



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA
ROMA MEXICO DF
EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
Y SOTANO Y MEDIO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

LUIS ANGEL RIVERA TELLEZ

DIRECTOR DE TESIS:

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

NEZAHUALCOYOTL, ESTADO DE MEXICO

2016





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



AGRADECIMIENTOS

A DIOS

Primero que nada quiero agradecer a dios por que sin el nada de esto hubiese sido posible

A MIS ABUELITOS

A mis abuelitos por que antes de partir me transmitieron las enseñanzas necesarias para poder superar cualquier obstáculo que se me cruzara en la vida

A MIS PADRES

A mis padres Eva Téllez Mondragon y Armando Rivera Rodríguez, les agradezco infinitamente porque creyeron en mi y su esfuerzo me sacaron adelante, dándome ejemplos dignos de superación y entrega, porque en gran parte fue gracias a ustedes, que hoy puedo ver alcanzada mi meta, ya que siempre estuvieron impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera y mi vida, y por que el orgullo que sienten por mí, fue lo que me hizo llegar hasta el final, va por ustedes, por lo que valen, por que admiro su fortaleza y por lo que han hecho demi.

A MIS HERMANOS

A mis hermanos Armando Rivera Téllez y Lizbeth Karen Rivera Téllez, por ser mi compañía, mi apoyo incondicional y mi fuerza para seguir siempre adelante.

A MI PAREJA

Gracias por tu apoyo incondicional Maricela Ayala Guevara y siempre motivarme para seguir luchando y seguir creciendo en la vida, gracias por impulsarme a llegar a mi meta, y gracias por estar conmigo en este trayecto de mi vida que es importante para mi, te agradezco por estar en momentos difíciles para mi y también por estar en mis triunfos y derrotas, gracias por creer en mi.



A MIS PROFESORES

A quienes les debo gran parte de mis conocimientos, gracias por prepararme para un futuro competitivo, no solo como los mejores profesionales si no también como mejores personas

A MI DIRECTOR DE TESIS

Gracias por darme las herramientas necesarias para poder desempeñarme profesionalmente, gracias por sus enseñanzas y todo su trabajo para así poder lograr mi meta, y sobre todo gracias por su amistad y todo su empeño en mi.

A LA UNIVERSIDAD

Doy gracias a mi casa de estudios porque gracias a ella hoy cumplo mi meta para convertirme en un ave profesional que emprende vuelo de su nido para explorar nuevo mundos le doy gracias por que fue esta casa quien me otorgo a mis profesores y amigos, así como también mis conocimientos, me preparo para poder ser mejor cada día una mejor persona.



INDICE

1. CARATULA.....	1
2. AGRADECIMIENTOS.....	2
3. INDICE.....	4
4. INTRODUCCION.....	6
5. ANTECEDENTES.....	18
5.1. Localización.....	19
5.2. Topografía.....	20
5.3. Descripción del proyecto.....	20
5.4. Colindancias.....	23
5.5. Objetivos.....	24
6. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO.....	25
6.1.1.Generalidades.....	26
6.1.2.Pozos a cielo abierto.....	27
6.1.3.Sondeo profundo con equipo mecánico.....	32
6.1.4.Método de penetración estándar.....	33
6.1.5.Muestreo con tubo de pared delgada.....	34
7. PRUEBAS DE LABORATORIO.....	40
7.1. Muestras alteradas.....	41
7.2. Muestras inalteradas	41
8. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.....	44
9. ANALISIS DE CIMENTACIÓN.....	52
9.1. Diseño geotécnico del suelo.....	53
9.2. Solución de cimentación.....	53
9.3. Cargas estimadas de proyecto para departamentos.....	54
9.4. Análisis de estabilidad.....	54
9.5. Estado limite de falla en condiciones estáticas.....	55
9.6. Estado limite de falla en condiciones dinámicas	56
9.7. Estado de falla local con cajón de cimentación.....	58
9.8. Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación.....	58
9.9. Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación.....	59
9.10. Diseño geotécnico de pilotes de fricción.....	59
9.11. Análisis de asentamientos.....	61
9.12. Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones	62
9.13. Falla de fondo.....	63
9.14. Estabilidad de taludes.....	64

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
Y SOTANO Y MEDIO



10. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS.....	65
10.1. Protección a colindancias.....	66
10.2. Excavaciones	66
10.3. Sistema de bombeo.....	71
10.4. Excavaciones	74
10.5. Rellenos	76
10.6. Pilotes de fricción.....	77
10.7. Instrumentación	78
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	80
11.1. Cargas estimadas de proyecto para departamentos.....	83
11.2. Instrumentación.....	89
12. BIBLIOGRAFIA.....	91



INTRODUCCION

Dinámica de la población

Evolución histórica de la población del DF



Censo	Población	Tasa ¹
1950	3 050 442	
1960	4 870 876	4,8%
1970	6 874 165	3,6%
1980	8 831 079	2,4%
1990	8 235 744	-0,7%
2000	8 605 239	0,4%
2005	8 720 916	0,2%
2010	8 851 080	0,3%

Fuentes: INEGI¹ ²

¹La tasa de crecimiento es la observada entre un censo y el anterior censo.



Históricamente, el territorio en el que se asienta actualmente el Distrito Federal ha sido una de las zonas más pobladas de México. Esto se debe, entre otras cosas, a que su ubicación y disponibilidad de recursos naturales propiciaron el asentamiento de grupos humanos. Hacia principios de la época independiente, la mancha urbana de la ciudad de México se limitaba geográficamente a lo que hoy es la delegación Cuauhtémoc, aunque paulatinamente se fue extendiendo a pueblos más cercanos, como Tacuba, Azcapotzalco, Tacubaya, Villa de Guadalupey otros.

A principios del siglo XX, durante la última etapa del gobierno de Porfirio Díaz, las élites del Distrito Federal comenzaron una migración hacia el sur y el poniente. Pronto, pueblos como Mixcoac o San Ángel fueron convertidos en sitios de recreo o descanso por los miembros de las clases altas de la ciudad. La tendencia de las clases acomodadas a trasladar su residencia al norponiente de la ciudad se reforzó a lo largo de todo el siglo XX, con la creación de la colonia Roma, La Condesa, la Del Valle, luego Polanco, y finalmente Lomas de Chapultepec, Satélite, Santa Fe, Interlomas. De esta suerte, el oriente de la ciudad se fue convirtiendo en la zona de las colonias populares y marginadas como Cd. Nezahualcoyotl, Pantitlán, Chalco, Chimalhuacan, Ecatepec, etc.



Zona Metropolitana del Valle de México



Mapa de la zona urbana de la ciudad de México, que se extiende por varios municipios de México, Hidalgo y las delegaciones del Distrito Federal.

Como la consecuencia del crecimiento demográfico de la ciudad de México, en la década de 1970 los municipios mexiquenses aledaños al Distrito Federal quedaron conurbados a la zona urbana. Los primeros en pasar a formar parte de esta amplia aglomeración urbana que en la actualidad ocupa unos dos mil quinientos kilómetros cuadrados en el valle de México, fueron Naucalpan y Tlalnepantla, colindantes con el norte del Distrito Federal. Su integración en la zona metropolitana está relacionada con su condición de zonas industriales, hecho que atrajo a una buena parte de los migrantes que llegaron al valle de México por aquella época.

Hasta hace no mucho tiempo, no existía un criterio para la delimitación de la zona metropolitana. Sin embargo, en 1990 se definió que la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) abarcaba las dieciséis delegaciones del Distrito Federal más treinta y ocho municipios del Estado de México. En la más reciente definición de la ZMVM, aparecen integradas a ella cincuenta y nueve municipios mexiquenses, uno hidalguense y el Distrito Federal en su totalidad. Se ha llegado a hablar de una megalópolis que abarca las zonas metropolitanas de Toluca, Puebla, Pachuca, Cuernavaca y Tlaxcala, vinculadas íntimamente con la Ciudad de México por cuestión de su posición geográfica y sus relaciones económicas, políticas y sociales.



Delegación Cuauhtémoc (Distrito Federal)

Cuauhtémoc	
Delegación del Distrito Federal de México	
	
Ubicación de Cuauhtémoc	
Capital	Colonia Buenavista
Entidad	Ciudad de Mexico
• País	 México
• Entidad federativa	 México, D. F.
Superficie	
• Total	32.44 km ²
Población	
• Total	521 348 hab.
• Densidad	16 071.16 hab/km ²
Gentilicio	Cuauhtemeño



El Palacio Nacional, ubicado en el Centro Histórico de la Ciudad de México.

El término **Ayuntamiento Cuauhtémoc** hace referencia tanto a uno de los dieciséis ayuntamientos de la Ciudad de México como a las oficinas donde se tramitan todos los asuntos relativos a esa demarcación.

Colinda al norte con los ayuntamientos de Azcapotzalco y Gustavo A. Madero, al sur con los ayuntamientos de Iztacalco y Benito Juárez, al poniente con el ayuntamiento de Miguel Hidalgo y al oriente con el ayuntamiento Venustiano Carranza. Es su nombre un reconocimiento al tlatoani mexica Cuauhtémoc, quien luchó en la batalla de México-Tenochtitlan. Esta demarcación abarca un total de 34 colonias.

El Ayuntamiento Cuauhtémoc es el corazón de la Ciudad de México, y en ella se encuentra el Centro Histórico de la Ciudad de México. Las construcciones que se encuentran en la colonia son de gran antigüedad, con un tiempo de vida de hasta 500 años o más; se hallan claros ejemplos de las edificaciones llamadas vecindades, aunque muchas de estas ya no son habitadas.

La cabecera del Ayuntamiento está en la colonia Buenavista. La superficie del ayuntamiento es de 32.44 km cuadrados, lo que representa el 2.1% del área total de la Ciudad de México. La población asciende a los 521 348 habitantes. Desde octubre del 2015.

El terreno del Ayuntamiento es plano en su mayor parte, con una ligera pendiente hacia el suroeste de la misma y una altitud promedio de 2 230 msnm. El terreno se delimita por dos ríos entubados: los ríos de la Piedad y Consulado, hoy en día parte del Circuito Interior.

Por el Ayuntamiento Cuauhtémoc transitan alrededor de 5 000 000 de personas



Demografía

Población

- Población total: 814 983(1980), 595 960 (1990), 516 255(2000), 531 831 (2010)
- Nacimientos (2010): 10 211.
- Defunciones (2010): 4 437.
- Población económicamente activa: 237,117.
- Viviendas particulares 173 804.
- Marginación en el 2000: Muy bajo.
- Número de manzanas: 2,627

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
 EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
 Y SOTANO Y MEDIO



Colonia	Población Total 2000	Población Total 2010
Algarín	5022	5556
Asturias	4828	4364
Ampliación Asturias	6050	5708
Atlampa	10414	14433
Buenvista	14911	15605
Buenos Aires	5000	5772
Centro	66713	61229
Condesa	9508	8453
Cuauhtémoc	10387	11399
Doctores	37310	44703
Esperanza	2621	4072

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
 EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
 Y SOTANO Y MEDIO



Ex Hipódromo de Peralvillo	11182	11711
Felipe Pescador	1309	1988
Guerrero	40093	42339
Hipódromo	13248	13572
Hipódromo Condesa	3573	3204
Juárez	9499	10184
Maza	2570	2503
Morelos	35607	36590
Obrera	36750	35224
Paulino Navarro	5793	5307
Peralvillo	20213	20213

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
Y SOTANO Y MEDIO



Tabacalera	3864	3267
Roma Norte	26610	27770
Roma Sur	17406	17435
San Rafael	17899	19684
San Simón Tolnáhuac	8735	9885
Santa María Insurgentes	1531	1480
Santa María La Ribera	39539	40960
Tránsito	8503	9720
Unidad Nonoalco- Tlatelolco	30088	27843
Valle Gómez	5198	6281



Según el «II Censo de Población y Vivienda», efectuado en 2010 por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), la Delegación Cuauhtémoc tenía hasta ese año una población total de 531 838 habitantes. De ellos, 251 725 eran hombres y 280 106 eran mujeres.

Economía

La mezcla de vínculos entre las actividades mercantiles, instituciones públicas, privadas, culturales y sociales han hecho posible que la delegación Cuauhtémoc sea la séptima economía del país, pues aporta el 4.6% del producto interno bruto neto y concentra el 36% de equipamiento y el 40% de la infraestructura cultural del D.F.



Colonias de la Delegación Cuauhtémoc



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO EN EL
PREDIO UBICADO LA ESQUINA QUE FORMAN LA
CALLE ZACATECAS Y MONTERREY, COL. ROMA,
DELEGACIÓN CUAUHTÉMOC, MÉXICO D.F., DONDE SE
PROYECTA CONSTRUIR UNA ESTRUCTURA
CONSTITUIDA POR SOTANO Y MEDIO, PLANTA BAJA,
CINCO NIVELES SUPERIORES.**

MONTERREY Y ZACATECAS



UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERES.



ANTECEDENTES



PANORAMICA DEL SITIO DE INTERÉS



1.- ANTECEDENTES

1.1.- Localización

Se solicita la realización del Estudio de Mecánica de Suelos, en un predio con un área aproximada de 242. 30m² ubicado en la esquina que forman las calles Zacatecas y Monterrey, Colonia Roma, Delegación Cuauhtémoc, México D. F., en donde se proyecta la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por sótano y medio, planta baja y cinco niveles superiores. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

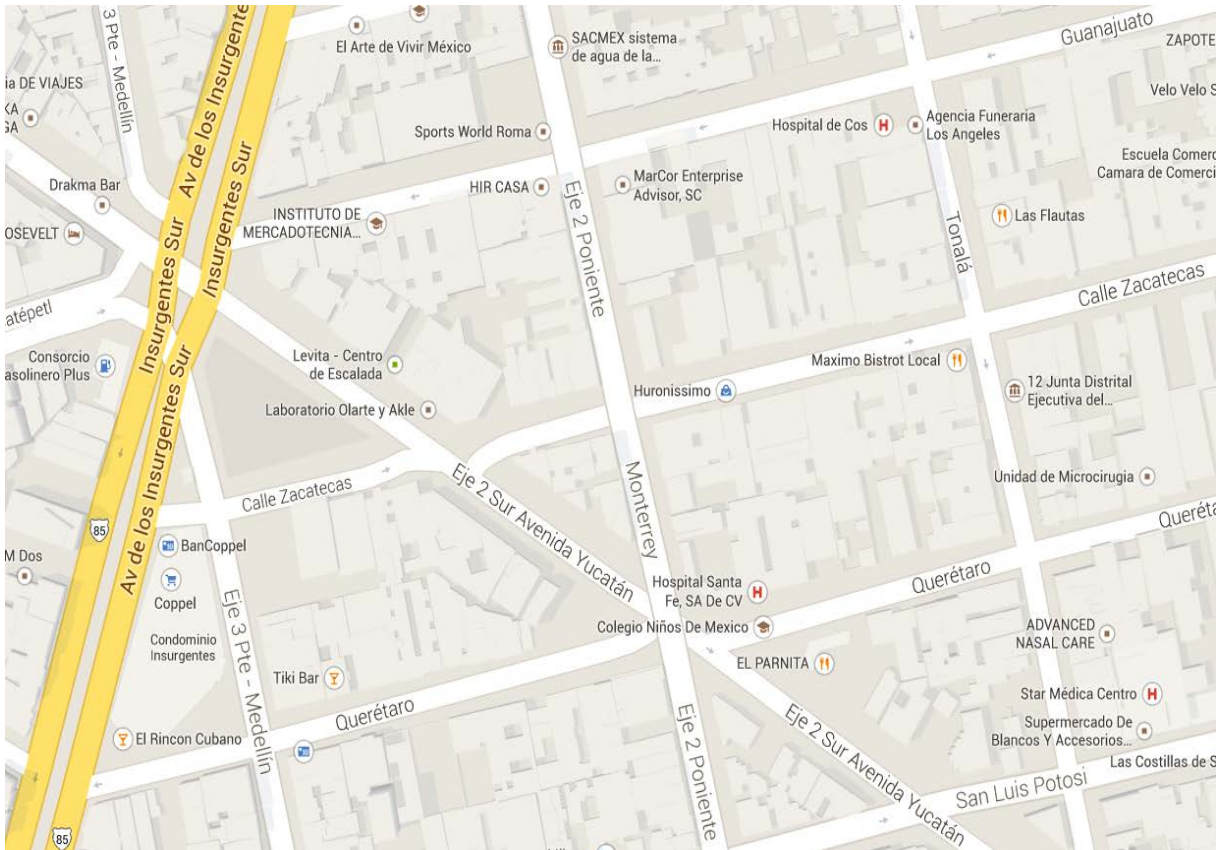


FIGURA No 1.- UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERES



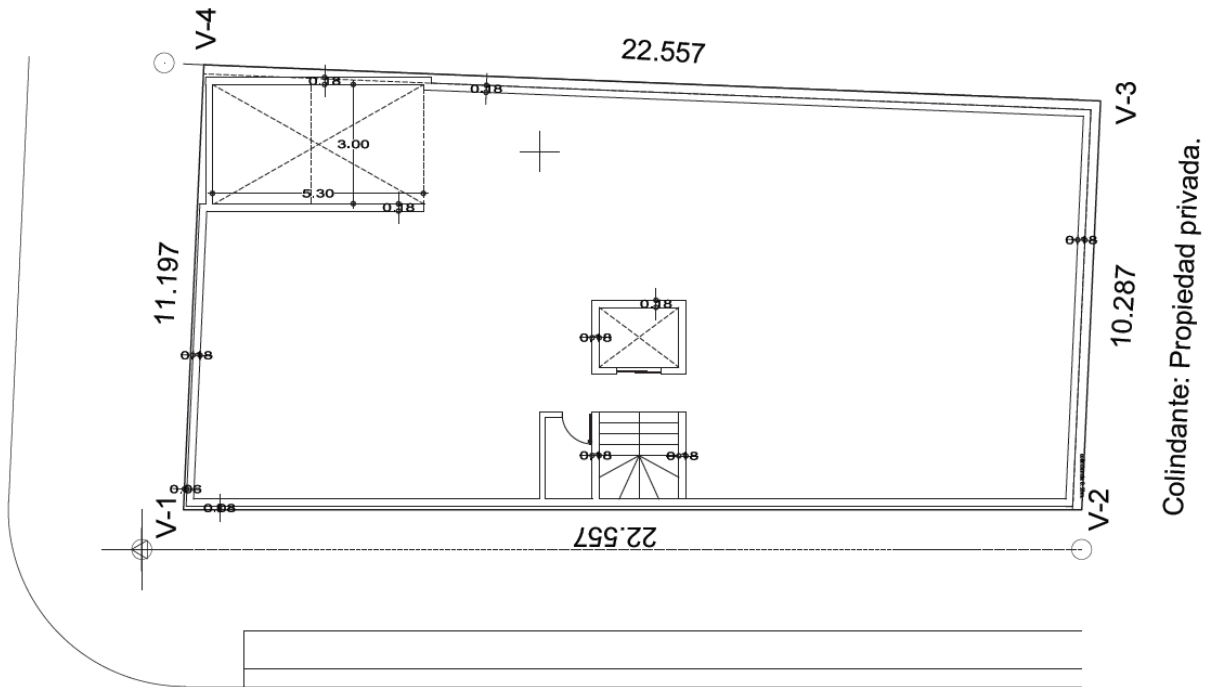
1.2.-Topografía

El predio de interés se encuentra baldío y tiene forma rectangular. Actualmente el terreno presenta una excavación en la colindancia con la vialidad Zacatecas de 1.10m de profundidad, de 3m de ancho aproximadamente y a lo largo del terreno.

1.3.- Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un condominio habitacional, constituido por un sótano y medio con nivel de piso terminado a -3.94m y con fosas para estacionamiento (entre los ejes 1 a 5 con nivel de piso terminado a -5.94m), planta baja y cinco niveles para ocupación habitacional.

En las figuras 2a a 2c se muestran las plantas arquitectónicas del proyecto.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
 EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
 Y SOTANO Y MEDIO

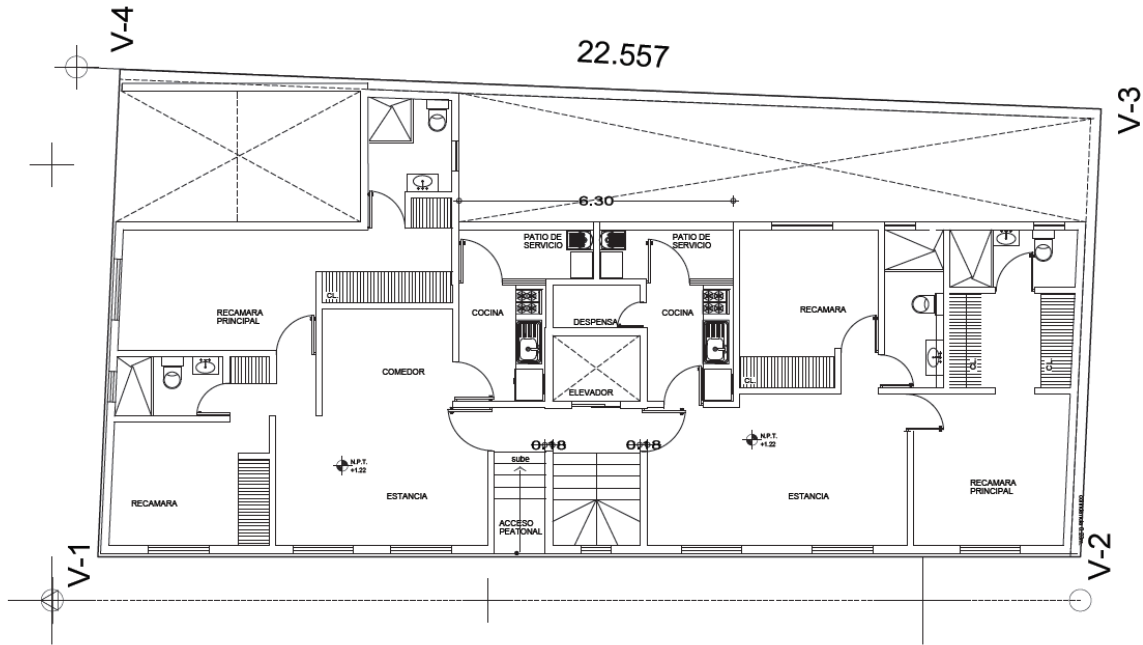


FIGURA No 2b.- PLANTA PRIMER NIVEL DELANTEPROYECTO

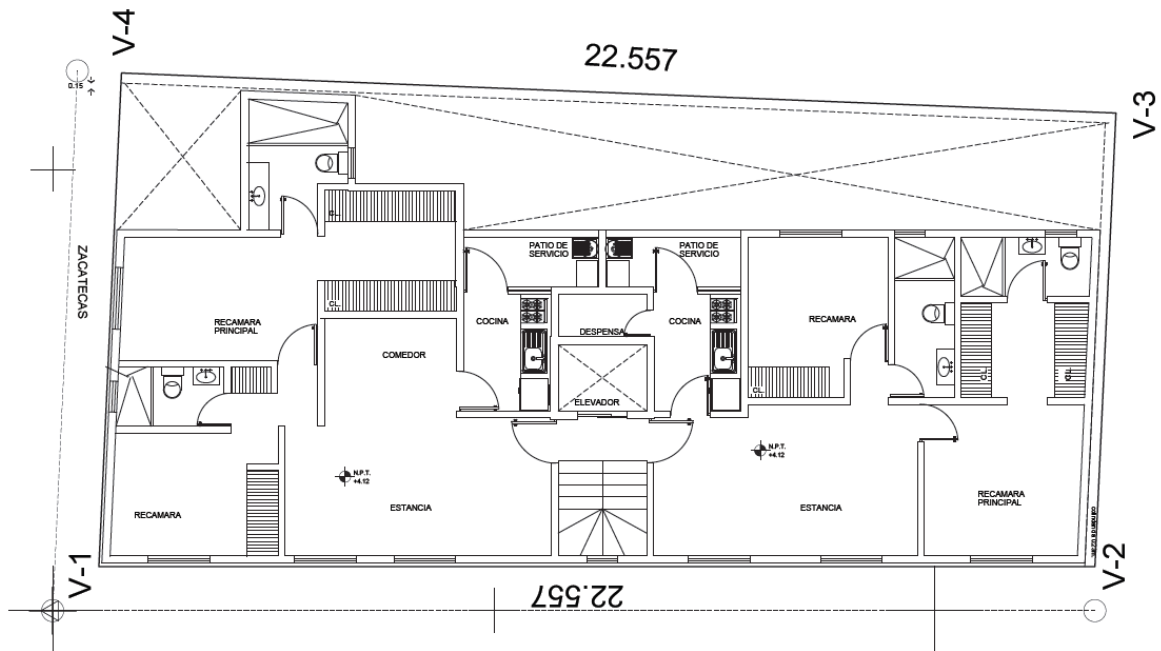


FIGURA No 2c.- PLANTA TIPODEL ANTEPROYECTO

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
Y SOTANO Y MEDIO



En la figura 2d se muestra un corte arquitectónico del proyecto.

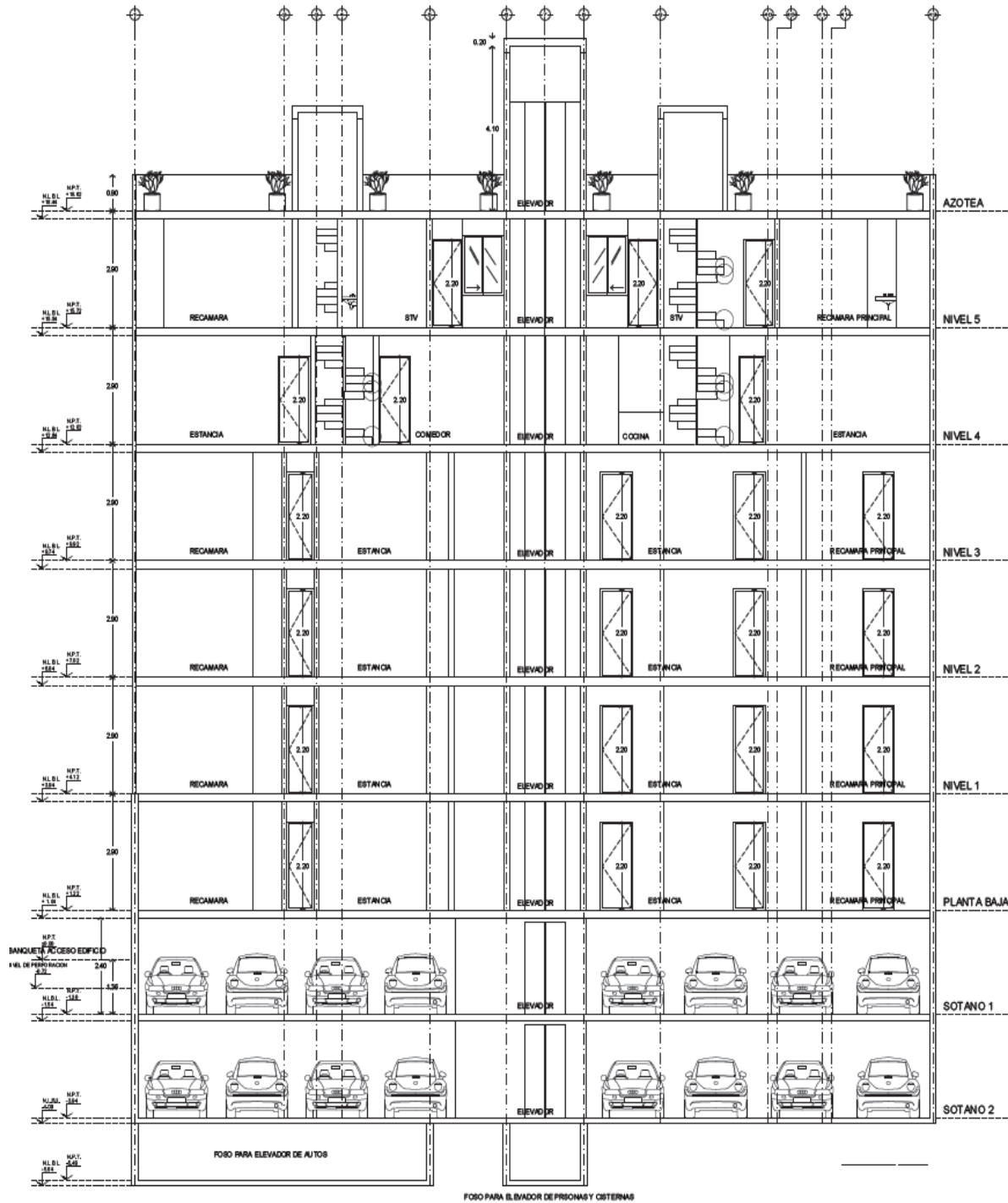


FIGURA No 2d.- CORTE DEL ANTEPROYECTO



El edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto armado.

1.4.- Colindancias

El sitio de interés colinda:

Al Norte con la Calle Zacatecas.

Al Sur colinda con una estructura de un solo nivel.

Al Oriente colinda con una estructura de planta baja y un nivel superior.

Y al Poniente colinda con el Eje 2 Poniente Monterrey.

Todo lo antes mencionado se observa en la figura 3.



FIGURA No 3.- COLINDANCIAS



1.5.- Objetivos

El objeto del estudio es:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia).
- Establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño, tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura.
- Determinar el procedimiento constructivo para la excavación que alojará la cimentación que contempla el proyecto.

De acuerdo a la zonificación Geotécnica el sitio de interés se localiza en la zona denominada de Lago, donde se encuentran intercalados depósitos lacustres de baja resistencia y alta deformabilidad.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más conveniente, así como el proceso constructivo que se requiere efectuar para la construcción de la cimentación.

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



VISTA DE LOS TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS





2.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2.1.- 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 lo anterior se realizoun sondeo profundo de tipo mixto a 40 m de profundidad se excavaron tres pozos a cielo abierto al interior del predio de interés.**

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 4.

SIMBOLOGIA

-  SONDEO MIXTO SM-1
-  POZO A CIELO ABIERTO PCA'S

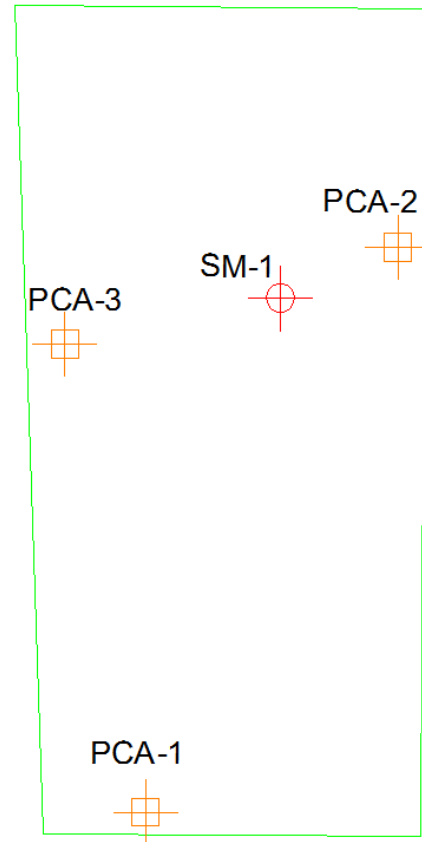


FIGURA No 4.- UBICACIÓN DE SONDEOS

2.2.- Pozos a cielo abierto

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como y a se mencionó se realizó mediante la excavación de tres pozos a cielo abierto a profundidades de 1.15 m a 1.85 m, denominados PCA-1, PCA-2 y PCA-3; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos de terminando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

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



EXCAVACION DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO REALIZADOS

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

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso se detecta 2.3 m de profundidad con respecto al nivel de banquetea.



El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm de lado por 20 cm de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.



**VISTA DE MUESTRA CUBICA INALTERADA OBTENIDA DEL POZO A CIELO ABIERTO No.2
Y MUESTRA REPRESENTATIVA ALTERADA EN LAS PAREDES DE EXCAVACION.**

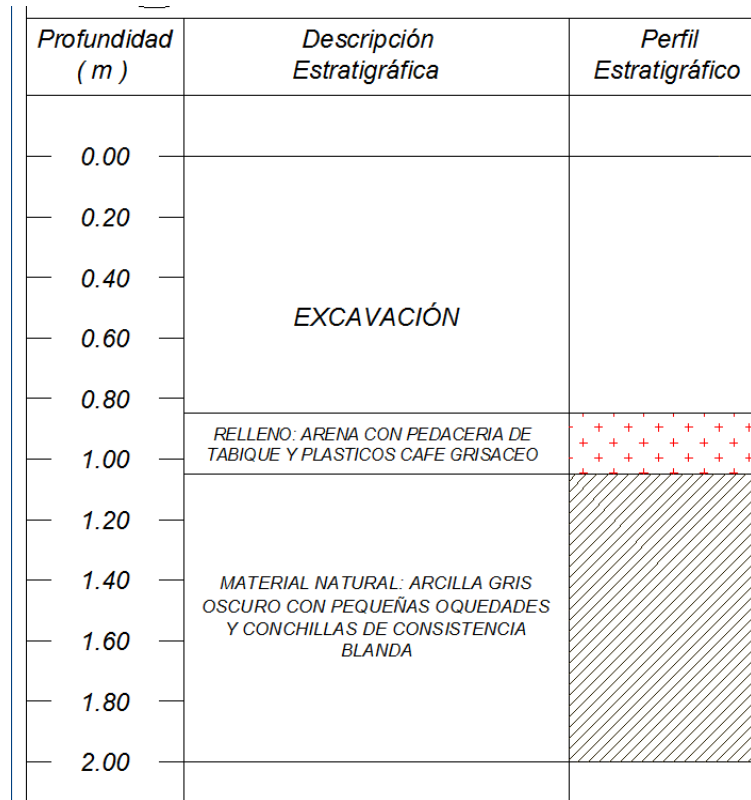
La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias.

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

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

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 5, 6 y 7.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
 EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
 Y SOTANO Y MEDIO



FIGURANo 5.- PERFIL ESTRATIGRAFICO DE PCA- 1.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
 EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
 Y SOTANO Y MEDIO



<i>Profundidad (m)</i>	<i>Descripción Estratigráfica</i>	<i>Perfil Estratigráfico</i>
0.00		
0.20	<i>RELLENO: ARCILLA CON POCA ARENA CAFE GRISACEO OSCURO CON PEDACERIA DE CONCRETO, TABIQUE ROJO, GRAVAS Y RAICILLAS</i>	
0.40		
0.60		
0.80		
1.00	<i>MATERIAL NATURAL: ARCILLA CAFE GRISACEO CLARO CON PEQUEÑAS OQUEDADES DE CONSISTENCIA BLANDA</i>	
1.20	<i>LIMO ORGANICO GRIS OSCURO NEGRUSCO CON PEQUEÑAS OQUEDADES DE CONSISTENCIA BLANDA</i>	
1.40		
1.60		
1.80	<i>LIMO GRIS POCO OSCURO CON PEQUEÑAS OQUEDADES Y CONCHILLAS DE CONSISTENCIA BLANDA</i>	



FIGURANo 6.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-2

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
 EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
 Y SOTANO Y MEDIO



Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00		
0.20		
0.40		
0.60		
0.80		
1.00		
1.20		
1.40		
1.60		
1.80		
2.00		
2.20		
2.40		

EXCAVACIÓN

N.E. -1.10 m

RELLENO: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON PEDACERIA DE PLASTICOS, TABIQUE ROJO Y CONCERTO

MATERIAL NATURAL: LIMO GRIS OSCURO CON POCA ARCILLA, PEQUEÑAS OQUEDADES Y CONCHILLAS DE CONSISTENCIA BLANDA








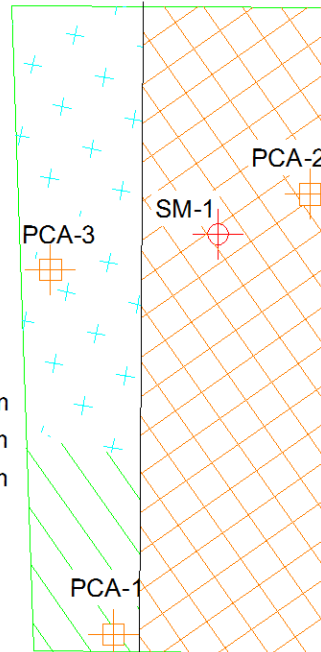
FIGURA No 7.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-3



En la figura 8 se presenta una planta donde se indican los espesores de relleno de mala calidad detectados mediante los pozos a cielo abierto, considerando el nivel actual del terreno.

SIMBOLOGIA

-  SONDEO MIXTO SM-1
-  POZO A CIELO ABIERTO PCA'S
-  RELLENO DE MALA CALIDAD DE 0.20m
-  RELLENO DE MALA CALIDAD DE 0.40m
-  RELLENO DE MALA CALIDAD DE 0.70m



No 8.- ZONIFICACION DE RELLENOS

2.3.- Sondeop profundo con equipo mecánico

Como parte fundamental del Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente considerar un sondeo profundo realizado en el sitio de interés.

Los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso 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 realizado se efectuó a 40 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante, y el brocal del sondeo se ubica a 0.74m por debajo del nivel de banqueta de la calle de Monterrey.



EQUIPO DE PERFORACIÓN EMPLEADO

2.3.1.- 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 compacidad, 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 .

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)		ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA	No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	MENOS DE 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 30	MEDIA	5 - 8	MEDIA
31 - 50	COMPACTA	9 - 15	FIRME
MAS DE 50	MUY COMPACTA	15 - 30	MUY FIRME
		MAS DE 30	DURA

2.3.2.- 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 1.0 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 la figura 9 se presentan los registros de campo del sondeo realizado, y en la figura 10 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.

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALLE MONTERREY Y ZACATECAS	HOJA	1
UBICACIÓN:	COLONIA ROMA NORTE	PREFORADORA:	LONG YEAR 34
SONDEO:	SM-1	BOMBA:	M OYNO 3L6
N.A.F.:	1.80 mtrs (29-10-14) y 2.30 Mtrs (30-10-14)	FECHA DE INICIO:	28-oct-14
		FECHA DE TERMINACION:	31-oct-14

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
1	0.00	0.60	5	10	2	10			TP	Parte/S Tabique rojo Parte/I Arcilla color negruzca
2	0.60	1.20	1	2	1	60			TP	Arcilla color negruzco
3	1.20	1.80	1	2	1	50			TP	Arcilla color negruzco
4	1.80	2.40	1	2	3	5			TP	Arcilla color negruzco
5	2.40	3.00	1	2	2	27			TP	Arena pomitica color gris claro
6	3.00	3.90	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	60			TSH	Parte/S Arcilla color negruzco Parte/I Arena pomitica
7	3.90	4.50	1	1	1	25			TP	Arcilla color verdosa
8	4.50	5.10	1	1	1	26			TP	Arcilla color verdosa
9	5.10	5.70	PH	PH	PH	20			TP	Arcilla color verdosa
10	5.70	6.30	PH	PH	PH	25			TP	Arcilla color verdosa con un lente color rojizo
11	6.30	6.90	PH	PH	PH	20			TP	Arcilla color verdosa con un lente color rojizo
12	6.90	7.80	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	90			TSH	Parte/S Arcilla color verdoso Parte/I Arcilla color café obscuro
13	7.80	8.40	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla color verdosa con un lente del mismo material color café obscuro
14	8.40	9.00	PH	PH	PH	25			TP	Arcilla color café verdosa
15	9.00	9.60	PH	PH	PH	40			TP	Arcilla color café verdosa
16	9.60	10.20	PH	PH	PH	40			TP	Arcilla color rojiza y verdosa
17	10.20	10.80	PH	PH	PH	45			TP	Arcilla color gris verdosa
18	10.80	11.40	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color gris verdosa
19	11.40	12.00	20	9	4	20			TP	Arcilla color negruzco con un lentes de Arena fina color negruzco
20	12.00	12.90	SHELBY	A	PRESION	70			TSH	Arcilla color verdoso ambos lados
21	12.90	13.50	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla color gris verdosa
22	13.50	14.10	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla color gris verdosa
23	14.10	14.70	PH	PH	PH	25			TP	Arcilla color gris verdosa
24	14.70	15.60	SHELBY	A	PRESION	90			TSH	Parte/S Arcilla varios tonos Parte/I Arcilla color gris verdoso
25	15.60	16.20	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla color gris verdosa
26	16.20	16.80	PH	PH	PH	25			TP	Arcilla color gris verdosa
27	16.80	17.40	PH	PH	PH	23			TP	Arcilla color verdoso a rojizo
28	17.40	18.00	PH	PH	PH	25			TP	Arcilla color verdoso a rojizo
29	18.00	18.60	PH	1	5	40			TP	Parte/S Arcilla color café obscuro Parte/I Arcilla color gris verdoso
30	18.60	19.20	4	7	6	25			TP	Arcilla color gris verdoso
31	19.20	19.80	6	10	8	30			TP	Parte/S Arcilla color café obscuro Parte/I Arcilla color gris verdoso
32	19.80	20.70	SHELBY	A	PRESION	39			TSH	Parte/S Arcilla varios tonos Parte/I Arcilla color gris verdoso
33	20.70	21.30	6	12	3	25			TP	Arcilla color gris verdoso
34	21.30	21.90	3	10	6	40			TP	Arcilla color gris verdoso

SM- SIN MUESTRA	OBSERVACION:	Operador	EDUARDO RODRIGUEZ
SR- SIN RECUP. DE MUESTRA		Supervisor:	ING. RENE OVANDO
TSH- TUBO SHELBY			

FIGURA 9

FIGURA 9. REGISTRO DE CAMPO SM-1

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES Y SOTANO Y MEDIO



REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALLE MONTERREY Y ZACATECAS	HOJA	2
UBICACIÓN:	COLONIA ROMA NORTE		
SONDEO:	SM-1	PREFORADORA:	LONG YEAR 34
N.A.F.:	1.80 mtrs (29-10-14) y 2.30 Mtrs (30-10-14)	FECHA DE INICIO:	28-oct-14
		BOMBA:	M OYNO 316
		FECHA DE TERMINACION:	31-oct-14

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
35	21.90	22.50	7	12	8	20			TP	Arcilla color gris verdoso
36	22.50	23.10	PH	PH	PH	40			TP	Arcilla color gris verdoso
37	23.10	23.70	5	23	10	43			TP	Arcilla color gris verdoso
SM	23.70	24.30	3	10	5	SR			TP	Sin recuperacion de Muestra
38	24.30	24.90	6	22	9	44			TP	Arcilla color gris verdosa con un lente de Arena fina
39	24.90	25.80	SHELBY	A	PRESION	41			TSH	Arcilla color gris verdoso ambos lados
40	25.80	26.40	7	16	11	31			TP	Arcilla varios tonos
41	26.40	27.00	6	13	10	30			TP	Arcilla varios tonos
42	27.00	27.60	9	18	13	32			TP	Arcilla varios tonos
43	27.60	28.20	3	19	9	46			TP	Arcilla varios tonos
44	28.20	28.80	5	11	17	40			TP	Arcilla color gris verdosa
45	28.80	29.40	13	34	22	35			TP	Arcilla color café obscuro
46	29.40	30.00	7	19	12	40			TP	Arcilla color café obscuro
47	30.00	30.60	15	37	21	40			TP	Arcilla poco limosa color gris verdosa
48	30.60	31.20	15	40	15	40			TP	Arcilla color café obscuro
49	31.20	31.80	16	37	24	30			TP	Arcilla color café obscuro con lentes de Arena fina
50	31.80	32.05	28	50/10		20			TP	Arcilla limosa color café obscuro
-	32.05	32.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
SM	32.40	33.00	32	43	21	SR			TP	Sin recuperacion de Muestra
51	33.00	33.60	30	40	19	45			TP	Arcilla color gris verdosa
52	33.60	34.05	36	50/30		31			TP	Parte/S Arcilla limosa color gris verdosa Parte/I Limo color café obscuro
-	34.05	34.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
53	34.20	34.80	13	12	3	45			TP	Arcilla color gris verdosa
54	34.80	35.40	24	37	18	40			TP	Arcilla color gris verdosa
55	35.40	35.80	37	50/25		40			TP	Parte/S Arcilla con un lente de Arena fina Parte/I Arena media poco limosa color gris verdoso
-	35.80	36.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
56	36.00	36.15	50			15			TP	Limo color gris verdoso
-	36.15	36.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
57	36.60	36.75	50			12			TP	Limo color gris verdoso
-	36.75	37.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
58	37.20	37.45	37	50/10		25			TP	Limo color gris verdoso
-	37.45	37.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
-										
-	38.05	38.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica

SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION:	Operador	EDUARDO RODRIGUEZ
SR= SIN RECUP. DE MUESTRA		Supervisor:	ING. RENE OVANDO
TSH= TUBO SHELBY			

FIGURA 9

FIGURA 9. REGISTRO DE CAMPO SM-1



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
 EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
 Y SOTANO Y MEDIO

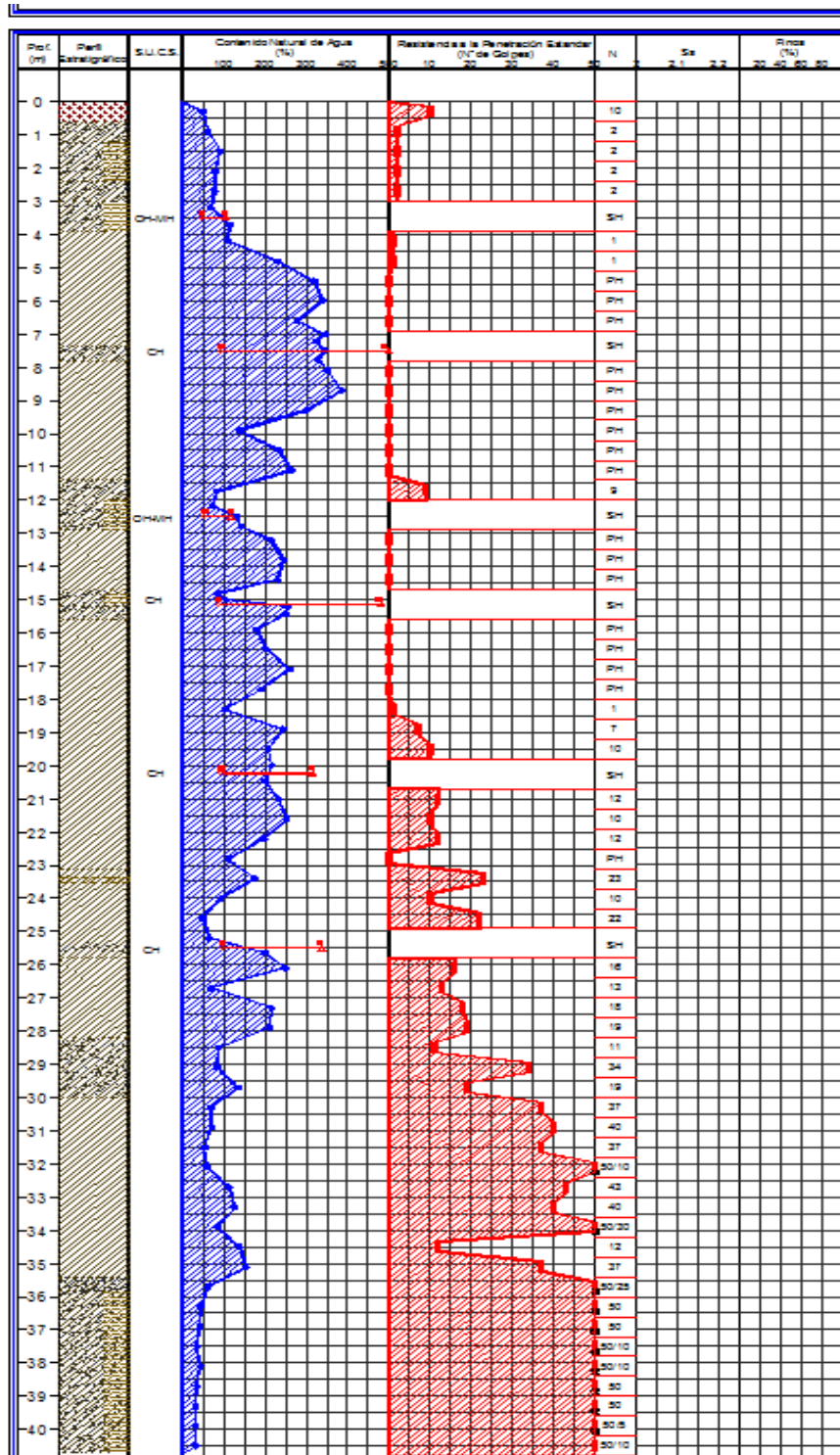


FIGURA 10. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO MIXTO-1

PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

EQUIPO DE LABORATORIO



3.- PRUEBAS DE LABORATORIO

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.

Los ensayos de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

3.1.-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

3.2.-Muestras inalteradas



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 TriaxialRápida UU
- 2.- Compresibilidad
 - a) Consolidación Unidimensional

A las muestras cúbicas inalteradas obtenidas se les realizaron las siguientes pruebas: 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. (Ver figuras Anexo II).

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, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II.

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, se presentan en las figuras del Anexo II.



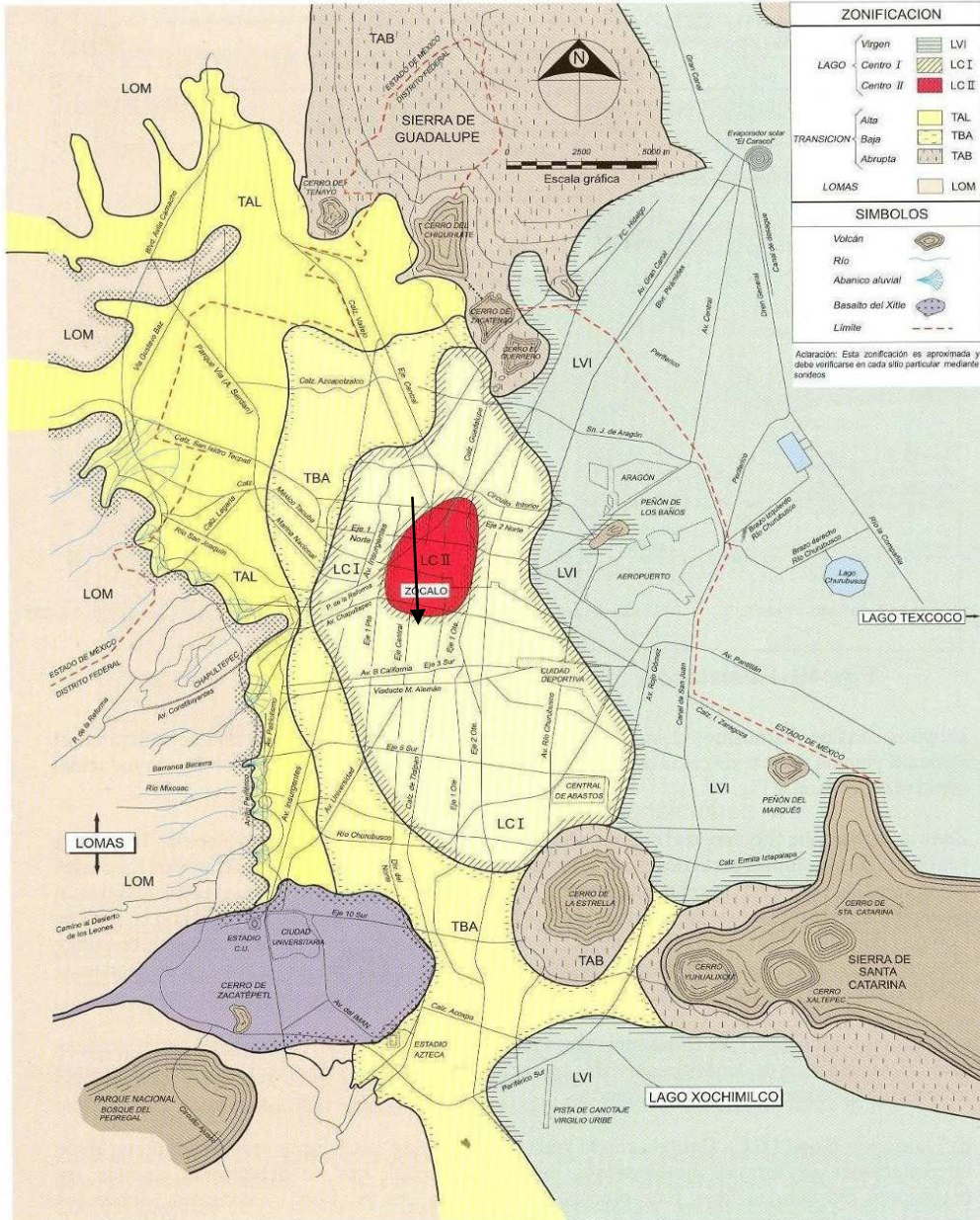
El comportamiento de formacional del es trato c ompresible q ue s e verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas (tubo Shelby) la prueba de consolidación unidimensional.

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

En las figuras del Anexo II se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.



CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO



Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

FIGURA 11. ZONIFICACIÓN GEOTECNICA



4.- CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El predio de interés se localiza en la Zona IIb (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones, en la que dominan los depósitos lacustres de baja resistencia y alta deformabilidad.



FIGURA No. 12 ZONIFICACION DEL SITIO DE INTERES.



En el sitio de interés con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que se son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir, se realizó un sondeo profundo en el sitio de interés de tipo mixto denominado S M-1 a 40 m de profundidad, efectuado mediante la combinación del muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavaron dentro del predio cuatro pozos a cielo abierto denominados PCA-1 a PCA-3..

-Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por desechos de demolición, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, con espesor variable entre 0.20 y 0.70 m.

La secuencia detallada del sondeo realizado se describe a continuación:

PROFUNDIDAD (m)	SONDEO MIXTO No. 1 DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.60	Relleno constituido por arcilla, gris o oscuro, con escasa arena fina y fragmentos de tabique rojo, contenido de agua de 49 %, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 10 golpes, consistencia media.
0.60 – 3.00	Costra superficial: arcilla poco limosa, gris o oscuro negruzco, con escasa arena, contenido de agua variable de 62% al 92%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 2 golpes, consistencia blanda.
3.00 – 3.90	Arcilla poco limosa, gris o oscuro, con escasa arena fina, contenido de agua promedio de 73%, tubo shelby a presión y rotación.
3.90 – 7.36	Formación arcillosa superior: arcilla, gris verdoso oscuro, contenido de agua promedio de 249%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de la herramienta y 1 golpes, consistencia blanda.
7.36 – 7.80	Arcilla, café rojizo, con escasa arena fina, contenido de agua promedio de 335%, tubo shelby a presión y rotación.



PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
7.80 – 11.40	Arcilla, gris verdoso oscuro, con manchas café rojizo, contenido de agua promedio de 279%, resistencia a la penetración es estándar (I.R.P.E.) de peso de la herramienta y 1 golpes, consistencia blanda.
11.40 – 12.00	Arcilla, gris oscuro, con poca arena fina, contenido de agua promedio de 81% , r resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 9 golpes, consistencia media.
12.00 – 12.90	Arcilla poco limosa, gris o bscuro, con es casa arena fina, contenido de agua promedio de 116%.
12.90 – 14.70	Arcilla gris,verdoso oscuro, contenido de agua promedio de 230%, r resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de la herramienta, consistencia muy blanda.
14.70 – 15.60	Arcilla poco limosa, gris o bscuro, con es casa arena fina, contenido de agua promedio de 173%, tuboshelby a presión y rotación.
15.60 – 16.80	Arcilla, gris verdoso obs curo, contenido de agua promedio de 191%, r resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de la herramienta, consistencia muy blanda.
16.80 – 19.20	Arcilla, gris verdoso oscuro con manchas café rojizo, contenido de agua promedio de 200%, resistencia a la penetración es estándar (I.R.P.E.) de peso de la herramienta y 7 golpes, consistencia blanda.
19.20 – 23.10	Arcilla, gris verdoso obs curo, contenido de agua promedio de 205%, r resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de la herramienta y 12 golpes, consistencia media.
23.10 – 24.90	Arcilla, gris verdoso obs curo, con pequeñas lentes de limo, gris claro, contenido de agua promedio de 134%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 10 y 23 golpes, consistencia de firme a muy firme.



PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
24.90 – 28.20	Arcilla gris, verdoso oscuro, con manchas café rojizo, contenido de agua promedio de 168%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 13 a 19 g olpes, consistencia de firme a muy firme.
28.20 – 30.00	Arcilla, gris oscuro negruzco, con escasa arena fina, contenido de agua promedio de 102%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 11 a 34 g olpes, consistencia de muy firme a dura.
30.00 – 35.20	Arcilla, gris verdoso oscuro, contenido de agua promedio de 82%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 37 a más de 50 g olpes, consistencia dura.
35.20 – 35.80	Primera capa dura: limo arenoso fina, gris verdoso oscuro, contenido de agua de 61%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, consistencia dura.
35.80 – 40.30	Limo arcilloso arenoso, gris verdoso claro, contenido de agua de 61%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, consistencia muy dura.

El nivel de aguas freáticas se detectó a 2.30m de profundidad aproximadamente con respecto al nivel de banquetta de la calle de Monterrey. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

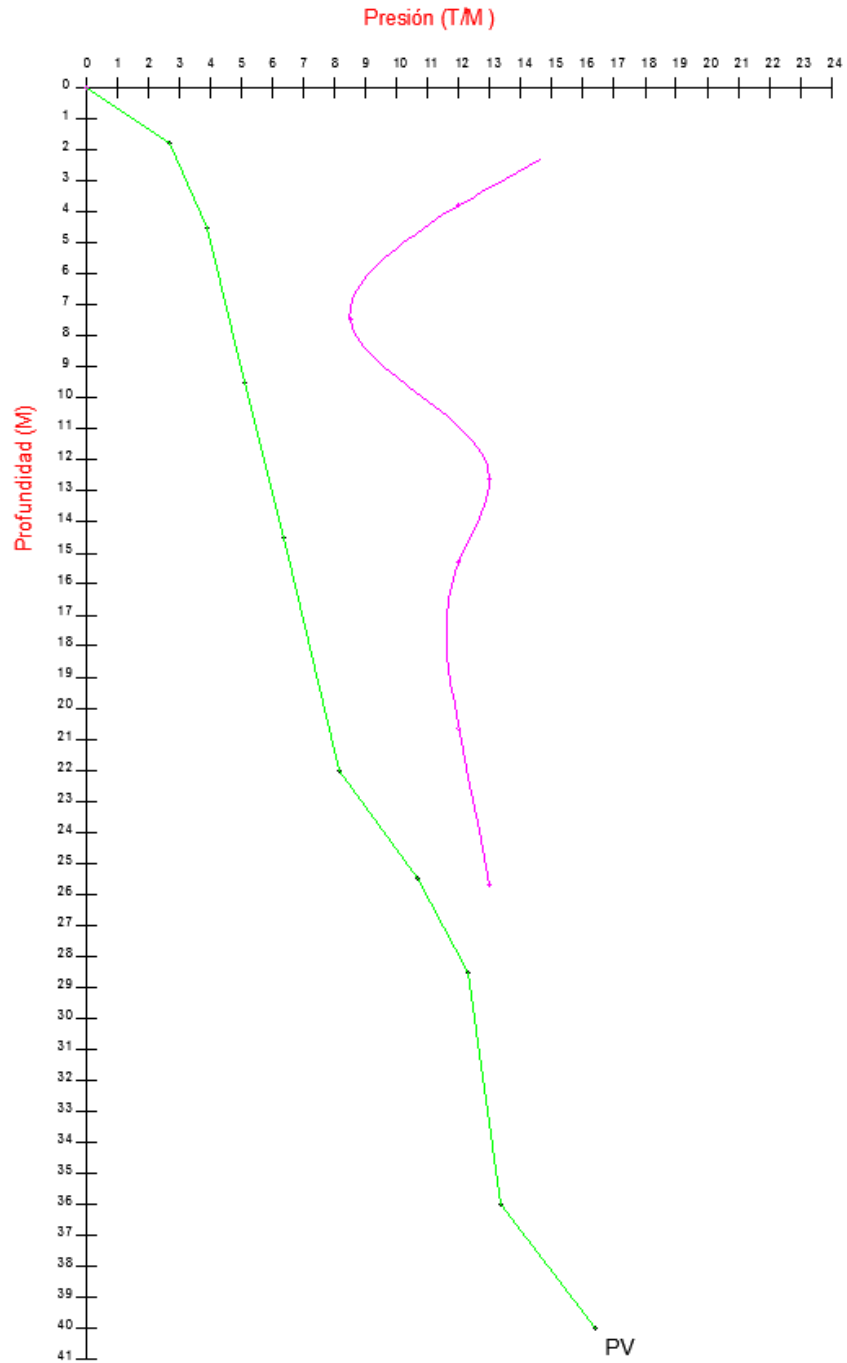
La distribución de los esfuerzos con respecto a la profundidad se indica en la figura 13, donde se indica la diferencia entre las presiones efectivas y la carga de preconsolidación de los depósitos arcillosos profundos.

En esta gráfica se observa que los suelos están preconsolidados del orden de 10 ton/m² a 5m de profundidad, pero a partir de esta profundidad se decreciente la preconsolidación entre 6 y 8 m de profundidad, conforme se profundizan nuevamente los materiales arcillosos, presentan una preconsolidación del orden de 5 ton/m² y a partir de los 22m se decreciente de 5 a 2ton/m²

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
Y SOTANO Y MEDIO



DIAGRAMA DE PRESIONES EFECTIVAS
PROYECTO: MONTERREY Y ZACATECAS





En el Anexo II se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los siguientes ensayos de laboratorio: pruebas de compresión simple y resistencia a la compresión triaxial realizados para determinar las propiedades mecánicas de los suelos muestreados.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2 kg/cm^3 .

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 IIb de nominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.45 (Ver figura 14), sin embargo de acuerdo al estudio de espectro sísmico efectuado debe considerarse un coeficiente de 0.56

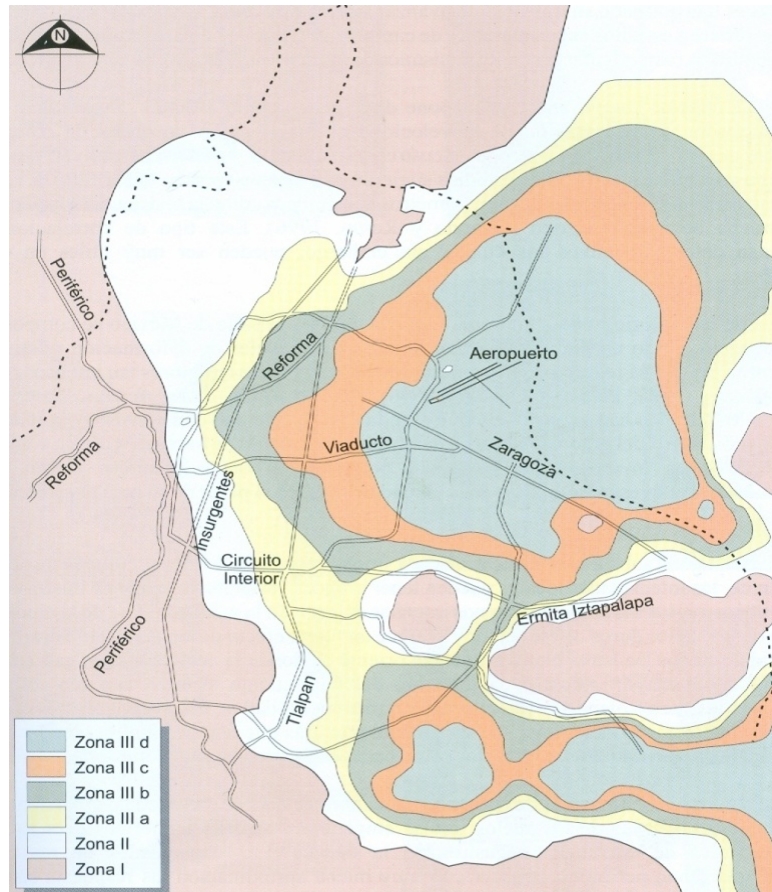


FIGURA No 14 ZONIFICACIÓN SISMICA.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
Y SOTANO Y MEDIO



Coefficientes Sísmicos según las NTC D.F. 2001

Zona sísmica del D.F.	C	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
Zona I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
Zona II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
Zona III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
Zona III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
Zona III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
Zona III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

FIGURA No 14 ZONIFICACIÓN SISMICA.



ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN



5.-DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

5.1.- Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Un sótano de estacionamiento con nivel de piso terminado a 3.94 m de profundidad respecto al nivel de banquetta por lo que se requiere una excavación a 4.24 m, considerando una losa con espesor de 25 cm y una plantilla de 5 cm. Se requiere por proyecto fosas para estacionamiento entre los ejes 1 a 5 con nivel de piso terminado a -5.94m, por lo cual se requiere una excavación a 6.24m considerando una losa con espesor de 25 cm y una plantilla de 5 cm.
- La relación entre las dimensiones mayor promedio (25.56 m) y menor promedio (10.29 m) de la planta del sótano de estacionamiento es 2.48.
- La relación entre la altura del edificio (18.62 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 1.81

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad y espesor medio de 4 m.
- 31.2 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 2.30 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta de la calle de Monterrey
- Asentamientos de 5 cm/año por consolidación regional.

De acuerdo a información de la comisión del valle de México de la S.A.R.H. a 33 m de profundidad se tiene un abatimiento piezométrico de 5 m

Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, **considerando como primera opción un cajón de cimentación:**

- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento.

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será de tipo mixta, **formada por un cajón rígido de cimentación** desplantado a 4.24 m de profundidad, excepto en la zona de fosas para estacionamiento que se localiza entre los ejes 1 a 5 con nivel de piso terminado a -5.94m, por lo cual se requiere una excavación a 6.24m, y pilotes de fricción de sección cuadrada, de 24 m de longitud efectiva, es decir desplantados a 26.24 m de profundidad respecto al nivel de banquetta, tomando en cuenta que la primera capa dura se encuentra a 36 m de profundidad.



El número de pilotes se determina efectuando varios tanteos, hasta obtener asentamientos tolerables. La distribución de los pilotes propuestos se realizó satisfaciendo que el centroide del grupo de pilotes coincidiera con el centro de carga de la estructura.

5.2.- Cargas estimadas de proyecto para departamentos

Peso estimado de la estructura estimada = 7.03 T/m²

Área de Total= 242.31 m²

Peso estimado de la estructura= 1702.33 ton

Peso estimado de la estructura = **1702.33** ton (incluye peso de la cimentación pero no está factorizada) en condiciones gravitacionales y de **1532.09** ton (incluye peso de la cimentación, no está factorizada) en condiciones medias.

Las cargas fueron estimadas con los siguientes valores y no incluye peso de cimentación:

$W_E =$	7.03 t/m ²	condiciones máximas sin factorizar
	6.67 t/m ²	condiciones instantáneas sin factorizar
	6.32 t/m ²	condiciones medias sin factorizar

Excavación

Área excavada = 242.31m²

Profundidad de excavación = 4.24 m y 6.24 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 1541.09 ton

Esfuerzo Total = 6.95ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación estimados)

Esfuerzo Neto = 0.59ton/m² (considerando una compensación de 6.36ton/m²)

Sin embargo en la zona de la fosa de estacionamiento se tendrá una sobrecompensación de 3ton/m², y en estas condiciones se tendrán deformaciones diferenciales importantes, aunado a la excentricidad que tiene la estructura entre el centro de cargas y el centro geométrico de la cimentación y al valor del coeficiente que debe considerarse, por lo que se concluye la necesidad de implementar pilotes de fricción.

5.3.- Análisis de estabilidad

Estado de falla general con cajón de cimentación

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión (Ref. 6):



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

Donde:

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

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla, 3ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.7

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

D_f = profundidad de desplante, 4.24 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, 10.29 m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 25.56 m

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

F_d = factor de diseño estático (1.5) y dinámico (1.25)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 17.8 y 20.0 ton/m², respectivamente.

5.4.- Acciones

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

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima proporcionadas por el estructurista, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación para el edificio de interés. 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 utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media estimadas, que incluyen el peso de la cimentación estarán afectadas por un factor de carga de 1 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

5.5.- Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas



permanentes más cargas vivas con intensidad máxima estimadas, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

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

donde:

$\sum Q$: 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:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} = 9.836 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 12.21 \text{ ton/m}^2$$

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

5.6.- 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 de bidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad

$$0.12 F_c a_0 b \gamma$$

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

donde:

W_t : carga total de la estructura en la condición analizada estimada.

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 $W_c = (A D_f \gamma)$

F_R : factor de resistencia adimensional



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:

$$e = M_s / W_t$$

donde:

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:

$$M_s = 0.8 (2/3) H_T W_t (C_s / Q)$$

siendo:

H_T : altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

C_s : coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.45

Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q_1 : capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = c N_c$$

donde:

c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

N_c : coeficiente de capacidad de carga

a_0 : aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de construcciones, igual a 0.56 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 2, $a_0 = 0.56 \times 9.81/2 = 2.74 \text{ m/seg}^2$, 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:

$$274.202 \text{ ton} < 896.01 \text{ ton.}$$



por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas estimadas.

5.6.1.- Estado de falla local con cajón de cimentación

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

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

donde:

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, 5.0 ton/m² y 16°

$$N_{\phi} = \tan^2 (45^{\circ} + \phi_{cu} / 2) = 1.33$$

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, 3.87 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es 11.94 ton/m².

5.6.2.- Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interfaz suelo-losa se calculan con la siguiente expresión (Ref. 6):

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

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

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico, 1987.4 ton-m

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

H_t = altura total del proyecto medida desde el desplante, 18.62 m

W_t = cargas de la estructura sin considerar la losa de cimentación.

C_s = coeficiente sísmico de diseño, 0.45

Q_s = factor de comportamiento sísmico, 2



I_{\min} , I_{\max} = momentos de inercia principales menor (2332.95m^4) y mayor (10273.5m^4) respecto al centroide de la losa de cimentación.

d_y, d_x = distancias perpendiculares a la esquina crítica, 5.37m y 11.11m, 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 $\Delta\sigma_{\text{sismo}} \approx \pm 11.60\text{ton/m}^2$

5.6.3.- Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (7.03 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (17.8ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (11.6ton/m^2) es igual a 18.60ton/m^2 y menor a la capacidad de carga dinámica admisible (20.0 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es mayor al esfuerzo límite en la orilla (11.92 ton/m^2), por lo que el cajón de cimentación no es estable y se requiere de un acimentación mixta.

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -4.57 ton/m^2 , y por tanto se presentaran tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación no cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, debido a la tensión generada.

Nota: las Cargas con las que se realizó el análisis son estimadas, por lo que se requiere de la bajada de cargas por columna para ratificar o modificar.

5.7.- Diseño geotécnico de pilotes de fricción

La carga admisible de un pilote de fricción Q_{adm} se calcula con la siguiente fórmula (Ref. 6):

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D}; Q_u = C_p L$$

donde:

Q_u = carga última del pilote de fricción, 108 ton.

F_D = factor de diseño en condiciones estáticas (2.0) y dinámicas (1.5)



C = cohesión promedio desde 4.24 m hasta 24.24 m de profundidad, 3.25 ton/m²
p = perímetro del pilote cuadrado de 0.45 m de lado, 1.8 m
L = longitud efectiva del pilote, 18.5 m

Reemplazando los valores anteriores, la carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 18.5 m de longitud efectiva, considerando un peralte de la trabes de cimentación es:

$$Q_{adestatica} = 54 \text{ ton}$$

$$Q_{admdinamica} = 72 \text{ ton}$$

Para los análisis se considerarán pilotes con perímetro igual a 1.80 m, de 20 m de longitud total y cuya carga de trabajo igual a su capacidad de carga última (108 ton).

En las figuras 15 y 16, se muestran las capacidades de carga para diferentes perímetros.

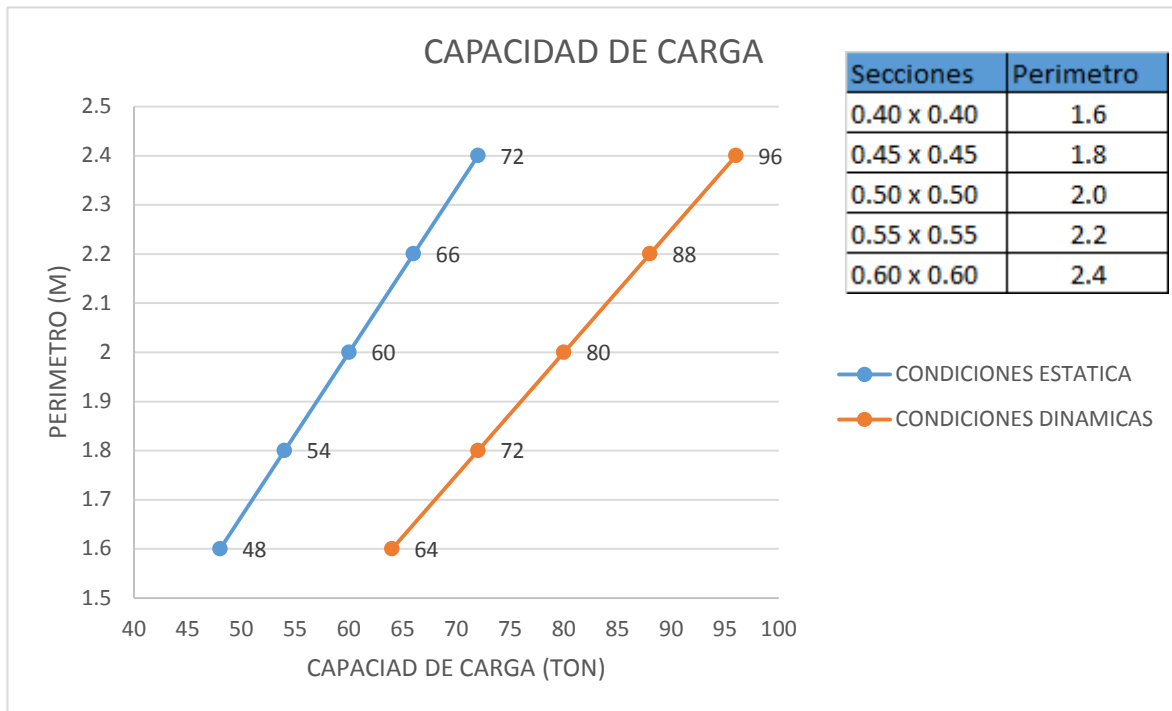


FIGURA No. 15 CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DE 20M DE LONGITUD EFECTIVA

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.



Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga en las columnas. En cada columna se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} Q_{netatributaria} &\leq Q_{ademestatica} \\ Q_{netatributaria} + \Delta Q_{sismo} &\leq Q_{admdinamicaestatica} \\ | Q_{netatributaria} - \Delta Q_{sismo} | &\leq Q_{admdinamicaestatica} \end{aligned}$$

El incremento de carga por sismo en cada columna se calcula con la siguiente expresión (Ref.6):

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

donde:

$\Delta\sigma_{sismo}$ = incremento de carga de sismo, ton

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico.

d_y, d_x = distancias perpendiculares al eje de la columna, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor del conjunto de columnas

I_{min}, I_{max} = momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide del conjunto de columnas

$A_{columna}$ = área de la sección transversal de la columna, 1.0 m²

5.7.1.- Análisis de asentamientos

El asentamiento a largo plazo δ en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación (Ref 6):

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta\sigma_i H_i$$

donde:

m_{vi} = módulo de deformación representativo del estrato i obtenido de pruebas de consolidación.

$\Delta\sigma_i$ = incremento de esfuerzo efectivo medio en el estrato i

H_i = espesor del estrato i

El incremento de esfuerzo efectivo en cada estrato se puede calcular asumiendo una distribución de carga uniforme aplicada a una profundidad de 2/3 de la



longitud efectiva de los pilotes a partir del nivel de desplante del cajón de cimentación.

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ($x=2$) para una cimentación flexible aplicada a 25 m de profundidad con base en las propiedades definidas anteriormente.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 8.5 cm, aproximadamente.

5.8.- Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones de cimentación

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

+ La presión que 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 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 solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.45 (Zona III Zona de lago).

+ La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

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 15 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 ton/m².

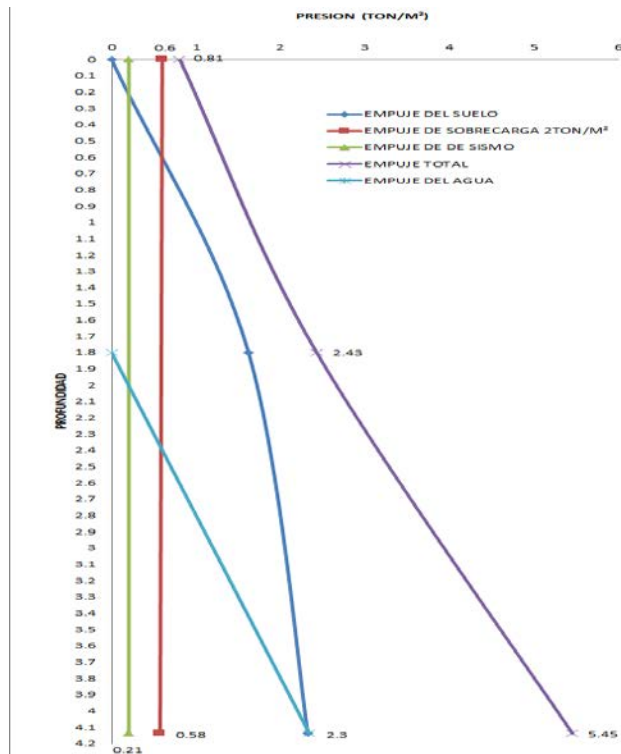


FIGURA No. 16 EMPUJE DE MUROS CON SOBRECARGA DE 2Ton/m²

5.9.-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:

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

donde:

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, igual a 0.7

Para una excavación a 4.24 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$\begin{aligned} 10.69 \text{ ton/m}^2 < 12.6 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 2 \text{ ton/m}^2 \\ 12.69 \text{ ton/m}^2 < 12.6 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 4 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

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

5.10.- 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:

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

donde

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:

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

donde:

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

H = altura del talud, 4.24 m

q = sobrecarga, 2 y 4 ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en condición no drenada, 3 ton/m²

(ϕ_{uu}) = ángulo de fricción en condición no drenada, 0°

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banqueta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal: vertical).

La desigualdad se satisface sin embargo se recomienda que la excavación se realice en dos etapas.



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS



6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS

6.1.- Protección a colindancias

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación y construcción de los pilotes:

6.2.- Excavaciones:

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar la cimentación mixta:

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 4.14 m a partir del nivel de banqueteta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 17.

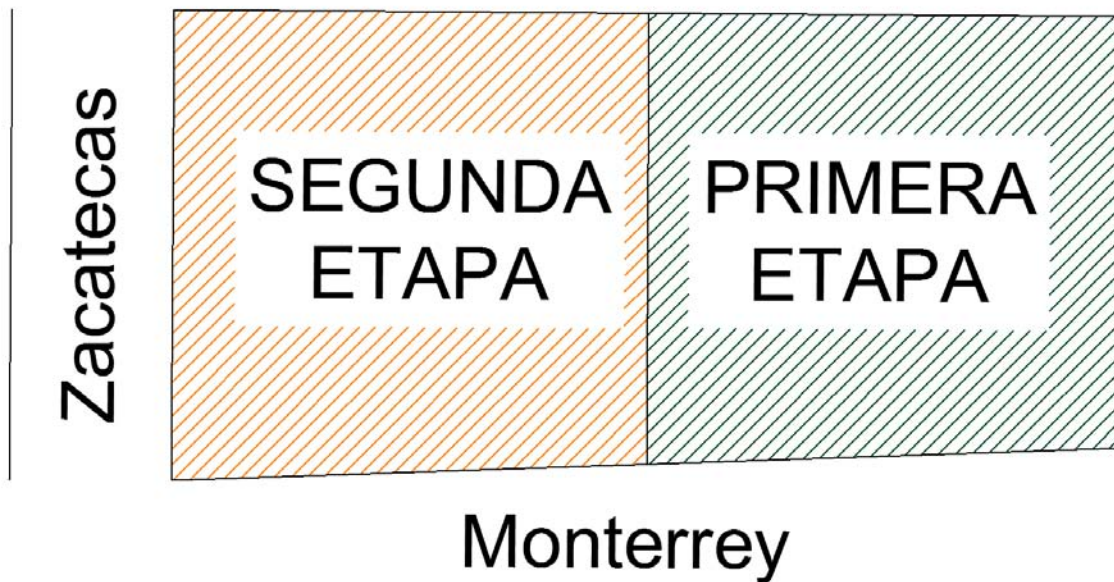


FIGURA No.-17 ETAPAS DE EXCAVACIÓN.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.50 m adicional a lo que se tenga excavado para retirar cimentaciones antiguas y rellenos, es decir de l orden de 1.20 m, pero sin descubrir totalmente las cimentaciones vecinas. (Ver figura 18)

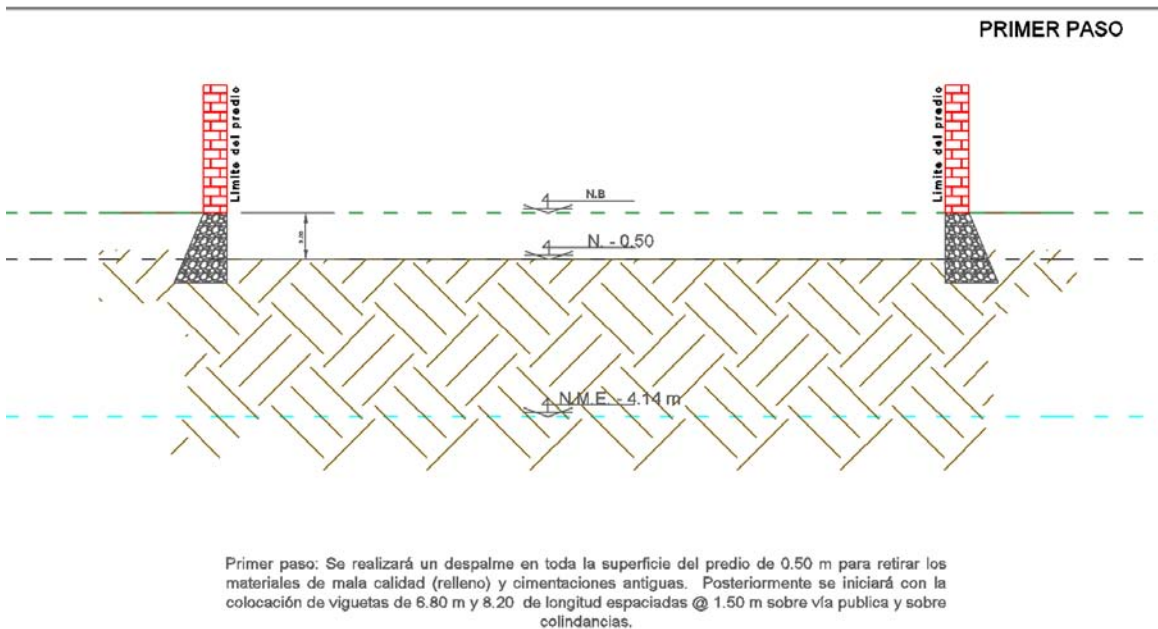


FIGURA No.-18 EXCAVACION INICIAL.

La excavación se realizara dejando una berma perimetral con una banqueta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.8: 1 (horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance.

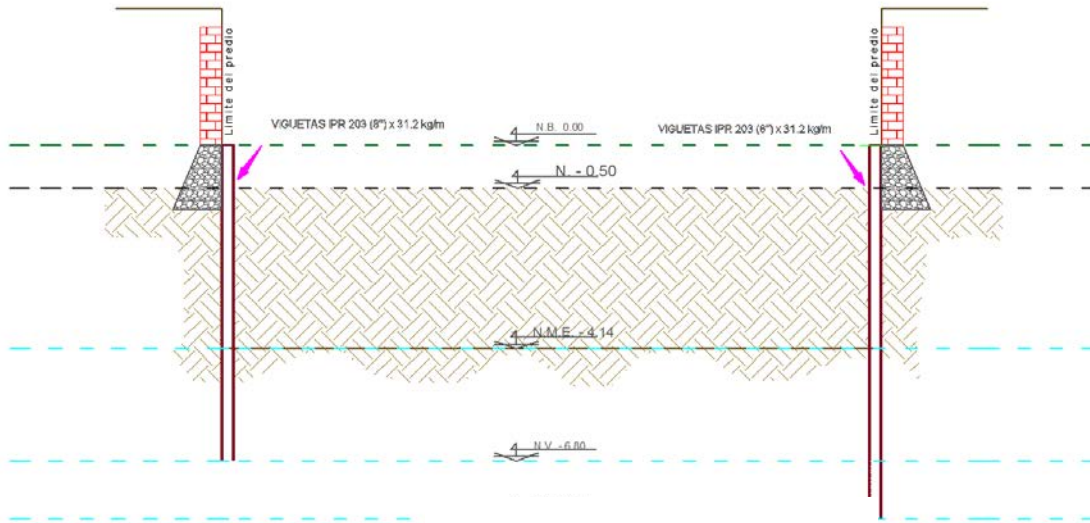
La protección a colindancias será resuelta mediante un muro tipo Berlín, que más adelante se detalla su proceso constructivo.

Previamente se colocarán las viguetas metálicas a par tir de 0.50 m y hasta una profundidad de 6.80 m, **excepto en la zona de los apilacoches donde las viguetas se colocaran hasta una profundidad de 8.20 m** (ver figura 19), posteriormente de iniciará la excavación dejando una berma con una banqueta de 1.0 m 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 simultanea (ver figura 20), este proceso constructivo para la protección a las colindancias se efectuara en todas las colindancias.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
Y SOTANO Y MEDIO



SEGUNDO PASO



Segundo paso: Colocación perimetral en todo el predio de viguetas de 6.80 m de longitud y de 8.20m en la zona de apilacoches, espaciadas @ 1.50 m.

FIGURA No.-19 PROTECCION A COLINDANCIAS.

CORTE Y DETALLE DE
MODULACIÓN

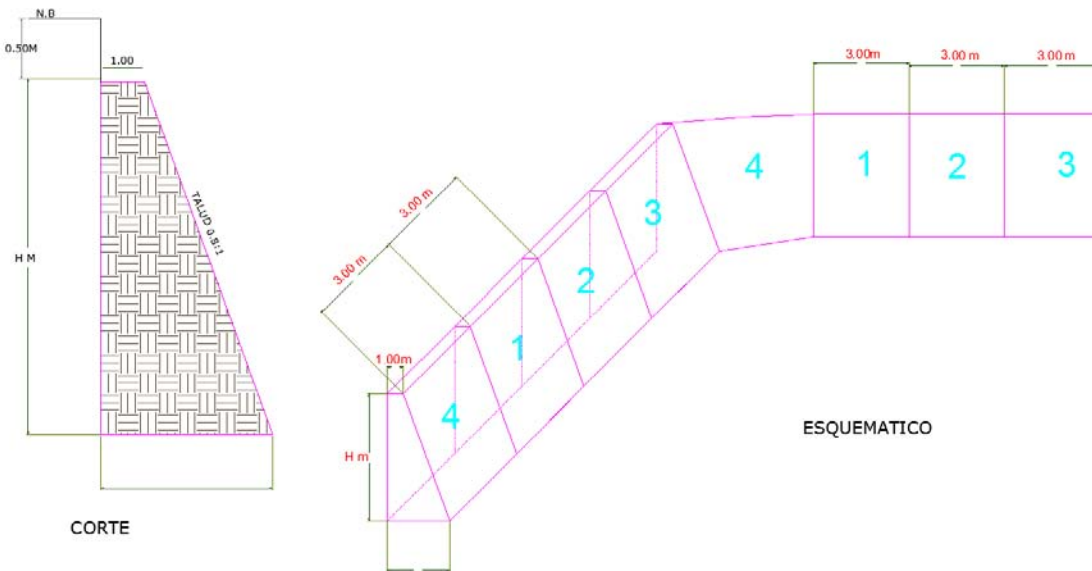


FIGURA No.-20 MODULACION DE BERMAS.



La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.5 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.25 m por abajo del primer nivel de troqueles propuesto a -1.50 m, posteriormente se retirarán las bermas por módulos hasta 1.75 m de profundidad, una vez troquelado el primer nivel de troqueles (ver figura 21).

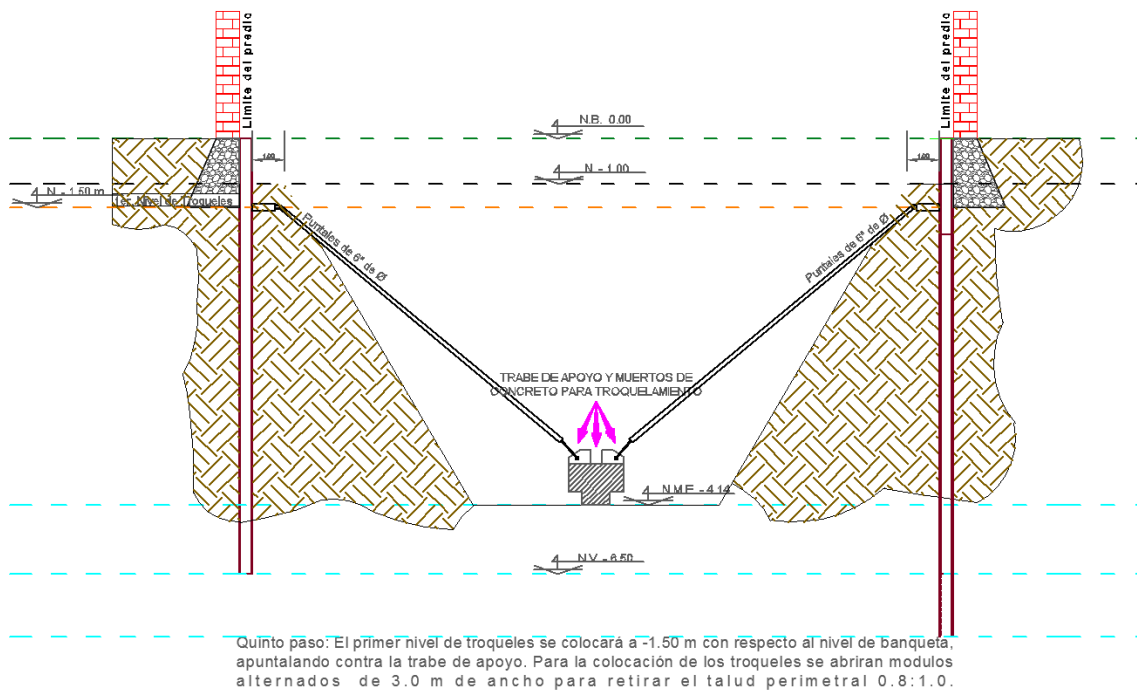


FIGURA No.-21 PRIMER NIVEL DE TROQUELES.

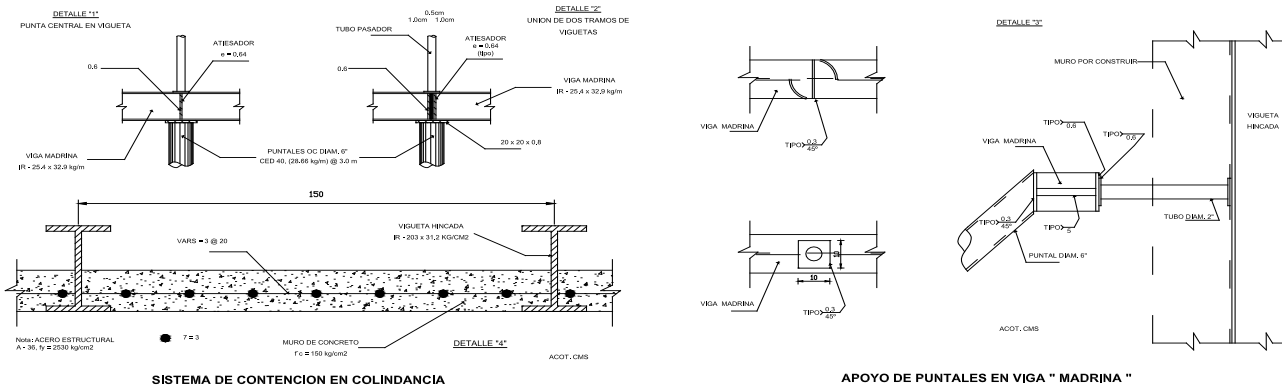
La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la cimentación por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al término de la excavación.

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 e interiores 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 o bien a los pilotes que previamente y se construyeron, el detalle los materiales para el sistema de apuntalamiento se indica en las figuras 22.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO EN LA COLONIA ROMA MEXICO DF
EN DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES
Y SOTANO Y MEDIO



DETALLES DE INSTALACION DEL SISTEMA DE TROQUELAMIENTO



PLANTA

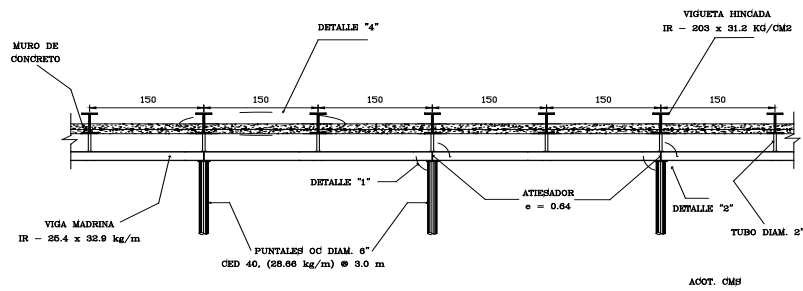


FIGURA No.-22 DETALLE DEL SISTEMA DE TROQUELAMIENTO.

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.

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 y profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.



6.3.- Sistema de bombeo

La instalación del sistema de bombeo, se realizará mediante la colocación de pozos profundos con bombas sumergibles, con un total de 4 bombas, con el objeto de abatir el nivel freático por gravedad y su proceso será el siguiente:

La profundidad de la instalación de los pozos profundos será de 18.0 m respecto a la superficie del terreno natural, los cuales serán colocados a 3.0 m despegados de las colindancias, ver figura 23

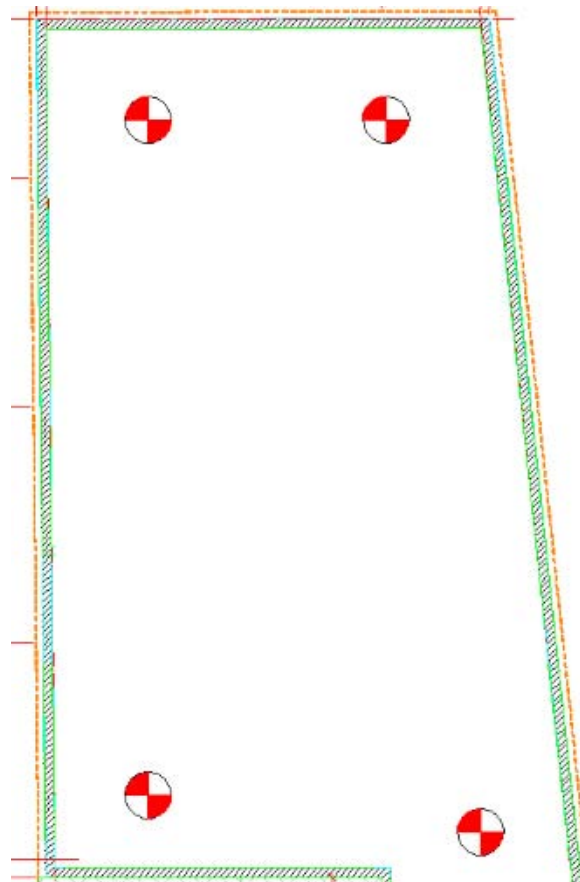


FIGURA No 23 UBICACIÓN DEL BOMBEO PROFUNDO.



Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de al etas o t ricónica, inyectando agua a presión como fluido de perforación. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior. 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 a nular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada; 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 instalarán bombas de tipo e y ector de 1 " x 1 1/ 4" operadas a una presión de 4 kg/cm^2 o bombas sumergibles eléctricas; el nivel del pozo deberá ser de 1.7m con respecto al nivel de banqueta. El detalle de los pozos de bombeo profundo, dren y carcomo se muestra en la figura 25.



DETALLE DEL SISTEMA DE BOMBEO PROFUNDO

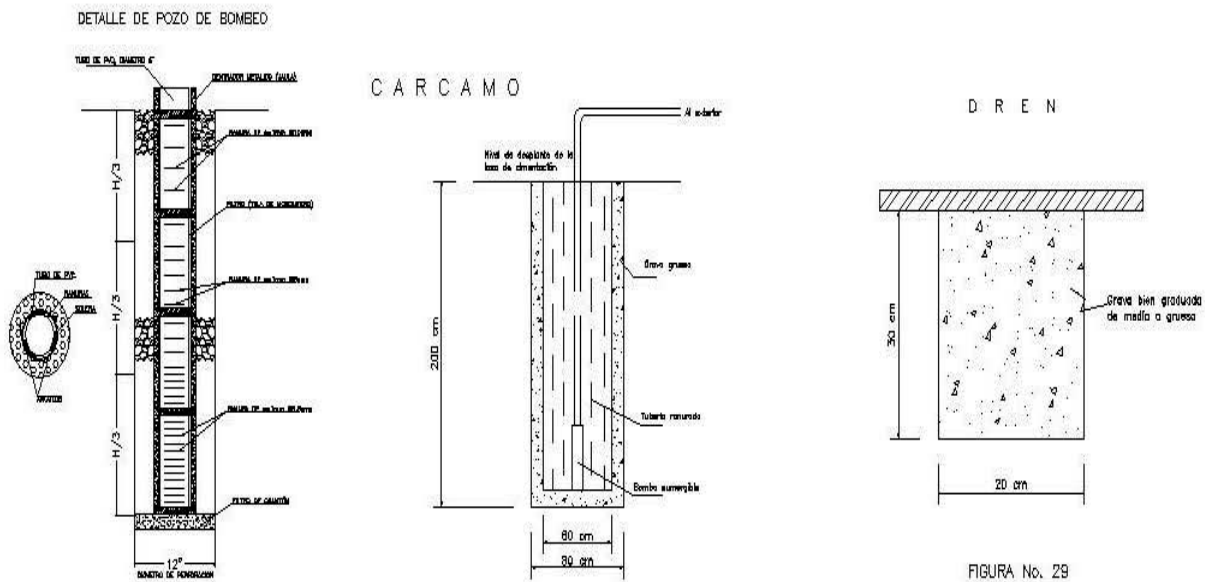


FIGURA No. 29

FIGURA No 24 DETALLE DEL SISTEMA DE BOMBEO.

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



El bombeo se mantendrá con el nivel de tirante hidráulico a 6.14 m hasta que se termine de construir totalmente la losa-tapa del sótano; bajo estas condiciones. Cuando se termine de construir la losa de planta baja, el nivel de succión, se situará en la profundidad de 4.00 m en todos los pozos y después de construir la losa del nivel 2°, se suspenderá el nivel de succión. El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir la losa del segundo nivel, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

6.4.- Excavaciones:

- Las excavaciones necesarias para retirar todos los materiales de relleno de mala calidad existentes en el terreno y alojar al cajón de cimentación, deberán de realizarse del fondo del predio hacia su acceso, con el objeto de evitar su contaminación y su reblandecimiento.
- Las excavaciones se realizarán en dos etapas.
- La excavación central se efectuará con una retroexcavadora operando desde afuera del área excavada, debiendo llevarse como máximo a 0.15 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tiempo se excavará con herramienta manual, a base de pico y pala para evitar el remoldeo del material de apoyo de la plataforma de materiales mejorados.
- Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno mejorado.
- Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.
- Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:
 - a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material y en caso necesario protegerlo mediante un revellado para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.
 - b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas ó zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 90% de la prueba proctor estándar.



c) Deberán evitarse las sobre excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.

e) Terminada la excavación se revisará el fondo de las misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.

f) Previo a la colocación de la cimentación, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.

g) No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación de la cimentación y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel, la realización indebida de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.

h) El proceso de excavación de las zonas de colindancia, se realizará con una estructura de contención constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de concreto colado en el sitio, de acuerdo con el procedimiento siguiente:

i) Previo a la excavación de la primera etapa, se realizara el hincado perimetral de las viguetas IR 203 (8") x 31.2 kg/m, hasta 2.5 m a bajo del máximo nivel de excavación. Para facilitar su hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán ejecutar perforaciones guía de 15 cm de diámetro, mediante posteadora o similar por lo menos en los primeros 3.5m de profundidad. La separación entre viguetas en el sentido horizontal será a cada 1.5 m

j) Colada la losa de piso del sótano de la primer etapa e hincadas las viguetas de acero y construido los "muertos" de concreto o a hogadas las varillas en la losa adyacente a las etapas de colindancia, se iniciará la excavación de estas.

k) Conforme se profundice la excavación, se colocará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 10 cm, reforzado con un lecho de varillas del no. 3 a cada 20 cm.

l) Las vigas "madrinas" serán viguetas de acero IR 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.

m) Estas vigas "madrinas" se colocarán en los niveles indicados en el corte de las figura 29; los puntales de diámetro de 4" Y 6" , cédula 40 E , 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 varillas ahogadas de la losa de piso, acopiándolos debidamente con polines 6" x 6" o "quesos" de madera.

n) Cada puntal se colocará con una precarga de 5 Ton, 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 15 Ton y 30 cm de carrera.

ñ) Habiendo colocado los dos niveles de puntales, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colocando inmediatamente la plañilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra las viguetas hincadas.

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

q) 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.

6.5.- Rellenos

El material que se empleará para rellenar el espacio entre el talud y el muro estructural, será arena limosa (tepetate), producto de banco, debiendo cumplir con las características siguientes:

Límite líquido	30% máximo (no plástico)
Porcentaje de material que pasa a la malla No. 200	
Partículas no mayores de	30% máximo 7.56 cm (3")

El relleno se colocará en capas de 20 cm de espesor, compactadas al 90% con respecto a la Norma AASHTO estándar T 99-74, variante "A" y energía específica de 6.02 kg-cm/cm³. Las últimas dos capas de l relleno deberán compactarse al 95% con respecto a la misma prueba.



6.6.- Pilotes de fricción

La construcción de los pilotes será de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- Previa a la construcción de los pilotes se deberá preparar una plataforma con material compactado y una plantilla de concreto pobre de 7.0 cm en la superficie para evitar movimientos durante la construcción.
- Posteriormente se dará inicio al habilitado, armado y cimbrado de los pilotes en 2 secciones. La cimbra de quedar fija y garantizar que no se presenten movimientos que posteriormente se reflejen en los pilotes. Deberá dejarse un dispositivo en la caras de las secciones de pilote que permita unirlos durante el proceso de hincado para conformar la longitud total efectiva de los pilotes. Deberá dejarse una longitud adicional en la sección que conformará la cabeza del pilote para cuando se realice el descabece y unión del pilote al cajón de cimentación se garantice la longitud efectiva de diseño.
- Después se realizará el colado de las secciones de pilote. El vaciado del concreto se podrá realizar a tiro directo con bomba, controlando la compactación por medio de vibrado. Cada uno de los pilotes de será ser identificado con un número y fecha de construcción para controlar la resistencia del concreto.
- Durante la construcción de los pilotes deberán dejarse unos orificios que servirán para izar y manipular el pilote durante los traslados, el hincado y la unión entre las dos secciones que conformarán un pilote.

El hincado de los pilotes se realizará de acuerdo con las siguientes recomendaciones y especificaciones:

- Previa al hincado del pilote se procederá a la localización y el trazo del punto en el que quedará éste.
- Para evitar daños al pilote durante el hincado y facilitar su colocación, se recomienda realizar una perforación previa por batido sin extracción de material. El diámetro de la perforación deberá ser de 30.0 cm (80% del lado del pilote) o 40.0 cm como máximo. La profundidad de la perforación deberá asegurar que la punta del pilote quede ubicado a 24.14m de profundidad.
- La selección del martillo de hincado será de acuerdo con la siguiente recomendación: el peso del pistón será de 2.5 a 3.0 veces el peso del pilote y el casquete de impacto deberá contar con sistema de amortiguamiento para evitar daños a la cabeza del pilote.
- Enseguida se dará inicio al hincado de los pilotes. Éste se realizará de manera alterna en planta para evitar que el incremento en la presión de poro levante los pilotes vecinos. Una vez hincado todos los pilotes deberá rectificarse topográficamente que el nivel de la cabeza de los pilotes corresponde con el de



diseño (1.5 o 3.5 m de profundidad respecto al nivel de banquetta). La unión de las 2 secciones que conforman un lote se realizará durante el proceso de hincado.

6.7.- Instrumentación

a) 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 este 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 $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, 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.

b) Referencias superficiales

Para medir los desplazamientos verticales que puedan 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 banquetta. 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.

c) Mediciones de plomos

Dadas las características del edificio, 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.

Sin más por el momento, y en espera de sus comentarios, quedamos a sus ordenes para cualquier duda o aclaración.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



7.1.-Se solicitó la realización del Estudio de Mecánica de Suelos, en un predio con un área aproximada de 242.30m^2 ubicado en la esquina que forman las calles Zacatecas y Monterrey, Col. Roma, Delegación Cuauhtémoc, México D.F., en donde se proyecta la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por sótano y medio, planta baja y cinco niveles superiores.

7.2.-El predio de interés se encuentra baldío y tiene forma rectangular. Actualmente el terreno presenta una excavación en la colindancia con la vialidad Zacatecas de 1.10m de profundidad de 3m de ancho aproximadamente y a lo largo del terreno.

7.3.-El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un condominio habitacional, constituido por un sótano y medio con nivel de piso terminado a -3.94m y con fosas para estacionamiento entre los ejes 1 a 5 con nivel de piso terminado a -5.94m , planta baja y cinco niveles para ocupación habitacional.

7.4.-El sitio de interés colinda: al Norte con Calle Zacatecas, al Sur colinda con una estructura de un solo nivel, al Oriente colinda con una estructura de planta baja y un nivel superior, y al Poniente colinda con el Eje 2 Poniente Monterrey.

7.5.-Se realizó un sondeo profundo de tipo mixto a 40m de profundidad y se excavaron tres pozos a cielo abierto en el interior del predio de interés.

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 4.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados se presentan en las figuras 5, 6 y 7.

En la figura 8 se presenta una planta donde se indican los espesores de relleno de mala calidad detectados mediante los pozos a cielo abierto, considerando el nivel actual del terreno que tiene desniveles entre 0.74 y 1.1m.

En la figura 10 se presentan en forma gráfica el perfil estratigráfico del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés.

7.6.-El predio de interés se localiza en la Zona IIb (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones, en la que dominan los depósitos lacustres de baja resistencia y alta deformabilidad.

7.7.-La secuencia estratigráfica general es: superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por desechos de demolición, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, con espesor variable entre 0.20 y 0.70m.



La costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad, tiene un espesor medio de 4m.

La formación arcillosa superior tiene 31.5 m de espesor, conformadas por arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia.

La primera capa dura se encuentra a partir de 35.2 m de profundidad con respecto al brocal del sondeo y con respecto al nivel de banquetta se encuentra a 36 m de profundidad.

7.8.-El nivel de aguas freáticas se detectó a 2.3m de profundidad aproximadamente con respecto al nivel actual de la banquetta. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

7.9.-La distribución de esfuerzos con respecto a la profundidad se indica en la figura 13, donde se indica la diferencia entre las presiones efectivas y la carga de preconsolidación de los depósitos arcillosos profundos.

En esta gráfica se observa que los suelos están preconsolidados del orden de 10ton/m^2 a 5m de profundidad, pero a partir de esta profundidad se decrementa la preconsolidación entre 6 y 8 m de profundidad, conforme se profundizan nuevamente los materiales arcillosos, presentan una preconsolidación del orden de 5ton/m^2 y a partir de los 22m se decrementa de 5 a 2ton/m^2

7.10.-De acuerdo a las características sismográficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona IIIb denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.45, sin embargo de acuerdo al estudio de espectro sísmico efectuado en el sitio se obtuvo un coeficiente de 0.56

7.11.-El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Un sótano de estacionamiento con nivel de piso terminado a 3.94 m de profundidad respecto al nivel de banquetta por lo que se requiere una excavación a 4.24 m, considerando una losa con espesor de 25 cm y una plantilla de 5 cm. Se requiere por proyecto fosas para estacionamiento entre los ejes 1 a 5 con nivel de piso terminado a -5.94m, por lo cual se requiere una excavación a 6.24m considerando una losa con espesor de 25 cm y una plantilla de 5 cm.
- La relación entre las dimensiones mayor promedio (25.56 m) y menor promedio (10.29 m) de la planta del sótano de estacionamiento es 2.48.
- La relación entre la altura del edificio (18.62 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 1.81



7.12.- El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad y espesor medio de 4 m.
- 31.2 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 2.30 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta de la calle de Monterrey
- Asentamientos de 5 cm/año por consolidación regional.

De acuerdo a información de la comisión del valle de México de la S.A.R.H. a 33 m de profundidad se tiene un abatimiento piezométrico de 5 m

7.13.- Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:

- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento.

7.14.- Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será de tipo mixta, formada por un cajón rígido de cimentación desplantado a 4.24 m de profundidad, excepto en la zona de fosas para estacionamiento que se localiza entre los ejes 1 a 5 con nivel de piso terminado a -5.94m, por lo cual se requiere una excavación a 6.24m, y pilotes de fricción de sección cuadrada, de 24 m de longitud efectiva, es decir desplantados a 28.24 m de profundidad respecto al nivel de banquetta, tomando en cuenta que la primera capa dura se encuentra a 36 m de profundidad.

7.15.- El número de pilotes se determina efectuando varios tanteos, hasta obtener asentamientos tolerables. La distribución de los pilotes propuestos se realizó satisfaciendo que el centroide del grupo de pilotes coincidiera con el centro de carga de la estructura.

7.15.-Cargas estimadas de proyecto para departamentos

Peso estimado de la estructura estimada = 7.03 T/m²

Área de Total= 242.31 m²

Peso estimado de la estructura= 1702.33 ton

Peso estimado de la estructura = 1702.33 ton (incluye peso de la cimentación pero no está factorizada) en condiciones gravitacionales y de 1532.09 ton (incluye peso de la cimentación, no está factorizada) en condiciones medias.



Las cargas fueron estimadas con los siguientes valores y no incluye peso de cimentación:

$W_E =$	7.03 t/m ²	condiciones máximas sin factorizar
	6.67 t/m ²	condiciones instantáneas sin factorizar
	6.32 t/m ²	condiciones medias sin factorizar

Excavación

Área excavada = 242.31 m²

Profundidad de excavación = 4.24 m y 6.24 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 1541.09 ton

Esfuerzo Total = 6.95 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación estimados)

Esfuerzo Neto = 0.59 ton/m² (considerando una compensación de 6.36 ton/m²)

Sin embargo en la zona de la fosa de estacionamiento se tendrá una sobrecompensación de 3 ton/m², y en estas condiciones se tendrán deformaciones diferenciales importantes, aunado a la excentricidad que tiene la estructura entre el centro de cargas y el centro geométrico de la cimentación y al valor del coeficiente que debe considerarse, por lo que se concluye la necesidad de implementar pilotes de fricción.

7.16.- La capacidad de carga estática y dinámica admisible es 17.8 y 20.0 ton/m², respectivamente.

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

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima proporcionadas por el estructurista, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación para el edificio de interés. 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 utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media estimadas, que incluyen el peso de la cimentación estarán afectadas por un factor de carga de 1 y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.



7.18.-El es fuerza total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (7.03 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (17.8 ton/m^2) del subsuelo.

El es fuerza total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (11.6 ton/m^2) es igual a 17.8 ton/m^2 y menor a la capacidad de carga dinámica admisible (20.0 ton/m^2) del subsuelo.

El es fuerza total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es mayor al esfuerzo límite en la orilla (11.92 ton/m^2), por lo que el cajón de cimentación no es estable y se requiere de un a cimentación mixta.

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -4.57 ton/m^2 , y por tanto se presentaran tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación no cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, debido a la tensión generada.

Nota: las Cargas con las que se realizó el análisis son estimadas, por lo que se requiere de la bajada de cargas por columna para ratificar o modificar.

7.19.-La carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 20 m de longitud total, des plantado a 24.24 m con respecto al nivel de banquetta, resulta:

La carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 18.5 m de longitud efectiva, considerando un peralte de las trabes de cimentación es:

$$Q_{adme\text{stática}} = 54 \text{ ton}$$

$$Q_{admdinámica} = 72 \text{ ton}$$

Para los análisis se considerarán pilotes con perímetro igual a 1.80 m , de 20 m de longitud total y cuya carga de trabajo igual a su capacidad de carga última (108 ton).

En las figuras 15 y 16, se muestran las capacidades de carga para diferentes perímetros.

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 6.5 cm , aproximadamente.



7.20.-En la figuras 15 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 ton/m^2 .

7.21.-La excavación que al ojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banqueta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal: vertical).

7.22.-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 4.24 m a partir del nivel de banqueta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 17.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.50 m adicional a lo que se tenga excavado para retirar cimentaciones antiguas y rellenos, es decir del orden de 1.20 m, pero sin descubrir totalmente las cimentaciones vecinas. (Ver figura 18)

7.23.-La excavación se realizara dejando una berma perimetral con una banqueta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.8: 1 (horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance.

7.24.-La protección a colindancias será resuelta mediante un muro tipo Berlín, que más adelante se detalla su proceso constructivo.

7.25.-Previamente se colocarán las viguetas metálicas a partir de 0.50 m y hasta una profundidad de 6.80 m, **excepto en la zona de los apilacoches donde las viguetas se colocaran hasta una profundidad de 8.20 m** (ver figura 19), posteriormente se iniciará la excavación dejando una berma con una banqueta de 1.0 m 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 simultanea (ver figura 20), este proceso constructivo para la protección a las colindancias se efectuara en todas las colindancias.

7.26.-La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.5 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.25 m por abajo del primer nivel de troqueles propuesto a -1.50 m, posteriormente se retiraran las bermas por módulos hasta 1.75 m de profundidad, una vez troquelado el primer nivel de troqueles (ver figura 21).

7.27.-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 e interiores al tenerlos 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 o bien a los pilotes que previamente ya se construyeron, el detalle los materiales para el sistema de apuntalamiento se indica en las figuras 22 .

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.

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 y profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.

La instalación del sistema de bombeo, se realizará mediante la colocación de pozos profundos con bombas sumergibles, con un total de 4 bombas, con el objeto de abatir el nivel freático por gravedad y su proceso será el siguiente:

La profundidad de la instalación de los pozos profundos será de 18.0 m respecto a la superficie del terreno natural, los cuales serán colocados a 3 m despegados de las colindancias, ver figura 23

Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de alatas o tricónica, inyectando agua a presión como fluido de perforación. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior. 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; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m² alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm² o bombas sumergibles eléctricas; el nivel del pozo



deberá ser de 17m con respecto al nivel de banqueta. El detalle de los pozos de bombeo profundo, dren y carcomo se muestra en la figura 25.

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

El bombeo se mantendrá con el nivel de tirante hidráulico a 6.14 m hasta que se termine de construir totalmente la losa-tapa del sótano; bajo estas condiciones. Cuando se termine de construir la losa de planta baja, el nivel de succión, se situará en la profundidad de 4.00 m en todos los pozos y después de construir la losa del nivel 2°, se suspenderá el nivel de succión. El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir la losa del segundo nivel, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

7.28.-La construcción de los pilotes será de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- Previa a la construcción de los pilotes se deberá preparar una plataforma con material compactado y una plantilla de concreto pobre de 7.0 cm en la superficie para evitar movimientos durante la construcción.
- Posteriormente se dará inicio al habilitado, armado y cimbrado de los pilotes en 2 secciones. La cimbra de quedar fija y garantizar que no se presenten movimientos que posteriormente se reflejen en los pilotes. Deberá dejarse un dispositivo en la caras de las secciones de pilote que permita unirlos durante el proceso de hincado para conformar la longitud total efectiva del pilote. Deberá dejarse una longitud adicional en la sección que conformará la cabeza del pilote para cuando se realice el descabece y unión del pilote al cajón de cimentación se garantice la longitud efectiva de diseño.
- Después se realizará el colado de las secciones de pilote. El vaciado del concreto se podrá realizar a tiro directo o con bomba, controlando la compactación por medio de vibrado. Cada uno de los pilotes deberá ser identificado con un número y fecha de construcción para controlar la resistencia del concreto.
- Durante la construcción de los pilotes deberán dejarse unos orificios que servirán para izar y manipular el pilote durante los traslados, el hincado y la unión entre las dos secciones que conformarán un pilote.

7.29.-El hincado de los pilotes se realizará de acuerdo con las siguientes recomendaciones y especificaciones:

- Previa al hincado del pilote se procederá a la localización y el trazo del punto en el que quedará éste.



- Para evitar daños al pilote durante el hincado y facilitar su colocación, se recomienda realizar una perforación previa por batido sin extracción de material. El diámetro de la perforación deberá ser de 30.0 cm (80% del lado del pilote) o 40.0 cm como máximo. La profundidad de la perforación deberá asegurar que la punta del pilote quede ubicado a 24.14m de profundidad.
- La selección del martillo de hincado será de acuerdo con la siguiente recomendación: el peso del pistón será de 2.5 a 3.0 veces el peso del pilote y el casquete de impacto deberá contar con sistema de amortiguamiento para evitar daños a la cabeza del pilote.
- Enseguida se dará inicio al hincado de los pilotes. Éste se realizará de manera alterna en planta para evitar que el incremento en la presión de poro levante los pilotes vecinos. Una vez hincado todos los pilotes deberá rectificarse topográficamente que el nivel de la cabeza de los pilotes corresponde con el de diseño (1.5 o 3.5 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta). La unión de las 2 secciones que conforman un pilote se realizará durante el proceso de hincado.

7.30.- Instrumentación

a) 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 $\rho_c = 100 \text{ kg/cm}^2$, 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.

b) 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 banqueta. 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.

c) Mediciones de plomos

Dadas las características del edificio, 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.



BIBLIOGRAFIA

- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. *Mecánica de Suelos*. 3ra. Ed., Limusa, 2001.
- Jiménez Salas, J. A. y coautores. *Geotecnia y Cimientos*. 2da. Ed., Rueda, 1992.
- Olivella, S. *Problemas resueltos. Geotecnia. Mecánica de Suelos*. UPC, 2003.
- Powrie, W. *Soil Mechanics, Concepts & Applications*. 2da. Ed., Spon Press, 2004.
- Goodman, R. E. *Engineering Geology : Rock in Engineering Construction*. Wiley, 1993.
- Goodman, R. E. *Introduction to Rock Mechanics*. 2da Ed., Wiley, 1989
- Aysen, A. *Soil mechanics: Basic concepts and engineering applications*. University of Southern Queensland, Australia, 2002.
- Aysen, A. *Problem solving in soil mechanics*. Balkema, 2003.
- Bardet, J. P. *Experimental Soil Mechanics*. Pearson Education, 1997.
- Bowles, J. *Manual de Laboratorio de Suelos en la Ingeniería Civil*. Mc. Graw-Hill Latinoamericana.
- Bowles, J. E. *Foundation Analysis and Design*. 5ta. Ed., McGraw-Hill Science/Engineering/Math; 1995



Fredlund, D. G., H. Rahardjo. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Wiley-Interscience, 1993.

Hoek, E., E. T. Brown. *Underground Excavations in Rocks*. Institution of Mining and Metallurgy, 1980.

Holtz, R. D., W. Kovacs. *Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice Hall, 1981.

Ishihara, K. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford University Press, 1996.

Kramer S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 1995.

Lambe, W., Whitman, R. *Mecánica de suelos*. Limusa, 1972

Marsal R. J., D. Reséndiz. *Presas de Tierra y Enrocamiento*. Limusa, 1975.

Mitchell, J. K. *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley & Sons Inc, 1976.

Perloff, W. y Baron, W. *Soil Mechanics Principles & Applications*. John Wiley & Sons Inc, 1977.

Potts, D. y Zdravkovic, L. *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. Telford Publishing, 1999.

Santamarina, J. C., K. A. Klein, A. F. Moheb. *Soils and Waves : Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring*. John Wiley & Sons, 2001.

Terzaghi, K., R. Peck y G. Mesri. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3ra Ed., Wiley, 1996