



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

“Estudio de mecánica de suelos realizado en un predio ubicado en Atizapán de Zaragoza, estado de México, donde se proyecta la construcción de un edificio, constituido por cinco sótanos para estacionamiento, planta baja y 9 niveles superiores.”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R A C I V I L

P R E S E N T A:

LIZETH ALEJANDRA LIMA PEREDA

**DIRECTOR DE TESIS:
ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA**

CIUDAD NEZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE MÉXICO 2015





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos

Al primero que quiero darle gracias es a Dios, que es parte importante en mi vida, gracias a él pude lograr muchas de las cosas, gracias por haberme puesto en esa escuela y en esa carrera. Por dejarme pasar por todas y cada una de las situaciones durante la carrera, por que en cada una de esas situaciones pude sentir que no estaba sola, si no que Él estaba conmigo. Gracias por darme fortaleza en todo momento.

Gracias a mis padres por ayudarme en todo este tiempo, por estar siempre ahí cuando los necesite, por estar al pendiente de mí, por darme todo cuanto podían, sin ellos este logro no sería posible, por su amor infinito, por tener confianza en mí, por recordarme día a día que si luchas por lo que quieres puedes conseguirlo, que no hay un límite si en verdad lo deseas; por que dieron todo de ellos para que no me faltara algo. Agradezco tenerlos como papás los amo demasiado, son de los que más me daban la fuerza para seguir adelante, para no rendirme, estoy segura que jamás podre compensar todo lo que han hecho por mí, son mis héroes. Gracias Odette por que fuiste mi modelo a seguir, siempre quería ir un paso detrás de ti, no importaba que hicieras yo lo veía como extraordinario, gracias hermana por estar conmigo siempre, no hay nada que nos pueda derrumbar estando juntas, eres la persona que más amo, porque a pesar de todo siempre que necesitaba un abrazo, un consejo, un regaño, un aplauso o una felicitación, tu siempre me lo dabas, gracias por confiar en mí y en que lo lograría. Ustedes tres son las mejores personas que existen en este mundo, la mejor familia que puedo tener.

Gracias a todos mis tíos que me ayudaron, hasta en cualquier pequeño detalle, Karen Carci, Hortencia Taboada, Carlos Álvarez, Eva Pereda, a mis Abuelitos porque son la base de todo esto los amo, a todos mis primos y primas gracias.

No puedo no agradecer a todas las personas que me ayudaron en este camino, así que gracias a cada uno de mis amigos, que siempre me apoyaron, por hacer trabajos en equipos, por explicarme cuando no entendía algo, por prestarme sus apuntes, gracias por ser tanto buenos compañeros como excelentes amigos, porque supimos superar cualquier mal entendido y seguir adelante, reforzando esta amistad, con ustedes esta etapa fue menos complicada, los quiero chicos: Ruth, Laura, Wendy, Marisol, Chema, Osvaldo, Karina, José Alberto (Kootra), Manuel, Carlos Fernando, gracias Tommy porque aunque llegamos a discutir lo superamos, como todos los hermanos lo hacen.

Agradezco a dos personas que fueron más que amigos y son en demasía importantes para mí, Emma te quiero, confié en que todo este tiempo me estuviste cuidando desde allá, esos semestres contigo fueron súper, aunque te extrañe todos los demás. Gracias Erick Dimas porque contigo aprendí muchas cosas, que me hicieron ser mejor persona, estudiante, amiga y compañera, gracias porque cuando sentía que no podía más, estuviste ahí para recordarme lo fuerte y perseverante que podía llegar a ser, que nunca podía decir no puedo, porque tu sabias que si podía y que siempre tenía que cumplir mis metas por muy lejanas que se vean; gracias le doy a Dios por ponerte en mi camino. Que Dios te bendiga siempre.

A mis maestros, por dar su tiempo para compartir conocimientos con las nuevas generaciones, por estar comprometidos con su trabajo, porque ellos no solo me enseñaron cosas técnicas y relacionadas con la carrera, si no que a lo largo de estos años, también me enseñaron valores, que me han ayudado a ser lo que soy. Gracias al Ing. José Antonio Dimas Chora, porque nunca se negó a ayudarme, tanto en cosas académicas como en las personales, siempre será parte importante de este logro, al Ing. Mario Sosa Rodríguez por confiar en mí y apoyarme a ser parte importante de varias cosas dentro de la Facultad. Al Ing. Gabriel Ruiz por dedicar tanto a dar una excelente clase y siempre tener la disponibilidad de resolver cualquier duda. Y gracias a todos y cada uno de los maestros que fueron parte de este sueño y este logro.

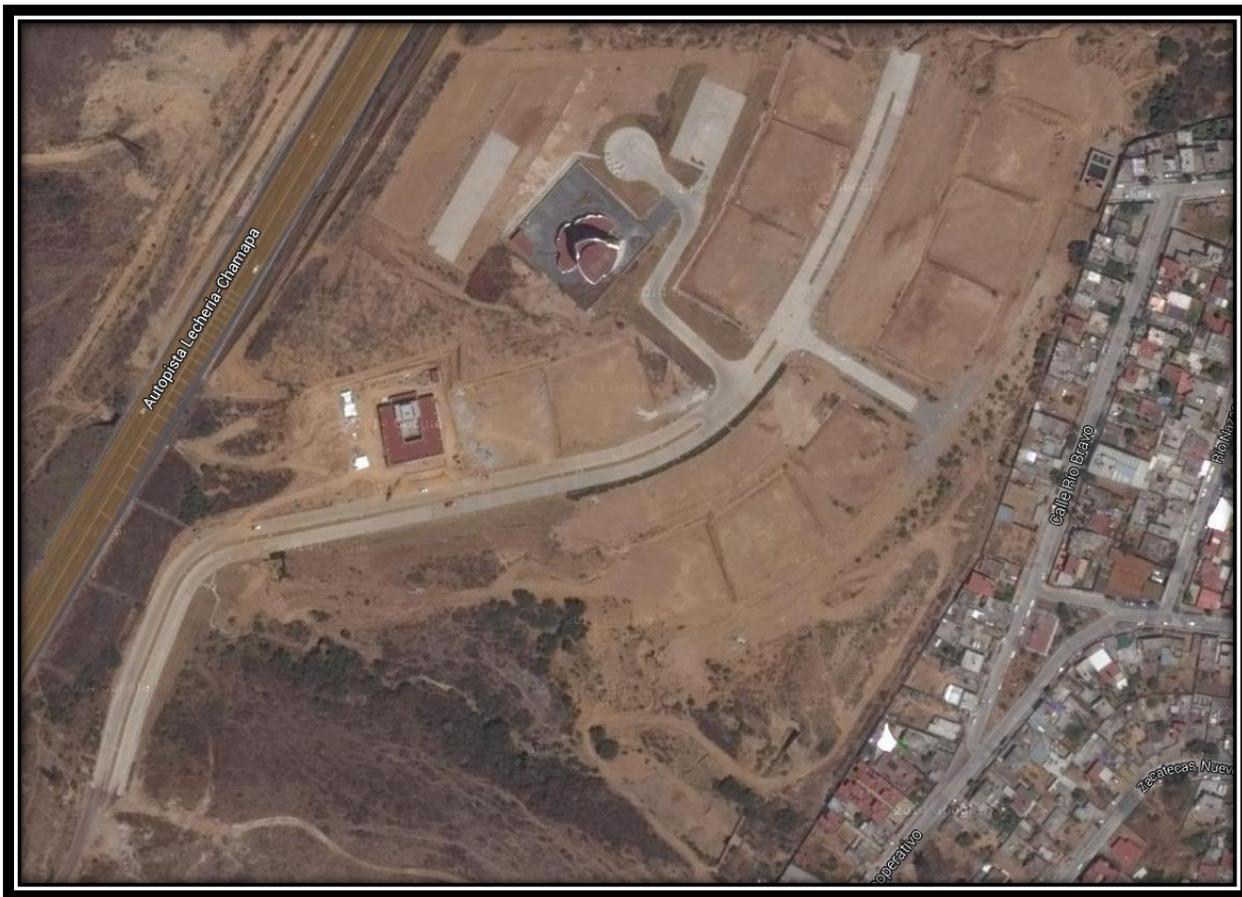
Por último gracias a mi Asesor de tesis, el Ing. Gabriel Álvarez; porque no solo me ayudo en esto, si no que desde que entre a la carrera, siempre me ayudo en todo, gracias por compartir su conocimiento con nosotros.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO EN UN PREDIO UBICADO EN ATIZAPÁN DE ZARAGOZA, ESTADO DE MÉXICO, DONDE SE PROYECTA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO, CONSTITUIDO POR CINCO SÓTANOS PARA ESTACIONAMIENTO, PLANTA BAJA Y 9 NIVELES SUPERIORES.

INDICE

- 1. ANTECEDENTES**
- 2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO**
- 3. PRUEBAS DE LABORATORIO (Anexo de Laboratorio)**
- 4. LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO SUPERFICIAL**
- 5. FACTIBILIDAD DE EXISTENCIA DE CAVERNAS**
- 6. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO**
- 7. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN**
- 8. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS**
- 9. PROCESO CONSTRUCTIVO Y MOVIMIENTO DE TIERRAS**
- 10. INSTRUMENTACIÓN**
- 11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

“ATIZAPÁN DE ZARAGOZA”



FOTOGRAFÍA AÉREA DEL SITIO DE INTERÉS

ANTECEDENTES



PANORÁMICAS DEL PREDIO DONDE SE REALIZO EL ESTUDIO

1.- ANTECEDENTES

1.1.- Localización

Se realizó la ejecución de un Estudio de Mecánica de Suelos en un predio, que se localiza en la Avenida Prolongación Alfredo del Mazo, No 1001, Col. México, Nuevo, Atizapán de Zaragoza, Estado de México, donde se proyecta la construcción de un edificio constituido por cinco sótanos para estacionamiento, planta baja y nueve niveles superiores. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.

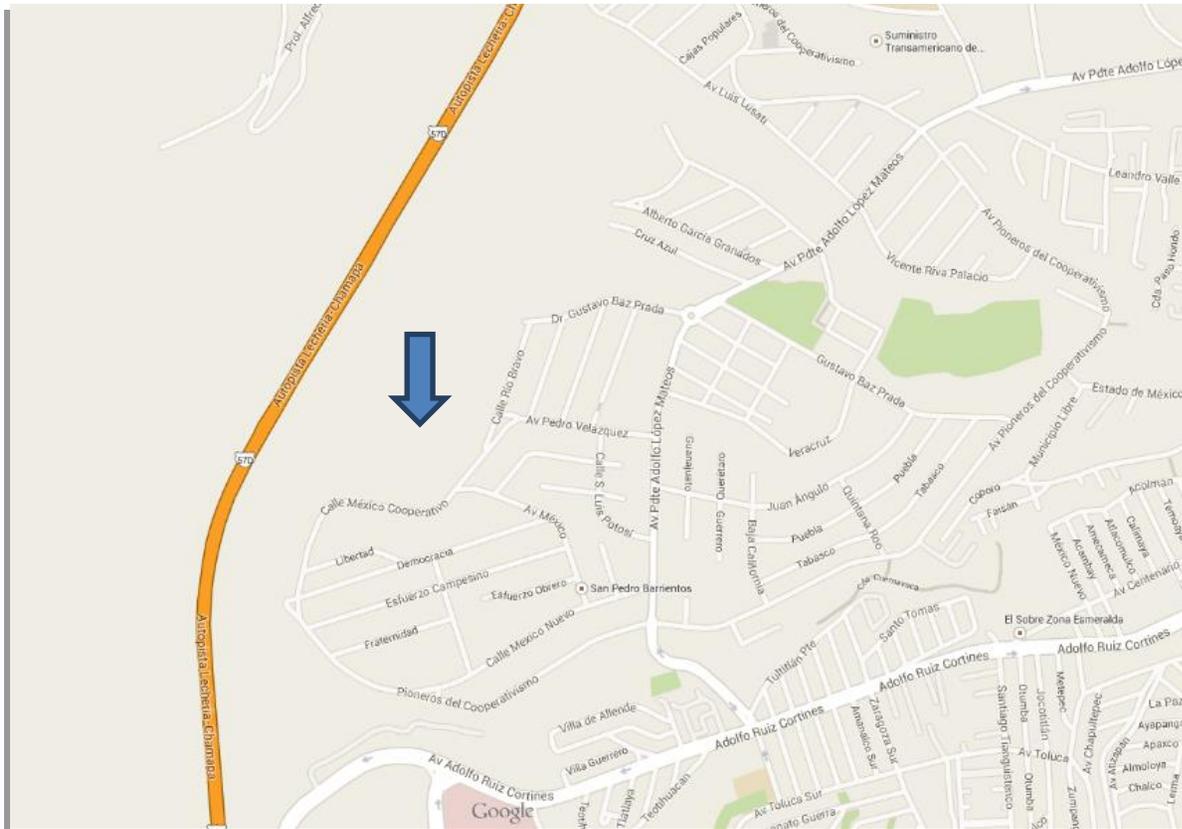


FIGURA 1. LOCALIZACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS

1.2.- Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico denominado “Edificio Ford”, plantea el sembrado de una estructura constituida por 5 sótanos para estacionamiento, y planta baja y nueve niveles superiores para Oficinas. El nivel de piso terminado del último sótano se ubicara -16.80 m considerando que el nivel 0.00 quedara en la cota 2393.

El edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto armado, y en las figuras 2 a 5 se presentan las plantas arquitectónicas de la estructura a construirse.

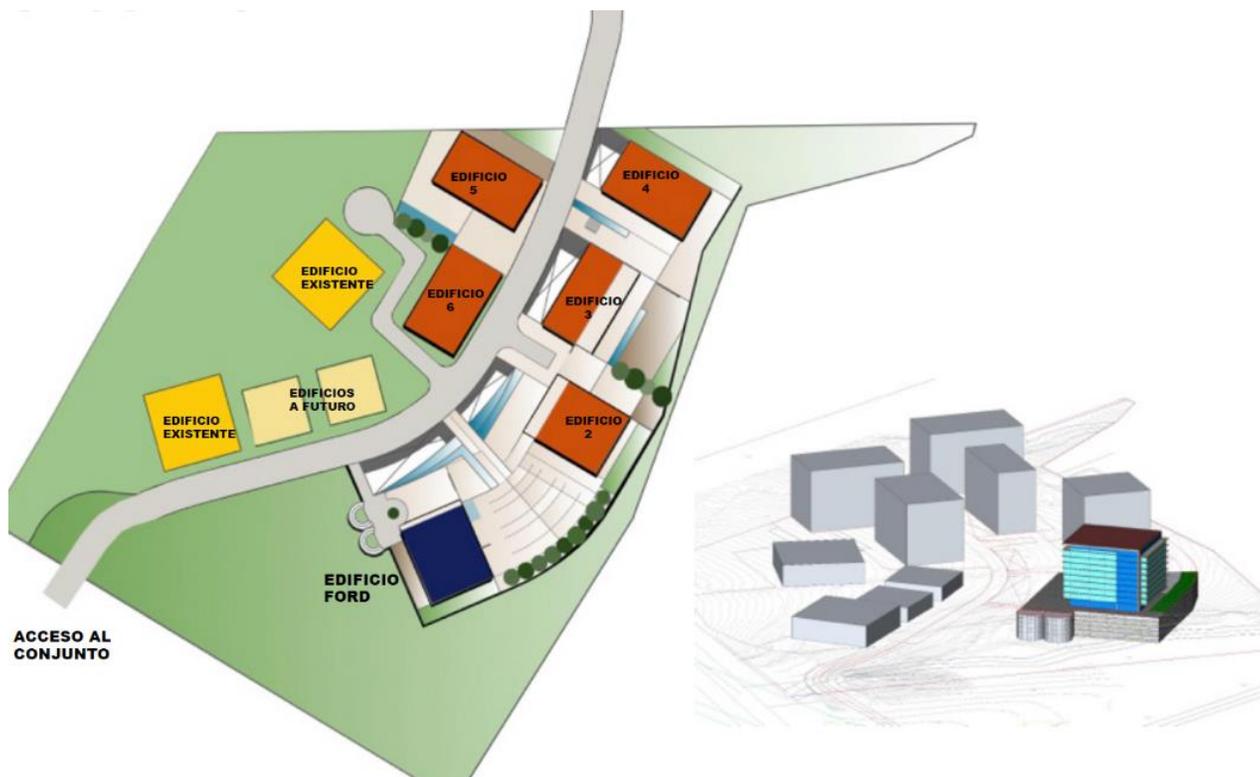
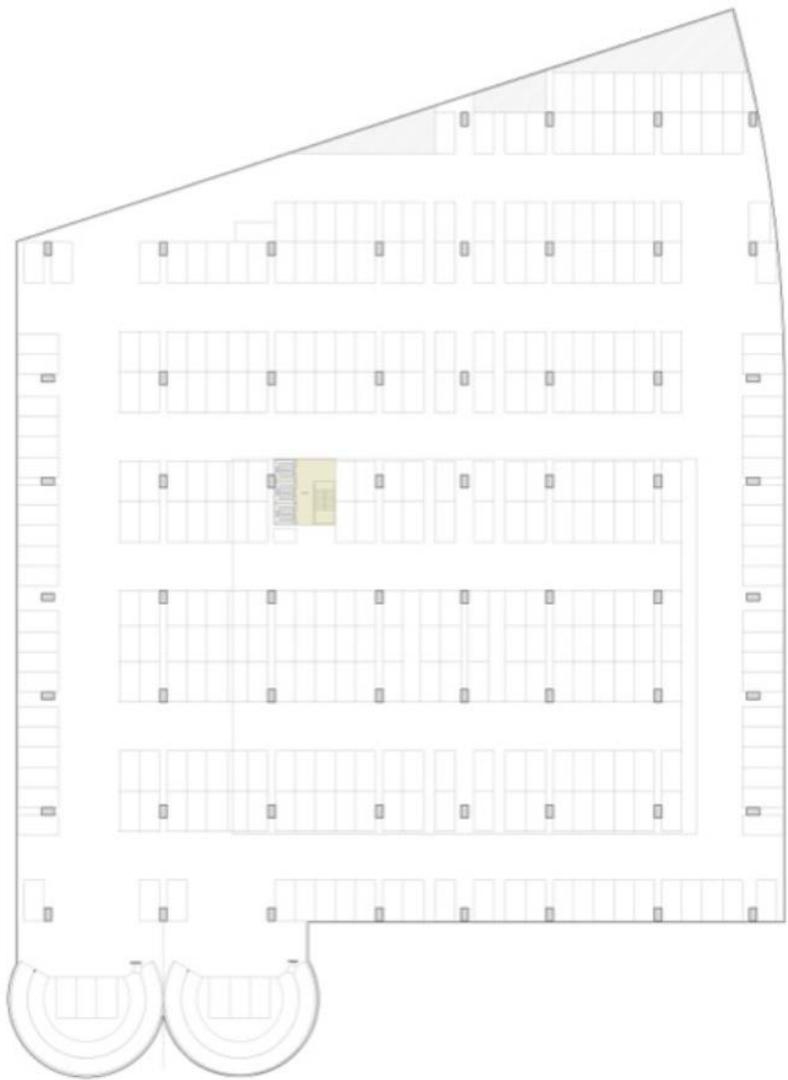


FIGURA 2. CONJUNTO



**ESTACIONAMIENTO TIPO
368 CAJONES**

FIGURA 3. SÓTANO TIPO



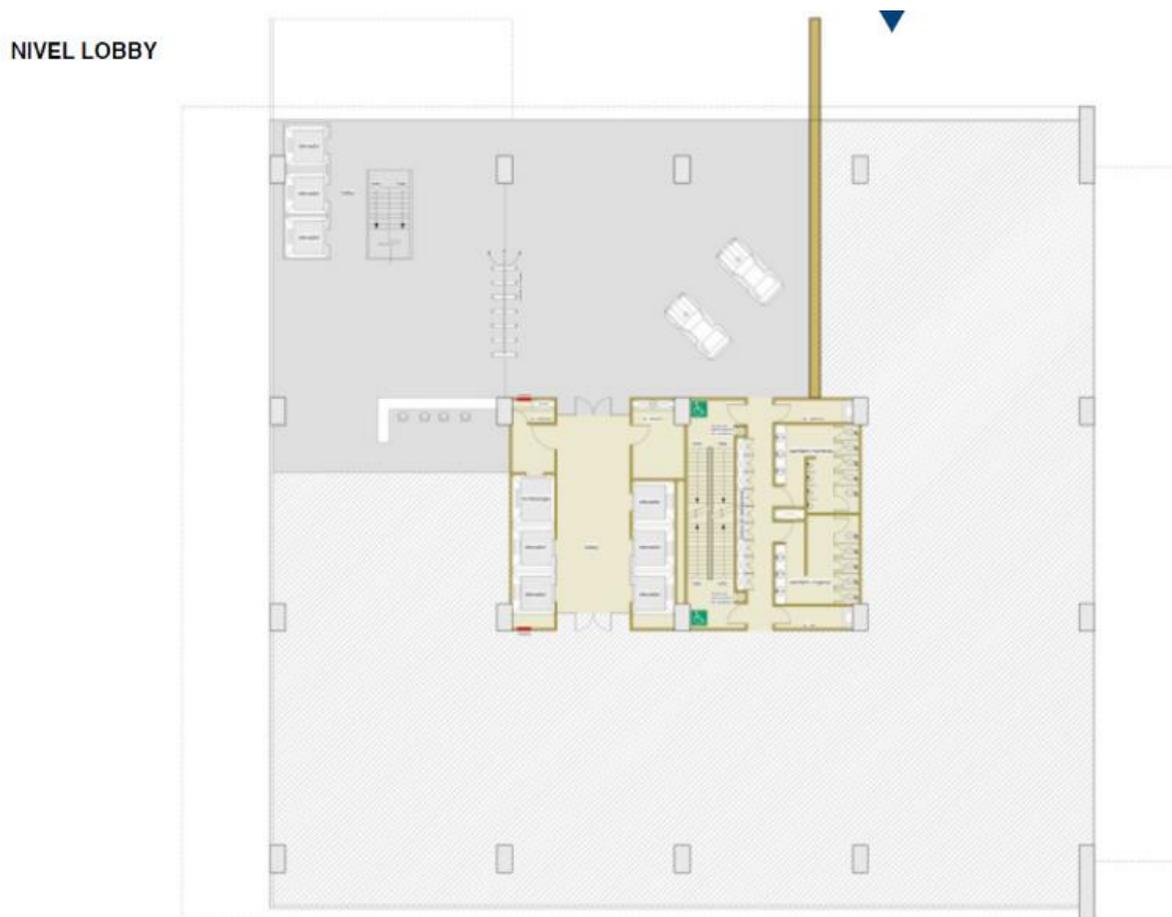


FIGURA 4. PLANTA NIVEL LOBBY

PLANTA TIPO



FIGURA 5. PLANTA TIPO.

En la figura 6 se presentan un corte esquemático del Edificio Ford

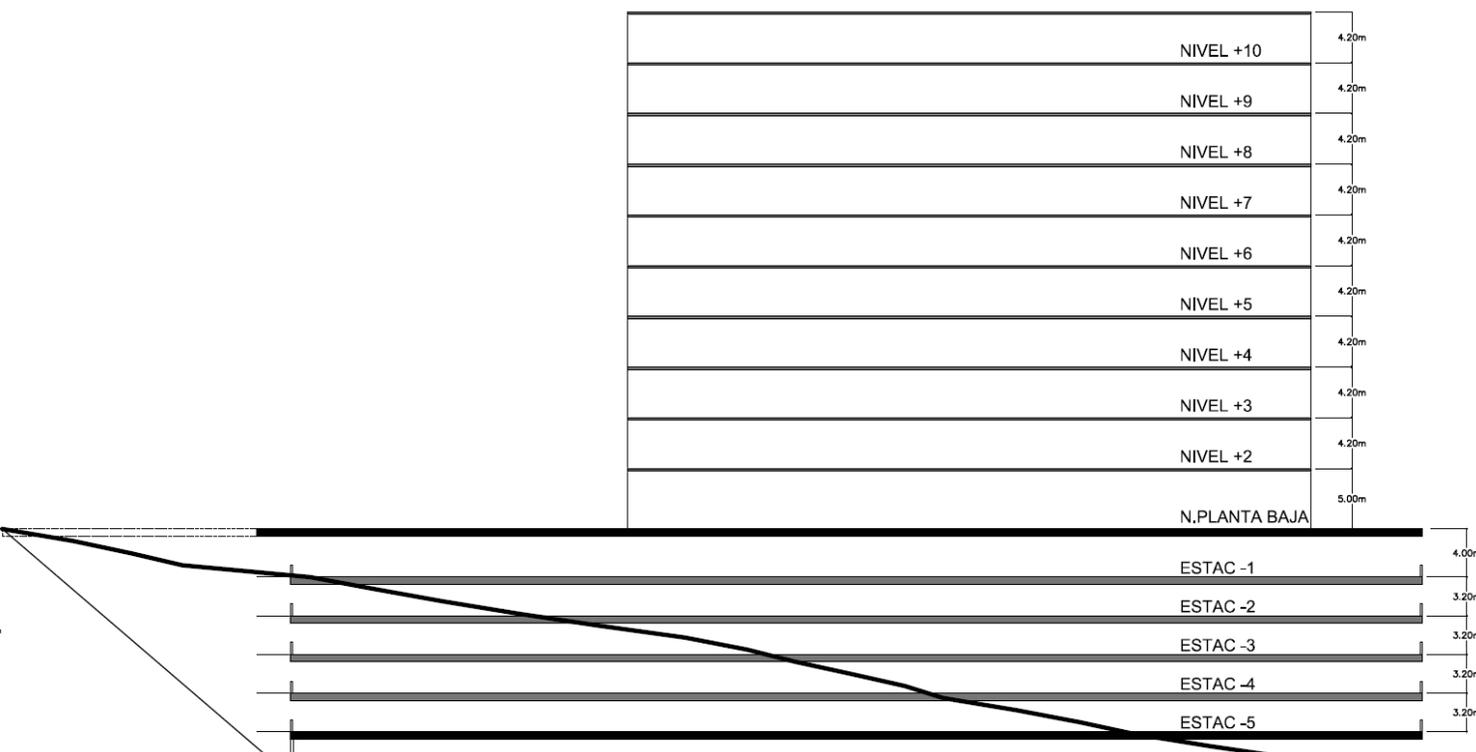


FIGURA 6. CORTE ESQUEMÁTICO

1.4.- Topografía

La topografía actual del terreno presenta una superficie inclinada con pendientes variables y plataformas a diferentes niveles. El área analizada forma parte de una barranca, por lo que muestra diversas pendientes en forma descendente, con desniveles considerables hacia el Sur-poniente del predio, como se puede observar en la figura 8.

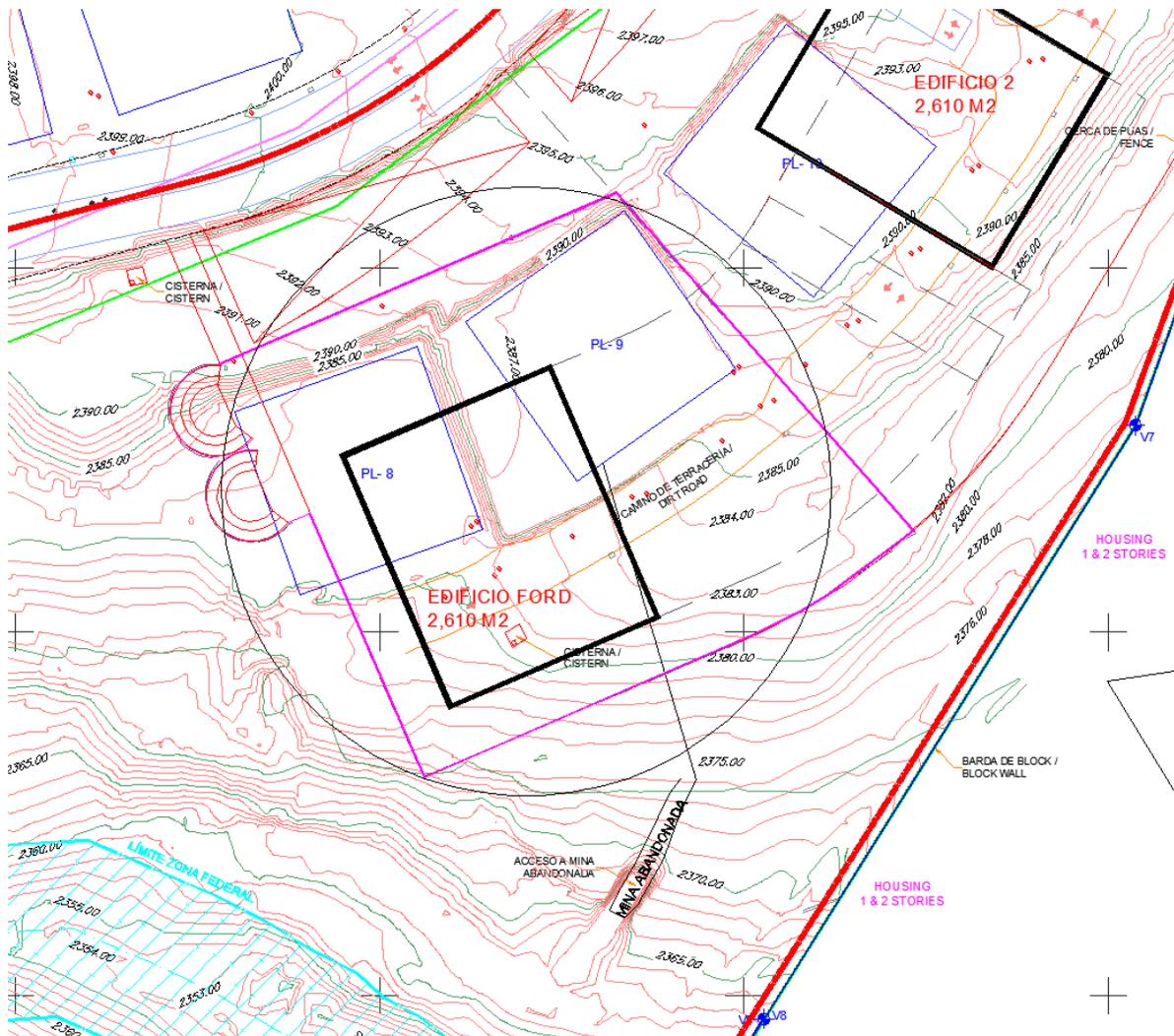


FIGURA 8. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL SITIO DE INTERÉS

1.5.- Objetivos

De acuerdo a la zonificación Geotécnica el sitio de interés se ubica en la Zona I denominada de Lomas, que se caracteriza básicamente por tener depósitos tobaceos y materiales pumíticos, que fueron explotados en forma subterránea durante las décadas 60 y 70, por lo que fue necesario realizar sondeos profundos que permitan evaluar las condiciones de continuidad, resistencia y compacidad de los depósitos profundos por debajo de las estructuras proyectadas, y de acuerdo a los resultados obtenidos se dictaminará el desplante de la cimentación más adecuado que garantice la estabilidad de la misma.

Dado que el predio de interés se encuentra dentro del perímetro de las denominadas “zonas minadas”, donde los depósitos naturales del subsuelo fueron explotados a cielo abierto y en forma subterránea, modificando la topografía de la superficie del terreno, de forma aleatoria.

Posteriormente las áreas deprimidas explotadas, algunas fueron rellenadas en diferentes épocas y ocupando diferentes áreas, sin ningún control en cuanto a la calidad de los materiales de relleno, ni en su procedimiento de colocación, dando lugar a rellenos heterogéneos tanto en su constitución como en su compacidad, que actualmente constituyen los materiales que afloran a la superficie del terreno en el área de interés.

De igual forma el estudio tiene como fin establecer la profundidad a la que se encuentran los materiales resistentes, ya que el subsuelo en el predio de interés se encuentra en una zona cercana donde existían minas de explotación de materiales en forma subterránea a partir de las laderas de barrancas, las cuales en ocasiones y posteriormente fueron cubiertas con materiales de relleno colocados a volteo.

La importancia de la exploración profunda es debido al conocimiento de la existencia de tobas blandas en el sitio de interés y de acuerdo a su resistencia se establecerá la alternativa de cimentación más adecuada y el sistema de retención para mantener estables los taludes requeridos.

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



IMÁGENES DE LOS SONDEOS PROFUNDOS REALIZADOS DENTRO DEL PREDIO

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 realizaron en el sitio de interés un total de **7 sondeos profundos** de tipo penetración estándar, los cuales se efectuaron a entre 8 y 20m de profundidad, denominados SPT-1a SPT-7; además para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo se realizaron en el terreno **diez pozos a cielo abierto**, denominados PCA-1 a PCA-10, ambos ubicados en lugares estratégicamente seleccionados, con el fin de conocer la existencia de rellenos de mala calidad y espesores de capa vegetal, la estratigrafía del subsuelo y sus características de resistencia y deformabilidad, así como los espesores correspondientes para cada estrato encontrado.



FOTOS DE LA EJECUCIÓN DE UN SONDEO PROFUNDO Y DE UNA DE LAS MUESTRAS ALTERADAS OBTENIDAS DEL MISMO

2.2.- Pozos a cielo abierto

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

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

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de aproximadamente 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 no se detectó la presencia de agua en los pozos realizados, sobre todo en los pozos ubicados en las zonas bajas del terreno.

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.

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 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.

En la figura9 se presenta un croquis con la ubicación de los pozos y de los sondeos profundos realizados dentro del terreno.

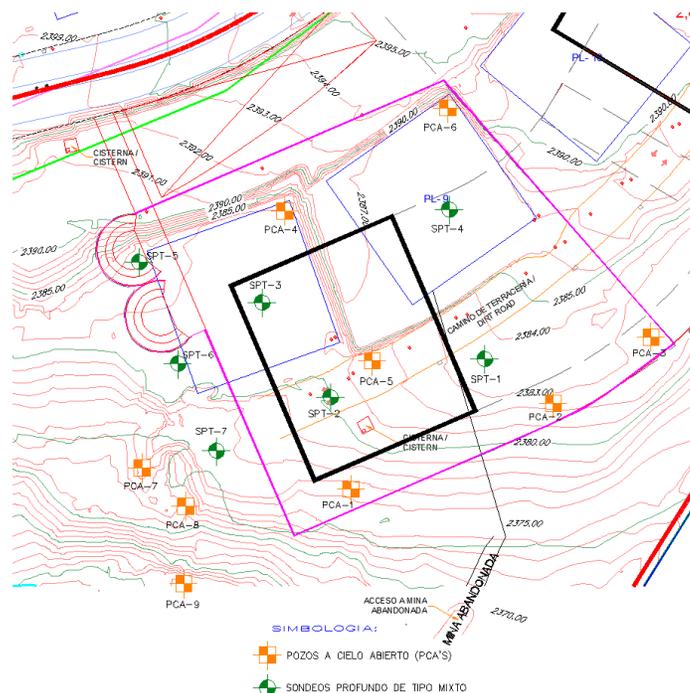


FIGURA 9.UBICACIÓN DE SONDEOS PROFUNDOS Y POZOS A CIELO ABIERTO

Los perfiles de cada uno de los pozos excavados se muestran en las figuras 10 a 19.

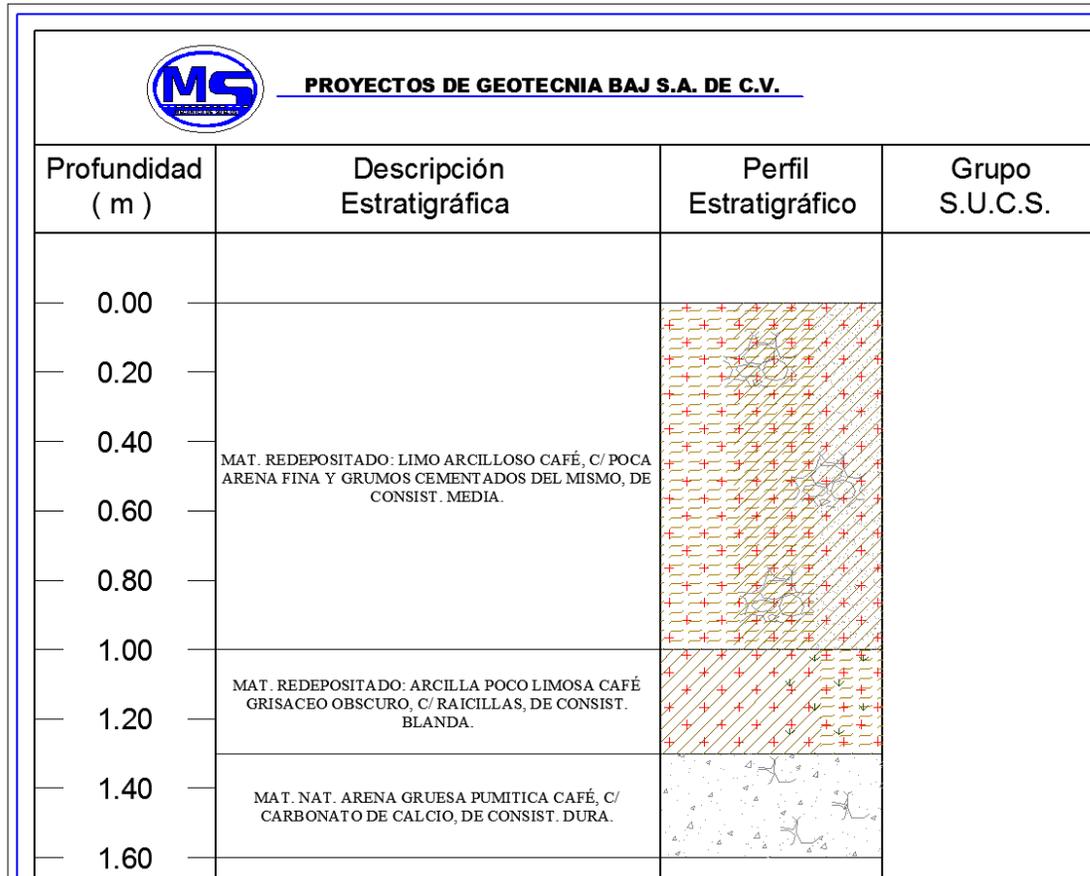


FIGURA 10. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 1

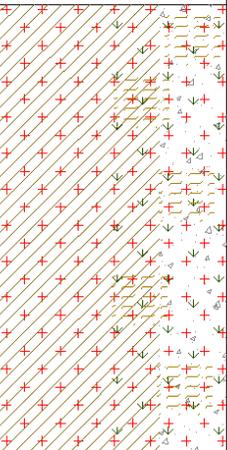
 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	MAT. REDEPOSITADO: ARCILLA ARENOSA PUMITICA CAFÉ OSCURO, C/ RAICILLAS Y GRUMOS CEMENTADOS DE LIMO, DE CONSIST. MEDIA.		
0.20			
0.40			
0.60			
0.80			
1.00			
1.20	LIMO CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA, MAT. CEMENTADO.		
1.40			



FIGURA 11. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 2

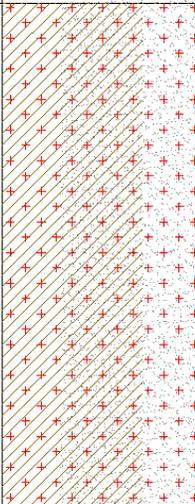
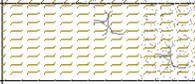
 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00			
0.20	MAT. REDEPOSITADO: LIMO ARENOSO CAFE, DE CONSIST. DURA.		
0.40			
0.60			
0.80			
1.00			
1.20	MAT. REDEPOSITADO: ARCILLA ARENOSA PUMITICA CAFE OSCURO, C/ GRUMOS CEMENTADOS DEL MISMO, DE CONSIST. MEDIA.		
1.40			
1.60			
1.80			
2.00			
2.20	MAT. NATURAL: LIMO CEMENTADO CAFE, C/ ESCASA ARENA FINA Y CARBONATO DE CALCIO.		



FIGURA 12. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 3

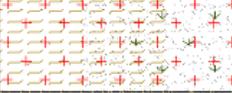
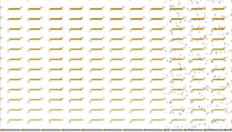
 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	MAT. REDEPOSITADO: LIMO ARENOSO CAFÉ, C/ RAICILLAS DE CONSIST. BLANDA.		
0.20			
0.40	MAT. NATURAL: LIMO C/ POCA ARENA CAFÉ Y PEQUEÑAS OQUEDADES, MATERIAL CEMENTADO.		
0.60			



FIGURA 13. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 4

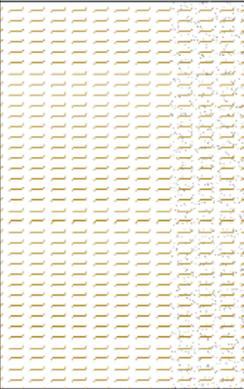
 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	LIMO C/ ESCASA ARENA FINA CAFÉ, DE CONSISTENCIA DURA.		
0.20			
0.40			
0.60			
0.80			
1.00			



FIGURA 14. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 5

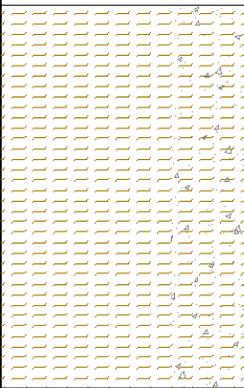
 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	LIMO CAFÉ C/ POCAPOCA ARENA PUMITICA, MATERIAL CEMENTADO.		
0.20			
0.40			
0.60			
0.80			
1.00			



FIGURA 15. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 6

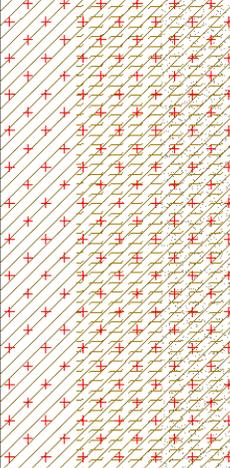
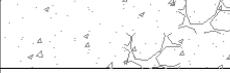
 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	MAT. REDEPOSITADO: ARCILLA LIMOSA CAFÉ, C/ POCA ARENA, GRUMOS CEMENTADOS DEL MISMO Y PLASTICOS AISLADOS.		
0.20			
0.40			
0.60			
0.80			
1.00			
1.20	MATERIAL NATURAL: ARENA GRUESA PUMITICA, C/ GRAVAS AISLADAS CAFÉ GRISACEO CLARO, DE CONSIST.DURA.		
1.40			
1.60			



FIGURA 16. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 7

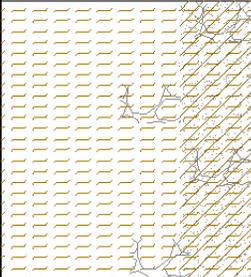
 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	MAT. NATURAL: LIMO POCO ARCILLOSO, C/ POCA ARENA, GRAVAS AISLADAS Y CARBONATO DE CALCIO, DE CONSIST. DURA.		
0.20			
0.40			
0.60			
0.80			
1.00			



FIGURA 17. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 8

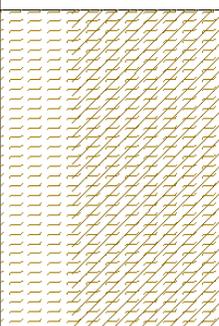
 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	LIMO ARCILLOSO, C/ PEQUEÑAS OQUEDADES, CAFÉ POCO ROJIZO, DE CONSISTENCIA DURA.		
0.20			
0.40			
0.60			
0.80			
1.00			
1.20			



FIGURA 18. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 9

 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00			
0.20	LIMO CAFÉ CLARO, CON ESCASA ARENA FINA Y PEQUEÑAS OQUEDADES, MATERIAL CEMENTADO.		
0.40			
0.60			
0.80			



FIGURA 19. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 10

Se realizó el levantamiento de los Taludes existentes en el terreno en Estudio, los cuales se observan en las figuras 20 a 25.

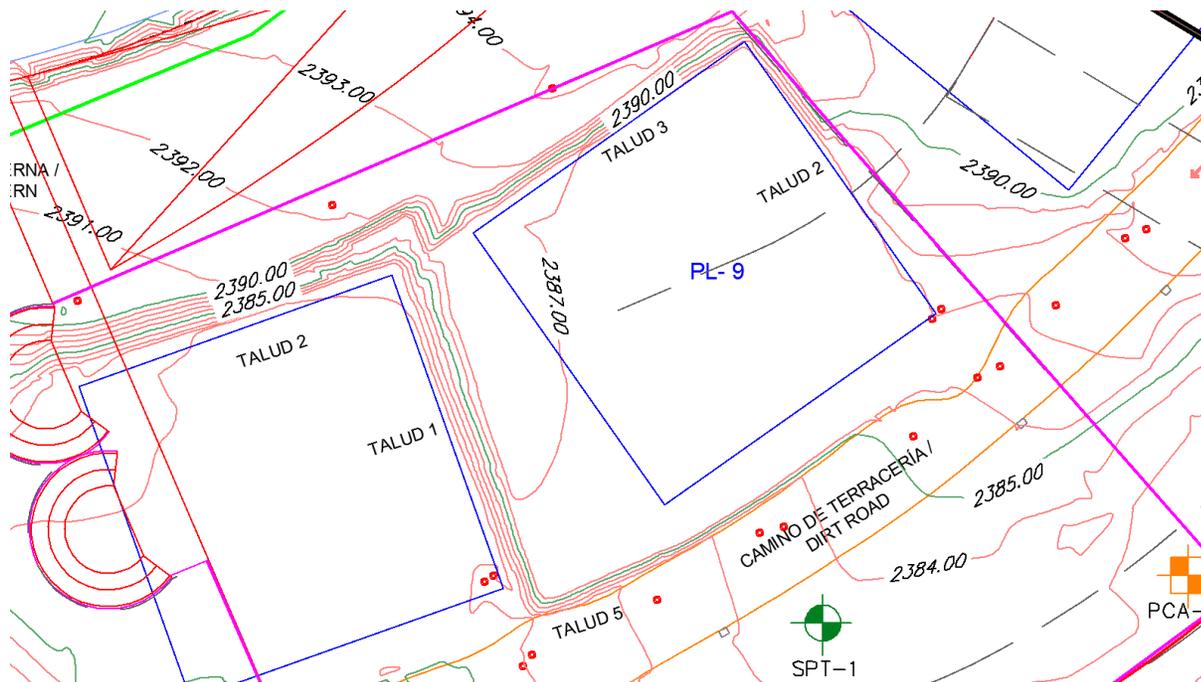


FIGURA 20. UBICACIÓN DE LOS TALUDES EXISTENTES



FIGURA 21. PERFIL ESTRATIGRÁFICO TALUD - 1



FIGURA 22. PERFIL ESTRATIGRÁFICO TALUD – 2



FIGURA 23. PERFIL ESTRATIGRÁFICO TALUD – 3



FIGURA 24. PERFIL ESTRATIGRÁFICO TALUD – 4



FIGURA 25. PERFIL ESTRATIGRÁFICO TALUD – 5

2.3 .-Sondeos profundos con equipo mecánico

Se realizaron en el sitio de interés siete sondeos profundos mediante el uso de maquinaria rotatoria Long Year 34. Los sondeos profundos fueron de tipo Penetración Estándar denominados SPT-1 a SPT-7, realizados entre 10m y 20 m de profundidad cada uno, y permitirán obtener los parámetros para determinar la capacidad de carga del terreno y la magnitud de los asentamientos máximos esperados, así como de conocer la continuidad del suelo y determinando si existen o no cavidades subterráneas.

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 compactación, 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. Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los golpes necesarios para llevar la penetración del tubo partido de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N .

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compactación 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

En las figuras 26 a 32 se presentan los registros de campo de los sondeos profundos realizados en el sitio de interés.



PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ SA DE CV

REGISTRO DE EXPLORACION

Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
0.00	0.60	21	41	31	38			TP	Limo poco arenoso color café obscuro
0.60	0.90	18	50/15		30			TP	Limo poco arenoso color café obscuro
0.90	1.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
1.20	1.35	50/15			15			TP	Limo arenoso color café obscuro
1.35	1.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
1.80	1.95	50/15			15			TP	Limo arenoso color café obscuro
1.95	2.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
2.40	2.70	38	50/15		30			TP	Limo grumoso poco arenoso color café obscuro
2.70	3.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
3.00	3.25	38	50/10		25			TP	Limo grumoso poco arenoso color café obscuro
3.25	3.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
3.60	4.05	31	50/30		45			TP	Limo grumoso poco arenoso color café obscuro
4.05	4.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
4.20	4.60	39	50/25		40			TP	Limo arenoso color café obscuro
4.60	4.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
4.80	5.15	14	50/20		40			TP	Limo grumoso poco arenoso color café obscuro
5.15	5.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
5.40	5.80	35	50/25		25			TP	Limo poco arenoso color café obscuro
5.80	6.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
6.00	6.30	31	50/15		30			TP	Limo poco arenoso color café obscuro
6.30	6.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
6.60	7.00	26	50/25		25			TP	Limo poco arenoso color café obscuro
7.00	7.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
7.20	7.55	27	50/20		24			TP	Limo poco arenoso color café obscuro
7.55	7.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
7.80	8.20	31	50/25		35			TP	Limo poco arenoso color café obscuro
8.20	8.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
8.40	8.75	36	50/20		35			TP	Limo poco arenoso color café obscuro
8.75	9.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
9.00	9.35	38	50/20		30			TP	Limo poco arenoso grumoso con poca arcilla color café obscuro
9.35	9.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
9.60	9.95	43	50/20		28			TP	Limo poco arenoso grumoso con poca arcilla color café obscuro
9.95	10.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
10.20	10.55	30	50/20		35			TP	Limo grumoso poco arcilloso color café obscuro
RA DE MUESTRA		OBSERVACION: SE HICERON DOS VIAJES DE AGUA EN CAMIONETA						Operador: EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: ING. RENE OVANDO	

FIGURA 26. REGISTRO DE CAMPO SONDEO SPT – 1 (PARTE 1).



PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ SA DE CV

REGISTRO DE EXPLORACION



FIGURA 27. REGISTRO DE CAMPO SONDEO SPT – 2 (PARTE 1).

Numero		Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
Muestra	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance		
1	0.00	0.30	13	50/15		25			TP	Limo poco arenoso color café oscuro	
-	0.30	0.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
2	0.60	1.20	15	43	15	50			TP	Limo grumoso poco arenoso color café oscuro	
3	1.20	1.80	23	43	15	50			TP	Limo grumoso poco arenoso color café oscuro	
4	1.80	2.40	5	15	9	40			TP	Limo grumoso poco arenoso color café oscuro	
5	2.40	3.00	12	23	15	30			TP	Limo poco arenoso color café oscuro	
6	3.00	3.45	6	50/30		37			TP	Arena pomítica poco limosa color café oscuro	
-	3.45	3.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
7	3.60	4.05	27	50/30		39			TP	Arena pomítica poco limosa color café oscuro	
-	4.05	4.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
8	4.20	4.80	16	44	38	55			TP	Limo arenoso color café oscuro con Arena pomítica	
9	4.80	5.20	23	50/25		35			TP	Limo arenoso color café oscuro	
-	5.20	5.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
10	5.40	5.75	22	50/20		35			TP	Limo arenoso color café oscuro	
-	5.75	6.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
11	6.00	6.30	33	50/15		28			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café oscuro	
-	6.30	6.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
12	6.60	6.75	50/15			15			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café oscuro	
-	6.75	7.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
13	7.20	7.35	50/15			15			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café oscuro	
-	7.35	7.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
14	7.80	7.95	50/15			15			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café oscuro	
-	7.95	8.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
15	8.40	8.60	35	50/05		20			TP	Limo arenoso poco grumoso color café oscuro	
-	8.60	9.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
16	9.00	9.45	33	50/30		22			TP	Limo arenoso poco grumoso color café oscuro	
-	9.45	9.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
17	9.60	9.95	45	50/20		30			TP	Limo arenoso color café claro	
-	9.95	10.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
18	10.20	10.50	30	50/15		16			TP	Limo arenoso color café claro	
-	10.50	10.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
19	10.80	11.00	34	50/5		12			TP	Limo arenoso color café claro	
-	11.00	11.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica	
20	11.40	11.80	33	50/25		17			TP	Limo arenoso color café claro	
SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY		OBSERVACION:		SE ARRASTRO LA MAQUINA APROX 60 MTS DEL SPT-1 AL SPT-2 SE ACARREO AGUA EN CAMIONETA 2 VIAJES						Operador: EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: ING. RENE OVANDO	





PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ SA DE CV

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	EDIFICIO FORD				HOJA	1
UBICACIÓN:	ATIZAPAN DE ZARAGOZA	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6	
SONDEO:	SPT-3	FECHA DE INICIO:	6-oct-14	FECHA DE TERMINACION:	7-oct-14	
N.A.F.:	NO SE DETECTO					

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
1	0.00	0.35	14	50/20			16		TP	Limo arenoso cementado color café claro
-	0.35	0.60		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
2	0.60	0.75	50				13		TP	Limo arenoso color café claro
-	0.75	1.20		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
3	1.20	1.35	50				15		TP	Limo arenoso color café claro
-	1.35	1.80		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
4	1.80	2.25	16	50			37		TP	Limo arenoso color café claro
-	2.25	2.40		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
5	2.40	2.55	50				14		TP	Limo arenoso color café claro
-	2.55	3.00		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
6	3.00	3.17	46	50/2			16		TP	Limo arenoso color café claro
-	3.17	3.60		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
7	3.60	4.20	16	29	33		40		TP	Limo arenoso con Arena pomitica empacada color café claro
8	4.20	4.80	22	27	16		30		TP	Arena pomitica empacada en limo arenoso color café claro
9	4.80	5.40	20	24	18		40		TP	Limo arenoso con Arena pomitica empacada color café claro
10	5.40	6.00	27	33	40		34		TP	Parte/S Arena pomitica color café claro Parte/I Limo arenoso color café oscuro
11	6.00	6.20	35	50/5			20		TP	Limo arenoso color café oscuro
-	6.20	6.60		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
12	6.60	6.70	50/10				10		TP	Limo arenoso color café oscuro
-	6.70	7.20		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
13	7.20	7.50	30	50/15			23		TP	Limo arenoso color café oscuro
-	7.50	7.80		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
14	7.80	8.10	39	50/15			29		TP	Limo arenoso color café claro
-	8.10	8.40		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
15	8.40	8.80	31	50/25			36		TP	Limo arenoso color café claro
-	8.80	9.00		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
16	9.00	9.25	33	50/10			24		TP	Limo arenoso color café claro
-	9.25	9.60		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
17	9.60	9.75	50				15		TP	Limo arenoso color café claro
-	9.75	10.20		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
18	10.20	10.30	50/10				10		TP	Limo arenoso color café claro
-	10.30	10.80		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica
19	10.80	10.95	50				15		TP	Limo arenoso color café claro
-	10.95	11.40		AVANCE			-		BT	Avance con broca triconica

SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: ARRASTRE DE LA MAQUINA DEL SPT-2 AL SPT-3 APROX 75 MTS	Operador: EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: ING. RENE OVANDO
--	--	---

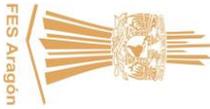
FIGURA 28. REGISTRO DE CAMPO SONDEO SPT - 3 (PARTE 1).





PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ SA DE CV

REGISTRO DE EXPLORACION



PROYECTO:	EDIFICIO FORD	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 316	HOJA	1
UBICACIÓN:	ATIZAPAN DE ZARAGOZA	FECHA DE INICIO:	7-oct-14	FECHA DE TERMINACION:	8-oct-14		
SONDEO:	SPT-4						
N.A.F.:							

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
1	0.00	0.30	30	50/15		25			TP	Limo arenoso color café claro
-	0.30	0.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
2	0.60	0.70	50/10			5			TP	Limo arenoso color café claro
-	0.70	1.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
3	1.20	1.30	50/10			9			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	1.30	1.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
4	1.80	1.95	50/15			15			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	1.95	2.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
5	2.40	2.55	50/15			15			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	2.55	3.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
6	3.00	3.15	50/15			15			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	3.15	3.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
7	3.60	3.75	50/15			15			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	3.75	4.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
8	4.20	4.35	50/15			15			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	4.35	4.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
9	4.80	4.90	50/10			10			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	4.90	5.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
10	5.40	5.55	50/15			15			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	5.55	6.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
11	6.00	6.15	50/15			15			TP	Limo arenoso poco cementado color café claro
-	6.15	6.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
12	6.60	6.85	31	50/10		25			TP	Limo arenoso color café oscuro
-	6.85	7.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
13	7.20	7.60	20	50/25		35			TP	Limo arenoso color café oscuro
-	7.60	7.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
14	7.80	8.05	41	50/10		20			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café claro
-	8.05	8.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
15	8.40	8.52	50/12			12			TP	Limo arenoso color café claro
-	8.52	9.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
16	9.00	9.10	50/10			8			TP	Limo arenoso color café claro
-	9.10	9.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
17	9.60	9.70	50/10			9			TP	Limo arenoso color café claro
-	9.70	10.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: ARRATRE DE LA MAQUINA DEL SONDEO SPT-4 ALSPT-5 SE REALIZARON 3 TRES MOVIMIENTOS DE APROXIMADAMENTE 280 MTS								Operador Supervisor:	EDUARDO RODRIGUEZ ING. RENE OVANDO

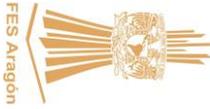
FIGURA 29. REGISTRO DE CAMPO SONDEO SPT - 4 (PARTE 1).





PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ SA DE CV

REGISTRO DE EXPLORACION



PROYECTO:	EDIFICIO FORD	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6	HOJA	2
UBICACIÓN:	ATIZAPAN DE ZARAGOZA	FECHA DE INICIO:	7-oct-14	FECHA DE TERMINACION:	8-oct-14		
SONDEO:	SPT-4						
N.A.F.:							

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
18	10.20	10.30	50/10			9			TP	Limo arenoso color café claro
-	10.30	10.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
19	10.80	10.90	50/10			10			TP	Limo arenoso color café claro
-	10.90	11.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
20	11.40	11.50	50/10			10			TP	Limo arenoso color café claro
-	11.50	12.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
21	12.00	12.13	50/13			11			TP	Limo arenoso color café claro
-	12.13	12.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
22	12.60	12.90	21	50/15		30			TP	Limo arenoso color café claro
-	12.90	13.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
23	13.20	13.35	50/15			15			TP	Limo arenoso color café claro
-	13.35	13.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
24	13.80	13.90	50/10			10			TP	Limo arenoso color café claro
-	13.90	14.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
25	14.40	14.50	50/10			10			TP	Limo arenoso color café claro
-	14.50	15.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
26	15.00	15.45	23	50/30		40			TP	Limo arenoso color café claro
-	15.45	15.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
27	15.60	16.05	38	50/30		35			TP	Arena pomítica poco limosa color café claro
-	16.05	16.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
28	16.20	16.50	26	50/15		27			TP	Limo arenoso color café claro
-	16.50	16.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
29	16.80	16.90	50/10			10			TP	Limo arenoso color café claro
-	16.90	17.40		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
30	17.40	17.50	50/10			8			TP	Limo arenoso color café claro
-	17.50	18.00		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
31	18.00	18.15	50/15			13			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café claro
-	18.15	18.60		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
32	18.60	18.70	50/10			10			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café claro
-	18.70	19.20		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
33	19.20	19.50	34	50/15		25			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café claro
-	19.50	19.80		AVANCE		-			BT	Avance con broca triconica
34	19.80	20.00	41	50/05		15			TP	Limo arenoso poco arcilloso color café claro

SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION:	ARRATRE DE LA MAQUINA DEL SONDEO SPT-4 ALSPT-5 SE REALIZARON 3 TRES MOVIMIENTOS DE APROXIMADAMENTE 280 MTS	Operador	EDUARDO RODRIGUEZ
SR= SIN RECUP. DE MUESTRA			Supervisor:	ING. RENE OVANDO
TSH= TUBO SHELBY				

FIGURA 29. REGISTRO DE CAMPO SONDEO SPT - 4 (PARTE 2).



En las figuras 33 a la 39 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de tipo penetración estándar, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

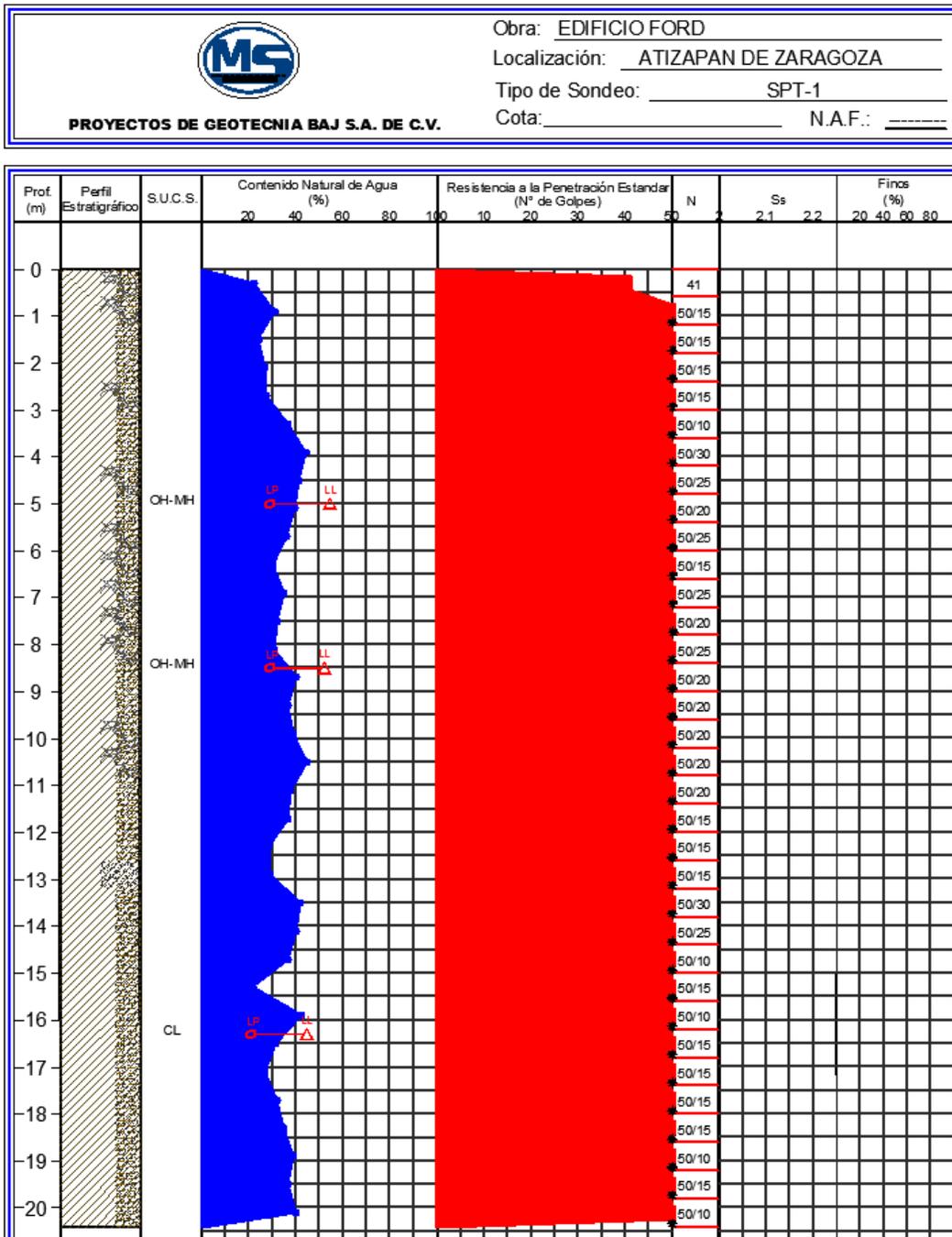


FIGURA 33. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SPT - 1



Obra: CONJUNTO VISTA HORIZONTE

Localización: HUIXQUILUCAN, EDO. MÉXICO

Tipo de Sondeo: SPT-2

Cota: _____ N.A.F.: _____

INGENIERIA GEOTECNICA OST S.A. DE C.V.

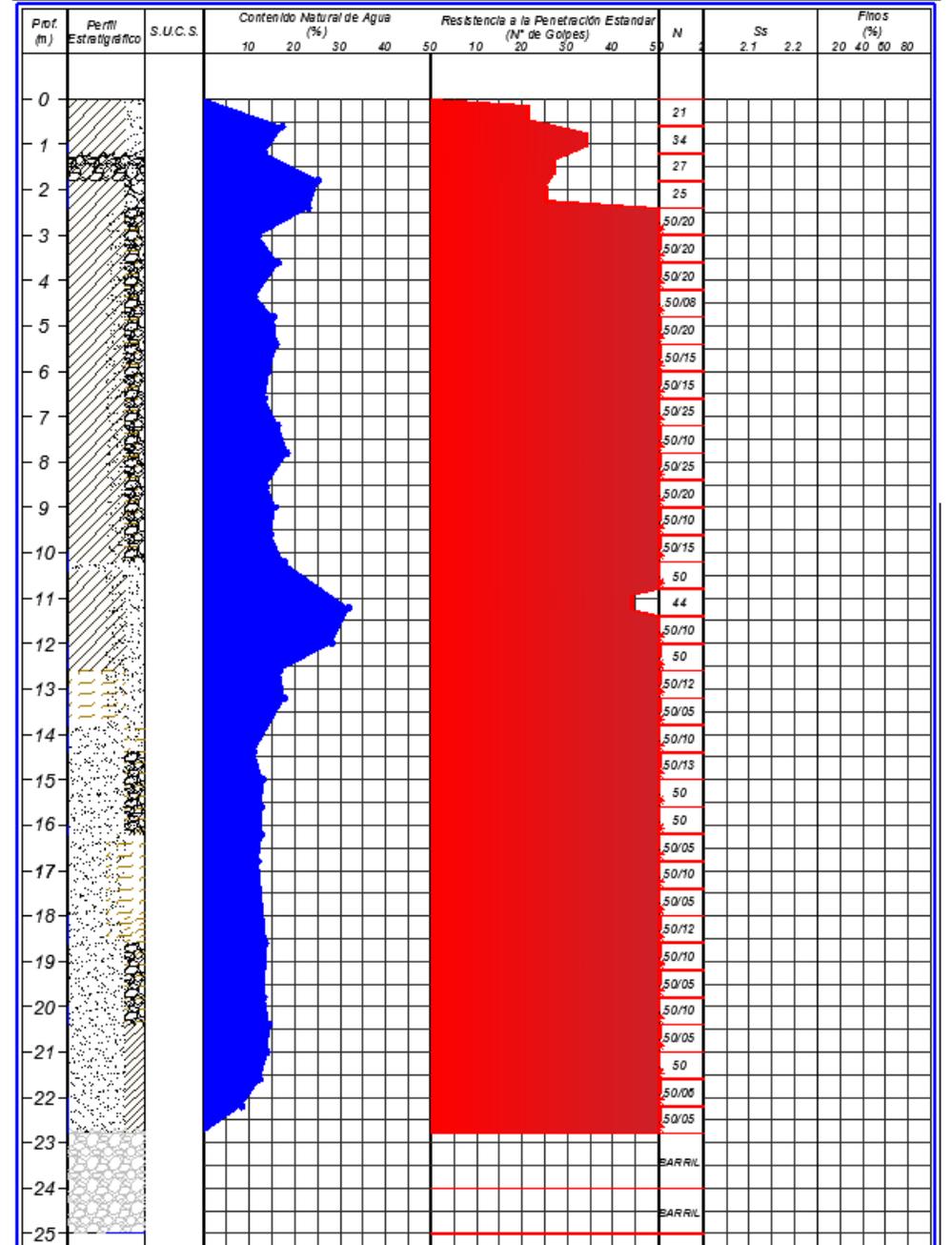


FIGURA 34. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SPT - 2

	Obra: <u>EDIFICIO FORD</u> Localización: <u>ATIZAPAN DE ZARAGOZA</u> Tipo de Sondeo: <u>SPT-3</u> Cota: _____ N.A.F.: _____
PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.	

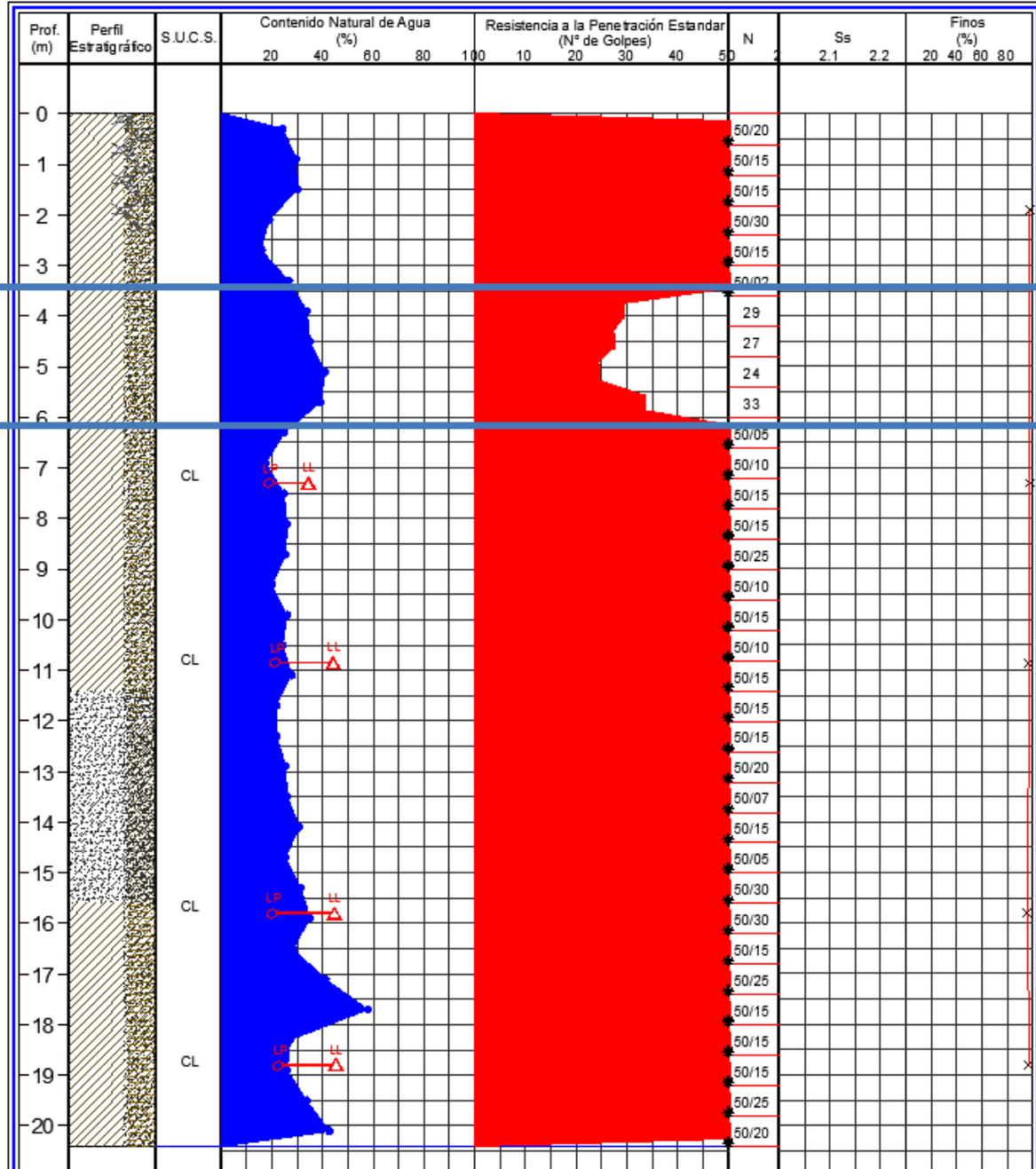


FIGURA 35. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SPT - 3

	Obra: <u>EDIFICIO FORD</u> Localización: <u>ATIZAPAN DE ZARAGOZA</u> Tipo de Sondeo: <u>SPT-4</u> Cota: _____ N.A.F.: _____
PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.	

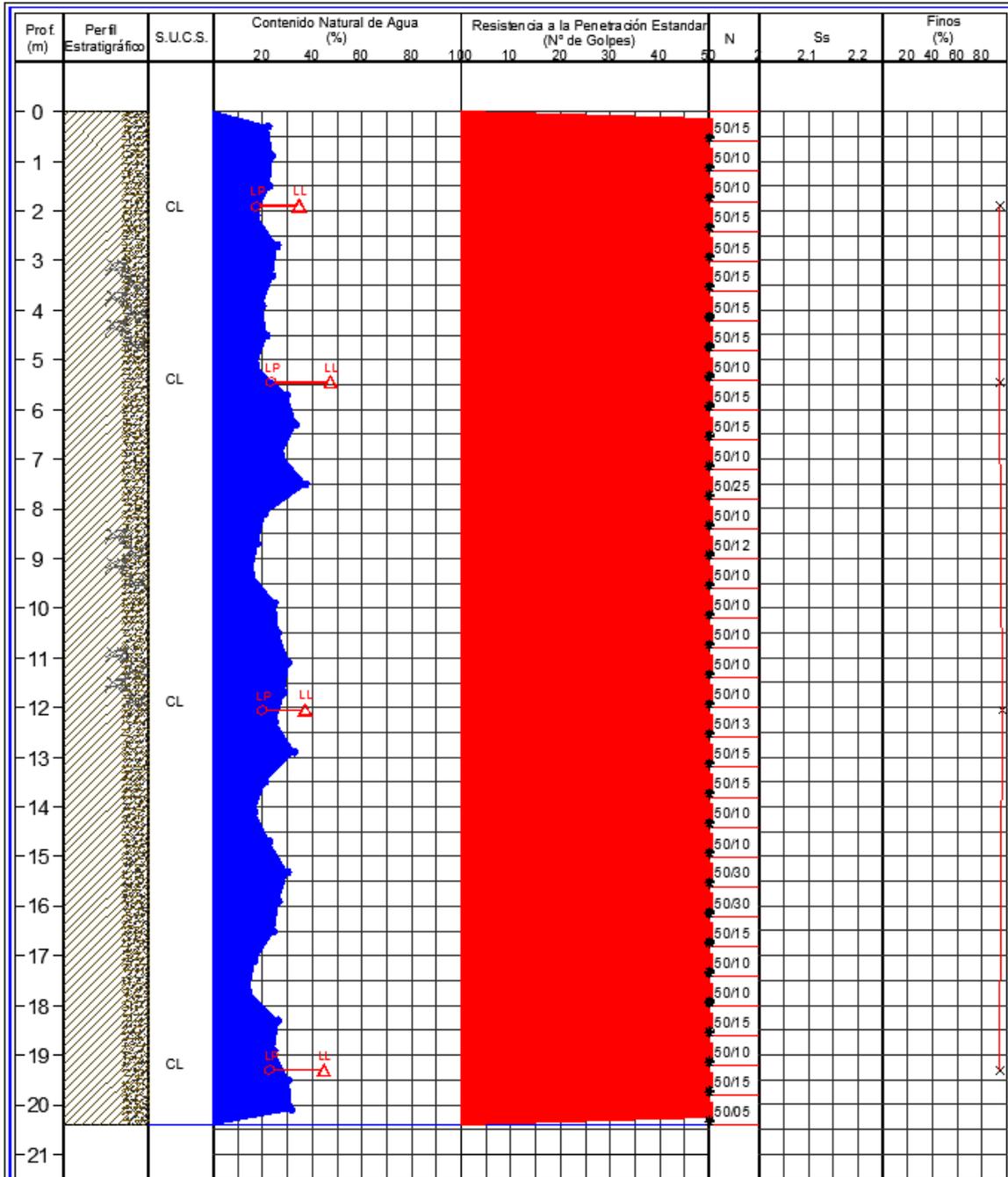


FIGURA 36. PERFIL ESTRATIGRÁFICOSPT – 4

 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.	Obra: <u>EDIFICIO FORD</u>
	Localización: <u>ATIZAPAN DE ZARAGOZA</u>
	Tipo de Sondeo: <u>SPT-5</u>
	Cota: _____ N.A.F.: _____

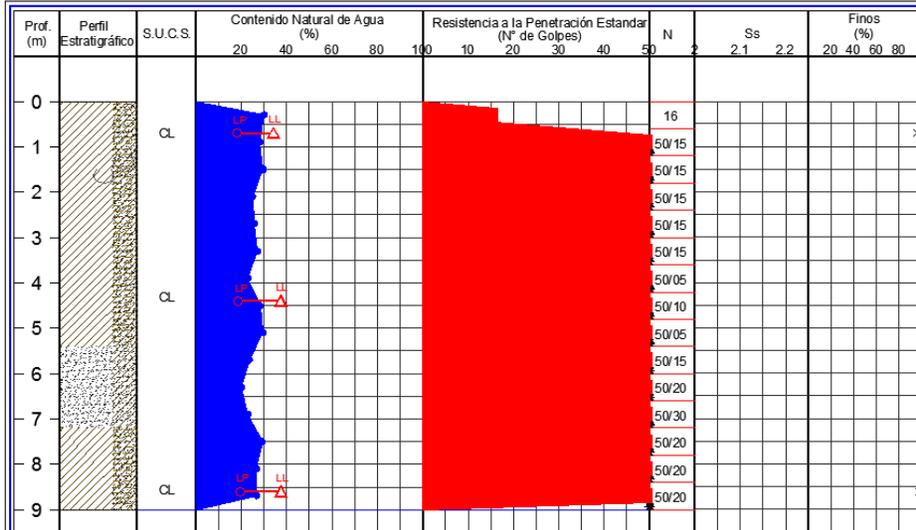


FIGURA 37. PERFIL ESTRATIGRÁFICOSPT – 5

 PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.	Obra: <u>EDIFICIO FORD</u>
	Localización: <u>ATIZAPAN DE ZARAGOZA</u>
	Tipo de Sondeo: <u>SPT-6</u>
	Cota: _____ N.A.F.: _____

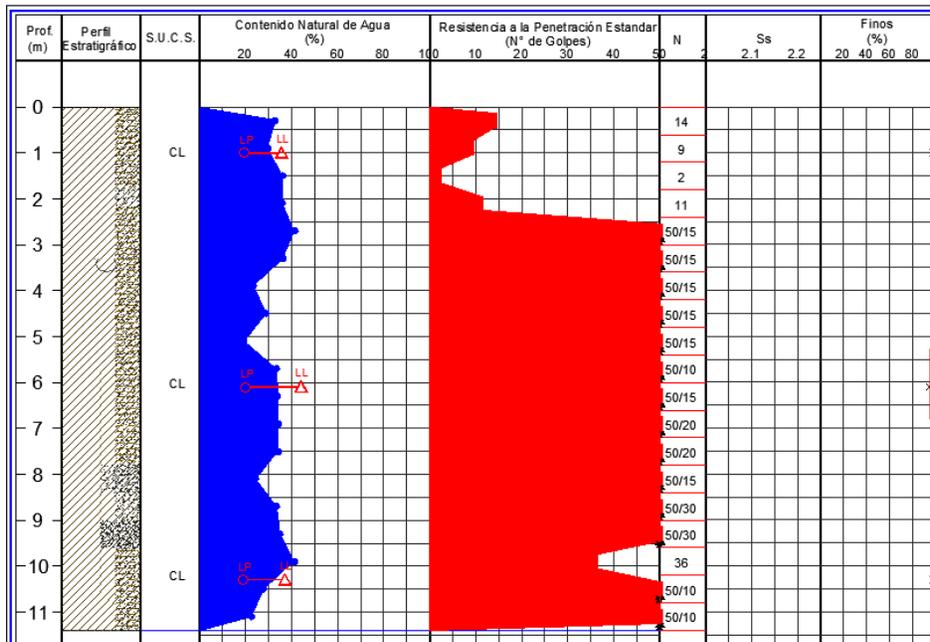


FIGURA 38. PERFIL ESTRATIGRÁFICOSPT – 6

	Obra: <u>EDIFICIO FORD</u> Localización: <u>ATIZAPAN DE ZARAGOZA</u> Tipo de Sondeo: <u>SPT-7</u> Cota: _____ N.A.F.: _____
PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.	

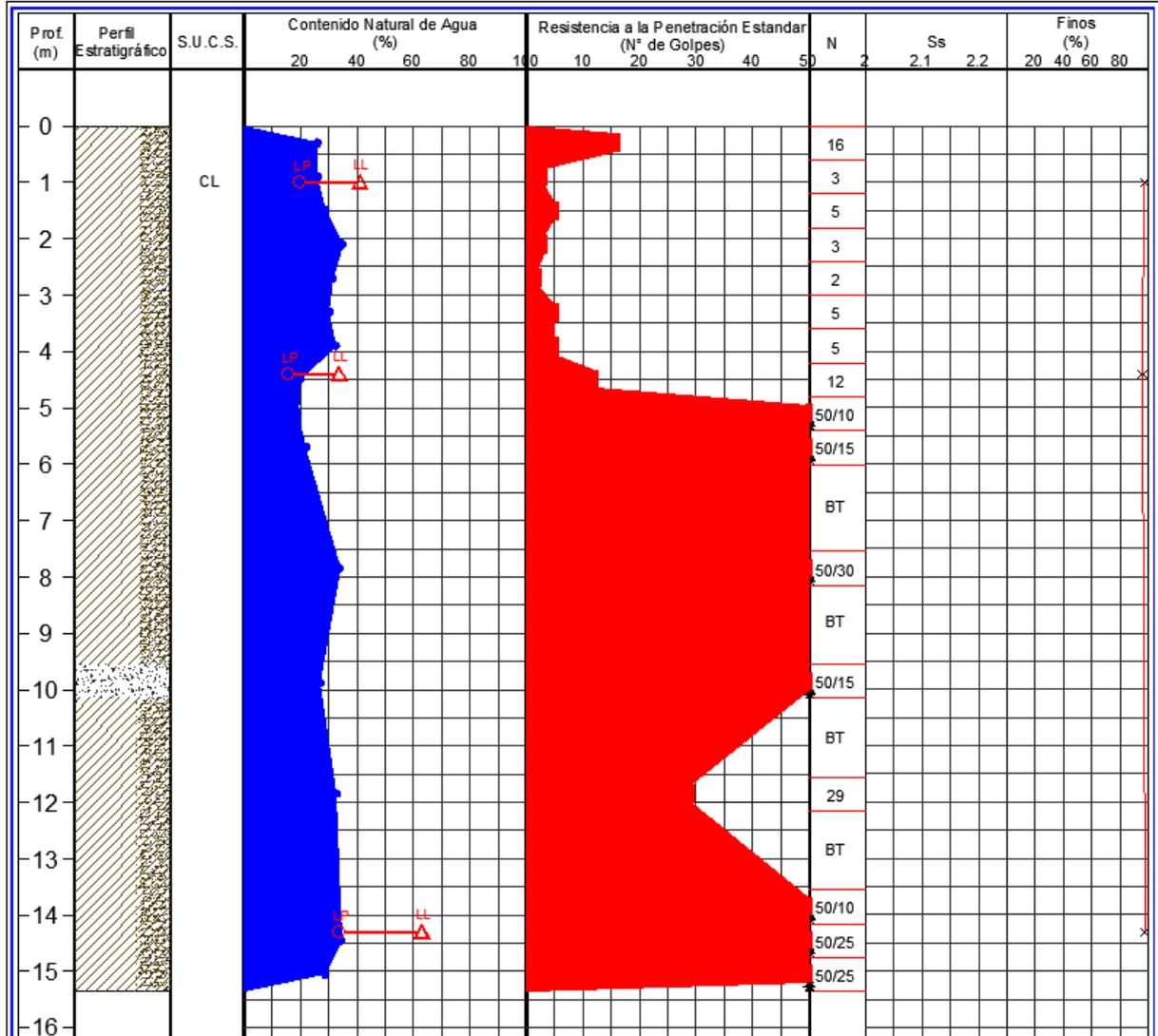


FIGURA 39. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SPT - 7

PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL

EQUIPO DE LABORATORIO

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

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

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:



LABRADO DE MUESTRAS Y PRUEBA DE LIMITES DE CONSISTENCIA

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.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 4.- Densidad de Sólidos

3.2 Muestras inalteradas

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

Propiedades Mecánicas

1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante

a) Compresión Triaxial Rápida UU



PRUEBA TRIAXIAL Y DE GRANULOMETRÍA

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 de Laboratorio).

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo de Laboratorio.

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).

En las figuras del Anexo de Laboratorio se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

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 de Laboratorio.

Anexo de Laboratorio

MS		PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.							
		CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA							
		OBRA: EDIFICIO FORD ATIZAPAN							
		SONDEO: PCA,S				FECHA:		06-oct-14	
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION	
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²		
PCA-1	0.00	402	25.00	92.80	78.00	27.92		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DUROS	
BOLSA	1.00								
BOLSA	1.00	209	24.80	90.40	73.00	36.10		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA	
	1.30								
MC	1.30	159	24.60	78.40	65.40	31.86		ARCILLA ARENOSA POMITICA CAFÉ ROJIZO	
	1.50								
PCA-2	0.00	610	25.00	81.60	63.90	45.50		ARCILLA ARENOSA CAFÉ OBSCURO	
BOLSA	1.25								
BOLSA	1.25	209-1	24.40	97.50	81.80	27.35		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON GRUMOS DUROS	
	1.50								



PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **EDIFICIO FORD ATIZAPAN**

SONDEO: **SPT-1**

FECHA:

06-oct-14

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
1	0.00 0.60	135	25.70	92.10	80.00	22.28		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DURS
2	0.60 0.90	4	24.70	78.40	65.70	30.98		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DURS
3	1.20 1.35	255	25.40	87.10	75.10	24.14		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA
4	1.80 1.95	198	24.10	89.90	76.10	26.54		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA
5	2.40 2.70	225	25.40	78.40	67.00	27.40		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DUROS
6	3.00 3.25	195	23.70	78.40	63.80	36.41		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA
7	3.60 4.05	404	25.50	91.00	70.90	44.27		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA
8	4.20 4.60	186	25.70	96.30	75.70	41.20		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DUROS
9	4.80 5.15	5	24.90	83.70	67.00	39.67		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DURS
10	5.40 5.80	721	24.60	84.20	68.40	36.07		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DUROS
11	6.00 6.30	131	25.00	77.60	65.40	30.20		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DUROS
12	6.60 7.00	165	23.20	82.00	66.90	34.55		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DUROS
13	7.20 7.55	146	24.10	79.60	66.10	32.14		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DUROS
14	7.80 8.20	245	25.70	74.20	62.80	30.73		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA



PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **EDIFICIO FORD ATIZAPAN**

SONDEO: **SPT-2**

FECHA:

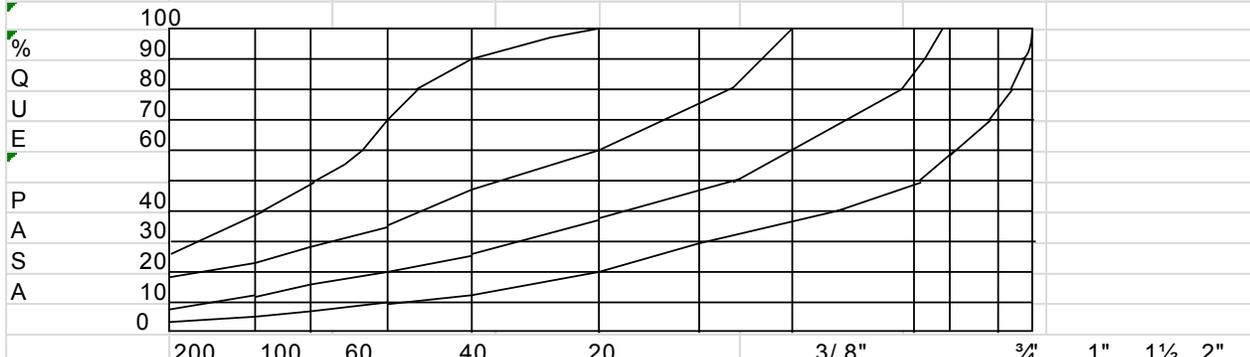
12-oct-14

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
1	0.00 0.30	743	23.80	128.60	106.80	26.27		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
2	0.60 1.20	274	23.70	127.20	103.00	30.52		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
3	1.20 1.80	725	24.90	124.10	102.20	28.33		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
4	1.80 2.40	5	24.70	128.90	104.20	31.07		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
5	2.40 3.00	254	26.10	133.50	108.90	29.71		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y GRUMOS DURO
6	3.00 3.45	11	24.70	95.60	77.00	35.56		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ AMARILLENTO CON POCA ARENA POMITICA
7	3.60 4.05	107	23.50	108.80	85.20	38.25		ARCILLA ARENOSA POMITICA CAFÉ AMARILLENTO
8	4.20 4.80	247	26.20	120.70	95.90	35.58		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
9	4.80 5.20	6	25.00	111.10	95.30	22.48		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
10	5.40 5.75	154	24.30	122.50	100.30	29.21		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
11	6.00 6.30	405	25.50	116.70	92.00	37.14		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON ESCASA ARENA FINA
12	6.60 6.75	85	25.60	115.50	95.80	28.06		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
13	7.20 7.35	243	25.80	101.00	83.90	29.43		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA
14	7.80 7.95	704	24.70	104.90	89.20	24.34		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CON POCA ARENA FINA

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

PROYECTO: EDIFICIO FORD ATIZAPAN			
SONDEO:	PCA-1	PROFUND.:	1.30-1.50 m
MUESTRA:	MC		
DATOS:			
W TARA:	24.60 Gr	Ws+T	65.40 Gr
Ws:	40.80 Gr		
MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1			
3/4"			
1/2"			
3/8"	2.80	6.86	93.14
1/4"	0.80	1.96	91.18
Nª4"	0.90	2.21	88.97
10.00	6.00	14.71	74.26
20.00	17.70	43.38	30.88
40.00	1.60	3.92	26.96
60.00	1.90	4.66	22.30
100.00	2.40	5.88	16.42
200.00	1.00	2.45	13.97
PASA 200	5.70	13.97	0.00
SUMA	40.80	0.00	0.00
GRAVA	11.03	%	
ARENA	75.00	%	
FINOS	13.97	%	
SUMA=	100.00	%	

100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0





PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: EDIFICIO FORD ATIZAPAN

SONDEO N°: PCA-1 MUESTRA: MC PROF.: 1.30-1.50 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ ROJIZO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	166	15.30	9.80	2.20	72.37
22	184	14.90	9.50	2.20	73.97
16	198	15.00	9.50	2.20	75.34
8	32	15.20	9.50	2.10	77.03

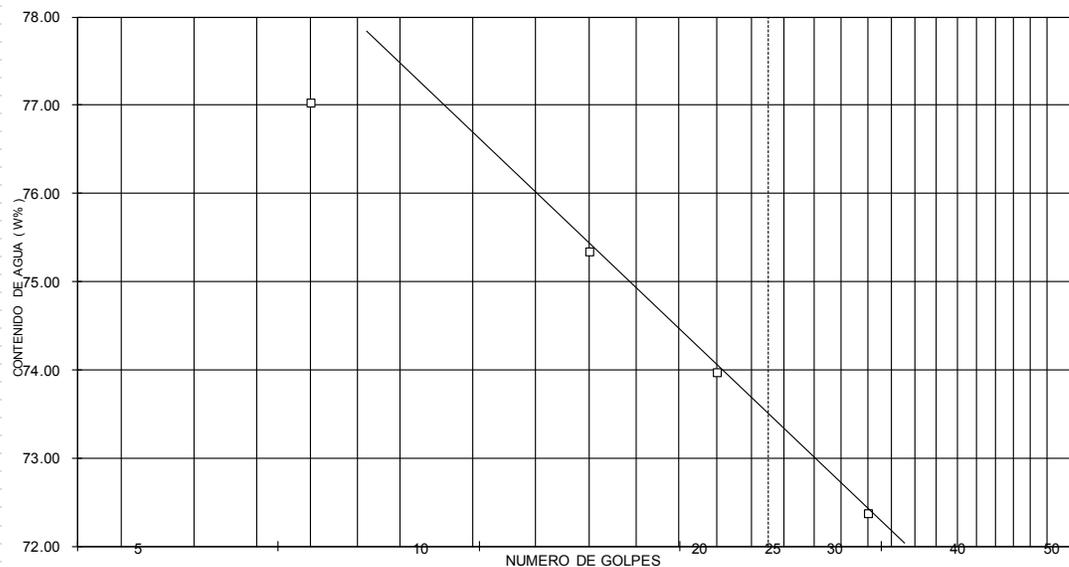
LIMITE PLASTICO

200	6.50	5.40	2.20	34.38
156	6.60	5.40	2.20	37.50

CONTRACCION LINEAL

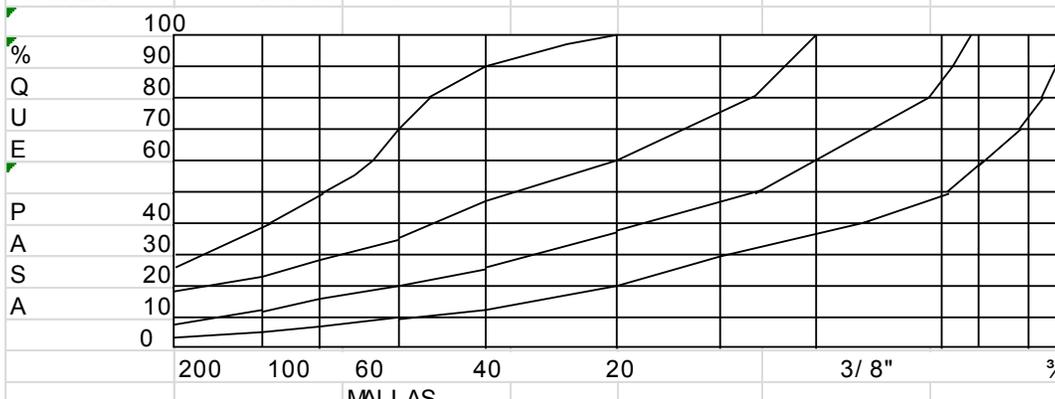
barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
73.40	35.94	37.46	OH-MH



ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: EDIFICIO FORD ATIZAPAN			
SONDEO:	SPT-1	PROFUND.:	4.80-5.15 m
MUESTRA:	9		
DATOS:			
W TARA:	24.90 Gr	Ws+T	67.00 Gr
Ws:	42.10 Gr		
MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			
N°4"		0.00	100.00
10.00		0.00	100.00
20.00	0.30	0.71	99.29
40.00	0.60	1.43	97.86
60.00	2.60	6.18	91.69
100.00	5.20	12.35	79.33
200.00	3.00	7.13	72.21
PASA 200	30.40	72.21	0.00
SUMA	42.10	0.00	0.00
GRAVA	0.00 %		
ARENA	27.79 %		
FINOS	72.21 %		
SUMA=	100.00 %		





PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: EDIFICIO FORD ATIZAPAN

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 9 PROF.: 4.80-5.15 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
39	37	16.10	11.34	2.20	52.08
31	18	15.70	11.00	2.20	53.41
23	82	16.00	11.10	2.20	55.06
15	40	15.80	10.90	2.30	56.98

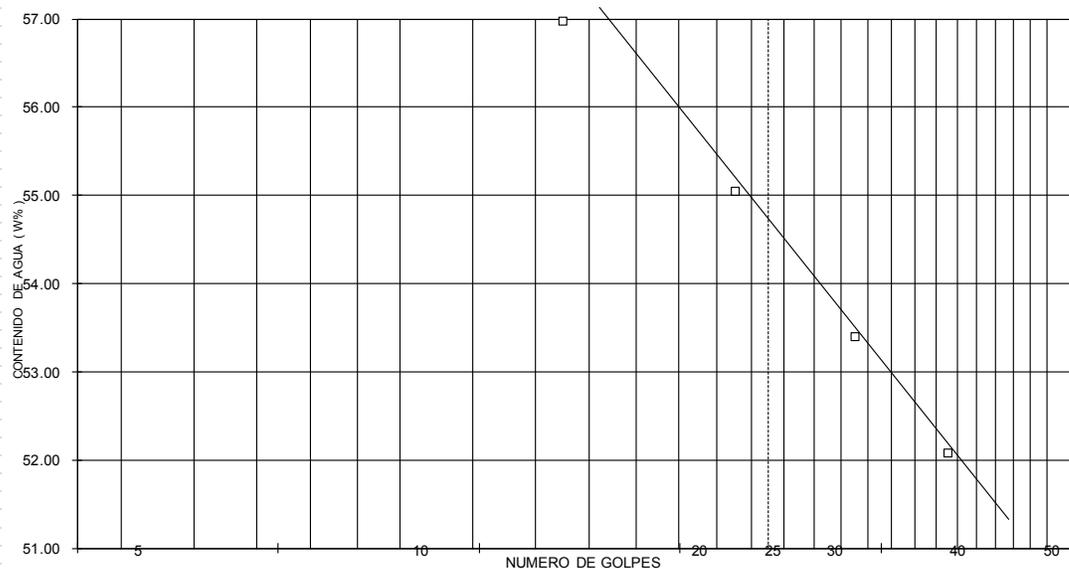
LIMITE PLASTICO

122	6.30	5.40	2.20	28.13
151	6.50	5.50	2.20	30.30

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
54.60	29.21	25.39	OH-MH

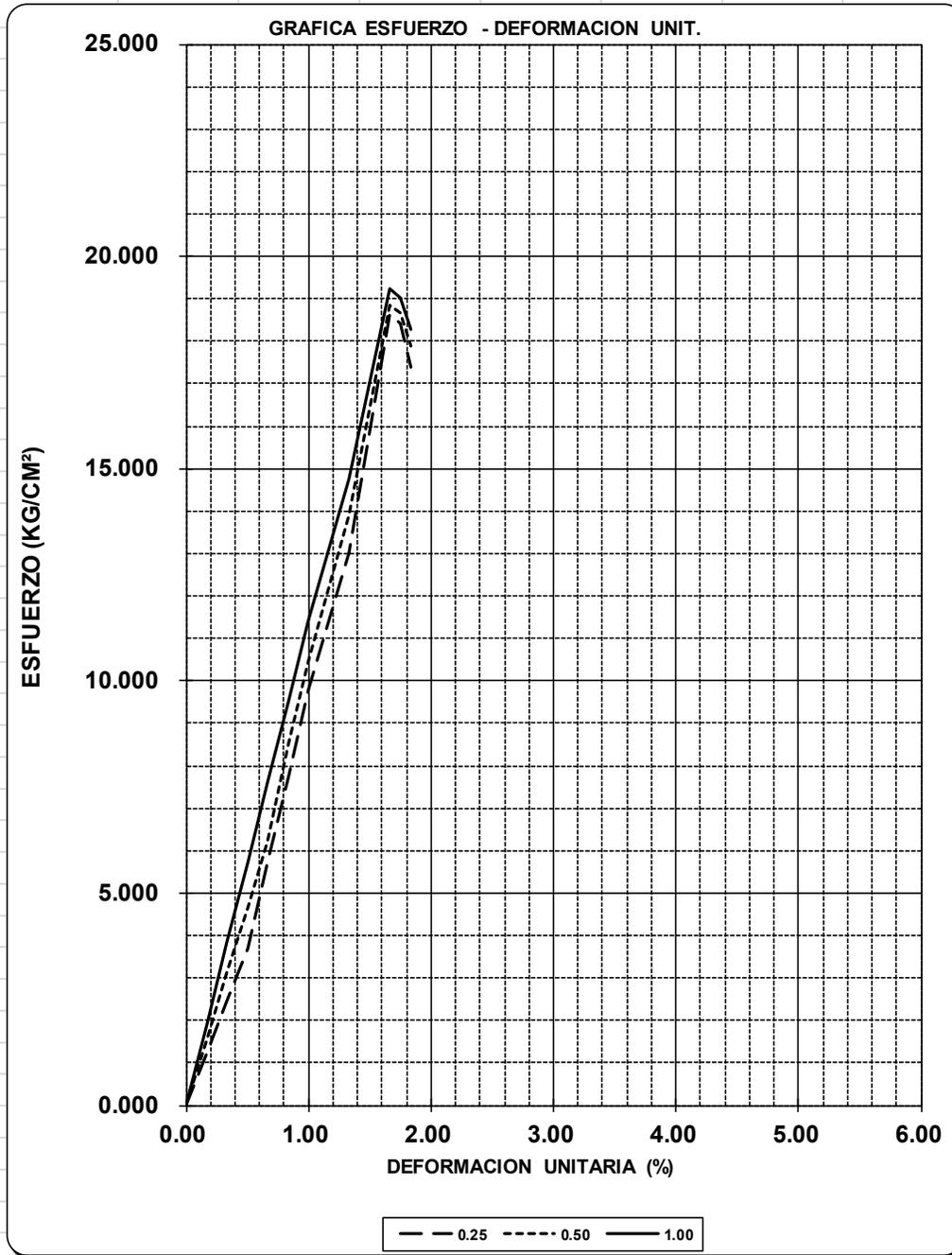


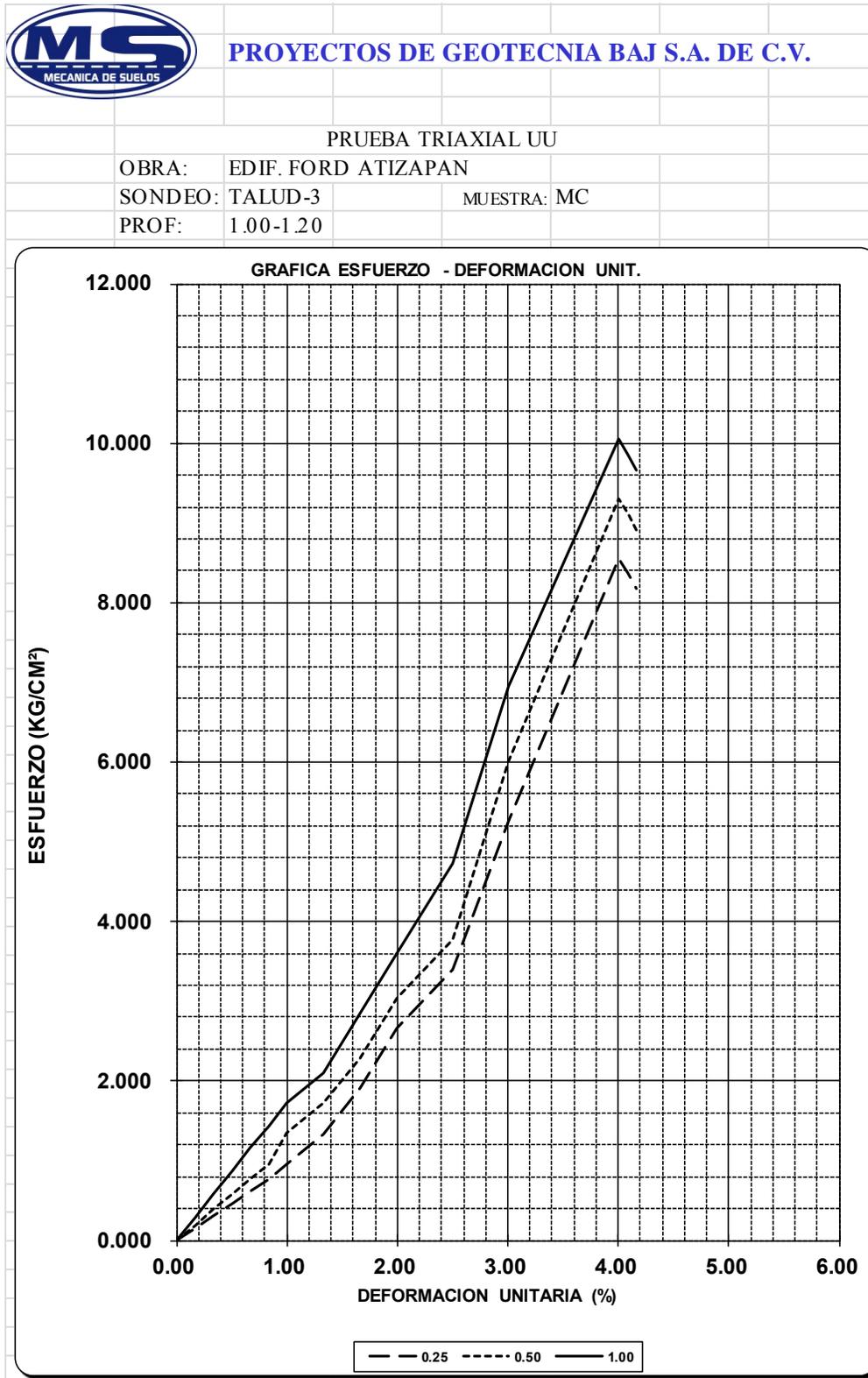


PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA:	EDIF. FORD ATIZAPAN
SONDEO:	PCA MUESTRA: TALUD-1
PROF:	1.00-1.20



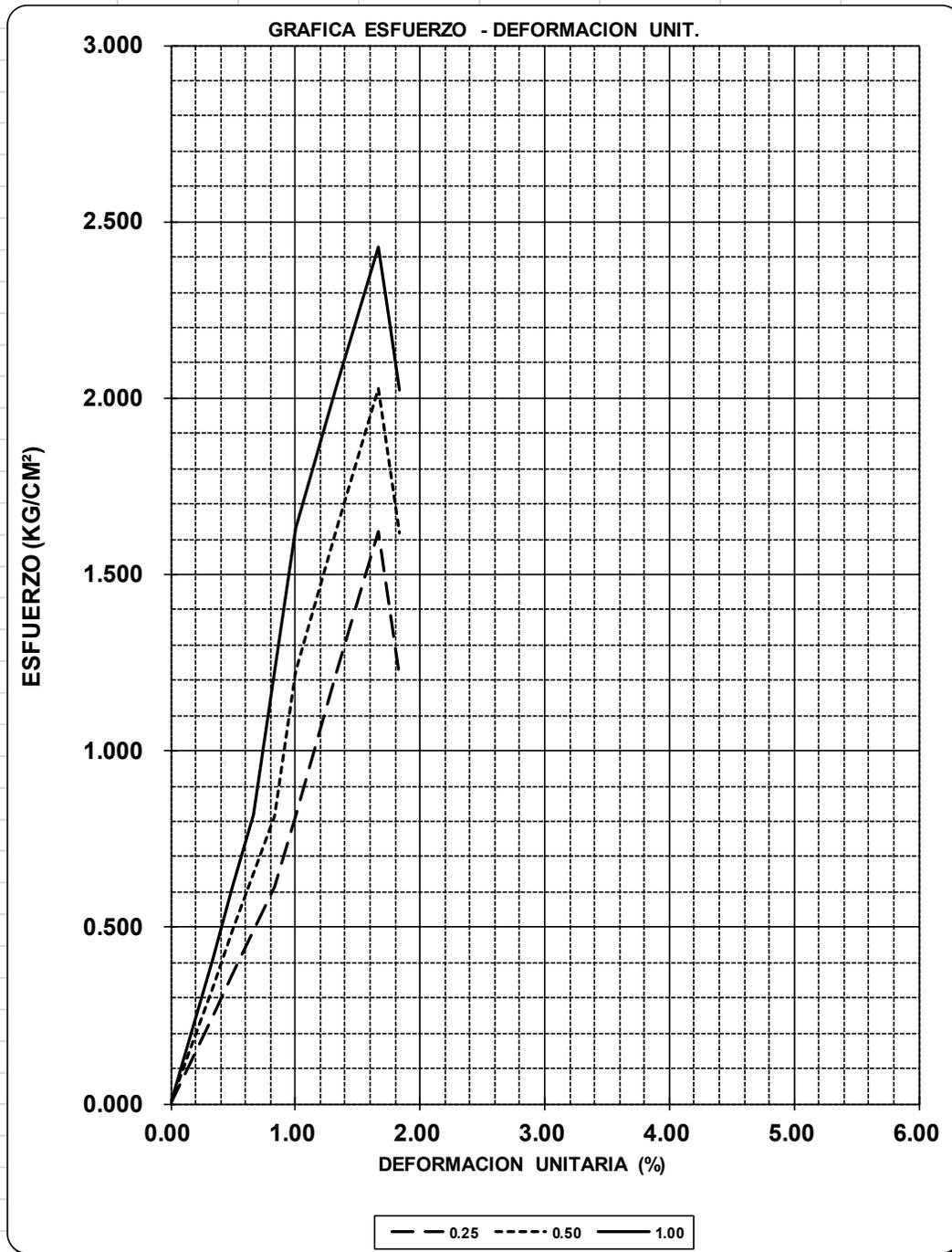




PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: EDIF. FORD ATIZAPAN
 SONDEO: PCA-5 MUESTRA: MC
 PROF: 0.00-1.00





PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.

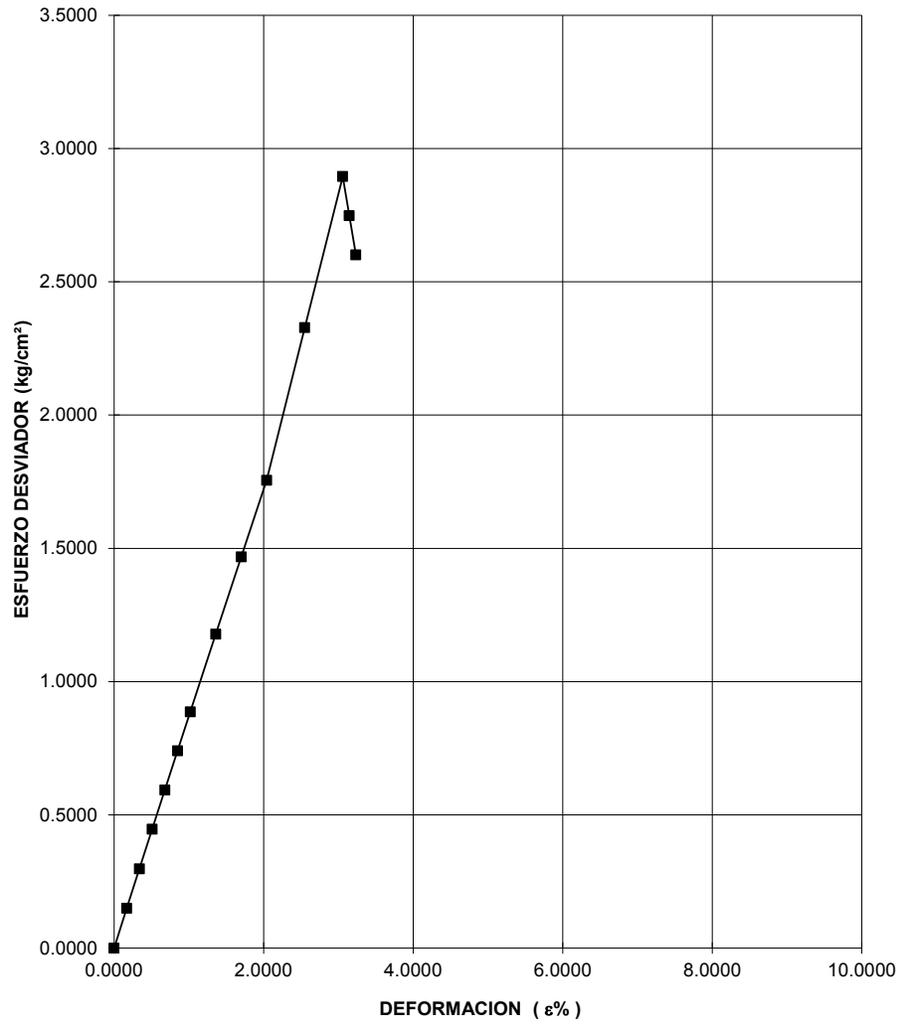
CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO:	EDIFICIO FORD ATIZAPAN	CONS.:	2.460
MUESTRA:	MC	VEL.:	0.01667
SONDEO:	TALUD-2	PROF.:	0.70-0.90
DESCRIPCION DEL MATERIAL:		ARENA POMITICA POCO ARCILLOSA CAFÉ AMARILLENTO	

Tiempo seg.	Def. mm.	Anillo Unidad	E %	Esf. Dev. Kg/cm ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	1.00	0.1701	0.1491
20	0.3334	2.00	0.3403	0.2976
30	0.5001	3.00	0.5104	0.4457
40	0.6668	4.00	0.6806	0.5932
50	0.8335	5.00	0.8507	0.7402
60	1.0002	6.00	1.0209	0.8868
80	1.3336	8.00	1.3612	1.1783
100	1.6670	10.00	1.7014	1.4678
120	2.0004	12.00	2.0417	1.7552
150	2.5005	16.00	2.5501	2.3282
180	3.0006	20.00	3.0585	2.8950
185	3.0840	19.00	3.1466	2.7478
190	3.1673	18.00	3.2348	2.6008

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN			
Ds=	4.58	cm.	H1= 9.68 cm.
Dm=	4.58	cm.	H2= 9.68 cm.
Di=	4.58	cm.	Ss= 2.50
Ao=	16.475	cm ²	Wt= 2.50 gr.
Vo=	159.477	cm ³	Wt+sh= 204.10 gr.
Wo=	201.80	gr.	Wt+ss= 155.40 gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN			
ei=	1.608		Si= 49.74 %
ef=	1.608		Sf= 49.53 %
Pvhi=	1.265	T/m ³	Wi= 31.98 %
Pvhf=	1.264	T/m ³	Wf= 31.85 %





PROYECTOS DE GEOTECNIA BAJ S.A. DE C.V.

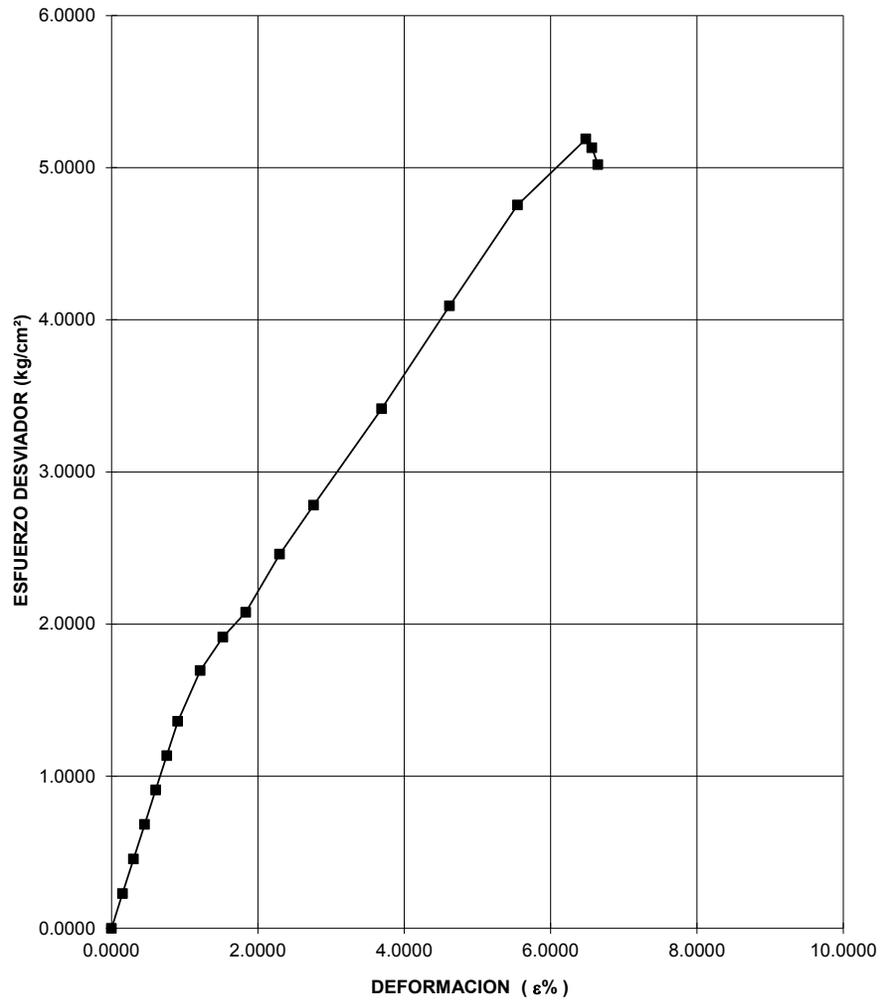
CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO:	EDIFICIO FORD ATIZAPAN	CONS.:	2.460
MUESTRA:	MC	VEL.:	0.01667
SONDEO:	PCA-1	PROF.:	1.30-1.50
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA ARENOSA POMITICA CAFÉ ROJIZO		

Tiempo seg.	Def. mm.	Anillo Unidad	E %	Esf. Dev. Kg/cm ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	4.00	0.1511	0.2284
20	0.3334	8.00	0.3023	0.4562
30	0.5001	12.00	0.4534	0.6833
40	0.6668	16.00	0.6046	0.9096
50	0.8335	20.00	0.7557	1.1353
60	1.0002	24.00	0.9069	1.3603
80	1.3336	30.00	1.2130	1.6951
100	1.6670	34.00	1.5229	1.9151
120	2.0004	37.00	1.8347	2.0775
150	2.5005	44.00	2.2976	2.4589
180	3.0006	50.00	2.7625	2.7809
240	4.0008	62.00	3.6922	3.4153
300	5.0010	75.00	4.6200	4.0917
360	6.0012	88.00	5.5478	4.7542
420	7.0014	97.00	6.4832	5.1885
425	7.0848	96.00	6.5645	5.1305
430	7.1681	94.00	6.6477	5.0192

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN			
Ds=	7.40	cm.	H1= 10.50 cm.
Dm=	7.40	cm.	H2= 10.50 cm.
Di=	7.40	cm.	Ss= 2.54
Ao=	43.009	cm ²	Wt= 200.00 gr.
Vo=	451.589	cm ³	Wt+sh= 888.20 gr.
Wo=	688.40	gr.	Wt+ss= 722.10 gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN			
ei=	1.197		Si= 67.59 %
ef=	1.197		Sf= 67.51 %
Pvhi=	1.524	T/m ³	Wi= 31.85 %
Pvhf=	1.524	T/m ³	Wf= 31.81 %



4. LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO SUPERFICIAL.

El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como la Zona de Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango, como se muestra en la figura 40.

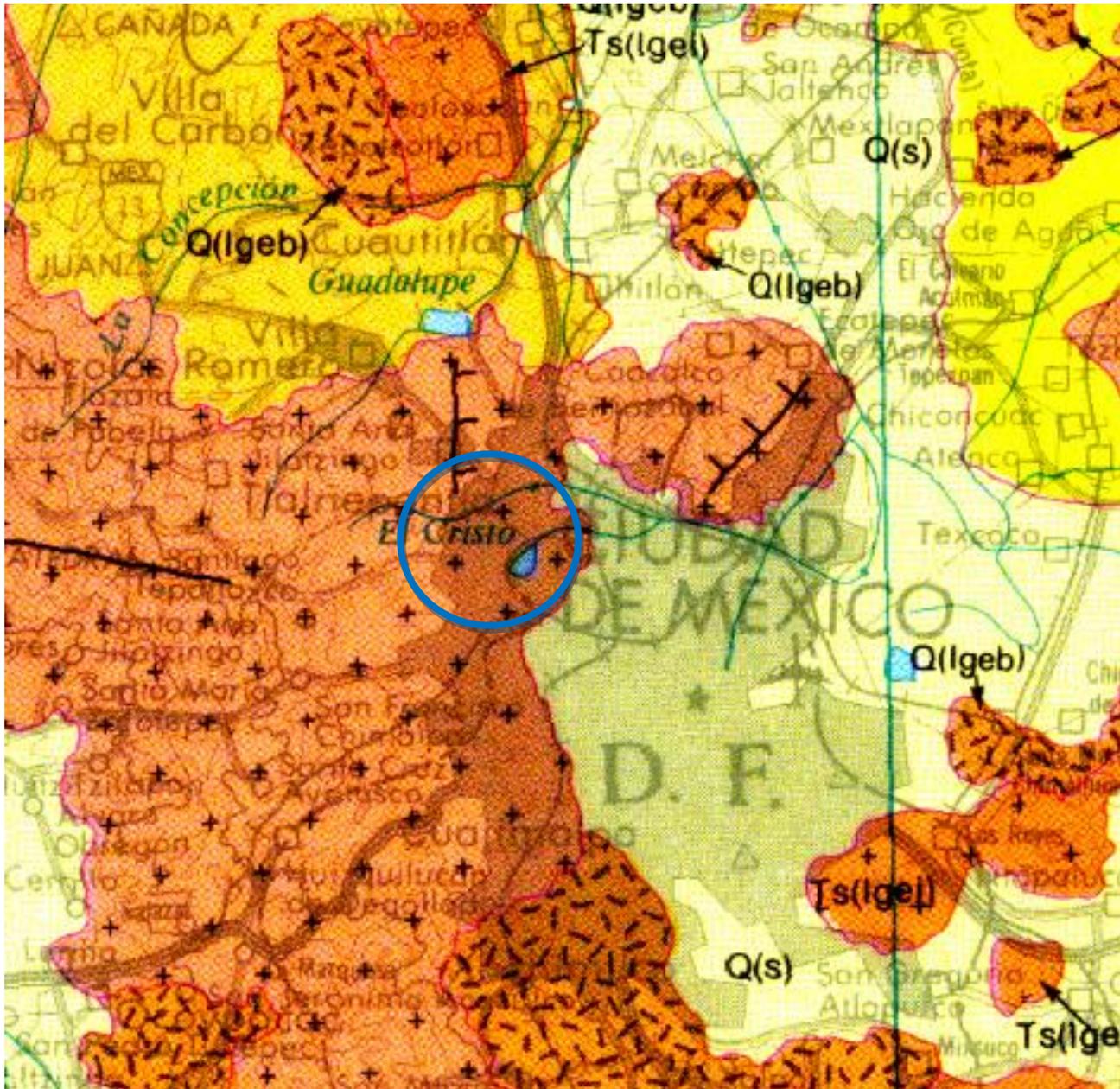


FIGURA 40. GEOLOGÍA REGIONAL

En general los depósitos que constituyen esta formación en la proximidad de los volcanes de los que fueron emitidos dan lugar a los depósitos en forma de abanico y presentan una estratificación medianamente regular en algunas zonas, en otras zonas más alejadas la estratificación es irregular y lenticular, y se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de volcanes andesíticos:

- a) Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variables, producidas por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter, al ser transportadas por nubes ardientes constituidas por la expulsión violenta de los conos volcánicos de masas de gases a altas temperaturas y materiales piroclásticos finos, que por gravedad descienden hacia las partes bajas depositando los materiales a su paso.
- b) Capas de erupciones pumíticas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- c) Lahares, definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

En particular los materiales que constituyen el subsuelo en el sitio de interés son depósitos de origen volcánicos del tipo de nubes ardientes intercaladas eventualmente por capas de materiales pumíticos.

FACTIBILIDAD DE EXISTENCIA DE CAVERNAS



CAVERNA ENCONTRADA CERCA DEL PREDIO EN ESTUDIO

5. FACTIBILIDAD DE EXISTENCIA DE CAVERNAS

Mediante recorridos de inspección se investigó en los cortes o barrancas cercanos al predio de interés, la existencia de capas de materiales pumitícos o de bocaminas o indicios de la explotación subterránea de estos materiales.

5.1 Recorridos de Inspección

En los recorridos de inspección realizados se tomaron en consideración los siguientes aspectos, los cuales permiten orientar de una manera adecuada la localización de posibles cavidades.

- a) Todas las cavidades son de origen artificial, excavadas por el hombre, por lo que sus dimensiones originales debían permitirle su acceso, es decir, del orden de 1.5 a 2.0 m tanto de altura, como ancho; las cavidades debieron tener siempre una entrada o boca en la superficie y desarrollo continuo a partir de ella.
- b) Se observan con mayor atención los niveles en los que se conoce la existencia de capas de materiales pumitícos.
- c) Usualmente las minas arrancan de barrancas o de cortes, a partir de los que se podían reconocer aquellos mantos o lentes de materiales útiles para la construcción.
- d) La explotación se efectuaba a través de túneles o galerías, cuyo desarrollo variaba desde un solo túnel sencillo, hasta una verdadera red intrincada y compleja, pudiendo estar las galerías alojadas en un mismo manto o en varios situados a diferentes niveles. Donde los materiales eran particularmente aptos para su explotación, se llegaron a excavar salones de grandes dimensiones horizontales que dependiendo de las características de los materiales de su bóveda, podían salvar claros grandes.

De acuerdo a las observaciones hechas en los recorridos efectuados en los alrededores al sitio de interés, y considerando los aspectos antes mencionados, se encontró capas de materiales pumitícos a diferentes profundidades, y se detectó la existencia de cavidades a lo largo de la barranca la cual no se pudo observar su trayectoria debido a que dicha cavidad se encuentra inundada, **concluyéndose que la posibilidad de existencia de cavidades en el sitio de interés es alta, por lo que se recomienda hacer un estudio geofísico, para poder detectar la trayectoria de dicha mina.**

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

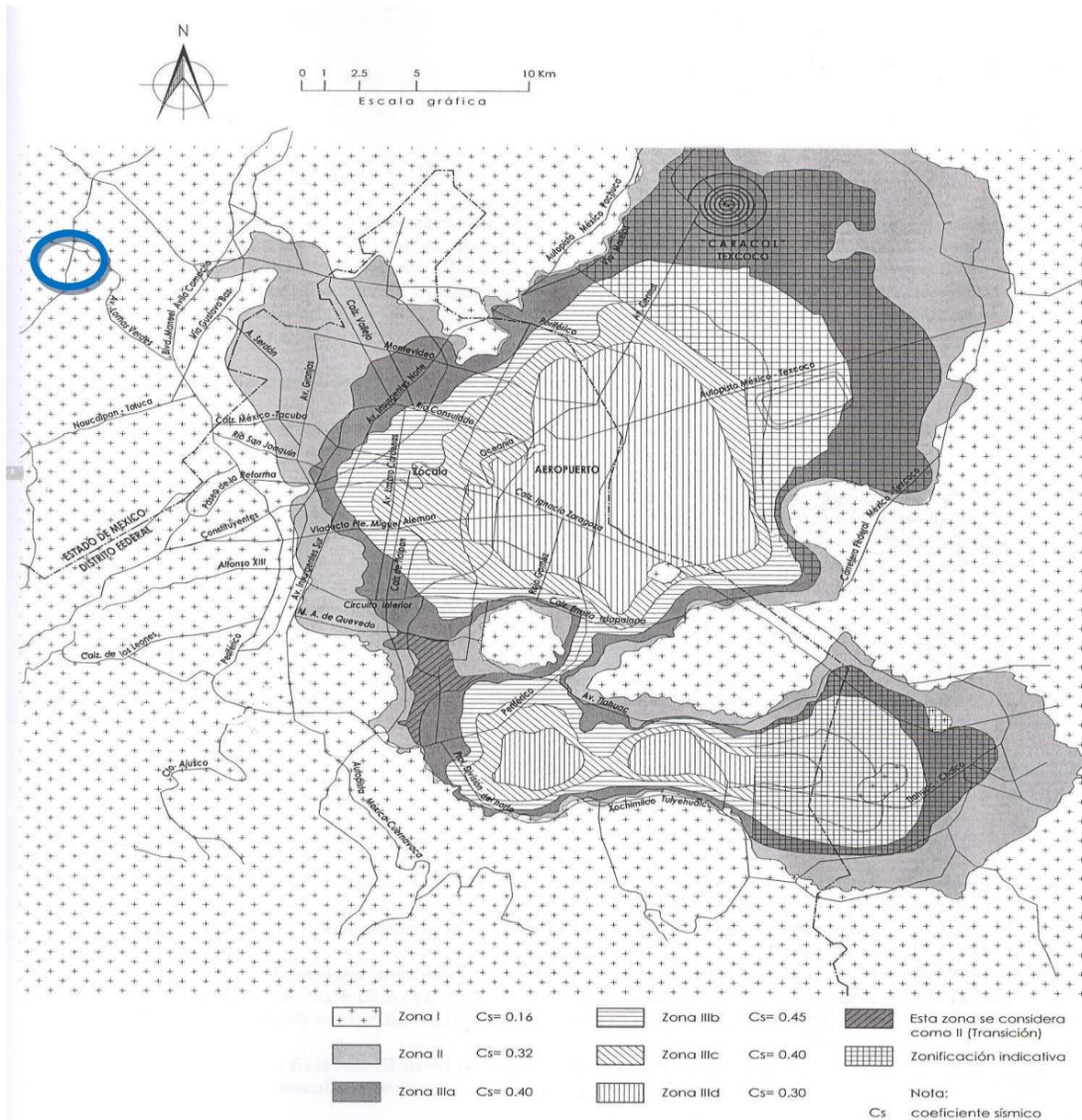


FIGURA 41. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

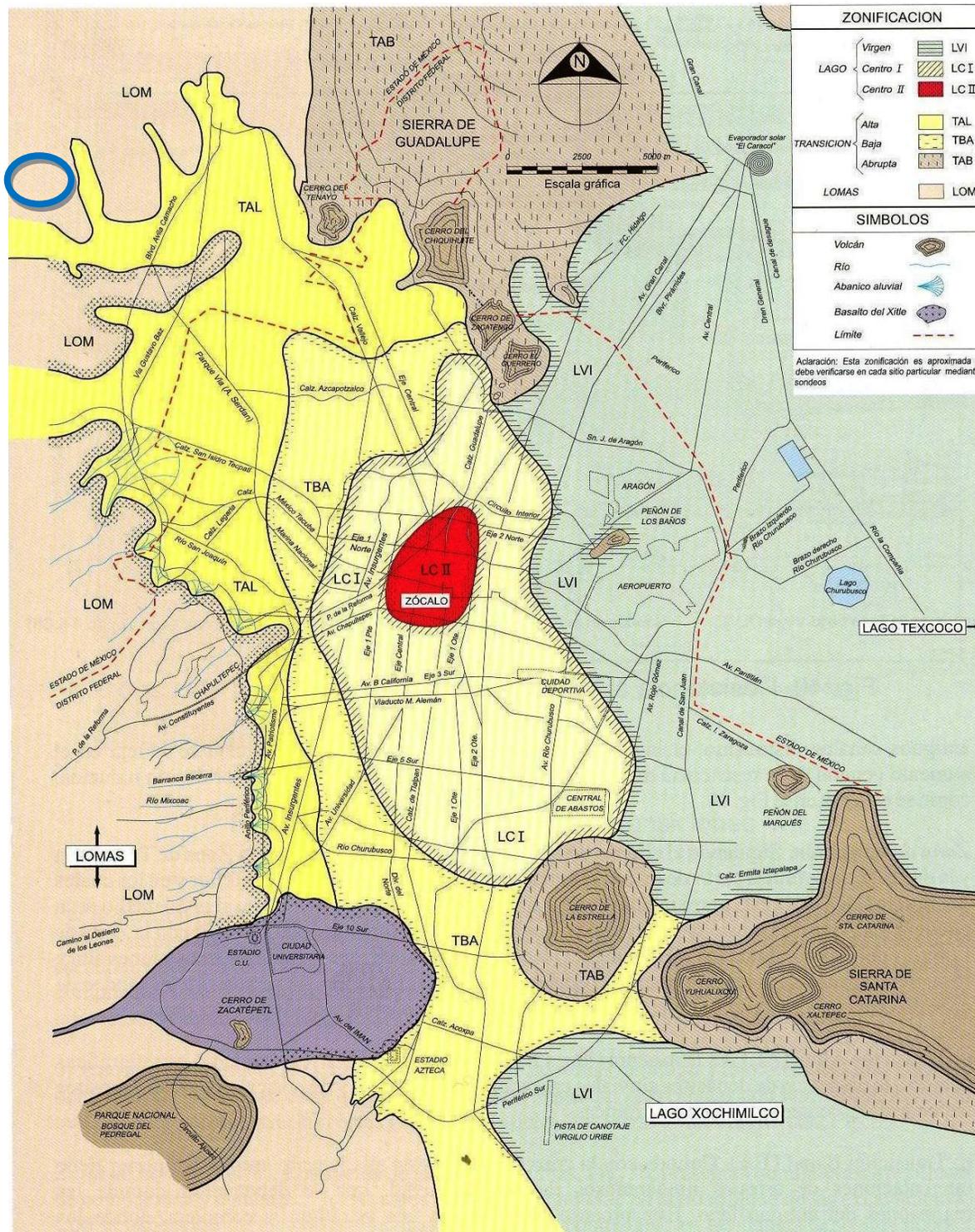


FIGURA 42. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

6.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

La zona de interés se encuentra al poniente de la Cuenca del Valle de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona I denominada Zona de Lomas. (Ver figura 42)

6.1.- Descripción estratigráfica y física del subsuelo

La zona de interés se encuentra al poniente de la Cuenca del Valle de México forma parte de la Sierra de las Cruces, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona I denominada Zona de Lomas y geotécnicamente Formación Tarango. (Ver figura 42)

El área de interés se encuentra en sobre el desarrollo de una barranca que está en proceso de urbanización, y superficialmente cercano al límite del predio y colindando con la barranca hay materiales de relleno hasta de 5 m de espesor.

La estratigrafía general del predio es la siguiente:

Superficialmente y hasta una profundidad media de 3m se tienen materiales de rellenos redepositados en algunas zonas, constituidos por Limo arcilloso, café con poca arena fina, y algunas gravillas.

A continuación se describen la estratigrafía detallada y algunas de sus propiedades:

SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT – 1

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.60	Arcilla poco limosa café, con poca arena fina y algunas gravillas, contenido de agua de 15%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 21 golpes, consistencia muy firme.
0.60 – 1.80	Arcilla arenosa café con gravillas, contenido de agua variable de 7% a 13%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 24 a los 27 golpes, consistencia muy firme.

1.80 – 2.40

Arena fina media y gruesa poco limosa café grisáceo, con gravillas, contenido de agua de 10%, contenido de agua de 23%, límite líquido igual a 60%, límite plástico de 31% e índice de plasticidad de 28%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH, porcentaje en finos de 99%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, muy compactada.

**Profundidad
(m)**

Descripción

2.40 – 3.00

Gravillas hasta 1", con arena poco limosa, café grisáceo, contenido de agua de 15%, contenido de agua de 23%, límite líquido igual a 34%, límite plástico de 19% e índice de plasticidad de 15%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH, porcentaje en finos de 97% resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, consistencia dura.

3.00 – 4.20

Arcilla poco limosa café con poca arena fina y gravas hasta 1", con arcilla poco limosa color rojizo claro con escasa arena fina, contenido de agua variable de 17% a 21%, contenido de agua de 23%, límite líquido igual a 54%, límite plástico de 30% e índice de plasticidad de 23%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, consistencia dura.

4.20 – 4.60

Arcilla arenosa café rojizo con gravas hasta 1", contenido de agua de 16%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, consistencia dura.

4.60– 5.40

Arena fina, media y gruesa poco limosa café rojizo, contenido de agua de 17%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, muy compactada.

5.40 – 6.00

Arena fina, media y gruesa poco limosa café con gravillas, contenido de agua de 30%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, muy compactada.

6.00 – 7.20

Limo arenoso fino café, contenido de agua de 13%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, consistencia dura.

Profundidad (m)	Descripción
7.20 – 7.80	Limo arenoso fino café con gravillas, contenido de agua de 12%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, consistencia dura.
7.80 – 8.40	Arena fina media y gruesa poco limosa café, contenido de agua de 13%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, muy compactada.
8.40 – 9.60	Arcilla arenosa fina café con gravillas, contenido de agua de 12%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, consistencia dura.
9.60 – 10.20	Arena fina media y gruesa café con gravas hasta 1", contenido de agua de 9%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes, muy compactada.
10.20 – 11.40	Arena fina y media poco limosa color café, contenido de agua variable de 10%, a 12%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de los 50 golpes de, consistencia dura.
11.40 – 12.00	Arena fina y gruesa poco limosa color café, contenido de agua de 11%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, muy compacta.
12.00 – 12.60	Arena fina media y gruesa poco limosa café claro con gravas hasta 1", contenido de agua variable de 21% a 66%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, muy compacta.
12.60 – 13.20	Arena fina media y gruesa poco limosa café claro, contenido de agua de 9%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 12 golpes, consistencia firme, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, muy compacta.
13.20 – 24.00	Arena fina media y gruesa poco limosa gris, contenido de agua variable de 9% a 16 %, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) más de 50 golpes, muy compacta.

Profundidad (m)	Descripción
24.00 – 25.00	Fragmentos de núcleo basáltico, color gris oscuro con tamaño máximo de 15cm, RQD= 15.00 %.
25.00 – 26.00	Gravas hasta 1", gris oscuro.

SONDEO MIXTO No. 2

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 1.20	Arcilla color café oscuro, con poca arena fina y gravillas, contenido de agua de 17%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 21 a 34 golpes, consistencia dura.
1.20 – 1.80	Gravillas con arcilla arenosa café claro, contenido de agua de 25%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 27 golpes, consistencia muy firme.
1.80 – 2.40	Arcilla café oscuro con poca arena fina y algunas gravillas, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 25 golpes, consistencia muy firme.
2.40 – 9.60	Arcilla arenosa café grisáceo con gravillas, contenido de agua variable de 11% hasta 16%, contenido de agua de 23%, límite líquido igual a 68%, límite plástico de 35% e índice de plasticidad de 32%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH en la parte superior, porcentaje en finos de 100%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, consistencia dura.
9.60 – 10.20	Arcilla arenosa café grisáceo con grava hasta los $\frac{3}{4}$, contenido de agua de 18%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, consistencia dura.
10.20 – 10.40	Arena fina media y gruesa poco limosa gris claro, contenido de agua de 32%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, muy compacta.

Profundidad (m)	Descripción
10.40 – 12.60	Arcilla arenosa café claro, contenido de agua variable de 17% hasta 28%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, consistencia dura.
12.60 – 13.80	Limo arenoso, café claro, contenido de agua de 18%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, consistencia dura.
13.80 – 14.40	Arena media fina y gruesa poco limosa café grisáceo, contenido de agua de 15%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, muy compacta
14.40 – 15.00	Arena fina media y gruesa poco limosa café grisáceo con gravillas, contenido de agua de 14%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpe, muy compacta.
15.00 – 15.60	Arena fina media y gruesa poco limosa café con gravillas, contenido de agua de 16%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, muy compacta.
15.60 – 16.20	Arena fina media y gruesa poco limosa café grisáceo con gravas hasta 1", contenido de agua de 13%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpe, muy compacta.
16.20 – 16.80	Arena fina y media limosa café, contenido de agua de 16%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, muy compacta.
16.80 – 18.60	Arena fina media y gruesa limosa color café, contenido de agua de 14%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, muy compacta.
18.60 – 20.40	Arena fina media y gruesa poco limosa color café con gravillas, contenido de agua variable de 13% hasta 14%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, muy compacta.

Profundidad (m)	Descripción
20.40 – 22.80	Arena fina media y gruesa poco arcillosa café grisáceo con gravillas, contenido de agua variable de 8% hasta 14%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes, muy compacta.
22.80 – 25.00	Gravas hasta 1”, color gris oscuro, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) con más de 50 golpes consistencia dura.

El nivel del agua no se encontró a la profundidad máxima explorada.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Cuenca del Valle de México, el predio de interés se encuentra en la zona de Lomas, y de acuerdo a la zona sísmica en que se ubica le corresponde **un coeficiente sísmico de 0.16**, como se muestra en la fig. 43.

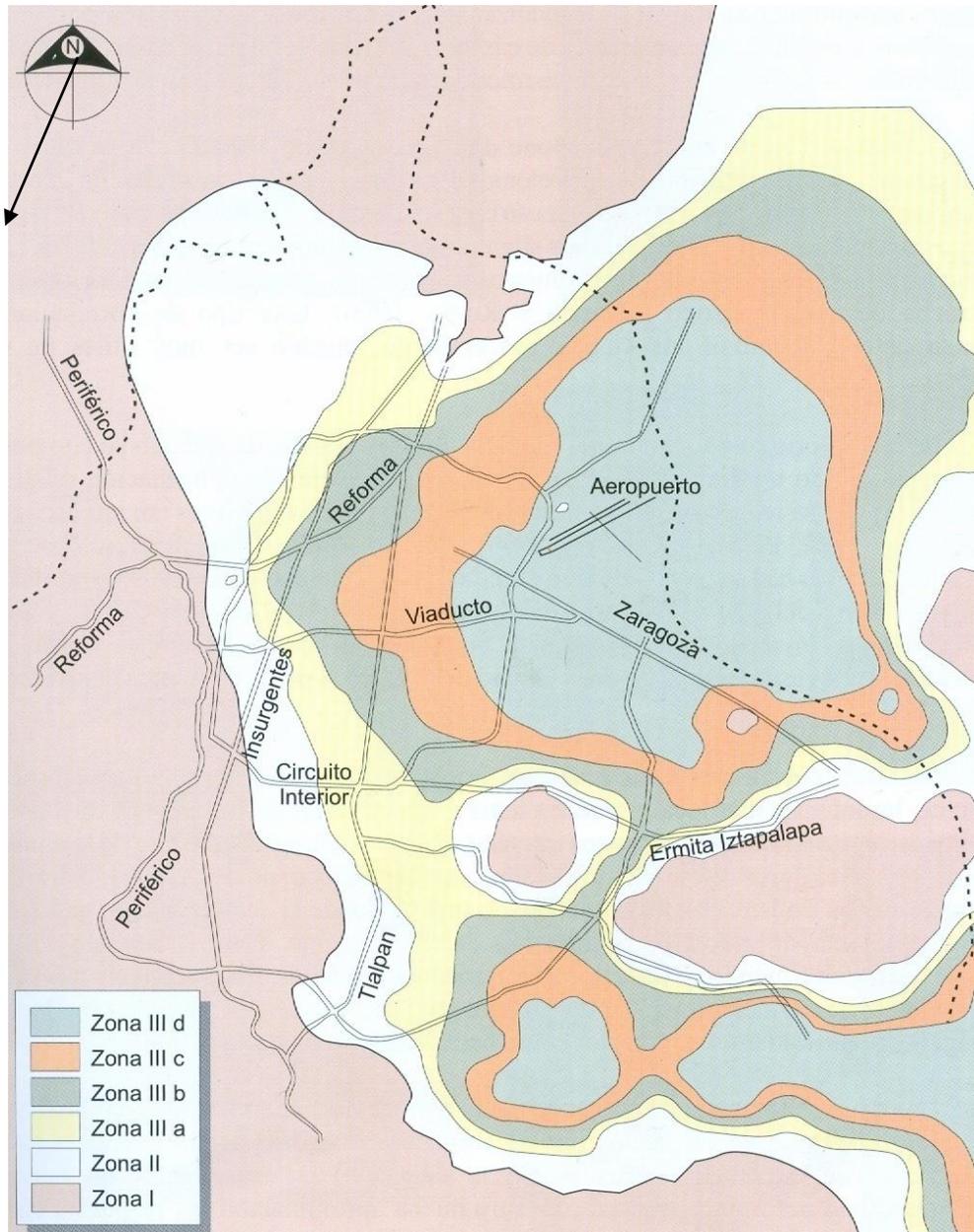


FIGURA 43. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

En la figura 44 se presenta un planta con la ubicación de los cortes, los cortes de la estratigrafía obtenida mediante los sondeos de penetración estándar donde se correlacionan estratos de materiales con propiedades mecánicas semejantes y el nivel actual del terreno se muestran en las figuras 45 a 49

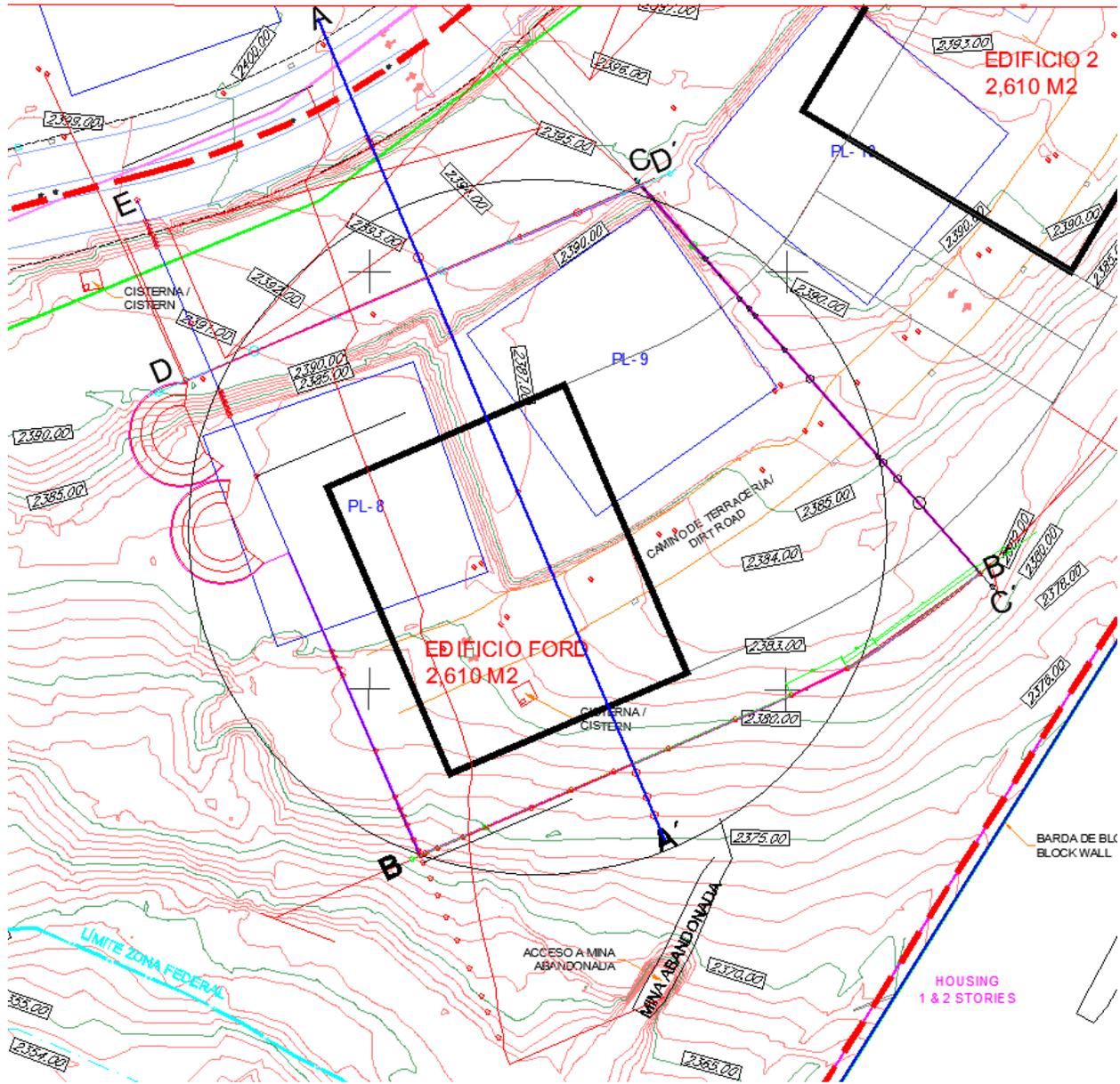


FIGURA 44. PLANTA DE CORTES

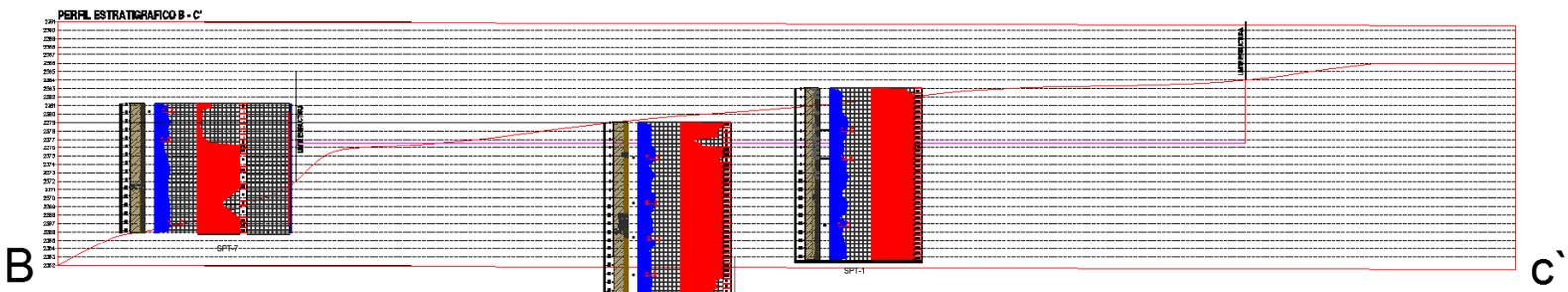


FIGURA 45. CORTE B-C'

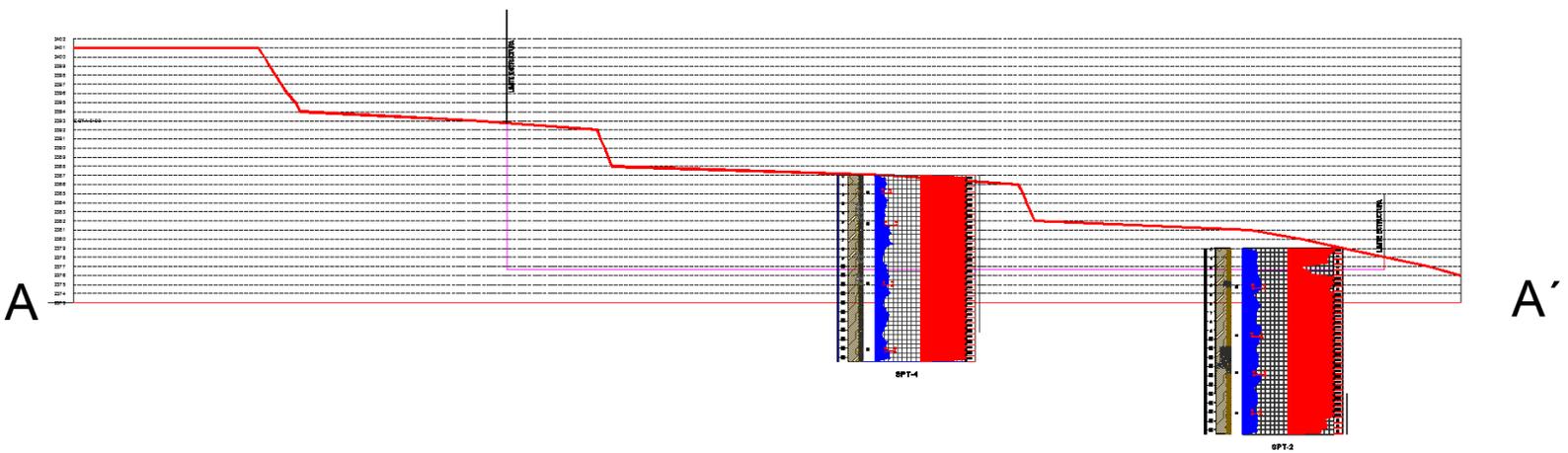


FIGURA 46. CORTE A-A'

D'

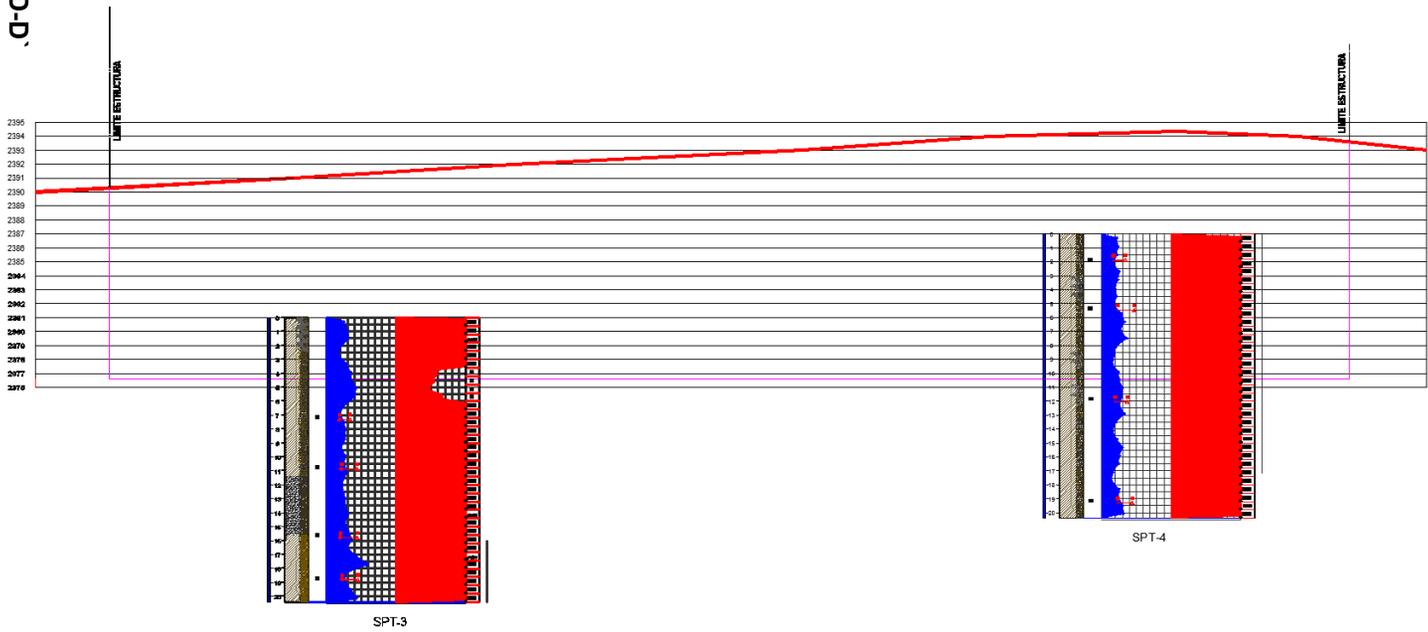


FIGURA 48. CORTE D-D'

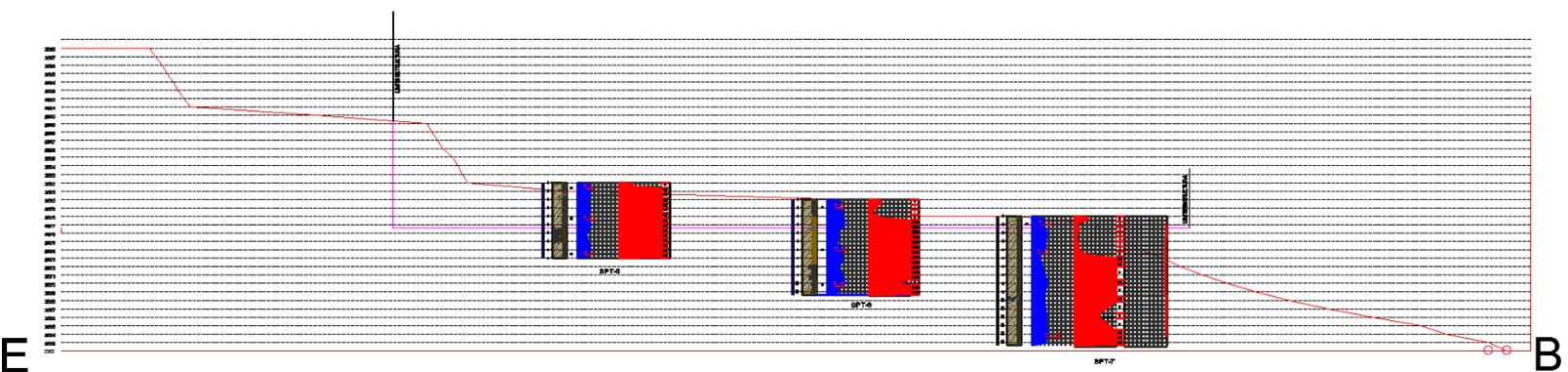


FIGURA 49. CORTE E-B'

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

7. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, en particular la magnitud y distribución de la carga **estimada** del edificio proyectado, transmitirán una carga de 1.0 ton/m² por nivel y 1.5 ton/m² por sótano; así como las propiedades estratigráficas de los materiales del subsuelo, particularmente la existencia de una capa vegetal y materiales redepositados en la zona sur de predio, conformado por arcillosas poco limosa, café oscuro, con gravillas, de consistencia media, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 15 y más de 50 golpes, subyacente a profundidades variables por materiales de resistencia variable entre media y firme, constituidos por arcilla limosa intercalada con estratos de arcilla arenosa, arcilla limo-arenosa y arena fina, en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será la siguiente:

La cimentación bajo el sembrado del edificio podrá resolverse mediante pilas de fuste recto, coladas en seco, y desplantadas a 15m de profundidad que corresponde a la cota 2361.6 con respecto al nivel del último sótano que topográficamente corresponde a la cota 2376.6, (excepto en la zona sur, donde las pilas deberán estar desplantadas a 20m de profundidad, en la cota 2356.6) y que quedaran apoyadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes.

Considerando que se requieren una excavación de 16.40m para alojar a los cinco sótanos, las pilas tendrán una longitud total efectiva de 15m como mínimo y en la zona Sur quedan desplantadas a 20m de profundidad, en la figura 51, se observa la zona en la que se deberán desplantar a 20m, tomando en cuenta 1.5 m el peralte estimado de trabes.

Dependiendo de la magnitud de las cargas del edificio constituido por cinco sótanos para estacionamiento, planta baja y nueve niveles superiores; por capacidad de carga y por proceso constructivo resulta como la más adecuada como alternativa de cimentación el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a 15m de profundidad con respecto al nivel del último sótano que topográficamente corresponde a la cota 2376.6, excepto en la zona sur, debido a que se encontraron materiales de baja resistencia, por lo cual se deberán desplantar a 20m de profundidad, la zona se muestra en la figura 50.

7.1.-Alternativa de cimentación mediante Pilas

Lo anterior se establece de acuerdo a los sondeos realizados, donde se observa que se tiene un estrato resistente con más de 50 golpes en forma continua, se consideró que a una profundidad de 15m y 20m con respecto al nivel del últimosótano, donde se apoyará la pila se tiene una arcilla limosa con poca arena fina, excepto en la zona sur, donde las pilas serán desplantadas a 20m de profundidad con respecto al nivel del último sótano.

Dependiendo de la magnitud de las cargas del edificio, y por proceso constructivo resulta la alternativa de cimentación más viable el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a 15 m y 20m con respecto al nivel del último sótano como se observa en la figura 50; sin embargo existen áreas que requerirán de un relleno controlado, para retirar los materiales de relleno en estado suelto redepositados en el lugar (ver figura 51), y sustituirlos por materiales de banco compactados para alcanzar el nivel de proyecto del último sótano en la zona sur del proyecto. Las fronteras de relleno de mala calidad y baja resistencia se determinarán en campo.

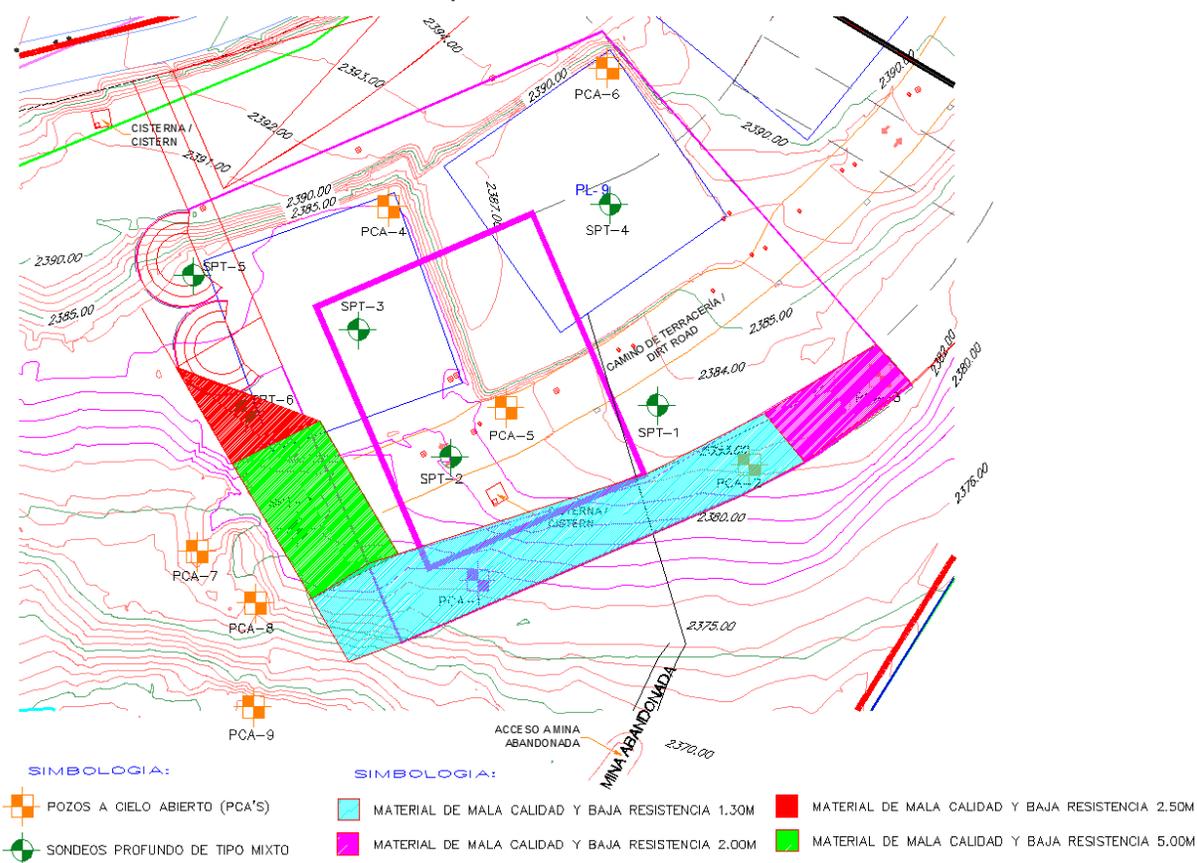


FIGURA 51 ZONIFICACIÓN DE RELLENOS

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio para la alternativa de cimentación en base a pilas de sección constante, apoyadas en los materiales resistentes.

Es importante señalar que una pila corta tendrá una deformación mayor a una más larga debido a que el trabajo de fricción para la cual fueron calculadas tendrá una deformación menor para una pila con una longitud ligeramente mayor.

7.1.1.- Determinación de la capacidad de carga por Reglamento

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación:

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo cohesivo-friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:¹

$$Q_a = \{(P'v N_q^* F_R) + P_v\} A_p$$

Donde:

Q_a: Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.

P'_v: presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila, en ton.

F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

P_v: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m².

A_p: área transversal de la base de las pilas, en m².

N_q^{*}: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional que es función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, ϕ y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N_q^* = N_{qmin} + (N_{qmax} - N_{qmin}) L_e / L_{opt}$$

siendo:

N_{qmin}: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.

L_e: longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m = 10m

N_{qmax}: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima, L_{opt}, dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_{opt} = 4B \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

¹Meyerhof, G.G. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1.

Donde:

B: diámetro de las pilas, en m.

ϕ : ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, en grados.

La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la fórmula anterior, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$$Fre = \{(B + 0.5) / 2B\}^n$$

Siendo:

Fre: factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala

La capacidad de carga es la siguiente:

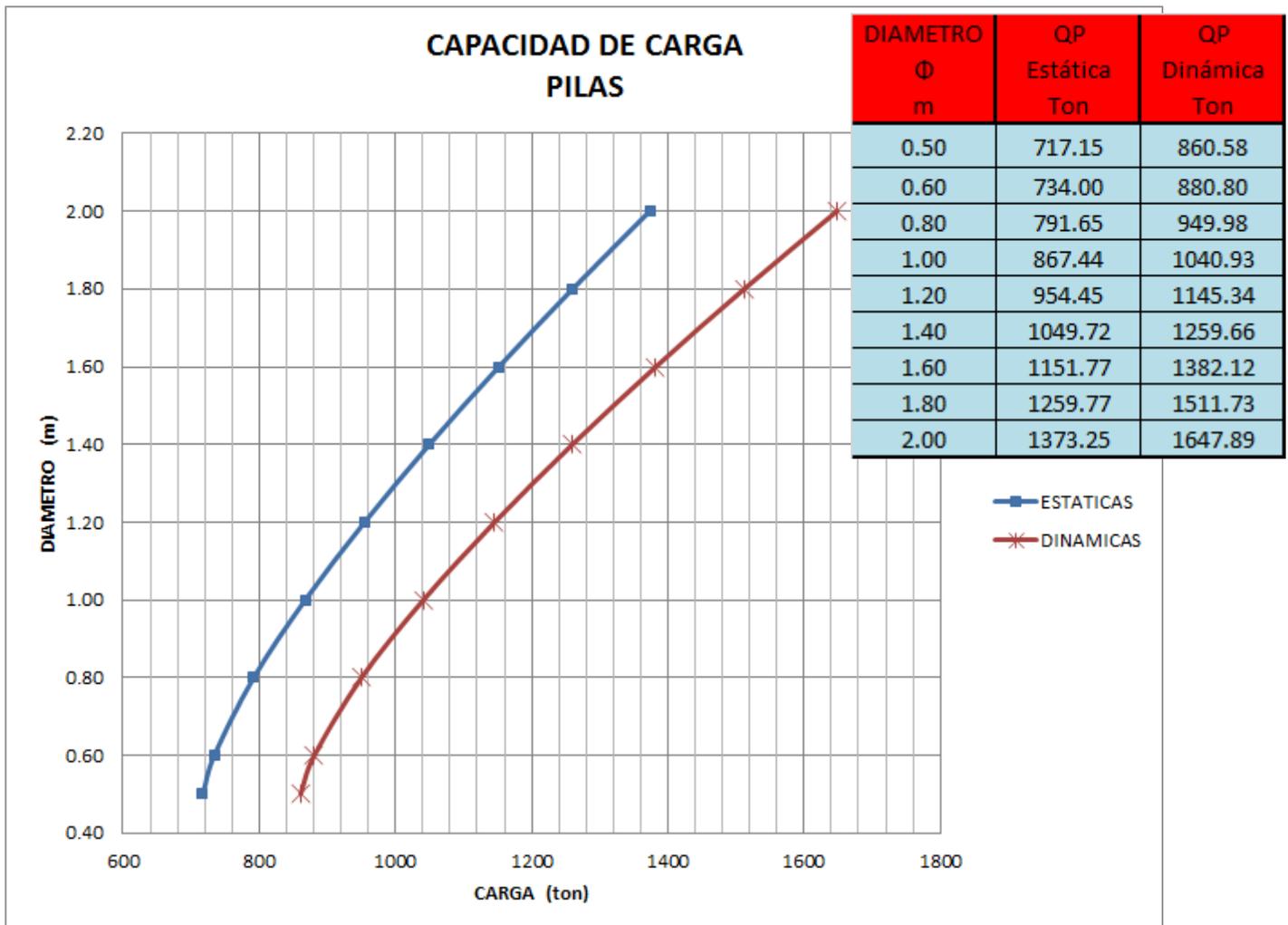


FIGURA 52. CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS

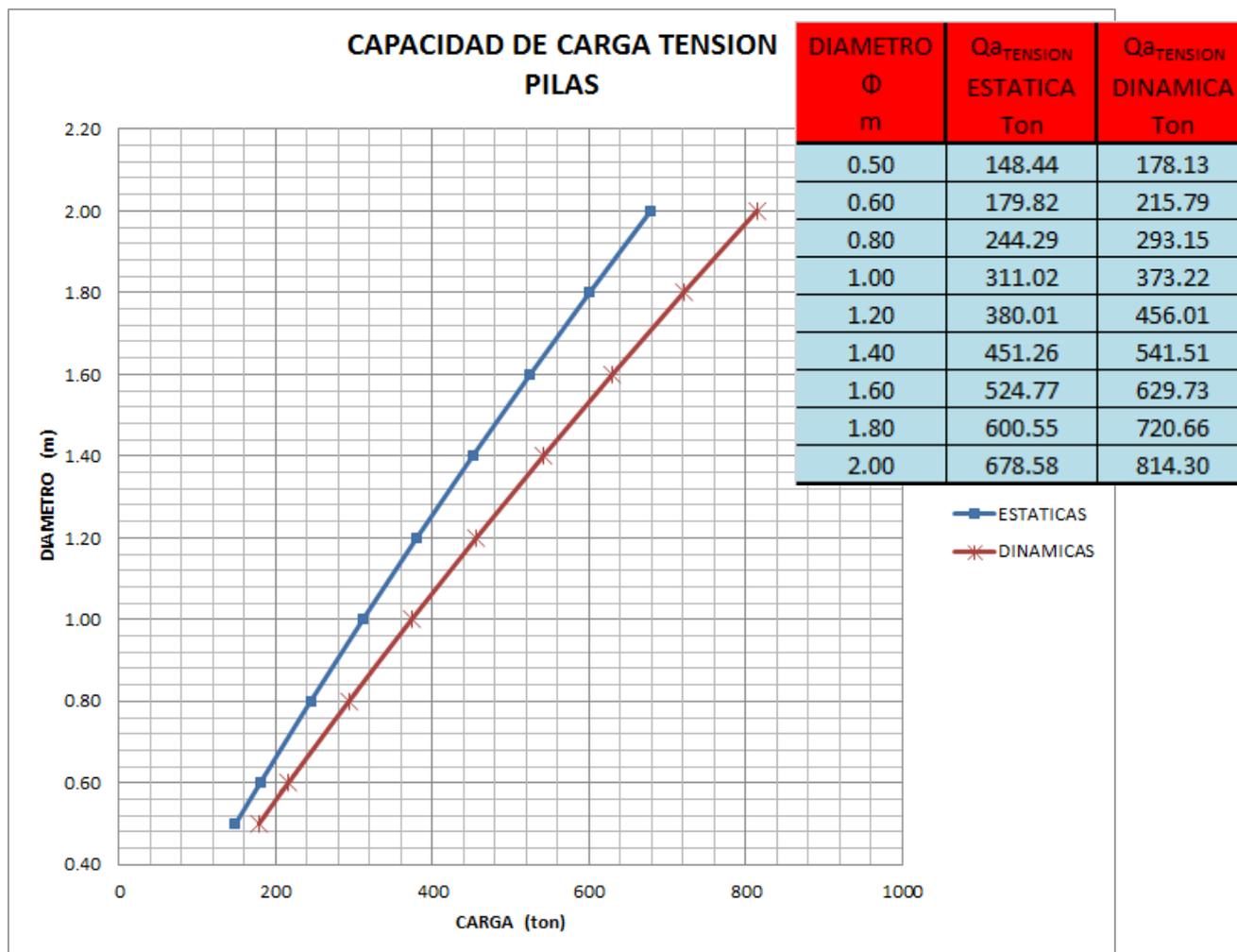


FIGURA 53. CAPACIDAD DE CARGA TENSION DE PILAS

7.1.2 Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la capacidad de carga admisible contra la carga nominal (es decir sin F_c) que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- * Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima que incluye el peso propio de la cimentación.

- * Condiciones dinámicas que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea que incluye el peso propio de la cimentación y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo).

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.16 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características semejantes a la zona de lomas.

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.

7.1.3 Estado límite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales a que estarán sometidas se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$S = (Q L) / (E_c A_b) + (m C_s f_p Q (1 - u^2)) / (E_s A_b)$$

donde:

S: asentamiento de la cabeza de la pila, en m.

L: longitud de la pila, en m.

E_c : módulo de elasticidad del concreto de la pila, en ton/m².

A_b : área de la base de la pila, en m².

m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular.

C_s : factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional e igual a 1.

f_p : factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para $D/B > 5$.

E_s : módulo de elasticidad del manto de apoyo, en ton/m²

Q: carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton

u: relación de Poisson

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 7,000ton/m² y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.2 y 1.8 cm, para pilas de 0.8 y 2.00 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

Implicaciones para el diseño estructural de la cimentación

El módulo de reacción del subsuelo se define como:

$$k = \frac{\Delta\sigma}{\delta}$$

donde:

k: módulo de reacción, kg/cm³.

$\Delta\sigma$: incremento de esfuerzo neto, kg/cm².

δ : asentamiento esperado, cm.

El módulo de reacción vertical del suelo de desplante para el diseño de pilas se presenta en la Tabla I; mientras que los módulos de reacción horizontales promedio para el diseño de pilas se resumen en la tabla II.

Tabla I. Módulos de reacción vertical para el diseño de pilas

Diámetro de Pila (m)	Módulo Estático (ton/m²/cm)	Módulo Dinámico (ton/m²/cm)
0.8	1066	1386
1.0	800	1040
1.2	640	832.0

Tabla II. Módulos de reacción horizontal para el diseño de pilas.

Tipo de suelo	Profundidades Efectivas	Módulo Estático (ton/m²/cm)	Módulo Dinámico (ton/m²/cm)
Arcilla con escasa arena	0.00 – 1.5m	62.0	96.5
Depósito tobaceos (arcilla limosa con escasa arena)	1.5 – 20 m	215.45	397.64
Depósito tobaceos (arena poco limosa con gravillas)	20 – 23 m	415.25	817.30

Las pilas soportarán la totalidad de las solicitaciones transmitidas por la estructura, por lo que deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de trabajo de compresión y tensión del análisis estructural definitivo.

Se usara concreto con revenimiento de 20 cm + 2.

7.2.- Muros de contención

En la zona Sur del predio se requieren muros de retención los cuales se diseñaran contra volteo, deslizamiento horizontal de la base, rotura estructural (flexión y cortante) y falla por capacidad de carga del suelo de cimentación.

Las dimensiones del muro tendrán como mínimo un empotramiento de 3m en Material natural, como se observa en las siguientes figuras

Se recomienda que el muro en su parte inferior se coloque un filtro de grava de 30 cm de espesor con tamaño $\frac{3}{4}$ " y en el fondo se colocará un tubo de PVC hidráulico de 6 pulgadas diámetro ranurado a media caña en su parte superior a cada 10 cm con su

respectiva protección (malla tipo mosquetero) para evitar que se azolven, y deberá canalizarse hacia la zona más baja.

Desde la perspectiva del proyecto actual, existen muros de retención con altura máxima de 12m para diseñar estructuralmente estos muros se consideraran los diagramas de empuje del suelo en estado de reposo, cuya envolvente se definen más adelante.

Se construirán muros de contención de alturas variables (ver figura 54 a 56), para tomar los desniveles de proyecto, los cuales se deberán de diseñar para resistir una presión horizontal que se indica en la figura 57.

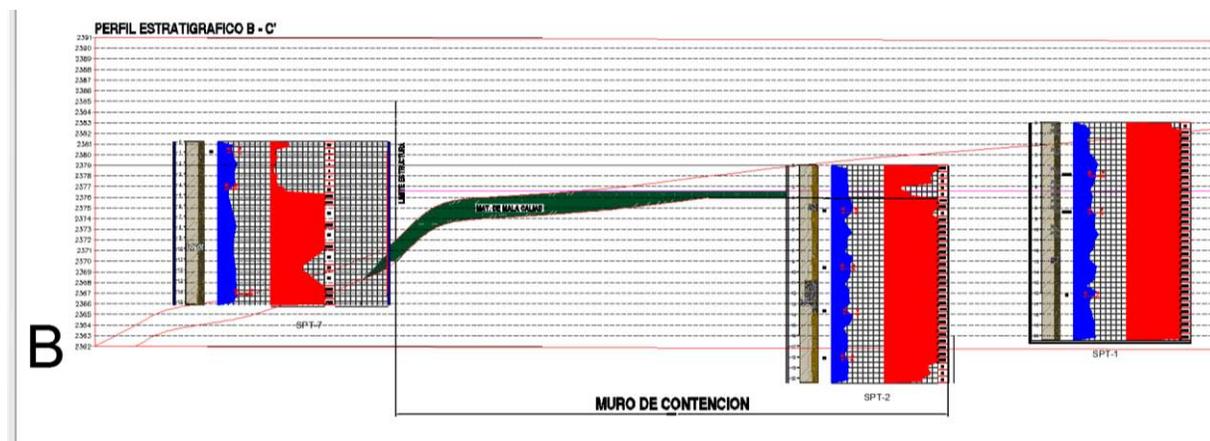


FIGURA 54 REQUERIMIENTO DE MUROS DE CONTENCION CORTE B - C`

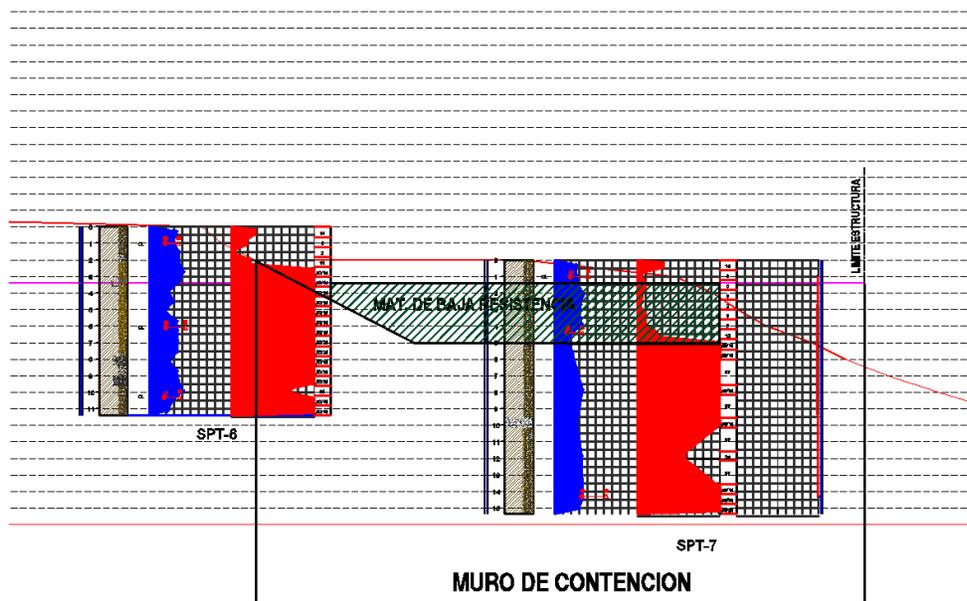


FIGURA 55 REQUERIMIENTO DE MUROS DE CONTENCION CORTE E - B

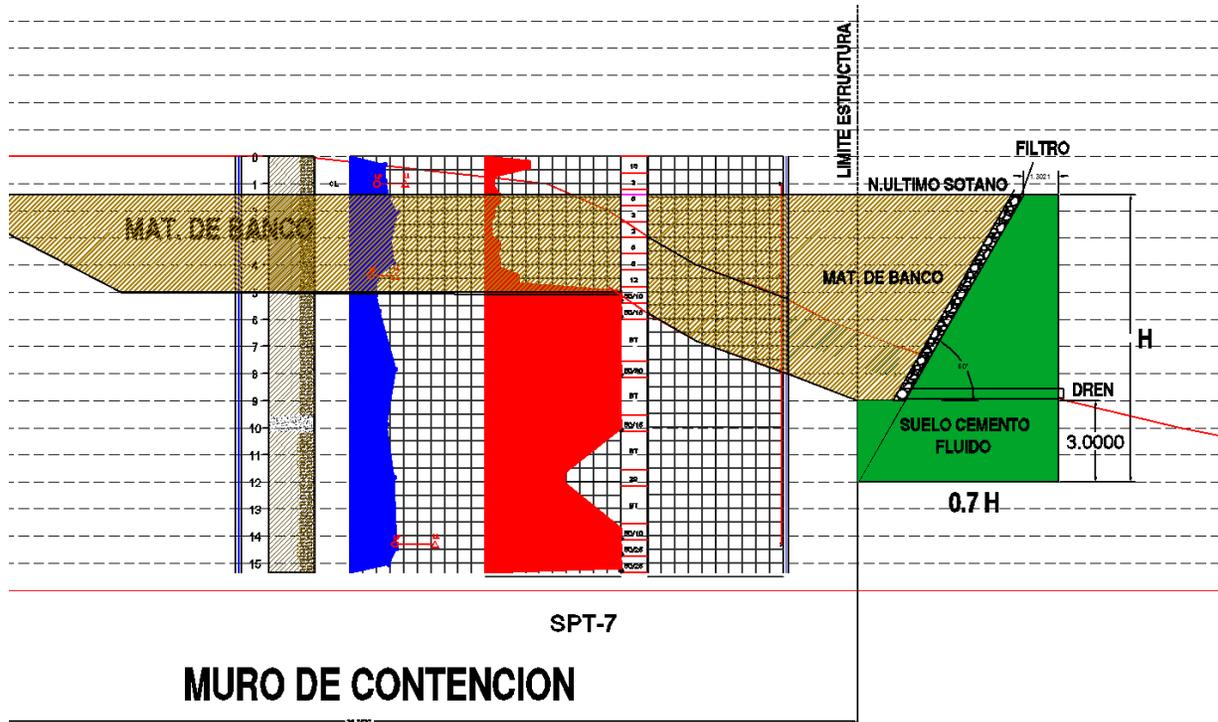


FIGURA 56 DETALLE DEL MURO CONTENCIÓN

7.2.1.- Empujes sobre los muros perimetrales

De acuerdo a las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros se realizó siguiendo las especificaciones del 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 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 de 2ton/m^2 , 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 potencialmente deslizando por un coeficiente sísmico de 0.16

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se suman obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros, en la figura 57, se muestran los valores obtenidos que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

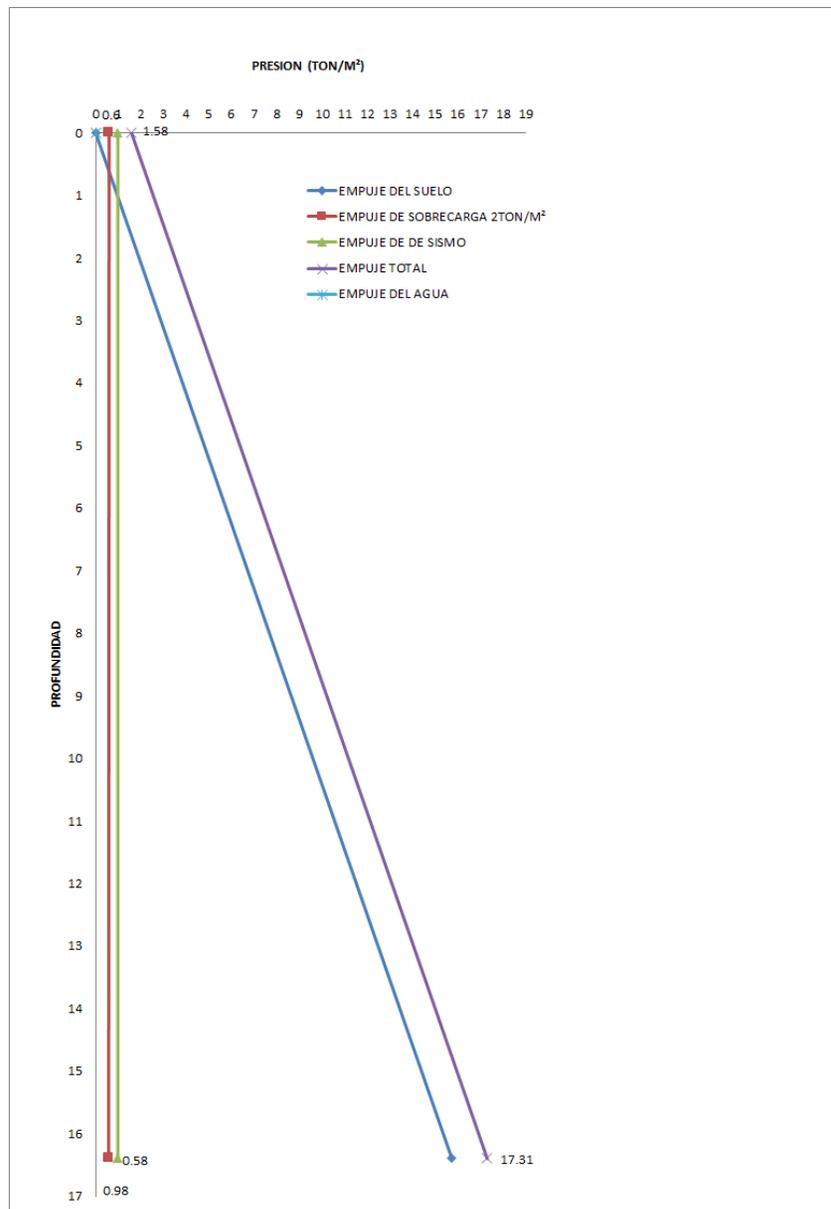


FIGURA 57 DIAGRAMA DE EMPUJES

7.2.2.- Condición sísmica

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

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

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

8.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

A continuación se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación que alojará a los cincosótanos.

Tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta excavar, se establece que la excavación podrá efectuarse dejando taludes verticales anclados.

Dado que el área por excavar será la parte Norte que tiene el mayor desnivel, se requiere estabilizar los cortes mediante un sistema anclaje, en las figuras 58 y 59, se observan los cortes con sus respectivas anclas.

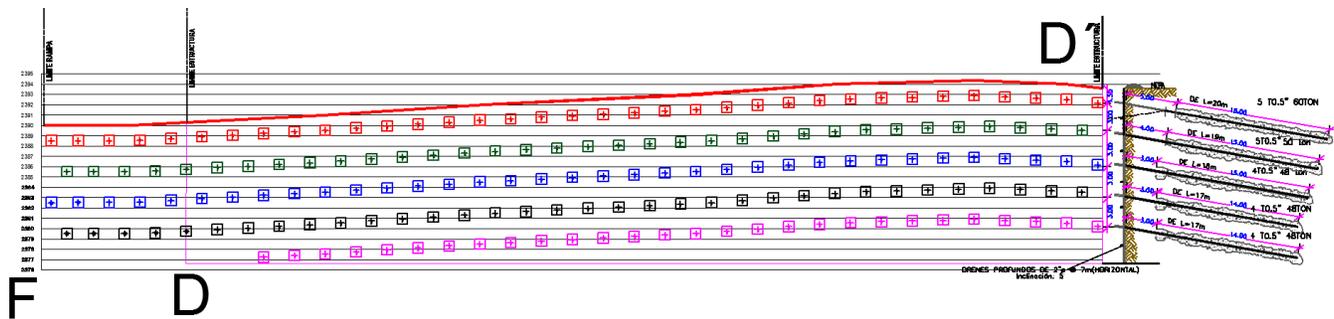


FIGURA 58 CORTE D-D', SISTEMA DE ANCLAJE

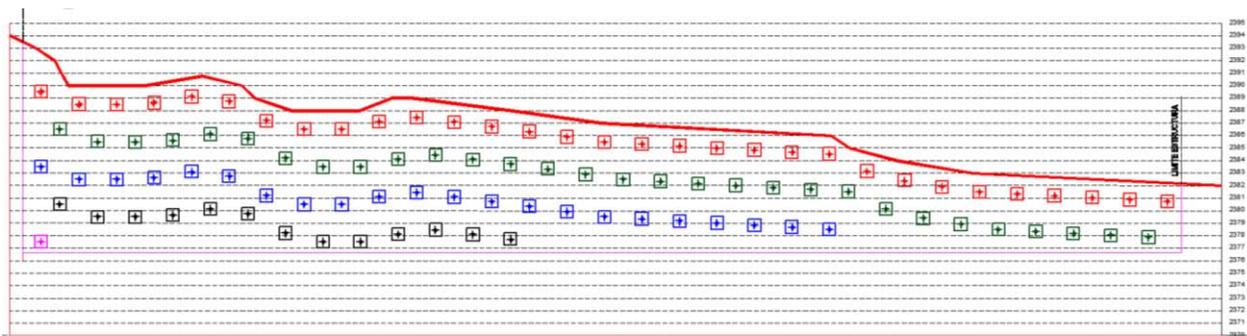


FIGURA 59 CORTE C-C', SISTEMA DE ANCLAJE

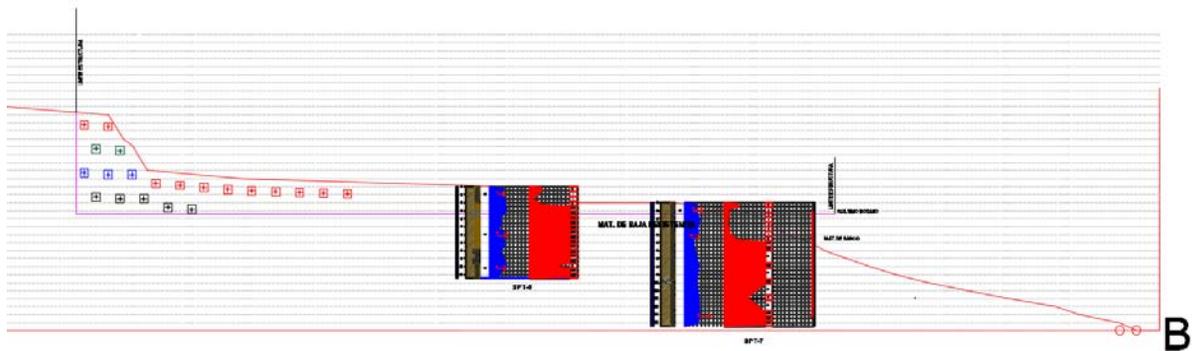


FIGURA 60CORTE E-B', SISTEMA DE ANCLAJE

En la Zona del predio se tiene una barranca, por lo que estos taludes no se pueden anclar, por lo que es necesario dejar taludes 0.8:1.0 (Horizontal-Vertical), y protegerlos con un repellado, Como se muestra en la figura 61.

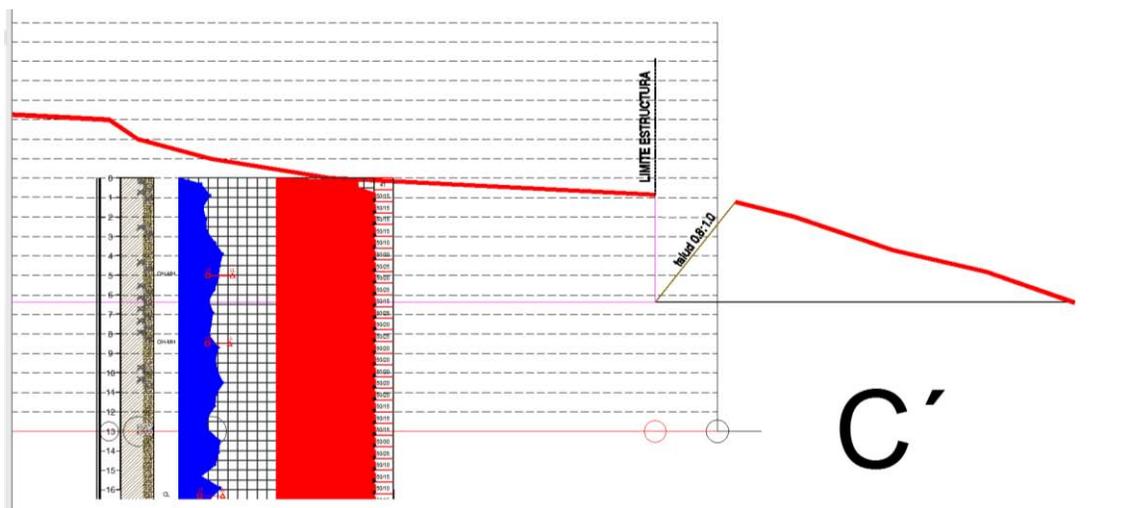


FIGURA 61TALUDES 0.8:1.0, PARA CONDICIONES DE BARRANCA

8.1.- Determinación del proceso constructivo en las colindancias

Se revisó la estabilidad del talud vertical que se dejará por la excavación que se realizara en el sitio de interés.

En los análisis se consideró:

- Que los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del terreno natural corresponden con los obtenidos de la exploración del subsuelo.
- La geometría del talud
- Una sobrecarga uniforme distribuida sobre la corona del talud cuya magnitud es mínima considerada es de 2.0 ton/m².
- Un factor de seguridad mínimo de 1.5 para considerarlo estable a corto plazo.
- Un coeficiente sísmico de 0.16.

Para efectuar los análisis de estabilidad se recurrió al procedimiento de equilibrio al límite mediante el método de Dovelas y el criterio de Bishop simplificado.

El factor de seguridad de la superficie de falla en estudio se obtiene comparando el momento resistente que producen las fuerzas que tienden a hacer que el talud no falle, contra el momento motor de las fuerzas que tienden a provocar su deslizamiento.

Las fuerzas que tienden a provocar la falla del talud son:

- a. El peso del suelo que se encuentra a la izquierda de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.
- b. Filtraciones.
- c. Sobrecargas en la corona del talud.
- d. Sismos.

Entre las fuerzas que se oponen a la falla del talud se consideran:

- a. La resistencia al esfuerzo cortante del material a lo largo de la superficie de falla en estudio.
- b. El peso del suelo que se encuentra a la derecha de la vertical que pasa por el centro del círculo de la superficie de falla en estudio.

El procedimiento de análisis es interactivo, y que se deben escoger varios centros de círculos haciendo variar su radio hasta obtener el factor de seguridad mínimo asociado al centro del círculo en análisis. Repitiendo lo anterior para todos los círculos en estudio se determina finalmente el factor de seguridad mínimo de la sección analizada.

Los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son de tipo cohesivo friccionantes, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene más probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie de falla cilíndrica o de deslizamiento sobre superficies casi planas ubicadas en la proximidad de la superficie del talud.

Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación o deslizamiento de los taludes de interés incluyendo sobrecargas de 2 ton/m² sobre la corona del talud y el efecto de la acción sísmica sobre el talud, se realizaron análisis del método de Dovelas y se empleó un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado.

Considerando un talud vertical y las características estratigráficas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga de 2ton/m² sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla en condiciones estáticas por deslizamiento resulto ligeramente mayor a 1.5, siendo este valor mayor al admisible para condiciones a corto plazo.

De los resultados de los análisis descritos se puede concluir que el talud deberá protegerse y estabilizarse con un sistema de anclaje constituido por anclas de fricción postensadas y un muro de concreto lanzado para evitar su erosión y sobre el que reaccionarán las anclas, como se indica más adelante.

El muro de concreto lanzado que se colocará será de 6 cm de espesor y 150 kg/cm² de resistencia a los 28 días, aplicado sobre una malla electrosoldada 6x6/6-6 debidamente anclada al cuerpo del talud.

También deberá impedirse que ocurran filtraciones, por lo que deberán construir el sistema de drenaje



FOTOS REPRESENTATIVAS DE LOS DRENES PROFUNDOS

Los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son de tipo cohesivo friccional, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene más probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie de falla cilíndrica o de deslizamiento sobre superficies casi planas ubicadas en la proximidad de la superficie del talud.

Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación o deslizamiento de los taludes de interés incluyendo sobrecargas de 2 ton/m^2 sobre la corona del talud y el efecto de la acción sísmica sobre el talud, se realizaron análisis del método de Dovelas y se empleó un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado.

Considerando un talud vertical y las características estratigráficas y físicas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga de 3 ton/m^2 sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla por deslizamiento resulto menor de 1.25 que no es (admisibles) para condiciones de corto plazo.

Para incrementar el factor de seguridad contra falla por deslizamiento de los taludes con inclinaciones mayores de 35° se retendrán parcialmente mediante un muro anclado que cubra y confine los materiales tobaceos que constituyen al cuerpo del talud.

La distribución, número y capacidad de las anclas, será tal que la presión aplicada a los materiales expuestos del talud por el muro de concreto lanzado al que se sujetan incrementa la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie potencial de falla a un valor que de por resultado un factor de seguridad admisible contra deslizamiento para las condiciones de trabajo del talud.

8.1.1.- Cortes y taludes verticales para alojar a los sótanos de estacionamiento

De los acuerdo a los resultados de los análisis realizados, se puede concluir que cuando el talud requiera dejarse verticalmente, y sea mayor a 10m, se deberá proteger y estabilizar con un sistema de anclaje constituido por anclas de fricción postensadas y un muro de concreto lanzado para evitar su erosión y sobre el que reaccionarán las anclas.

Es importante no colocar sobrecargas importantes en la corona del talud desarrollado, inclusive también ser protegida la corona contra intemperismo.

Será necesario proteger los taludes proyectados con concreto lanzado de 6 cm de espesor y 150 kg/cm^2 de resistencia a los 28 días, se reforzará con una malla electrosoldada 6x6/6-6 anclada a todo el talud con varilla de $\frac{1}{2}$ " de 40 cm de longitud a cada metro y en arreglo tresbolillo.

También será necesario colocar drenes de PVC de 2" de diámetro y de 7m de longitud con una inclinación de 5 grados hacia arriba que permita el escurrimiento del agua que se infiltre en los taludes, dispuestos a cada 8 m en el sentido vertical partiendo de 1.5 m hacia arriba con respecto al nivel de máxima excavación, es decir que se tendrán tres líneas en todo el talud.

Esta estabilización deberá llevarse a cabo conforme progresa el corte. Adicionalmente se dejarán lloraderos constituidos por tubos de PVC de 20 cm de longitud dispuestos en una retícula de 2 m por 2m en el sentido horizontal y vertical con una ligera inclinación hacia la excavación.

8.2.- Procedimiento Constructivo General

A continuación se indica el procedimiento para la excavación del corte.

1. Inicialmente se excavará en el área de interés hasta 3m de profundidad, dejando perimetralmente una banquetta de 2.0 m de ancho y un talud de inclinación 0.5:1.0 (horizontal: vertical).
2. Se procederá a retirar de la berma para descubrir el nivel de anclaje en tramos alternados de 5 m de ancho y se podrán trabajar en forma simultánea.
3. Una vez excavados a talud vertical los primeros tramos, se procederá perfilar cuidadosamente una caja de 20 cm de profundidad y dimensiones de 1.2 x 1.2m cuyo centro coincida con la posición de las anclas, para mantener las condiciones de humedad de los materiales inmediatamente al afinar y perfilado del talud se cubrirán los materiales con un riego de lechada de cemento.
4. En las cajas labradas se colocará una doble parrilla de varilla de ½" a cada 15cm en las dos direcciones, y con dimensiones de 1.2 x 1.2 m, en la zona restante del talud entre las anclas se colocará una malla electrosoldada 6x6/6-6 anclada al talud con varillas de ½" y 0.8 m de longitud, hincadas en una retícula de 1.5 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor total que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que estas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado.
5. Igualmente fijadas a las varillas de ½" se colocarán en el área excavada a talud vertical una malla 6x6/6-6, dejando tramos de malla para su traslape, tanto horizontal como vertical por lo menos 30 cm.

6. Se aplica una capa de concreto lanzado, que en el punto de aplicación del ancla de 1.2 por 1.2 m de 20 cm, y en la zona restante así como por encima del punto de aplicación del ancla 6 cm, hasta la profundidad máxima excavación de 10 m.
7. Una vez terminado de colocar el elemento de retención constituido por el muro de concreto lanzado, se pondrán puntales a los tercios del módulo excavado, con objeto de mantener estable el muro de concreto lanzado en tanto se efectúan los trabajos de perforación, instalación y tensado de anclas.
8. El siguiente paso será realizar las perforaciones que alojarán las anclas, atravesando el muro el muro de concreto lanzado en los sitios que se dejaron las preparaciones (PVC de 5") para tal motivo, siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas antes establecido.
9. Una vez tensadas las anclas de los módulos primeramente excavados, se procederán a retirar los tramos de berma restantes.
10. Bajo ninguna circunstancia podrán excavarse los módulos restantes, hasta que las anclas que se ubicarán en los módulos primero excavados no hayan sido instaladas y tensadas en su totalidad.
11. Los trabajos a realizar en los módulos restantes serán los mismos que describen en los pasos anteriores.
12. Conforme se vaya terminando la etapa de tensado total del primer cinturón se procederá a abrir el siguiente cinturón con la misma secuela antes mencionada.
13. Una vez concluida la tensión del segundo cinturón será necesario efectuar una campaña de retensado en el primer cinturón, debido a que la tensión en la parte de abajo provoca una pérdida de carga en la primera.
14. Es importante señalar que cada ancla tendrá su historial, indicando longitud de perforación, volumen de inyección, fecha de perforación, fecha de inyección, fecha de tensado y de retensados, número de torones, capacidad de carga, tensión alcanzada en cada etapa de retensado, calibración del gato de tensado, y notas adicionales que permitan llevar un control adecuado de las mismas.
15. Conforme se vaya avanzando, se hará una campaña de retensado, de tal manera, que cuando se ha terminado el tercer cinturón se hará una campaña de retensado de los cinturones uno y dos, para verificar que las anclas sostengan la carga de diseño y no hayan sido modificadas por el cinturón subyacente.

16. Antes, durante y a la terminación de la excavación y del sistema de anclaje se deberá llevar un control riguroso por parte de una brigada de topografía, la cual colocará testigos superficiales a cada 5 m sobre la corona y a 50 cm del límite de excavación en todo el perímetro de la excavación proyectada, para monitorear el comportamiento de la excavación, de tal forma que permita tomar algunas medidas preventivas durante su ejecución.

8.2.1.- Consideraciones del sistema de anclaje

Se revisó la estabilidad de los taludes verticales que se dejarán por la excavación que se realizara en el sitio de interés.



8.3.- Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas

Se consideró la geometría del talud vertical de proyecto, suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 2.0 ton/m^2 , actuando en un área contigua a la corona del talud.

En el análisis se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud con los siguientes efectos:

1. Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
2. Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción del momento motor.
3. Generación de empujes hidrostáticos causados por acumulación de agua en la grieta estos empujes son desfavorables en la estabilidad del talud.

Para la determinación de la posición de la grieta, se consideró que esta se desarrolla en la mitad de la corona más alejada que afecta el círculo crítico que pasa por el pie del talud.

La determinación preliminar de las coordenadas del círculo crítico por el pie de talud, se calculó según N. Jambu*:

$$\lambda c\phi = \frac{\gamma H \tan \phi}{C}$$

Para una cohesión, un ángulo de fricción interna y un peso volumétrico de se obtuvo un valor de $\lambda c\phi$ y de acuerdo a las gráficas de Jambu se obtuvo que para un talud de altura 16 m las coordenadas del círculo de falla.

Estas coordenadas se utilizan en el análisis de estabilidad de taludes por medio de un programa de computadora que utiliza el método de Bishop simplificado para determinar el círculo crítico de falla.

De acuerdo a los resultados obtenidos considerando las condiciones del talud, donde se analizó la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad el cual no es admisible de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones *, ** pero si se encuentra debajo del límite será necesario colocar un sistema de retención que incremente el factor de seguridad.

En general se considera que el factor de seguridad admisible en condiciones estáticas para condiciones a largo plazo debe ser de 1.5, por lo que en caso necesario será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado) que incremente el factor de seguridad.

8.4- Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría del talud de proyecto, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual el peso de material dentro del círculo crítico multiplicado por el coeficiente sísmico.

De acuerdo con el análisis anterior se obtuvo un factor de seguridad para condiciones dinámicas, que no son admisibles de acuerdo a la práctica de la ingeniería de cimentaciones *, ** pero se encuentra al límite. Se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a corto plazo debe ser de 1.25, por lo que será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado),² para incrementar el factor de seguridad a largo plazo.

^{2*} Navdocks DM-7, Department of the Navy Bureau Yard and Docks Washington 25 D.C., Chapter 7, P. 7-7

Tomando en cuenta que los resultados obtenidos no sean adecuados a los lineamientos establecidos y considerando que estos se encuentran al límite de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Construcciones se recomienda colocar un sistema de anclaje, que incremente el factor de seguridad de la estabilidad.

8.5.- Sistema de anclaje propuesto

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, de 10 grados con respecto a la horizontal, con perforadoras de roto martillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión. Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua-cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperforación. Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.



SISTEMA DE ANCLAJE PROPUESTO

** Reglamento de Construcciones para el D.F. 1987

Tan pronto se concluya la perforación se introducirá el tensor y se inyectará el ancla, obturando la boca del barreno para uniformizar la presión de inyección. La mezcla a inyectar consistirá de una lechada compuesta con agua-cemento, en proporción 1:2, respectivamente.

El agua a utilizar será limpia y debe mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea: una vez logrado esto, se colocará una lechada en el recipiente de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieren las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 10 Kg/cm² en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba a al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante manómetro, que la presión no sea menor que el valor especificado.
- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojarán los tensores, el volumen de inyección es posible que tenga un sobre volumen por la posible existencia de algunas fisuras en el terreno dentro de su masa lo cual será verificado en campo al momento de la perforación, por lo que al detectarse alguna fuga en el proceso de inyección y en función del su volumen vaciado se evaluará en qué momento se suspenderá la inyección.

La pérdida de lechada en algunos casos puede ser tan importante que aun inyectando una gran cantidad de lechada en una vez, no se cubra la totalidad del tensor en su longitud adherente (bulbo), necesario para que el ancla adquiera capacidad de proyecto.

De ocurrir lo anterior el procedimiento de inyección se hará por etapas, la primera se suspenderá una vez que se detecte la pérdida de lechada en base al volumen inyectado, limpiando el orificio central de las barras, inyectando aire y agua para su completa limpieza, dejando listo para una inyección posterior, una vez que la lechada inyectada inicialmente haya fraguado.

De ocurrir el mismo problema en una segunda inyección se aplicará el mismo procedimiento. Como medida complementaria tendiente a lograr una completa inyección del barreno, se introducirá una manguera secundaria a este junto a la barra de perforación, hasta la profundidad del bulbo (longitud del ancla) y se inyectará a través de ella si se presentan problemas de inyección a través del orificio de la manguera de inyección en el área central del tensor.

Las anclas serán de fricción y postensadas, de 10 cm de diámetro, con un desarrollo de 10 grados con respecto a la horizontal, con excepción del primer cinturón que podría tener un desarrollo de 30 grados con respecto a la horizontal por las instalaciones existentes en vía pública, y casi ortogonal a la superficie del talud con distribución reticular de 3.0 m en el sentido horizontal y vertical, iniciando a 1.50 m a partir de la corona del talud.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1,3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg/cm², la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

8.6.- Tensión y longitud de anclas

En el análisis se consideró que la longitud activa de las anclas se encontrara por detrás de las zonas de posible deslizamiento.

El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre el interface ancla-suelo; Broms (1968) y Littlejohn (1970) establecieron la siguiente ecuación para estimar la carga por fricción.

$$P = P_i \tan \phi D L \pi FR$$

donde:

P: capacidad del ancla, en ton.

P_i: presión de inyección de la lechada, Kg/cm²

D: diámetro de cuerpo del ancla, igual a 10 cm

L: longitud del ancla, en m

φ: ángulo de fricción interna del suelo en el que se instalará el ancla.

π: 3.1416

FR: factor de reducción igual a 0.7

A continuación se presenta resumen de las capacidades, longitudes y distribución de anclas propuestas.

CINTURÓN	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE EN (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	20	15	5	5	60
2	4.5	19	15	4	5	50
3	7.5	18	15	3	4	48
4	10.5	17	14	3	4	48
5	13.5	17	14	3	4	48

RESUMEN DEL SISTEMA DE ANCLAJE PROPUESTO

La carga de tensión que se realiza en cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será el siguiente:



- Se aplicara la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar el 110% de la tensión de diseño.
- Se mantendrá esta tensión por 5 minutos, después se descargara totalmente.
- Se volverán a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar esta, y se sujetará el ancla a la estructura de repartición



8.7.- Procedimiento constructivo para taludes anclados

Una vez perfilado el talud a la pendiente correspondiente y alcanzado el primer nivel de anclaje se procederá a perfilar una caja de 20 cm de profundidad (ver figura 62) y dimensiones de 1.2 x 1.2 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas.

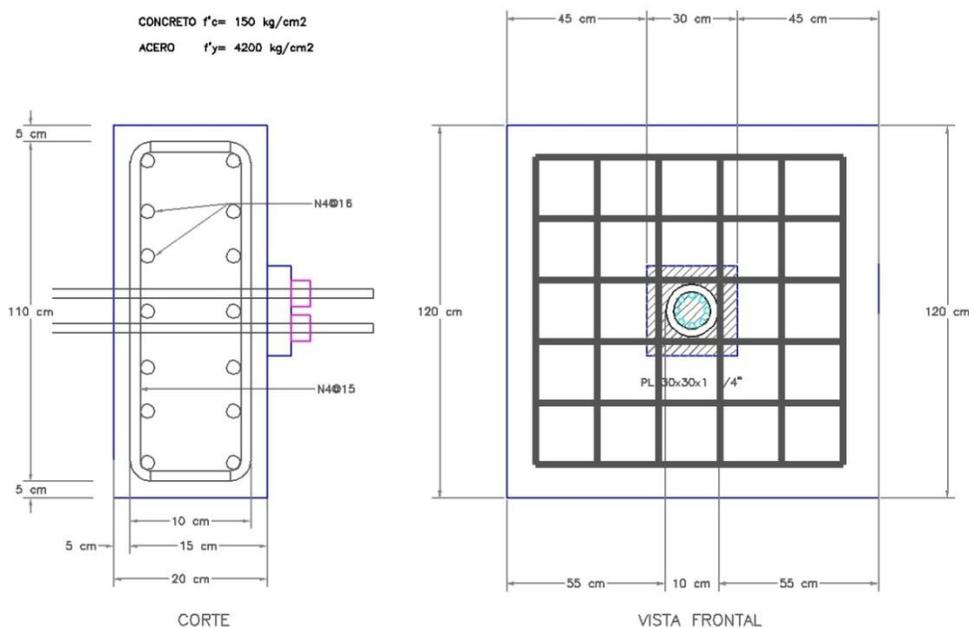


FIGURA 62. DETALLE DEL DADO DE REACCIÓN O ZAPATA

En las cajas labradas se podrán colocar tramos de 1.2 x 1.2 m de una parrilla de varillas 3/8" a cada 15 cm en las dos direcciones o bien podrá colocarse concreto lanzado con fibra metálica, y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente del proyecto se colocara sobre el talud un concreto lanzado con fibra metálica, en el que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se dejaran unos tramos de tubo de PVC de 5" de diámetro a través de los cuales se efectuarán las perforaciones en que se instalarán las anclas.



Se aplica una capa de concreto lanzado de 6 cm de espesor y en el punto de aplicación se colocará un sobre-espesor de 20 cm más y exterior como se muestra en la figura 63.

A continuación se realizan las perforaciones en que se instalarán las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios en que se dejaron las preparaciones para tal motivo. Siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas que se indicaron en los incisos anteriores.

Una vez tensadas las anclas correspondientes al primer nivel de anclaje se procederá con el perfilado del talud hasta el nivel de la siguiente línea de anclaje, procediendo enseguida a la colocación del lanzado de concreto, a la instalación y tensado de las anclas del segundo nivel, en forma semejante a lo realizado para el primer nivel de anclaje, y así sucesivamente para los siguientes niveles de anclaje hasta alcanzar con el talud de proyecto el nivel máximo de excavación.

Las anclas serán del tipo de fricción, tendrán 10 cm de diámetro, un tensor constituido por un paquete de seis torones de 0.5" de diámetro para el primer cinturón y de cinco torones de 0.5" para los cinturones inferiores, de alta resistencia, de 40 mm de diámetro exterior.

Durante la excavación, conformación y anclado de los taludes, un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación y retención propuestas.

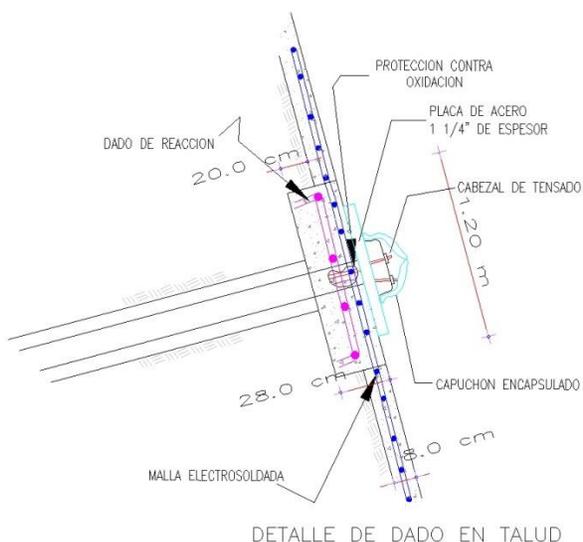


FIGURA 63. DETALLE DEL MURO DE CONCRETO LANZADO Y DADO DE REACCION

8.8.- Instrumentación

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará al movimiento de tierras para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente estas nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

Durante la excavación y conformación de los taludes un ingeniero especialista de Mecánica de Suelos deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis, y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación y proponer un posible sistema de retención con anclaje.

PROCESO CONSTRUCTIVO Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

9. PROCESO CONSTRUCTIVO Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

9.1 Proceso constructivo de la cimentación con pilas

El procedimiento de construcción recomendado para el desplante de pilas se menciona a continuación:

Es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de las pilas.

Realizar la perforación utilizando equipo con capacidad y herramientas, adecuadas para garantizar la verticalidad del barreno, además, es recomendable minimizar la alternación del suelo adyacente a la excavación, conservando las dimensiones de proyecto en toda la profundidad, evitando sobre excavación lateral y vertical del terreno.

Para cada pila se llevará un registro con todos los detalles relevantes durante la construcción.

Debe supervisarse que el empotre de las pilas sea en el material resistente.

Definido anteriormente y supervisado físicamente por un especialista durante el proceso de perforación.

El material suelto que se acumule en el fondo de la perforación debe ser retirado con el equipo de limpieza adecuado, para garantizar que las pilas no se desplanten en material remodelado y evitar posibles asentamientos.

Una vez terminada la perforación, se procederá de inmediato a la colocación del acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar el recubrimiento libre mínimo de 5 cm, entre paños de estribos y perforación.

Después de colocar el armado se iniciara la colocación del concreto con el procedimiento del tubo Tremie, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de un metro; por ningún motivo se interrumpirá la colocación del concreto hasta completar la pila en construcción.

El colado se llevara hasta 0.20 m por arriba del nivel de desplante de las contratrabes, para eliminar el concreto contaminado y permitir la liga estructural de las pilas.

Previo a la construcción de las pilas se tendrá que realizar lo siguiente:

Se tendrá que extraer todo el material redepositado y que se encuentra en estado suelto, teniendo espesores variables, para desarrollar una plataforma horizontal empleando un rampa de acceso de camiones de volteo que la Dirección de obra propondrá.

A continuación se describe el proceso constructivo detallado para la perforación y colado de las pilas:

Las pilas se perforarán a una profundidad mínima de 15m a partir del nivel del último sótano y de 20m en la zona sur.

1.-El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.

2.-La perforación se iniciará utilizando una broca de tipo helicoidal con diámetro igual al fuste de la pila. En algunas ocasiones podría ser necesario en el inicio de la pilas considerar la colocación de un ademe recuperable de longitud variable entre 3 y 6 m de longitud para su emboquillado y contenga los materiales de baja resistencia que se tienen superficialmente. La longitud del ademe en el caso de emplearse estará en función del confinamiento de los rellenos que se observen durante la perforación.

3.- En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes y de ser necesario se perforará inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto.

4.- Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.

5.- Inmediatamente después de hacer la limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila.

6.- El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado dentro de la perforación.

7.- El colado, deberá seguir a la colocación del acero, se realizará usando tubo tremie, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto. Al inicio del colado, el tubo tremie se llevará a 0.50 m sobre el fondo de la perforación.

8.- La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud mínima de 1m.

9.- Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la ubicación de la misma.

10.- El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.

11.- Se usara concreto con revenimiento de 20 cm + 2.

12.- Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.

13.- Las pilas serán de fuste recto sin ampliación en su base.

9.2 Movimiento de tierras

A continuación se presenta los lineamientos generales de movimientos de tierras, de acuerdo al plano topográfico del terreno y a la exploración en campo, observando que existe un desnivel importante y la secuencia que se propone para la construcción y control de terracerías es la siguiente:

1. Se detectaron rellenos de mala calidad en la Sur del predio, a profundidades variables entre 1.30, hasta 5m de profundidad, de acuerdo con el nivel de piso terminado del ultimo sótano, alguna zonas donde se tiene rellenos quedara por debajo de dicho desplante, lo cuales se deberán retirar y posteriormenterestituir con material de banco, la zonificación de rellenos se muestra en la figura 51, se deberá de seguir el procedimiento siguiente:

a) Se tendrá que realizar un mejoramiento en la zona Sur del prediocon un espesor variable entre 1.30m hasta 5m. Dicho mejoramiento consistirá en colocar una plataforma de tepetate limo arenoso colocado en forma controlada de acuerdo a las especificaciones que más adelante se mencionan.

b) Primeramente se deberá de realizar una excavación para retirar los materiales de mala calidad, retirando fuera de obra el material producto de la misma.

c) Dado que esta zona, está en condición de Talud, se construirán los muros de retención antes descritos.

d) Posteriormente se deberá de restituir el material retirado, con una mezcla de material de tipo limo-arcilloso (tepetate), colocando capas de 20 cm compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo hasta llegarse al nivel de proyecto.

Lo anterior es con el objeto de construir una plataforma rígida que sea capaz de disipar las presiones que se aplicarán sobre la superficie y distribuir las de manera uniforme en un área de mayor contacto que permita disminuir las deformaciones que se puedan presentar.

e) Una vez concluida se iniciará con la construcción de la estructura de acuerdo a las especificaciones.

2. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.

3. En caso de requerirse material importado para la construcción de terraplén podrán ser utilizados mezclas de grava, arenas de material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones:

Límite líquido	45% máx.
Índice plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% mín.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ³ mín.

4. Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, en caso necesario se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 5 %, en peso.

7. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto, y se compactarán al 95%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba próctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior del piso del último sótano, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14 ton y una presión de inflado de 90 lbs. /pulg².

8.-Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50m³ de material compactado.

9.-. Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = (\gamma_d \text{ sitio} / \gamma_d \text{ máximo}) \times 100$$

Requiriéndose como mínimo el 95 % para el cuerpo del terraplén

INSTRUMENTACIÓN

10. INSTRUMENTACIÓN

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación a 10 m de profundidad, que alojara a los sótanos y a la cimentación del proyecto.

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

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

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

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

10.1 Referencias Superficiales

Tendrá por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurran en la superficie del terreno que circundará la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno que se instalarán definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

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

10.1.1 Testigo Superficial

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

Criterio de Instalación

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

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

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

a) Testigos superficiales

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

Procedimiento de medición

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

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

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

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

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

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1.- Se solicitó la ejecución de un Estudio de Mecánica de Suelos en un predio, que se localiza en la Avenida Prolongación Alfredo del Mazo, No 1001, Col. México, Nuevo, Atizapán de Zaragoza, Estado de México, donde se proyecta la construcción de un edificio constituido por cinco sótanos para estacionamiento, planta baja y nueve niveles superiores,.

11.2.- El proyecto arquitectónico denominado “Edificio Ford”, plantea el sembrado de una estructura constituida por 5 sótanos para estacionamiento, y planta baja y nueve niveles superiores para Oficinas. El nivel de piso terminado del último sótano se ubicara -16.80 m considerando que el nivel 0.00 quedara en la cota 2393.

El edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto armado, y en las figuras 2 a 5 se presentan las plantas arquitectónicas de la estructura a construirse.

11.3.- Actualmente en el predio de interés está a la orilla de barranca, y las colindancias del sitio de estudio son las siguientes, al Norte con una plataforma, al Poniente del predio se localiza una barranca, al Oriente colinda con un predio baldío y al Sur del predio colinda con una barranca, una mina abandonada y poco más alejado se encuentra un río.

11.4.- Se realizaron en el sitio de interés un total de **7 sondeos profundos** de tipo penetración estándar, los cuales se efectuaron a entre 8 y 20m de profundidad, denominados SPT-1 a SPT-7; y se realizaron en el terreno **diez pozos a cielo abierto**, denominados PCA-1 a PCA-10, en la figura 9 se presenta un croquis con la ubicación de los pozos y de los sondeos profundos realizados dentro del terreno.

11.5.- En las figuras 26 a 32 se presentan los registros de campo de los sondeos, en las figuras 33 a 39 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de tipo penetración estándar, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

11.6.- El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como la Zona de Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango.

11.7.- Mediante recorridos de inspección se investigó en los cortes o barrancas cercanos al predio de interés, la existencia de capas de materiales pumíticos o de bocaminas o indicios de la explotación subterránea de estos materiales.

De acuerdo a las observaciones hechas en los recorridos efectuados en los alrededores al sitio de interés, y considerando los aspectos antes mencionados, se encontró capas de materiales pumíticos a diferentes profundidades, y se detectó la existencia de cavidades a

lo largo de la barranca la cual no se puede observar su trayectoria debido a que dicha cavidad se encuentra inundada, **concluyéndose que la posibilidad de existencia de cavidades en el sitio de interés es alta, por lo que se requiere hacer un estudio geofísico, para poder detectar la trayectoria de dicha mina.**

11.8.- La zona de interés se encuentra al poniente de la Cuenca del Valle de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona I denominada Zona de Lomas.

11.9.- De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Cuenca del Valle de México, el predio de interés se encuentra en la zona de Lomas, y de acuerdo a la zona sísmica en que se ubica le corresponde **un coeficiente sísmico de 0.16.**

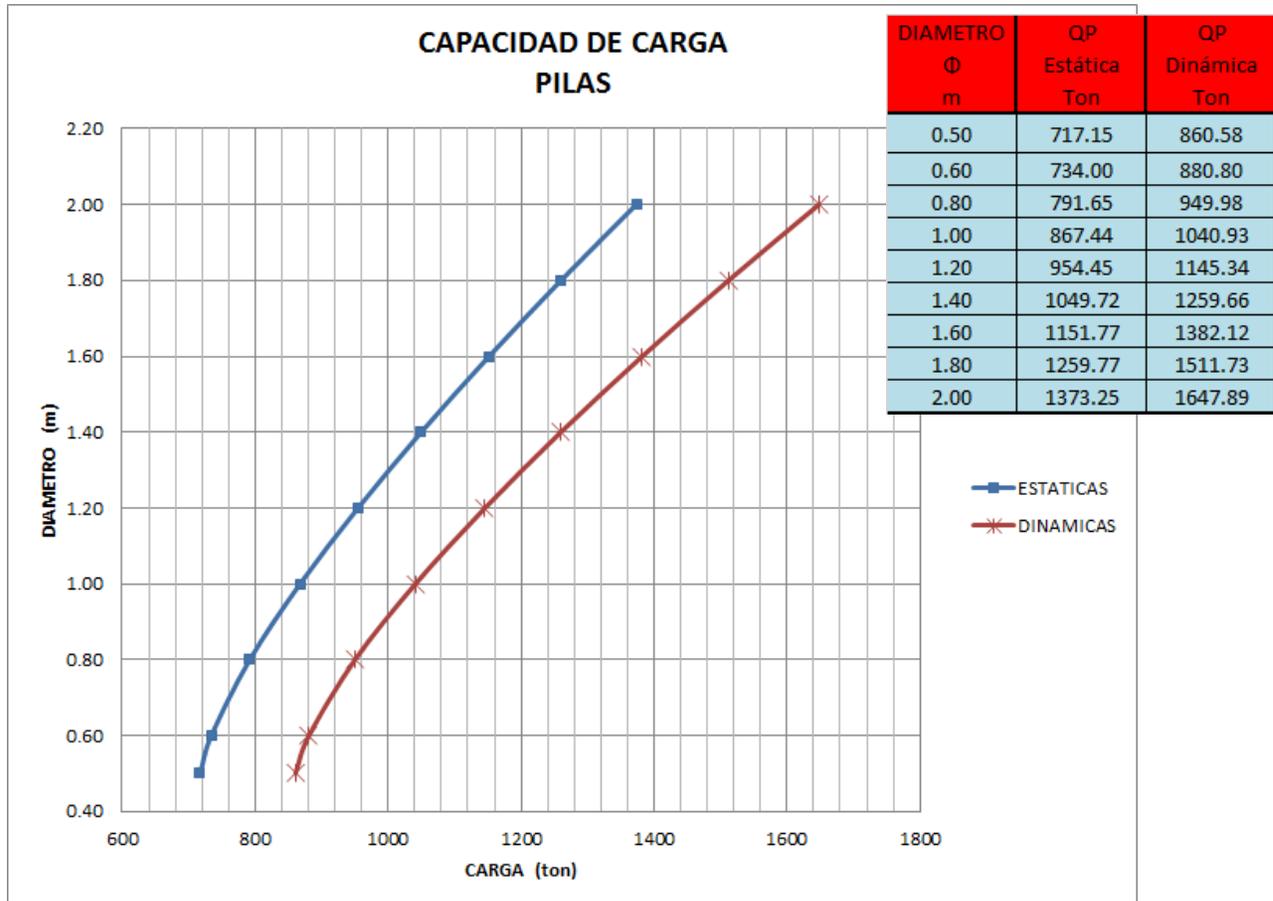
11.10.- Considerando las características arquitectónicas del proyecto, en particular la magnitud y distribución de la carga **estimada** del edificio proyectado, transmitirán una carga de 1.0 ton/m² por nivel y 1.5 ton/m² por sótano; así como las propiedades estratigráficas de los materiales del subsuelo, particularmente la existencia de una capa vegetal y materiales redepositados en la zona sur de predio, conformado por arcillosas poco limosa, café oscuro, con gravillas, de consistencia media, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 15 y más de 50 golpes, subyacente a profundidades variables por materiales de resistencia variable entre media y firme, constituidos por arcilla limosa intercalada con estratos de arcilla arenosa, arcilla limo-arenosa y arena fina, en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será la siguiente:

La cimentación bajo el sembrado del edificio podrá resolverse mediante pilas de fuste recto, coladas en seco, y desplantadas a 15m de profundidad que corresponde a la cota 2361.6 con respecto al nivel del último sótano que topográficamente corresponde a la cota 2376.6, (excepto en la zona sur, donde las pilas deberán estar desplantadas a 20m de profundidad, en la cota 2356.6) y que quedaran apoyadas sobre el estrato resistente con más de 50 golpes.

Dependiendo de la magnitud de las cargas del edificio, y por proceso constructivo resulta la alternativa de cimentación más viable el empleo de pilas de fuste recto, desplantadas a 15 m y 20m con respecto al nivel del último sótano como se observa en la figura 50; sin embargo existen áreas que requerirán de un relleno controlado, para retirar los materiales de relleno en estado suelto redepositados en el lugar (ver figura 51), y sustituirlos por materiales de banco compactados para alcanzar el nivel de proyecto del último sótano en la zona sur del proyecto. Las fronteras de relleno de mala calidad y baja resistencia se determinaran en campo.

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación

La capacidad de carga es la siguiente:



Se usara concreto con revenimiento de 20 cm + 2, para las pilas

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 7,000ton/m² y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.2 y 1.8 cm, para pilas de 0.8 y 2.00 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

11.11.- En la zona Sur del predio se requieren muros de retención los cuales se diseñaran contra volteo, deslizamiento horizontal de la base, rotura estructural (flexión y cortante) y falla por capacidad de carga del suelo de cimentación.

Las dimensiones del muro tendrán como mínimo un empotramiento de 3m en Material natural, como se observa en las siguientes figuras

Se recomienda que el muro en su parte inferior se coloque un filtro de grava de 30 cm de espesor con tamaño $\frac{3}{4}$ " y en el fondo se colocará un tubo de PVC hidráulico de 6 pulgadas diámetro ranurado a media caña en su parte superior a cada 10 cm con su respectiva protección (malla tipo mosquitero) para evitar que se azolven, y deberá canalizarse hacia la zona más baja.

11.12.- Dado que el área por excavar será la parte Norte que tiene el mayor desnivel, se requiere estabilizar los cortes mediante un sistema anclaje.

En la Zona del predio se tiene una barranca, por lo que estos taludes no se pueden anclar, por lo que es necesario dejar taludes 0.8:1.0 (Horizontal-Vertical), y protegerlos con un repellado.

11.13.- El proceso constructivo y las especificaciones para el sistema de anclaje se describe en el capítulo 8.

CINTURÓN	NIVEL	LONGITUD TOTAL (M)	LONGITUD ACTIVA (M)	LONGITUD LIBRE EN (M)	NUMERO DE TORONES DE 0.6"	CAPACIDAD DE CARGA EN TON.
1	1.5	20	15	5	5	60
2	4.5	19	15	4	5	50
3	7.5	18	15	3	4	48
4	10.5	17	14	3	4	48
5	13.5	17	14	3	4	48

RESUMEN DEL SISTEMA DE ANCLAJE PROPUESTO

11.14.- Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará al movimiento de tierras para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo.

11.15.- En el capítulo 9 se describe el proceso constructivo de las pilas.

RECOMENDACIONES

Referencias Superficiales

Tendrá por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurran en la superficie del terreno que circundará la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno que se instalarán definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

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

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

Criterio de Instalación

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

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

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

b) Testigos superficiales

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos.

- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

Procedimiento de medición

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

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

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

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

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

Nota: es necesario realizar un estudio geofísico en el terreno para determinar la trayectoria de la mina existente, y poder evaluar la solución de cimentación propuesta en este estudio.