 45. La carga vertical, por unidad de longitud del corte, en el fondo del corte a lo largo de la línea bd y af es:

$$Q = yHB_1 - cH$$

Donde $B_1 = 0.7B$

C = cohesión (concepto $\phi=0$)



Esta carga Q se trata como una carga por unidad de longitud sobre una cimentación continua al nivel de bd (y af) con ancho de $B_1=0.7B$. Con base en la teoría de Terzaghi sobre la capacidad de carga, la capacidad neta última de capacidad de carga por unidad de longitud de esta cimentación es:

$$Q_u = cN_c B_1 = 5.7cB_1$$

Por consiguiente, el factor de seguridad contra levantamiento del fondo es:

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7cB_1}{\gamma H B_1 - cH} = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - \frac{c}{0.7B}} \right)$$

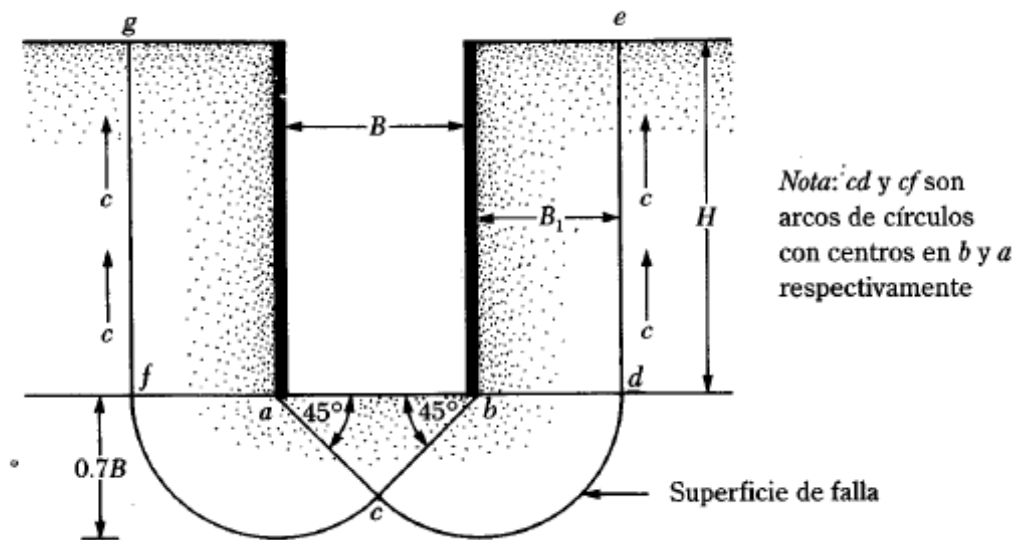


FIGURA: 45.- FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LEVANTAMIENTO DE FONDO.

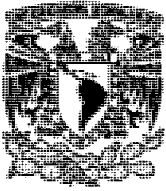
Este factor de seguridad se basa en la hipótesis de que el estrato de arcilla es homogéneo, por lo menos a una profundidad de $0.7B$ debajo del fondo del corte. Sin embargo, un estrato duro de roca o de material rocoso a una profundidad de $D < 0.7B$ modificara la superficie de falla en alguna medida. En tal caso, el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - c/D} \right)$$

V.1.4 MURO MILÁN

VENTAJAS

- Menor vibración provocada por los equipos al subsuelo.
- Requiere menos troquelamiento.
- Se puede excavar dejando una berma perimetral de un metro de ancho y talud 0.8:1.0 (h:v). Dejando un talud 0.8:1 (horizontal: vertical) con una banqueta de un metro a partir de la cota de 0.80 m, se abrirá sangría en la berma para troquelar con la trabe metálica.
- Tratamiento de fugas con inyecciones.



En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona, para unir con las propias traveses de la estructura a nivel sótano.

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL MURO MILÁN.

El Muro Milán es un elemento estructural que puede ser colado en sitio o prefabricado, cuya finalidad es la de contener los empujes del terreno y mantener la estabilidad de las construcciones aledañas, durante los trabajos de excavación de sótanos (en el caso de edificaciones).

El Muro Milán puede funcionar como elemento estructural de contención de taludes, temporal o permanente de la cimentación, cargando las zonas perimetrales de cualquier edificación; además de que sirve de tablestaca con pocas filtraciones (estas son fáciles de controlar) para trabajos de abatimiento del nivel freático.

CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL GUÍA PARA EQUIPO GUIADO.

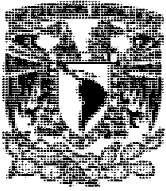
El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente hecha, cuya construcción puede ser hecha por maquinaria, siendo recomendable que se haga por medios manuales con el objeto de detectar posibles interferencias e instalaciones municipales como son: cableado de teléfono, energía eléctrica, líneas de gas, drenaje, agua potable, etc.

El objetivo de la construcción del brocal, es proporcionar una guía que garantice la posición y verticalidad correcta del equipo guiado, durante el proceso de excavación de una de las posiciones que requiera el muro Milán, además lo anterior sirve para contener el terreno de la parte superficial, ya que durante los movimientos de la maquinaria y camiones, pueden ocurrir derrumbes.

El trazo es de vital importancia en el procedimiento constructivo ya que de este dependerá la correcta ubicación y el número de tableros por construir.

a) Se realizara la excavación de la zanja que alojara al brocal, para muros Milán de espesor de 0.45 m, sus dimensiones son 1.60 m de profundidad por 0.95 m de ancho, la profundidad puede variar según se requiera.

b) Se procede al armado, cimbrado y colado de las partes que conforman el brocal, siendo estas: el alerón de banquetta (fijado al pavimento o terreno firme por medio de varillas a buena profundidad que garantice su inmovilidad).



V.1.4 MURO BERLÍN.

El muro Berlín es sistema de retención para efectuar excavaciones no muy profundas que pueden alojarse al cajón de cimentación. El Sistema de Muro Berlín, es más viable por economía y seguridad, siempre y cuando se respeten los lineamientos del proceso constructivo.

La excavación se podrá realizar en dos etapas para mayor eficacia, en toda el área cubierta por la excavación a realizar, hasta la profundidad de desplante de que se proyecte, iniciando al fondo del predio hacia el frente.

Previamente se colocarán viguetas metálicas a del nivel de banquetta y hasta una profundidad que sea mayor al nivel máximo de excavación, para que de este modo la vigueta tenga un pateo que le sirva de empotramiento al suelo para evitar que se voltee, las viguetas se colocaran alrededor de la zona de excavación, posteriormente se iniciará la excavación dejando una berma con una pared del muro de un metro de ancho, y taludes de 0.8:1.0 (horizontal: vertical) que se irán retirando en módulos, este proceso constructivo se efectuará en todas las colindancias para su protección. (Ver figura 46).

A veces la excavaciones donde se ocupa el muro Berlín son muy profundas y se tiene el peligro de que las viguetas o tablestacas se volteen, por este motivo se hace uso de troqueles y puntales para detener dichas viguetas o tablestacas que son hincadas en el suelo temporalmente para realizar la excavación y contener el terreno de al lado. Conforme la excavación sea más profunda los troqueles se irán colocando a mayor profundidad.

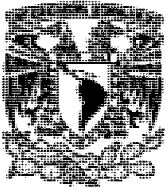
V.2.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

El proyecto requiere de tres sótanos para alojar a los estacionamientos que darán servicio al edificio con seis niveles superiores, para lo cual se necesita efectuar una excavación a 8 m de profundidad, como se observa en la figura 21, y la cimentación será resuelta mediante una losa de cimentación desplantada a 8 m de profundidad, como se indica en la misma figura.

La posibilidad de dejar una berma perimetral constituida por una banquetta de un metro y un talud 0.8:1.0 (horizontal vertical) hasta el nivel de máxima excavación, es una posible alternativa que permite la construcción de la estructura central contra la que se podría troquelear el perímetro que se iría abriendo por módulos, como se observa en la figura 46.

Para la alternativa propuesta se empleará un Muro Berlín perimetral como se muestra en la figura 46, considerando que el nivel freático se tiene a -4.8 m de profundidad.

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 8.0 m a partir del nivel de banquetta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa.



Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 1.0 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos.

Se seleccionó como sistema de retención para efectuar la excavación a 8 m que alojará al cajón de cimentación el Sistema de Muro Berlín, siendo el más viable por economía y seguridad, siempre y cuando se respeten los lineamientos del proceso constructivo.

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 8.0m a partir del nivel de banqueta, iniciando al fondo del predio hacia el frente.

La protección a colindancias será resuelta mediante un muro tipo Berlín.

Previamente se colocarán las viguetas metálicas a del nivel de banqueta y hasta una profundidad de 12m, posteriormente se iniciará la excavación dejando una berma con una banqueta de un metro de ancho, y taludes de 0.8:1.0 (horizontal: vertical) que se irán retirando en módulos de 3 m de ancho, a cada 9 m en forma simultánea, este proceso constructivo se efectuará en todas las colindancias para su protección.

MODULACIÓN DE LA BERMA PERIMETRAL

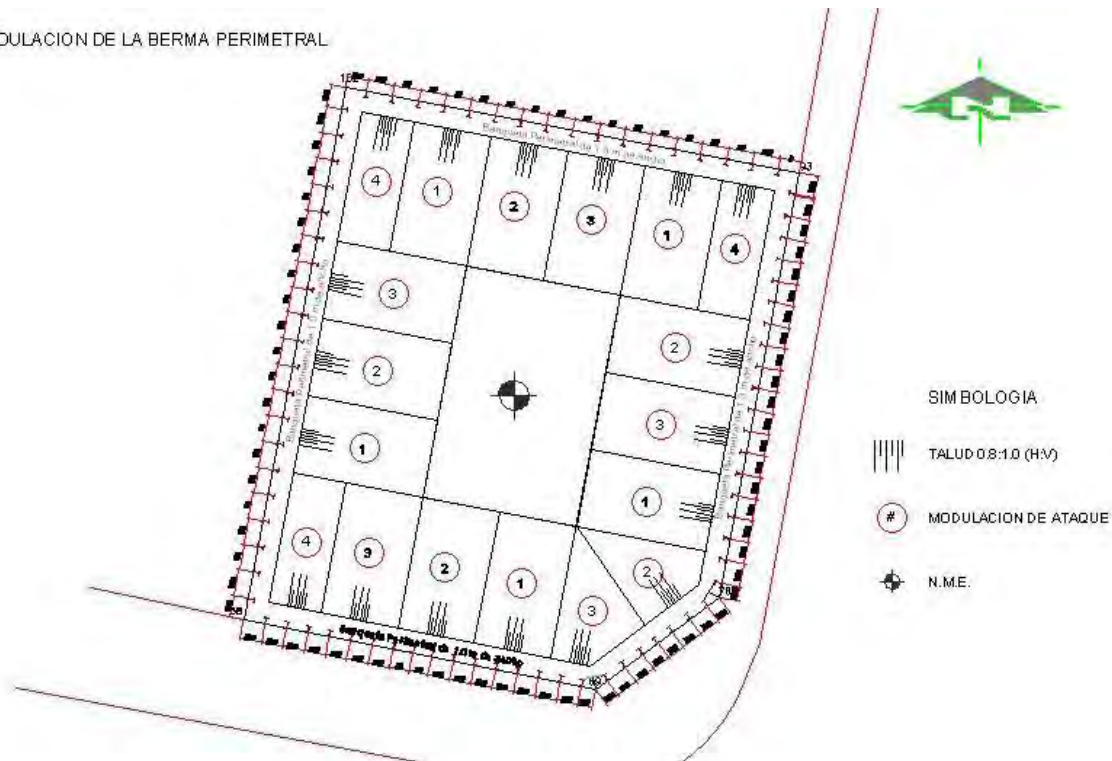


FIGURA: 46.- MODULACION DE BERMAS

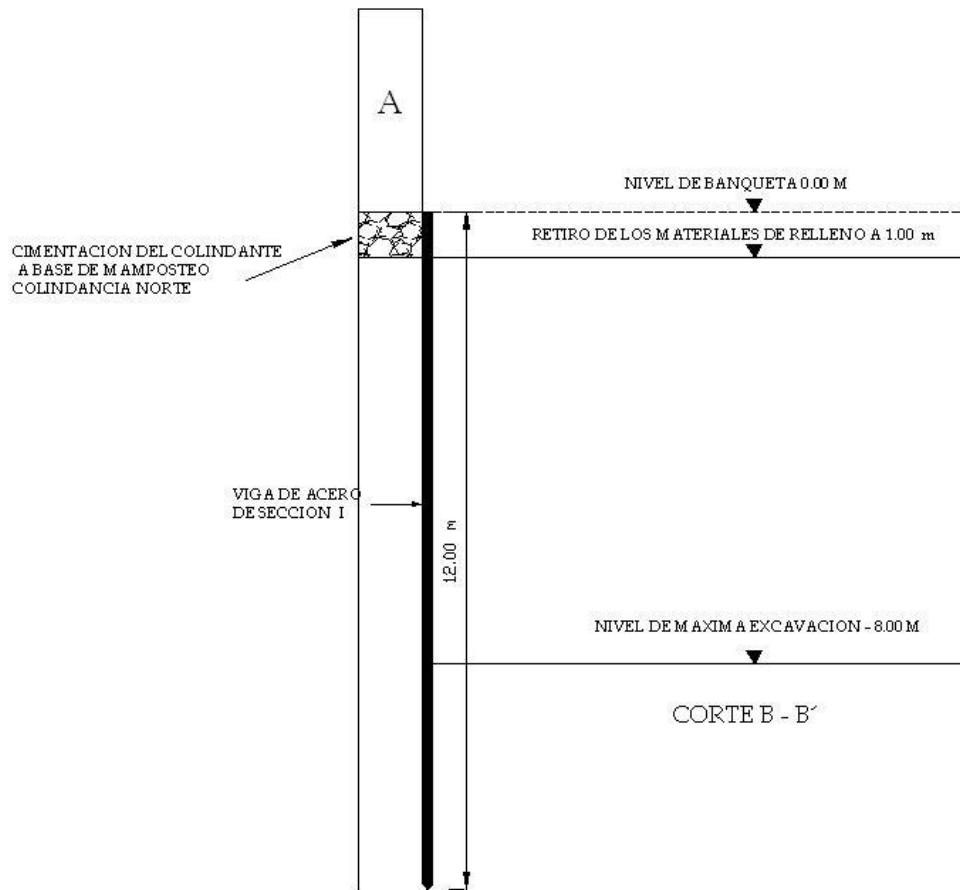
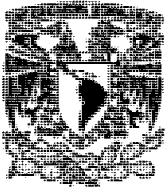


FIGURA: 47.- PROTECCIÓN A COLINDANCIAS.

La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana, sin que se inicie la construcción de la cimentación, por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al término de la excavación.

Una vez alcanzado el nivel máxima excavación en la zona central se colara la losa de cimentación y se procederá a la terminación de la excavación, lo que se hará retirando los taludes laterales en tramos alternados de 3 m de ancho, procediendo de inmediato a troquelar el muro Berlín, colocando vigas de repartición y apuntalando contra la losa de cimentación ya construida, el detalle los materiales para el sistema de apuntalamiento se indica a continuación, figura 48.

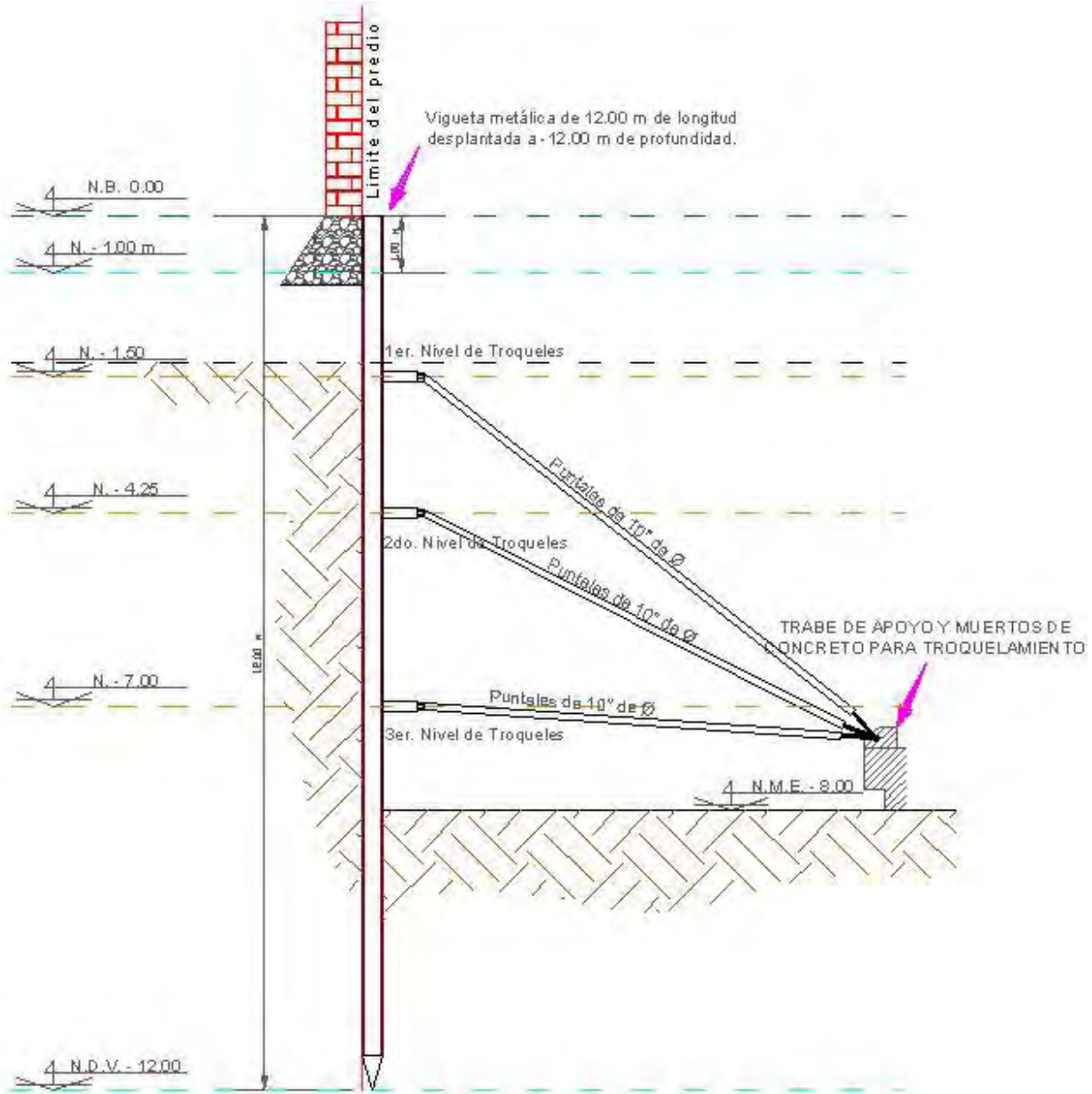
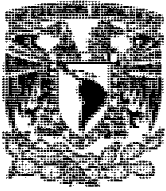
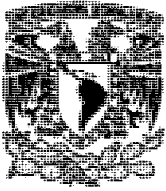


FIGURA: 48.- CORTE DESPLANTE VIGUETA PERIMETRAL Y COLOCACION DE TROQUELES.

Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa con su respectiva colocación de troqueles conforme se profundiza, se procede de la misma manera con los tramos restantes.

A continuación se termina de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan.



Bajo ninguna circunstancia deberá permitirse abrir el modulo contiguo hasta no haber colocado los troqueles correspondientes en cada tramo y debidamente apoyados.

En el proceso de excavación se requiere de un sistema de bombeo profundo, dado que se detectó nivel freático a una profundidad de 4.8m a partir del nivel de banqueteta, aunado a las posibles filtraciones de las colindancias, además en época de lluvias se requiera un bombeo de achique local, para ello se deberán disponer de cuatro bombas autocebantes de 4" de salida.

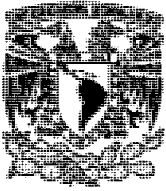
Una vez que se tiene construida la primera etapa en su parte central, y cuando se tenga edificado por lo menos hasta la losa de la planta baja, se procederá abrir la segunda etapa, con la misma secuencia establecida para la primera etapa, con el objeto de regular las expansiones.

En esta etapa podrán cambiarse los troqueles y apoyarlos sobre la misma estructura de tal forma que permita tener 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.

Lo anterior es 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 se incrementan conforme mayor sea el área excavada, razón por la que se estableció efectuar en dos etapas la excavación.

Para la colocación de las viguetas se realizarán perforaciones del orden de 4 m por debajo del nivel de máxima excavación, es decir a 12 m, y en donde se alojaran viguetas metálicas de 8" por 10" a cada 1.0 m de separación entre ellas para la colindancia con vía pública y a cada 1.2m de separación en las colindancias con las estructuras vecinas, las cuales se confinaran con concreto pobre en toda su longitud, únicamente por debajo del nivel de máxima excavación deberá colocarse un concreto de mayor resistencia, lo anterior es para que el concreto vaciado confine a las viguetas, de tal forma que no se encuentren sueltas al momento de que se descubran, colando entre las viguetas un muro de concreto armado de 12 cm de espesor y que permita colar el muro perimetral en forma continua siempre y cuando se mantenga el bombeo permanente y el troquelamiento en forma constante hasta no tener un elemento de concreto que soporte los empujes generados.

El proceso de excavación para la protección de las colindancias se realizará con una estructura de contención constituida por viguetas de acero, colocadas dentro de una perforación previa y confinadas por un concreto pobre y fluido, colocando entre ellas un ademe de concreto colado en el sitio de 12 cm de espesor armado mediante una parrilla de varilla de $\frac{1}{2}$ " a cada 15 cm en las dos direcciones, de acuerdo con el procedimiento siguiente:



Previo a la excavación de las etapas 1 a 2, se realizara el hincado perimetral de las viguetas IPR 10" (254) x 32.9 kg/m, hasta 4 m abajo del máximo nivel de excavación como mínimo, pero en este caso se recomienda colocar viguetas de 12 m de longitud, considerando que la parte superior de la vigueta quedará al nivel de banqueteta, la vigueta quedará hincada a 12 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, como se observa en la figura 48.

Para facilitar su hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán ejecutar perforaciones guía de 30 cm de diámetro, mediante perforadora o similar en toda su longitud hasta 12 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta. *(La separación de las viguetas será a cada 1.0 m en la colindancia con vía pública y a cada 1.2 m en la colindancia con construcciones vecinas, como se muestra en las figuras 46 y 47)*

Efectuado la construcción del muro Berlín en el primer nivel de troqueles, se procederá al segundo nivel de troqueles, por módulos, posteriormente se efectuara la excavación para la colocación del tercer nivel de troqueles con su respetivo muro Berlín, y finalmente se llegará al nivel de máxima excavación, construyendo a la brevedad la estructura cuya excavación está terminada.

Construida la estructura hasta el nivel de banqueteta, se procederá a iniciarla excavación de la segunda etapa dejando una berma perimetral de un metro de banqueteta y un talud 0.8.1.0 (horizontal: vertical).

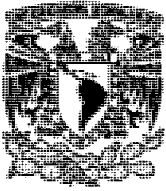
Como alternativa se podrá construir la estructura central dentro lo posible y sobre la cual se construirá una trabe central peraltada, con un empotramiento del orden de 2 m mínimo y sobresalido del orden de metro y medio, sobre la cual se apoyarán los troqueles que se requieran para apuntalar el muro Berlín cuando se descubran cada uno de los módulos, o bien podrán colocarse "muertos" de concreto sobre dicha trabe.

Se iniciará la excavación de los diferentes módulos, siguiendo la secuencia indicada en el proceso constructivo de la figura 46. La trabe central después se demolerá.

Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 12 cm, reforzado con un lecho de varillas del No. 4 a cada 15cm.

Las vigas "madrinas" serán viguetas de acero IPR de 10" (254) x 32.9 kg/m y se colocarán separadas 45 cm de las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldarán a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas, cuando la excavación se encuentre 30 cm abajo de su punto de aplicación.

Estas vigas "madrinas" se colocarán en los niveles indicados en el corte de la figura 48; los puntales serán de Ø 8" en el primer nivel y de 10" de Ø para los niveles dos y tres, de cédula 40 E, y se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga



"*madrina*", apoyándose un extremo en la viga "*madrina*", y el otro en los "muertos" o en la trabe central propuesta que posteriormente se demolerán, acuñándolos debidamente con polines 6" x 6" o "quesos" de madera.

Los niveles de puntales propuestos serán a 1.5m, 4.25 m y 7.0m. Cada puntal se colocará con una precarga de 21, 24 y 27 ton para el primer, segundo y tercer nivel de troqueles respectivamente, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad del gato será mínima de 50 ton y 30 cm de carrera.

Habiendo colocado los tres niveles de puntales en la excavación de 8.0 m de profundidad, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto que corresponde a 8.0 m respectivamente, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra las viguetas hincadas.

Veinticuatro horas después de colada la losa de piso contra las viguetas hincadas se retirará el nivel correspondiente, y se continuará con la construcción del muro estructural perimetral y columnas, empleando como cimbra las viguetas hincadas.

La construcción de la losa-tapa del sótano 3 se realizará treinta y seis horas después de colar el muro perimetral y las columnas o después de quitar la cimbra, sin retirar el segundo nivel de puntales.

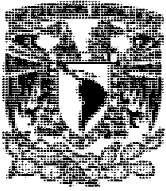
El segundo nivel de puntales y "*madrinas*", se podrá retirar setenta y dos horas después de colado el muro perimetral y las columnas del nivel sótano 2.

El primer nivel de puntales y "*madrinas*", se podrá retirar setenta y dos horas después de colado el muro perimetral y las columnas del nivel sótano 1.

Se recomienda que no se realice ninguna trabe de cimentación perimetral y se diseñen en forma invertida, se hace hincapié en la necesidad de implementar una instrumentación que permita conocer el comportamiento de la excavación y tomar medidas preventivas. .

Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa, se procede de la misma manera con los tramos restantes. A continuación se termina de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan.

Todos los elementos debajo de 2m de profundidad se les deberá considerar un aditivo impermeabilizante, junto con las bandas ojilladas correspondientes.



V.3 SECUELA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO PARA LA COLOCACIÓN DEL SISTEMA DE TROQUELAMIENTO.

Primer paso

Se realizará un despalme en toda la superficie del predio de 1.0 m para retirar los materiales de mala calidad (relleno) y cimentaciones antiguas.

Segundo paso

Posteriormente se iniciará la colocación de viguetas de 12 m de longitud espaciadas @ 1.0 m en colindancia con vía pública y a cada 1.2 m en colindancia y la parte superior de la vigueta se ubicará a nivel de banqueteta, quedando desplantadas a -12 m, tomando en cuenta que se requiere de una trabe de cimentación perimetral y en forma simultánea la construcción y colocación del sistema de bombeo de abatimiento profundo.

En esta etapa se revisará las condiciones de cimentación de las colindancias, en caso necesario se les dará un tratamiento mediante un repellido o un punteo de concreto para reforzar el mamposteo existente, o bien en caso, necesario se deberá efectuar una recimentación por debajo de las cimentaciones de las colindancias que no tengan cimentación o bien el desplante de la cimentación se encuentre por arriba del despalme realizado.

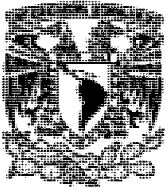
En el caso de la colindancia con vía pública será necesario restituir con un mamposteo los materiales existentes entre el nivel de banqueteta y un metro de profundidad y que reaccionen contra la viguetas manteniendo la estabilidad en esta colindancia.

Tercer paso

Colocadas las viguetas metálicas antes estipuladas @ 1.0 m en la colindancia con vía pública y a 1.2 en la colindancia con estructuras vecinas en todo el perímetro del predio, se podrá realizar otro recorte de 0.40 m hasta alcanzar una profundidad de -1.40 m.

A partir de este nivel se procederá a realizar la excavación del corazón central, de acuerdo a la etapa de excavación correspondiente, dejando una banqueteta perimetral de 1.0 m de ancho y un talud 0.8:1.0 (horizontal:vertical) hasta alcanzar el nivel de máxima excavación, el cual se encuentra a -8.0 m con respecto al nivel de banqueteta.

Es importante que se coloquen testigos en todo el perímetro de la excavación antes, durante y al terminar la excavación, para observar los movimientos que se registren en las colindancias y tomar medidas preventivas.



Cuarto paso

Una vez alcanzado el nivel de máxima excavación (-8.0 m) en su primera etapa, se recomienda colar una trabe al centro de la excavación en el sentido largo del predio que este empotrada y sobresalga con respecto al nivel de máxima excavación, la cual servirá para colocar el sistema de troquelamiento con tres niveles de troqueles. Los troqueles serán de 8" de diámetro para el primer nivel y de 10" para el segundo y tercero. La trabe colada será demolida una vez que se inicien han retirado los troqueles en su totalidad o bien se pueda troquelar contra la estructura central de los sótanos.

Quinto paso

El primer nivel de troqueles se colocará a -1.50 m con respecto al nivel de banqueta, apuntalando contra la trabe de apoyo. Para la colocación de los troqueles se abrirán módulos alternados de 3.0 m de ancho para retirar el talud perimetral 0.8:1.0 (horizontal: vertical)

Sexto paso

El segundo nivel de troqueles se ubicara a -4.25 m con respecto al nivel de banqueta y se apuntalará contra la trabe de apoyo. Para la colocación del segundo nivel se recortará el talud perimetral hasta quedar por debajo del punto de aplicación de los troqueles.

Una vez colocado el segundo nivel de troqueles con su debida precarga se procederá a retirar el siguiente tramo de berma hasta una profundidad de 7.2m, para proceder a la colocación del tercer nivel de troqueles que se localizará a 7 m de profundidad apoyándolo sobre la trabe central.

Una vez colocado el sistema de troquelamiento en su totalidad, se procederá a retirar lo que resta del talud en el módulo de ataque hasta el nivel de máxima excavación, y se iniciará con la construcción de la losa de cimentación y muros de las colindancias, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan.

Con la misma secuencia de la etapa uno se efectuará la etapa dos que se muestra en la figura 49.

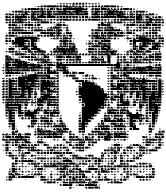
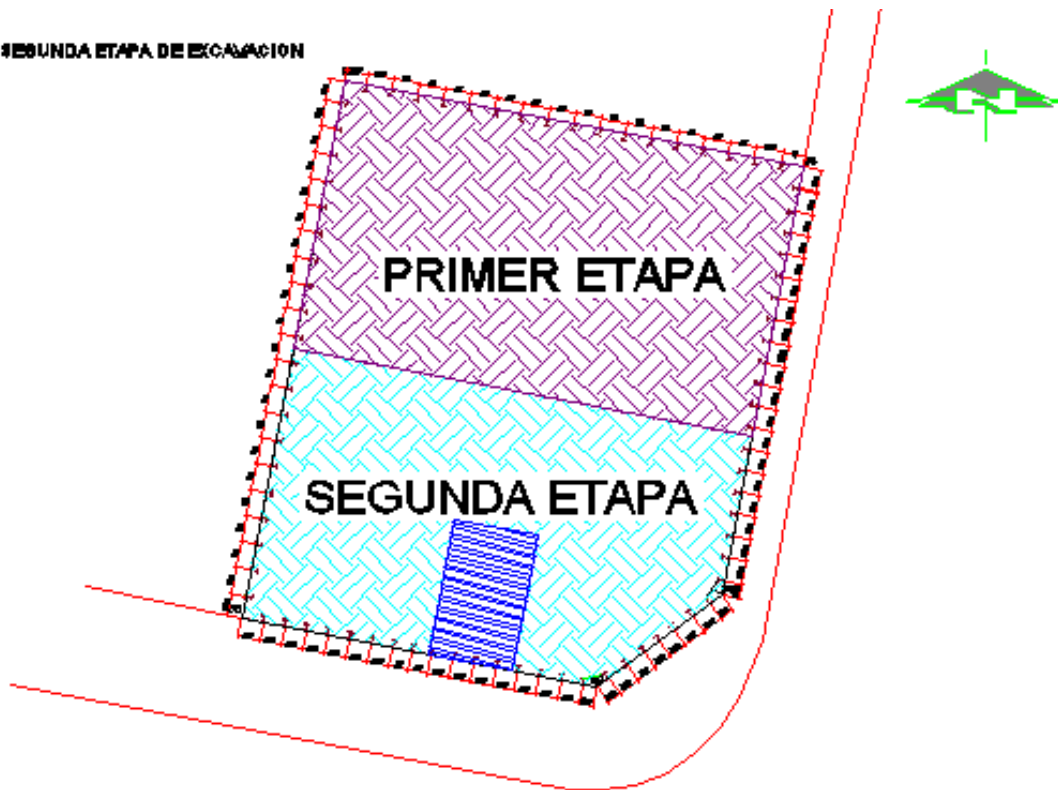
**SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACION**

FIGURA: 49.- SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACIÓN.

V.4 SISTEMA DE BOMBEO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

El nivel de desplante del cajón de cimentación en general quedará a 8 m, pero las trabes de cimentación requieren una excavación adicional de 1.5 m de profundidad, tomando en cuenta que el nivel de aguas freáticas está a 4.8 m, generará una presión hidrostática de 3.2 ton/m² respectivamente, razón por la cual será necesario implementar un sistema de bombeo profundo que permita mantener las condiciones en seco, pues el bombeo de achique no será suficiente, e incluso se podrá eliminar el achique, si al nivel de máxima excavación en trabes como general se construyen drenes en formas de venas que permitan canalizar el agua que se tenga superficialmente hacia los pozos profundos propuestos.

El número de pozos propuestos será de 12 en total, pensando que la excavación total será en dos etapas. (Ver figura 50).

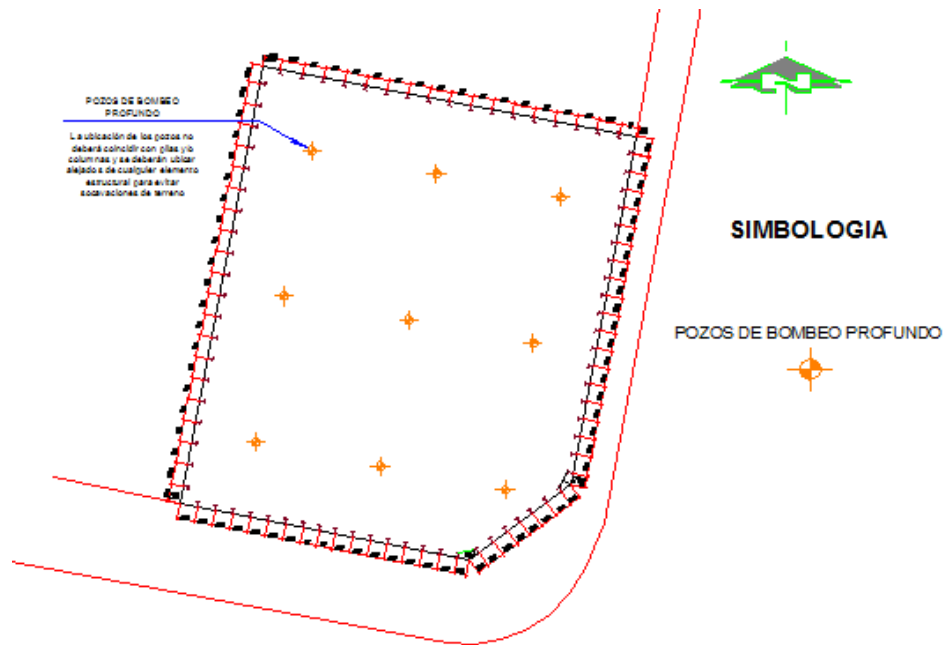
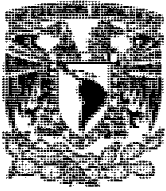


FIGURA: 50.- UBICACIÓN DE POZOS DE ABATIMIENTO.

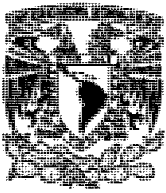
La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo. El sistema recomendado es con pozos de bombeo a base de bombas con electroniveles.

El objeto del bombeo profundo es trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de la cimentación, es necesario abatir el nivel freático hasta una profundidad de 11 m que será el nivel dinámico del agua en los pozos para la excavación de la cimentación, mientras que para la excavación en el perímetro el nivel dinámico del agua en los pozos será de 10 m de profundidad. Esta profundidad podrá variar de acuerdo a la respuesta en campo del bombeo.

En caso de no efectuarse se tendrá como consecuencia complicaciones en el proceso constructivo, y por otro lado el excedente de bombeo trae como resultado posibles asentamientos en la periferia, por lo que será necesario cuidar este aspecto con las recomendaciones establecidas a continuación y efectuar un abatimiento con un sistema de bombeo profundo, pues a mayor profundidad dentro del nivel freático mayor presión se genera en el fondo de la excavación.

Debiendo monitorearse el comportamiento de la excavación mediante la colocación de líneas de colimación en forma perimetral antes, durante y al final del bombeo.

Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante 12 pozos por etapa perforados a 14 m con respecto al nivel de la banqueta. Su ubicación será en toda el área evitando se intercepte con algún elemento estructural..



Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o broca ahuer, inyectando agua a presión como fluido de perforación no se utilizarán lodos bentoníticos. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*). La disposición se muestra en la figura 51.

DETALLE DE POZO DE BOMBEO

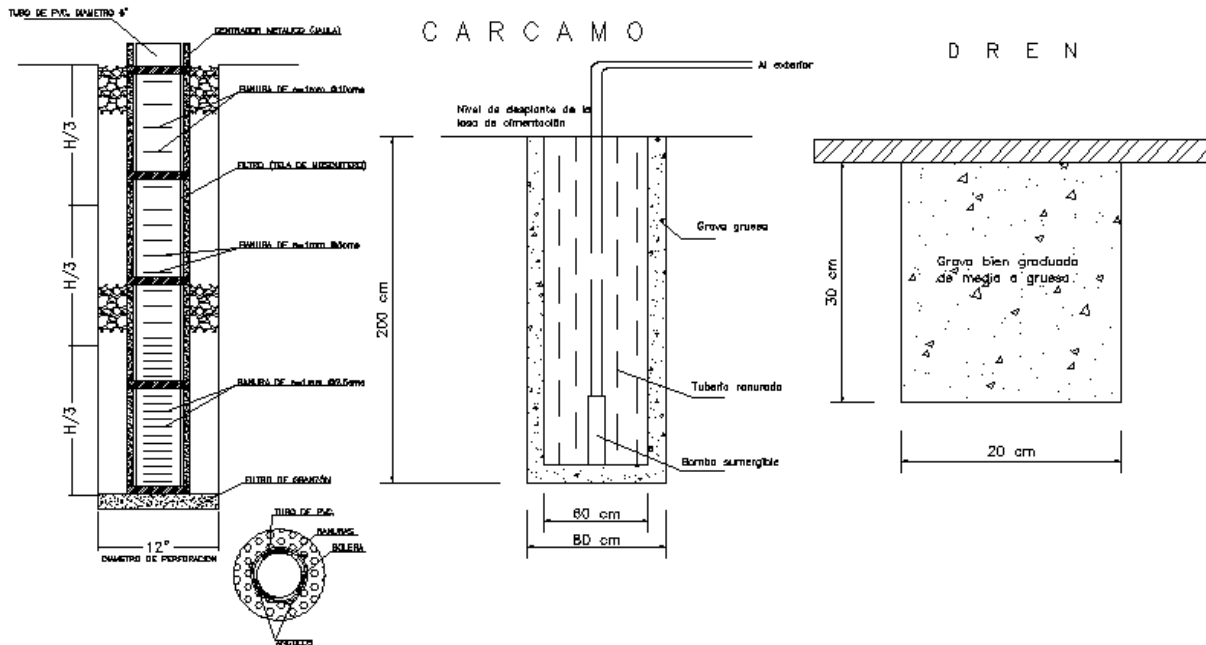
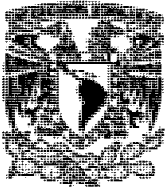


FIGURA: 51.- DETALLE DEL SISTEMA DE BOMBEO PROFUNDO.

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (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 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm entre sí.

El espacio anular 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 que se tengas entre la pared de la perforación y el ademe; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m^2 alrededor del ademe.

Dentro del ademe se podrán instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm^2 o bombas sumergibles eléctricas de $\frac{1}{2}$ caballo; para el caso de las cisternas el nivel de succión de bombas estarán a 8 m de profundidad, medidos con respecto a la superficie del terreno. Los detalles de los pozos de bombeo profundo, dren y cárcamo se muestran en la figura 51.



Se deberá implementarse un sistema de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de las colindancias y de la excavación que alojará a la cimentación antes, durante y después de haberla terminado.

Dado que dependiendo de la época en que se realicen los trabajos de excavación y ante la presencia de época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique complementario.

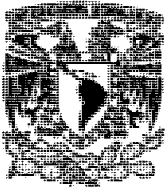
El bombeo se iniciará entre 7 y 14 días (dependerá de la respuesta del bombeo en campo) antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación.

El nivel dinámico del agua en los pozos para la excavación variará de acuerdo a la respuesta del subsuelo, inclusive es necesario considerar la posibilidad de implementar del orden de 4 pozos adicionales a los propuestos, debido a la erraticidad del nivel freático.

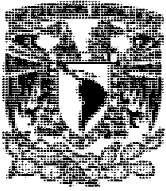
El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir por lo menos la losa del primer nivel y que se tengan construidos todos los muros perimetrales del sótano, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

Recomendaciones

Se recomienda que no se realice ninguna trabe de cimentación perimetral, que requiera profundizar la excavación a una profundidad mayor a la contemplada en el Estudio, se hace hincapié en la necesidad de implementar una instrumentación que permita conocer el comportamiento de la excavación y tomar medidas preventivas.



VI.- INSTRUMENTACIÓN.



VI.- INSTRUMENTACIÓN.

La instrumentación Geotécnica se define como el diseño, la implementación y el control de técnicas y procedimientos para la medición de esfuerzos, deformaciones, cargas y desplazamientos en masas de suelo o roca, asociados con estructuras hechas por el hombre o fenómenos naturales. La instrumentación también incluye la interpretación de los resultados, y permite el uso de la información obtenida en el desarrollo, modificación y adaptación de diseños.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

VI.1 BANCO DE NIVEL FLOTANTE.

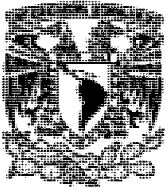
Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel flotante al centro de cada etapa. Las mediciones de éste instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante será de 1.0 m abajo del nivel máximo de excavación, para lo cual deberá efectuarse una perforación de 6" de diámetro, con una máquina que cuente con equipo para el lavado del barreno.

Realizada la perforación se introducirá un cilindro de concreto (*muerto*) de $F'c=100$ kg/cm², de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura; el cilindro deberá tener acoplado tramos de tubería galvanizada de 1.0 m, de 1" de diámetro, cuya longitud será la profundidad de la instalación. Deberá asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo de la perforación, 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 $\frac{3}{4}$ ".

Se tomarán lecturas una vez por semana durante el proceso de excavación y construcción del edificio. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m, trasladándose el nivel de referencia original.



Las mediciones del banco del nivel flotante formarán parte del control topográfico de las excavaciones.

VI.2 REFERENCIAS SUPERFICIALES.

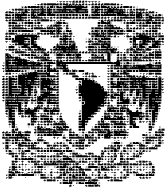
Para medir los desplazamientos verticales que pudieran ocurrir en las construcciones de las colindancias a consecuencia de las excavaciones y que permitan detectar oportunamente el desarrollo de deformaciones inadmisibles, se colocarán niveletas o testigos pintados en los muros de las estructuras vecinas, con separación máxima de 10.0 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueteta. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm por lado.

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomarán lecturas de nivelación; durante la excavación y bombeo, la frecuencia de lecturas será de una vez por semana y si las deformaciones son menores de 1 mm/semana, la frecuencia será mensual.

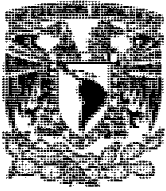
VI.3 MEDICIONES DE PLOMOS.

Dadas las características del edificio de 3 niveles, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en la oriente-poniente.

Se deberá tomar una lectura antes de iniciar el bombeo y la excavación; posteriormente, se hará una lectura mensual, hasta la suspensión del bombeo.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El estudio de mecánica de suelos fue útil para determinar las características del subsuelo, y conociendo estas se pudo determinar el tipo de cimentación a utilizar y los requerimientos para alojar dicha cimentación.

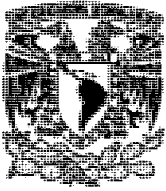
El edificio a construir consta de seis niveles, dos sótanos y un semisótano, así como plata de azotea. El predio en donde se desea construir tiene forma semicuadrada. En el estudio de mecánica de suelos se realizaron tres pozos a cielo abierto y un sondeo profundo con máquina rotatoria Long Year dentro del predio.

Con las muestras inalteradas obtenidas de los pozos a cielo abierto y sondeo mixto se realizaron las pruebas de laboratorio correspondientes y se determinó que el predio se localiza en la Zona II (Zona de Transición Alta), a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32 y el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm^3 , en general entre la superficie y 8 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta se tienen estratos arcillosos limosos poco arenosos, con intercalación de estratos de arena, de baja resistencia y a partir de 8 m de profundidad se tiene materiales resistentes con más de 50 golpes de tipo friccionante (arenas limosas) y en estado compacto. El nivel de aguas freáticas, se detectó a 4.80 m de profundidad aproximadamente. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias, y se encuentra como manto colgado.

De acuerdo a los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos, se encuentra un estrato resistente a 8.0 m. de profundidad con respecto al nivel de la banqueta, por lo que se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante una losa de cimentación de concreto reforzado desplantada a 8.0 m. de profundidad con respecto al nivel de banqueta, considerando que por proyecto se necesitan dos sótanos y medio donde el nivel de piso terminado del sótano inferior se encuentra a -6.70 m, como se muestra en la figura 21. Para la estructura se tendrá un peso unitario estimado en su área cubierta de 10 ton/m^2 que incluye el peso propio de la cimentación, y considerando el área cubierta propuesta para el cajón de cimentación que es un área mayor a la cubierta por sembrado del edificio con una ampliación equivalente al área que tiene la superficie del terreno, que permita disipar la carga transmitida por la estructura a un valor mínimo que no repercuta en el comportamiento de los mismos y que los asentamientos resulten admisibles. De acuerdo a las cargas estimadas es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la estructura sean lo más ligeros posible.

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- La relación entre la dimensión mayor promedio (25 m) y la menor promedio (21m) de la planta del semisótano de estacionamiento es 1.19
- La relación entre la altura del edificio (27.40 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento y cajón de cimentación es 1.30m



De acuerdo a información de la comisión del Valle de México de la S.A.R.H. a 20 m de profundidad se encuentra totalmente abatido.

Para las características anteriores se revisaron que los asentamientos a largo plazo sean mínimos a los permitidos por el reglamento.

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será formada por una losa de cimentación desplantada a 8.0 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta. Las cargas estimadas de proyecto son las siguientes:

Departamentos

Número de losas = 6

Área de cada losa = 430m^2

Cargas por losa = 0.969 ton/m^2

Estacionamientos

Número de losas = 3

Área de cada losa = 517 m^2

Cargas por losa = 0.987 ton/m^2

Con las cargas estimadas se puede determinar, peso estimado de la estructura = 4906 ton (incluye peso de la cimentación pero no está factorizada en condiciones gravitacionales) y de 4415 ton (incluye peso de la cimentación pero no está factorizada en condiciones medias estimadas)

Excavación

Área excavada = 517 m^2

Profundidad de excavación = 8.0 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m^3

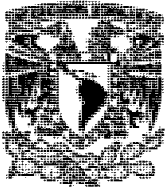
Peso del suelo excavado = 6204 ton

Esfuerzo Total = 12 ton/m^2 (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación)

Esfuerzo Neto = 12 ton/m^2

La capacidad de carga estática y dinámica admisible es 24.9 ton/m^2 y 31.3 ton/m^2 , respectivamente, el esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (13ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (24.9 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (4.9ton/m^2) es igual a 17.9 ton/m^2 que resulta ser menor a la capacidad de carga dinámica admisible (31.3 ton/m^2) del subsuelo. El esfuerzo total transmitido en



condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es igual al esfuerzo límite en la orilla (17.6 ton/m^2).

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -4.9 ton/m^2 y por tanto se presentarían tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas.

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 8 cm y en la esquina de 3.2 cm, las cuales resultan admisibles. Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por la estructura provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo.

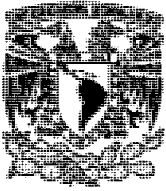
Con las pruebas realizadas a las muestras de subsuelo se obtuvieron los asentamientos máximos esperados para la cimentación seleccionada, considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 2800 ton/m^2 obteniéndose asentamientos con valores de máximos de 4.9 y 8.0 cm en una esquina y al centro de la cimentación que son admisibles. Se obtuvieron valores de los asentamientos máximos esperados a largo plazo, inferiores a 9 cm que son admisibles y están dentro de Reglamento.

La excavación deberá realizarse con el siguiente procedimiento constructivo:

- Recorte de un metro y construcción del muro Berlín
- Excavación del núcleo central en una sola etapa dejando una berma talud perimetral constituida por una banquetta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal: vertical).
- Construcción de la losa de cimentación en el núcleo central.
- Excavación alternada de la berma-talud en tramos de longitud máxima de 3.0m troquelando contra la estructura central
- Construcción de la losa de cimentación y conexión con el Muro Berlín en la longitud excavada, considerando un aditivo impermeabilizante y bandas ojilladas en las juntas.

La construcción vertical del proyecto en el núcleo central podrá continuar paralelamente a la excavación de la berma-talud hasta completar la losa de cada nivel. La posibilidad de dejar una berma perimetral constituida por una banquetta de un metro y un talud 0.8:1.0 (horizontal vertical) hasta el nivel de máxima excavación, es una posible alternativa que permite la construcción de la estructura central contra la que se podría troquelar el perímetro que se iría abriendo por módulos.

Para la alternativa propuesta se empleará un Muro Berlín perimetral, considerando que el nivel freático se tiene a -4.8 m de profundidad. La excavación se hará por etapas. Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 1.0 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos. Se seleccionó como sistema de retención para efectuar la excavación a 8 m que alojará



al cajón de cimentación el Sistema de Muro Berlín, siendo el más viable por economía y seguridad, siempre y cuando se respeten los lineamientos del proceso constructivo.

Previamente se colocarán las viguetas metálicas a del nivel de banqueta y hasta una profundidad de 12m, posteriormente se iniciará la excavación dejando una berma con una banqueta de un metro de ancho, y taludes de 0.8:1.0 (horizontal: vertical) que se irán retirando en módulos de 3 m de ancho, a cada 9 m en forma simultánea, este proceso constructivo se efectuará en todas las colindancias para su protección.

La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana, sin que se inicie la construcción de la cimentación, por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al término de la excavación. Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa con su respectiva colocación de troqueles conforme se profundiza, se procede de la misma manera con los tramos restantes. Bajo ninguna circunstancia deberá permitirse abrir el modulo contiguo hasta no haber colocado los troqueles correspondientes en cada tramo y debidamente apoyados.

En el proceso de excavación se requiere de un sistema de bombeo profundo, dado que se detectó nivel freático a una profundidad de 4.8m a partir del nivel de banqueta, aunado a las posibles filtraciones de las colindancias, además en época de lluvias se requiera un bombeo de achique local, para ello se deberán disponer de cuatro bombas autocebantes de 4" de salida.

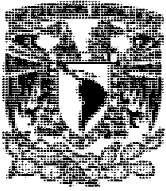
En la etapa segunda podrán cambiarse los troqueles y apoyarlos sobre la misma estructura de tal forma que permita tener troqueles con una longitud menor. Estos troqueles no podrán retirarse hasta no haber construido las losas de los sótanos que soporten en forma definitiva los empujes soportados por los puntales provisionales.

Para la colocación de las viguetas se realizarán perforaciones del orden de 4 m por debajo del nivel de máxima excavación, es decir a 12 m, y en donde se alojaran viguetas metálicas de 8" por 10" a cada 1.0 m de separación entre ellas para la colindancia con vía pública y a cada 1.2m de separación en las colindancias con las estructuras vecinas, las cuales se confinaran con concreto pobre en toda su longitud.

Previo a la excavación de las etapas 1 a 2, se realizara el hincado perimetral de las viguetas IPR 10" (254) x 32.9 kg/m, hasta 4 m abajo del máximo nivel de excavación como mínimo.

Construida la estructura hasta el nivel de banqueta, se procederá a iniciarla excavación de la segunda etapa dejando una berma perimetral.

Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 12 cm, reforzado con un lecho de varillas del No. 4 a cada 15cm.



Habiendo colocado los tres niveles de puntales en la excavación de 8.0 m de profundidad, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra las viguetas hincadas. Todos los elementos debajo de 2m de profundidad se les deberá considerar un aditivo impermeabilizante, junto con las bandas ojilladas correspondientes.

El nivel de desplante del cajón de cimentación en general quedará a 8 m, pero las trabes de cimentación requieren una excavación adicional de 1.5 m de profundidad, tomando en cuenta que el nivel de aguas freáticas está a 4.8 m, generará una presión hidrostática de 3.2 ton/m^2 respectivamente, razón por la cual será necesario implementar un sistema de bombeo profundo que permita mantener las condiciones en seco, pues el bombeo de achique no será suficiente, e incluso se podrá eliminar el achique, si al nivel de máxima excavación en trabes como general se construyen drenes en formas de venas que permitan canalizar el agua que se tenga superficialmente hacia los pozos profundos propuestos.

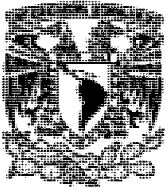
El número de pozos propuestos será de 12 en total, pensando que la excavación total será en dos etapas.

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo. El sistema recomendado es con pozos de bombeo a base de bombas con electroniveles.

El objeto del bombeo profundo es trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de la cimentación, es necesario abatir el nivel freático hasta una profundidad de 11 m que será el nivel dinámico del agua en los pozos para la excavación de la cimentación, mientras que para la excavación en el perímetro el nivel dinámico del agua en los pozos será de 10 m de profundidad.

El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir por lo menos la losa del primer nivel y que se tengan construidos todos los muros perimetrales del sótano, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

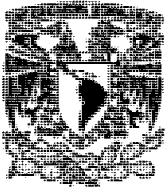
Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción específica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas. Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel flotante al centro de cada etapa. Para medir los desplazamientos verticales que pudieran ocurrir en las construcciones de las colindancias a consecuencia de las excavaciones y que permitan detectar oportunamente el desarrollo de deformaciones inadmisibles, se colocarán niveletas o testigos pintados en los muros de las estructuras vecinas, con separación máxima de 10.0 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueta. Previo al inicio del bombeo y de la excavación.



BIBLIOGRAFÍA.

BIBLIOGRAFÍA.

- CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS
Clarence W. Dunham.
Segunda edición.
Mc Graw-Hill
- PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES.
Braja M. Das.
Quinta edición.
Cengage learning.
- MECÁNICA DE SUELOS, TOMO I
Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez.
Limusa
- MECÁNICA DE SUELOS, TOMO II
Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez.
Limusa
- MECÁNICA DE SUELOS, TOMO III
Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez
Limusa
- FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS
R. Whitlow
Segunda edición.
Compañía editorial continental.
- MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.
Ing. Carlos Crespo Villalaz.
Cuarta edición.
Limusa.



- INGENIERÍA DE CIMENTACIONES.
Ralph B. Peck, Walter E. Hanson.
Limusa.

- ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACIONES DE LA INDUSTRIA DE LA
CONSTRUCCIÓN.
Gordon A. Fletcher, Vernon A. Smoots.
Primera edición.
Limusa.

- <http://www.quiminet.com/articulos/la-mecanica-de-suelos-20602.htm>

- <http://civionica.net/images/NotasCimentaciones053.pdf>