



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO

**“ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO
PARA EL PROYECTO HABITACIONAL. UBICADO
EN AVENIDA TAMAULIPAS NO. 1352, COLONIA
REACOMODO SANTA LUCÍA, ALCALDÍA ÁLVARO
OBREGÓN, CIUDAD DE MÉXICO”**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

DOROTEO FLORES ROMERO

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

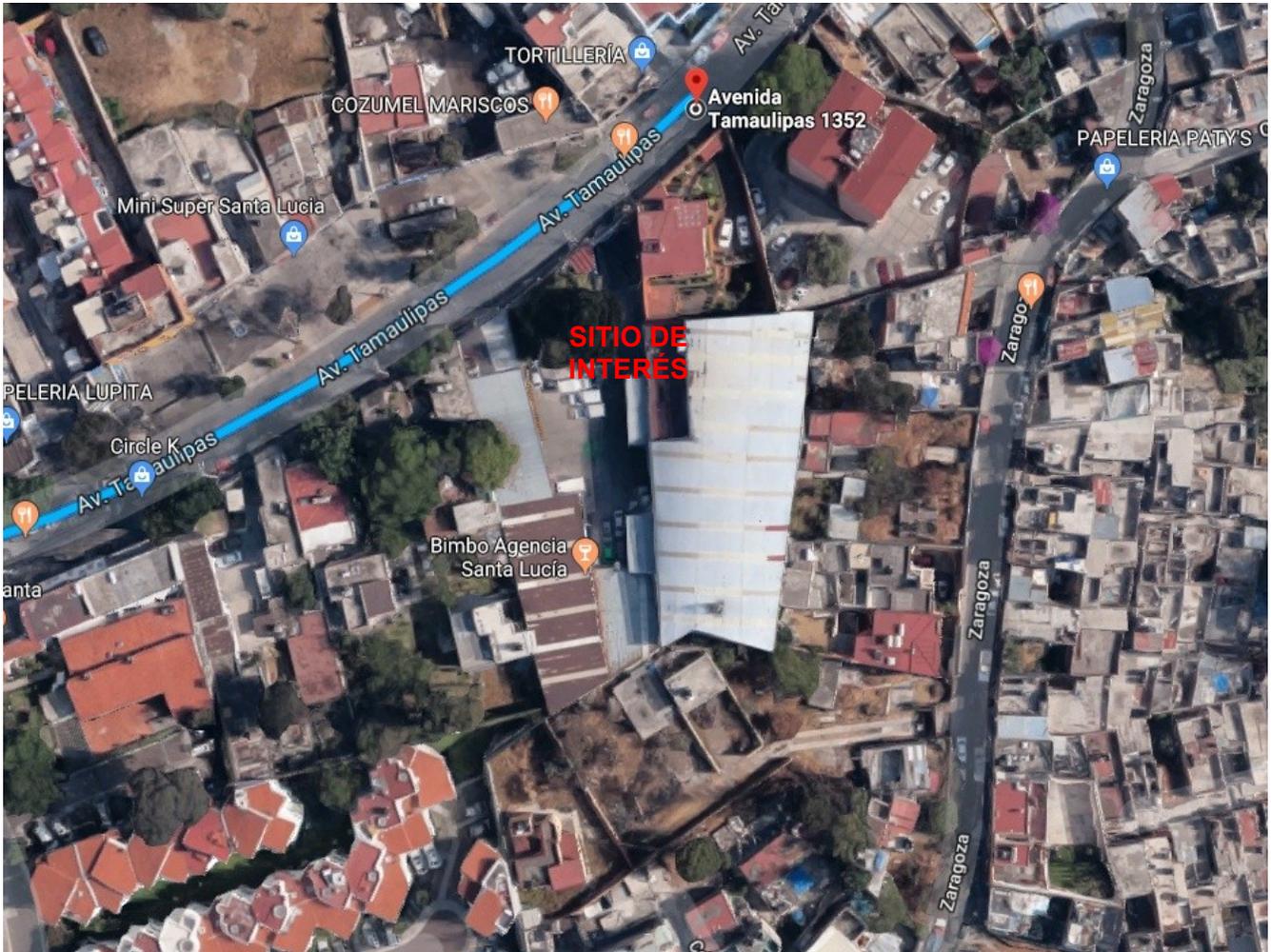
DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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.



**“ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO
PARA EL PROYECTO HABITACIONAL. UBICADO
EN AVENIDA TAMAULIPAS NO. 1352, COLONIA
REACOMODO SANTA LUCÍA, ALCALDÍA ÁLVARO
OBREGÓN, CIUDAD DE MÉXICO”**



INDICE

AGRADECIMIENTO	4
INTRODUCCION.....	5
I. ANTECEDENTES	7
II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO	18
III CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.....	42
IV FACTIVILIDAD DE CAVERNAS.....	55
V ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	56
VI. PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS.....	66
CONCLUSIONES.....	82
REFERENCIAS.....	86
ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO.....	87
ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO.....	96
ANEXOIII FIGURAS.....	100



AGRADECIMIENTO

Al Ingeniero Gabriel Álvarez Bautista

Por su ayuda en la realización de este proyecto y darme la oportunidad de concluir una etapa de mis estudios muchas gracias.

A mis Padres

Por darme la vida, cuidarme y por su gran esfuerzo para que tuviera una educación profesional, les agradezco que siempre haya sido su prioridad y respaldarme en todos mis proyectos creo que siempre contare con ellos.

A mis Maestros

A todos mis maestros de primaria, secundaria, preparatoria y universidad por enseñarme sus conocimientos mi más sinceros sentimientos de gratitud siempre los tendré presente y a mis sinodales por permitirme compartirles este proyecto.

“EL QUE ESTUDIA SABE Y EL QUE SABE VENCE”



INTRODUCCION

Se ejecuto el estudio de mecánica de suelos donde se pretende construir un edificio constituido por un semisótano para estacionamiento, planta baja, tres niveles superiores y un roofgarden.

El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al occidente de la cuenca del Valle de México, conocida como zona de Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente como la formación Tarango.

En el estudio se determinó la estratigrafía del subsuelo, sus propiedades índices y mecánicas (deformidad y resistencia).

Estableciendo alternativas de cimentación que se juzga más adecuadas para la construcción del inmueble, proporcionado los elementos necesarios para su diseño tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados de la masa del suelo bajo la carga total de la estructura, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones.

Al final se propuso un procedimiento constructivo de la cimentación y protección a las colindancias.



PANORÁMICAS DEL PREDIO EN ESTUDIO

I.- ANTECEDENTES

I.1.- Localización

Se presenta el Estudio de Mecánica de Suelos en un predio localizado en la Avenida Tamaulipas No. 1352, Colonia Reacomodo Santa Lucía, Delegación Álvaro Obregón, Ciudad de México, el cual tiene una superficie aproximada de 2,900 m², donde se proyecta la construcción de un edificio constituido por un semisótano para estacionamiento, planta baja, tres niveles superiores y un roofgarden. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.



FIGURA 1. CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE INTERES

1.2.- Colindancias

Las colindancias que tiene el predio en estudio de acuerdo con el levantamiento realizado en campo son las siguientes:

- Al Norte del predio colinda con un patio que presenta una estructura constituida por planta baja y un nivel superior, así como también con la Avenida Tamaulipas;
- Al Oriente colinda con tres estructuras, todas ellas conformadas por planta baja y un nivel superior;
- Al Poniente se localiza un patio el cual presenta construcciones que constan de planta baja y un nivel superior,
- Y finalmente, al Sur colinda con un patio donde se localiza una estructura constituida por planta baja y un nivel superior.

En la figura 2 se indica una planta donde se precian las colindancias del sitio de interés descritas.

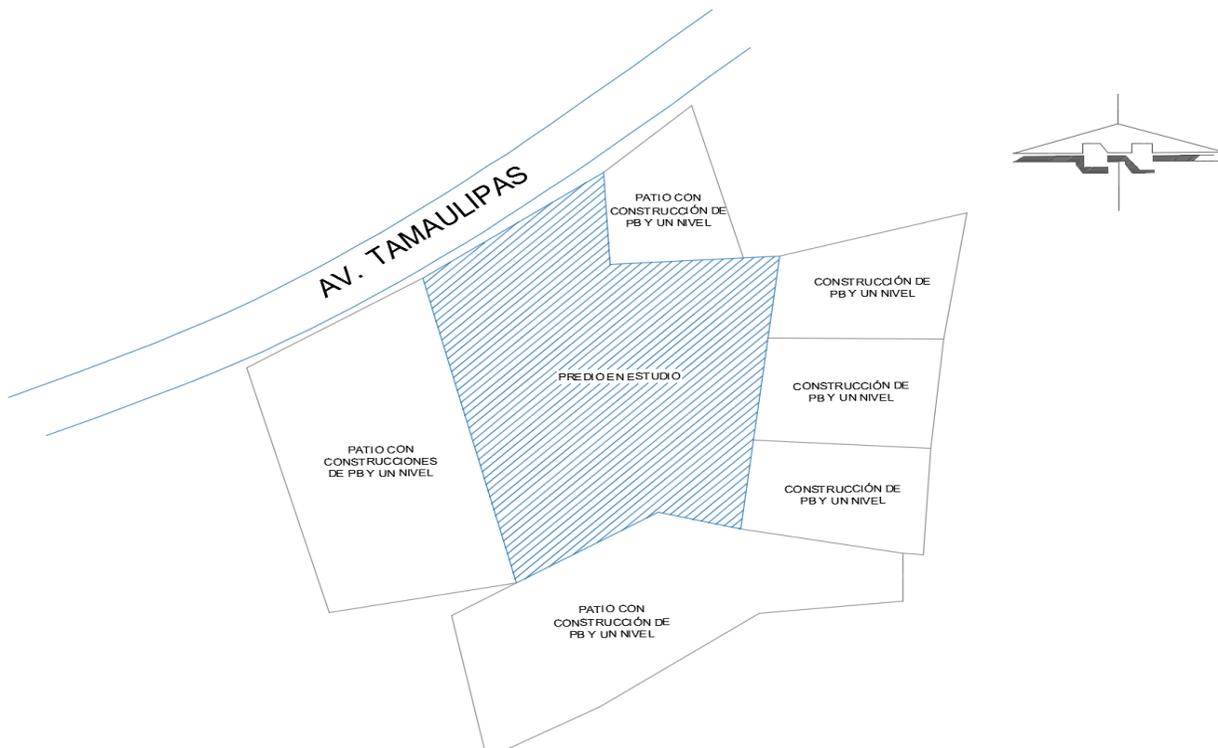


FIGURA 2. COLINDANCIAS DEL PREDIO ANALIZADO



I.2.- Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico plantea el sembrado de una estructura constituida por semisótano, planta baja, tres niveles superiores y un roofgarden, en un predio con un área aproximada de 2,900.00 m².

De acuerdo al proyecto, al semisótano le corresponde un nivel de piso terminado de -2.00, por debajo del nivel de terreno actual (0.00), la planta baja se encontrará por arriba del nivel de banqueta a nivel de piso terminado +1.22, al primer nivel le corresponde un nivel de piso terminado del +4.22, al segundo nivel la cota de piso terminado de +7.22, el tercer nivel le corresponde el nivel de piso terminado de +10.22 y, por último, el roofgardense ubicará en la cota +13.22.

En las figuras de la 3 a la 8 se presentan las plantas arquitectónicas del semisótano, planta baja y cada uno de los niveles superiores, así como de un corte arquitectónico.

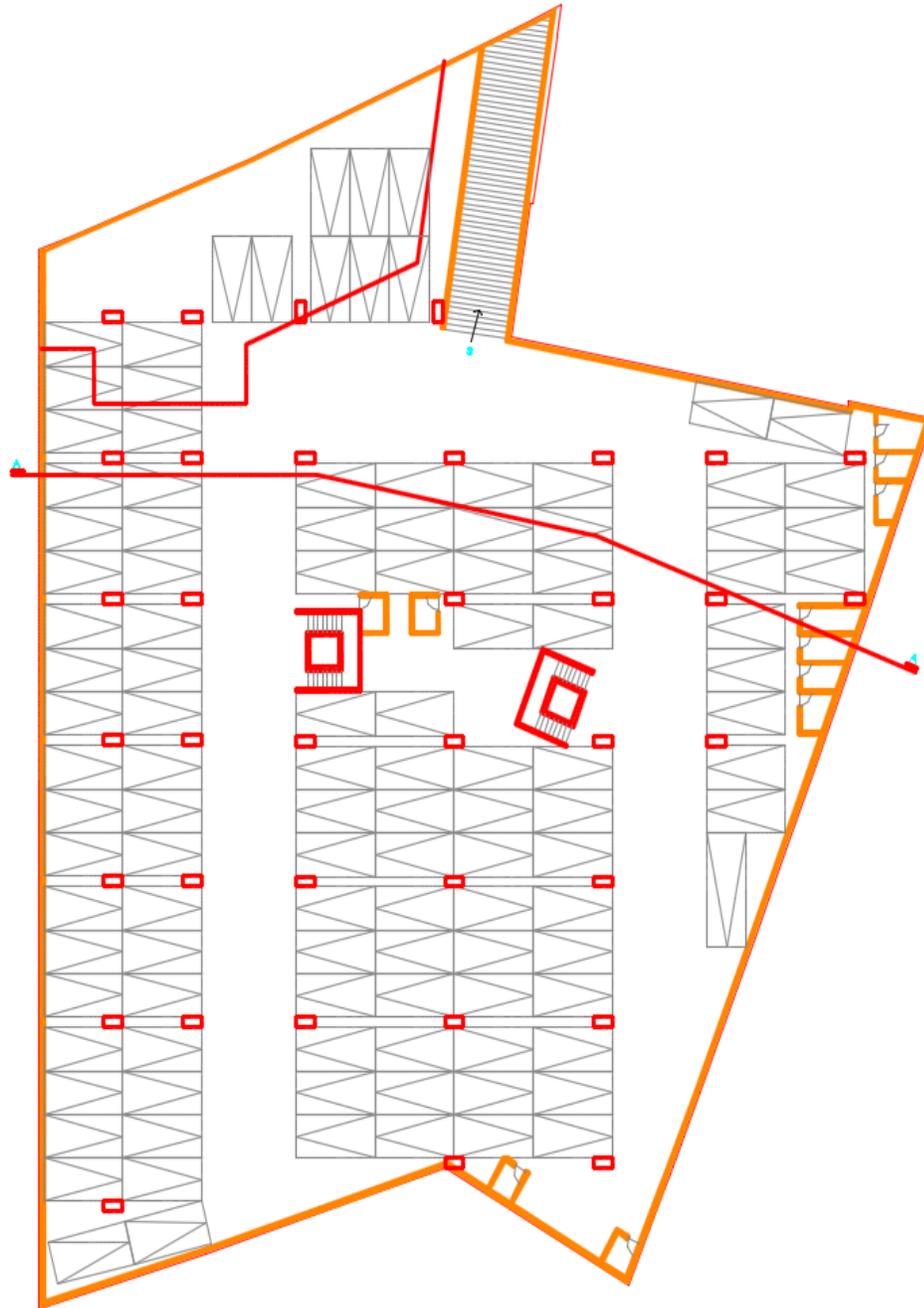


FIGURA 3. PLANTA SEMISÓTANO



FIGURA 4. PLANTA BAJA



FIGURA 5. PLANTA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL



FIGURA 6. PLANTA TERCER NIVEL



FIGURA 7. PLANTA ROOF GARDEN

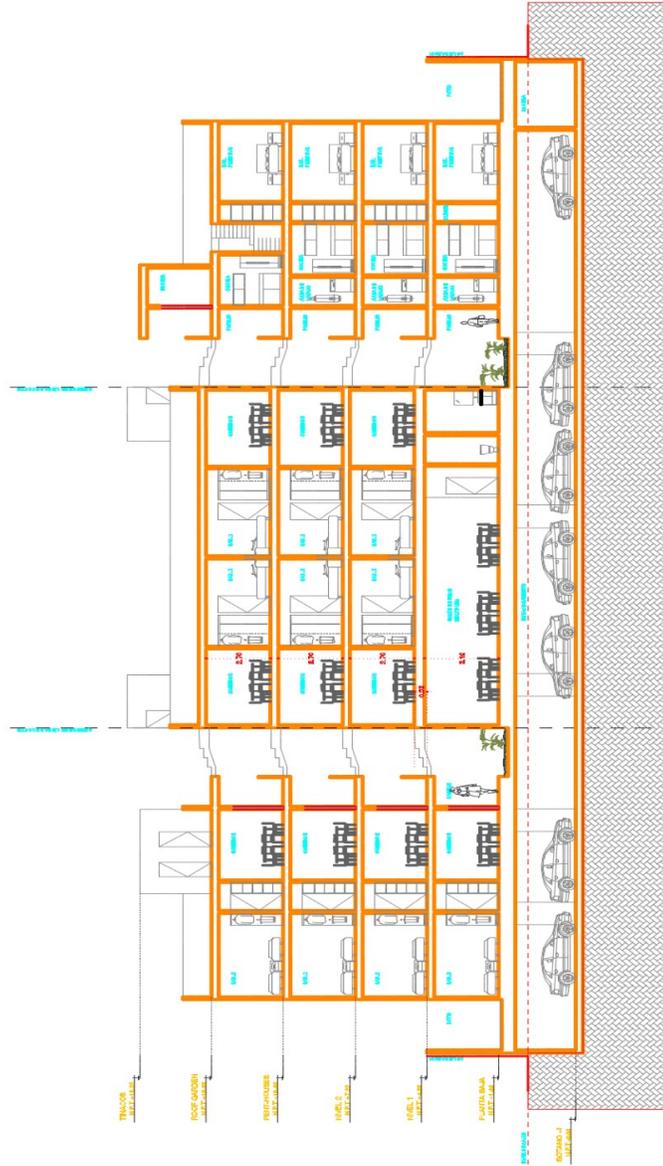


FIGURA 8. CORTE ARQUITECTÓNICO

I.3.- Topografía

La topografía actual del terreno es sensiblemente plana, donde el nivel actual de terreno se localiza aproximadamente 60 cm por debajo del nivel de banqueteta, con una rampa de acceso y un desarrollo de aproximadamente 10 m de largo.

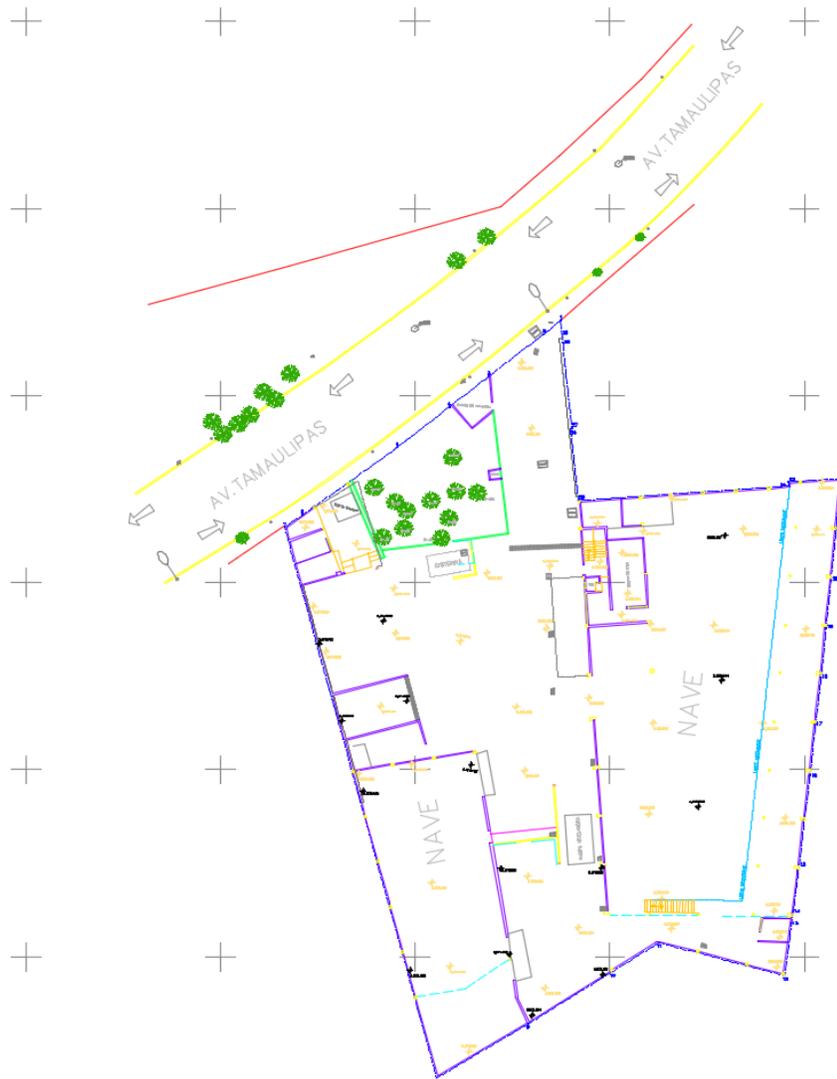


FIGURA 9. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO GENERAL

I.4.- Objetivo del estudio

Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia).

Establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño, tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de las estructuras, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones.

En este informe se establecerá el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación, y se anexa un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



TRABAJOS DE EXPLORACIÓN

II EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Para precisar a la profundidad a la que se encuentran los materiales de depósito natural, en el predio de interés, se efectuaron tres sondeos de tipo mixto a profundidades variables de entre 11 y 16 m, denominados SM-1, SM- 2 y SM-3, los cuales se realizaron combinando el muestreo alterado empleando el muestreo de barril NQ en los depósitos pétreos, con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar. Se obtuvieron muestras representativas alteradas, mediante la prueba de penetración estándar, que consiste en determinar el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados correspondientes al número de golpes necesario para hincar 30 cm al penetrómetro estándar mediante el impacto de un martinete de 63.5 kg que cae libremente desde 76 cm, mientras que con el barril NQ se extrajeron muestras de roca.

Durante la ejecución de los sondeos se puso especial cuidado en observar la pérdida de lodos de perforación o la caída súbita de la herramienta de perforación que pudieran ser indicios de cavidades en el subsuelo o de materiales muy sueltos, así como la observación de la frontera entre los materiales de relleno de mala calidad y los materiales resistentes de depósito natural.

II-1.- Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se llevaron a cabo en el sitio de interés tres sondeos profundos de tipo mixto a una profundidad variable entre 11 y 16 m.

Para conocer los depósitos superficiales, el espesor de materiales redepositados y la capa de suelo vegetal, se excavaron cuatro pozos a cielo abierto entre 0.50 y 2.50 m de profundidad para conocer las características de los depósitos superficiales, obteniéndose muestras alteradas e inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.

La ubicación de los pozos y sondeos (figura 10) fue en forma estratégica, con el objeto de determinar la estratigrafía del subsuelo y las características físicas, de resistencia y deformabilidad correspondientes

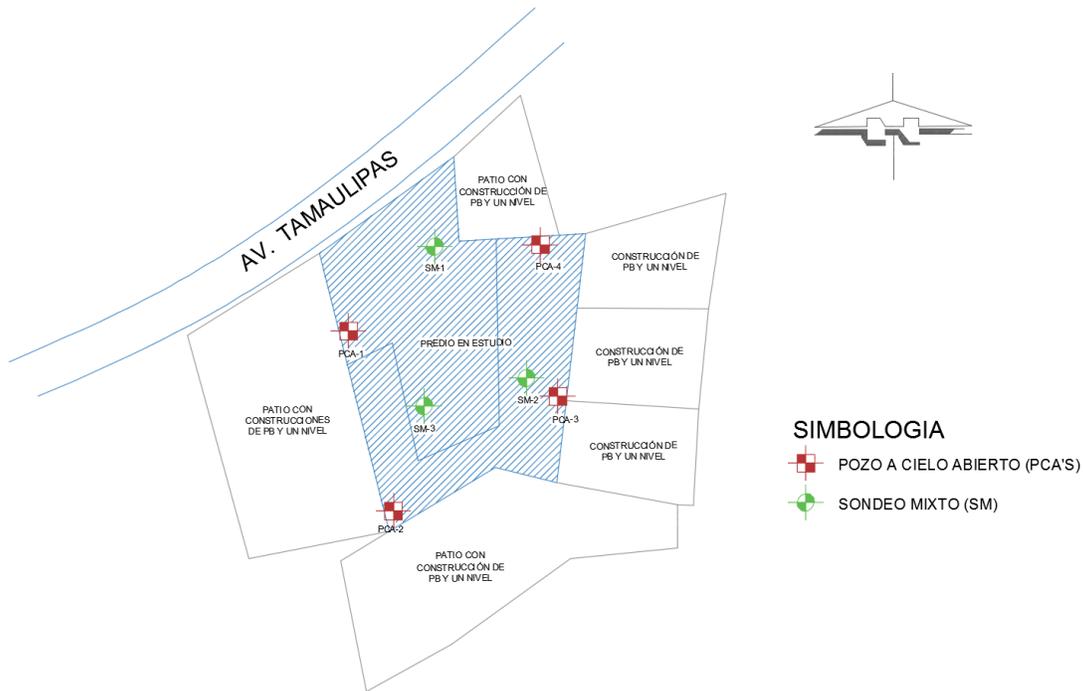


FIGURA 10. UBICACIÓN DE SONDEOS Y POZOS A CIELO ABIERTO

II.2.- Pozos a cielo abierto

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de cuatro pozos a cielo abierto que se realizaron a una profundidad variable entre 0.50 y 2.50 m, en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo. Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

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 llevará a encarecer el costo de la cimentación y tendrá que tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.80 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 de acuerdo con la máxima profundidad explorada.

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

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

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

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

Para conocer las características estratigráficas de los depósitos superficiales del subsuelo en el área de interés, en particular las áreas perimetrales, y con el fin de conocer el espesor de la capa de suelo vegetal, y materiales redepositados, se excavaron cuatro pozos a cielo abierto entre 0.50 y 2.50 m de profundidad, denominados **PCA-1** a **PCA-4**.

Los perfiles estratigráficos de cada uno de los pozos a cielo abierto excavados en el interior del predio se indican en las figuras 11 a 14.

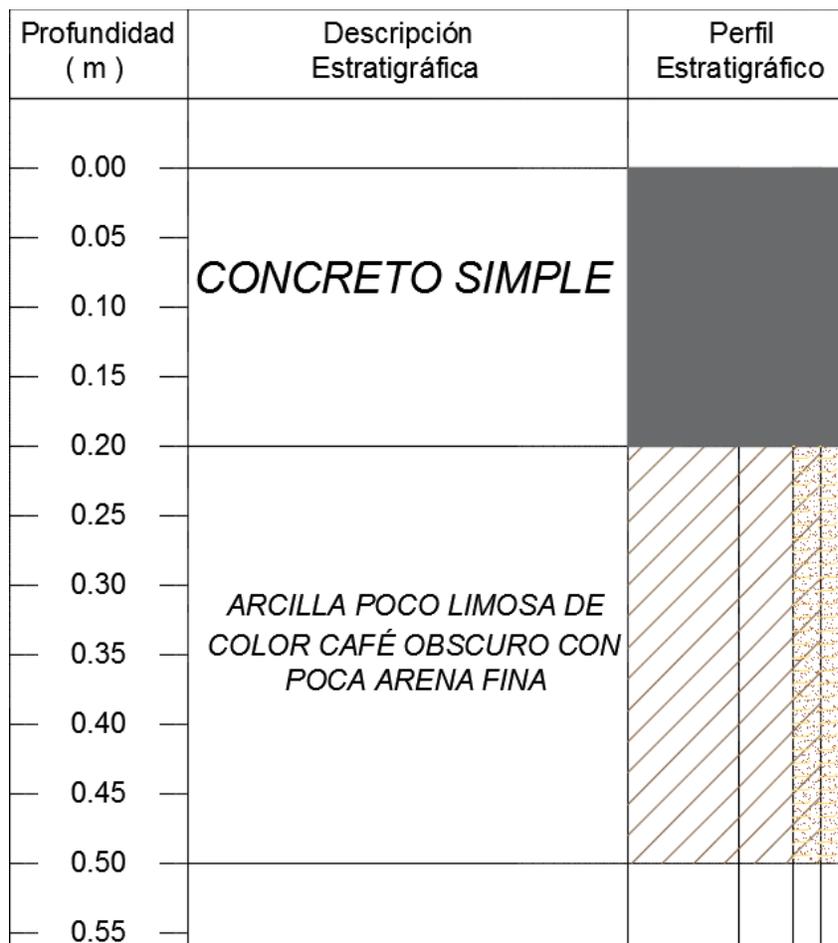


FIGURA 11. POZO A CIELO ABIERTO (PCA-1)

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	CONCRETO CON MALLA	[Grayscale pattern]
0.15		
0.30	PISO SIMPLE	[Grayscale pattern]
0.45	(MATERIAL DE RELLENO) LIMO ARENOSO DE GRANO FINO CON BASURA Y PEDAZOS DE ESCOMBRO	[Red cross pattern]
0.60		[Red cross pattern]
0.75		[Red cross pattern]
0.90		[Red cross pattern]
1.05		[Red cross pattern]
1.20		[Red cross pattern]
1.35		[Red cross pattern]
1.50		[Red cross pattern]
1.65		[Red cross pattern]
1.80		[Red cross pattern]
1.95	[Red cross pattern]	
2.10		



FIGURA 12. POZO A CIELO ABIERTO (PCA-2)

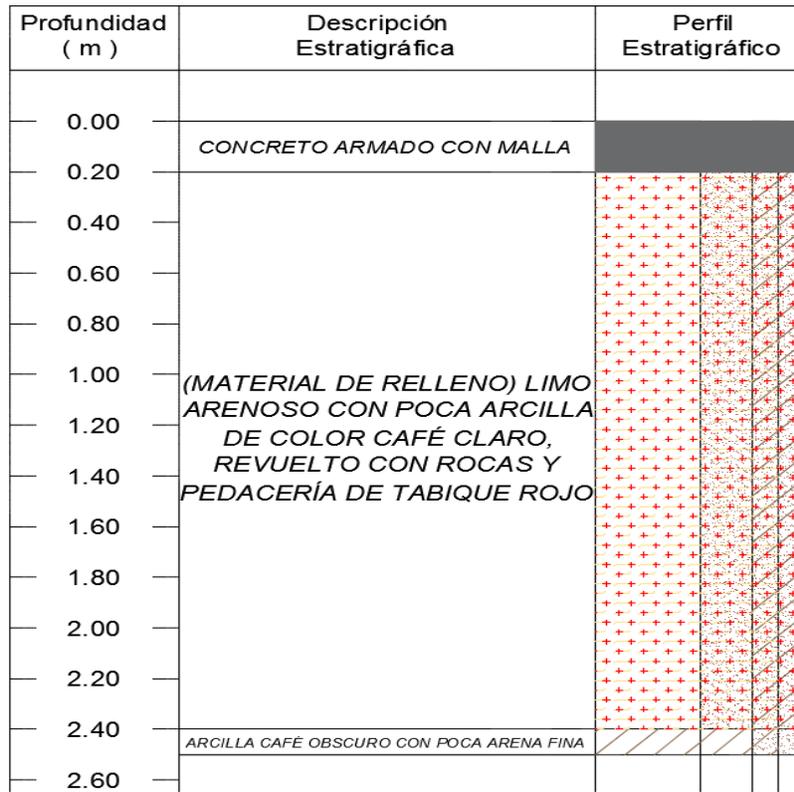


FIGURA 13. POZO A CIELO ABIERTO (PCA-3)

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	CONCRETO CON MALLA	
0.20	(RELLENO CONTROLADO) LIMO ARENOSO CON GRAVAS Y GRAVILLAS, DE COLOR GRIS CLARO	
0.40		
0.60		
0.80		
1.00		
1.20	(MATERIAL DE RELLENO) LIMO ARENOSO DE GRANO FINO, REVUELTO CON PEDACERÍA DE TABIQUE ROJO	
1.40		
1.60		
1.80		
2.00		
2.20		
2.40		
2.60		



FIGURA 14. POZO A CIELO ABIERTO (PCA-4)

II.3.- Sondeos con equipo mecánico

Se efectuaron pozos a cielo abierto para determinar las características superficiales del subsuelo, y para determinar las características de los depósitos profundos se efectuaron tres sondeos profundos con maquinaria rotatoria Long Year 34.

Se requirió hacer tres sondeos profundos, denominados SM-1 – SM-5, los cuales fueron realizados a profundidades variables entre 11 y 16 m, que serán de gran utilidad para determinar la magnitud de los asentamientos máximos esperados y de la capacidad de carga del terreno, así como de conocer la continuidad del suelo y determinando la posible existencia de cavernas.

Los sondeos mixtos se realizaron combinando el muestreo alterado empleando el muestreo de barril NQ en los depósitos pétreos, con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar.



MUESTREADORES EMPLEADOS

II.3.1.- Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad,

el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración.

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.



SONDEOS REALIZADOS

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

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

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

II.3.2.- Muestreo con Barril NQ

El muestreador barril NQ es un tubo de acero, de 10 cm de diámetro y 2 m de longitud, con el extremo inferior una broca que permite el corte en la roca, se introduce mediante rotación con la broca que va cortando la roca, y de esta manera se obtienen muestras de roca para obtener su RQD.



MUESTREADOR BARRIL NQ

En las figuras 15, 16 y 17 se presentan los registros de campo de los sondeos realizados, y en las figuras de la 18 a la 20 se muestran los perfiles estratigráficos de los mismos.

Número Muestra		Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RED		Muestra		Descripción
DE	A	15cm	30cm	15cm	30cm	(cm)	(%)	(%)	(%)	Avance	BT		
1	0.20	0.80	6	10	AVANCE	31					BT	Avance con Broca Triconica	
2	0.80	1.20	13	50/25	AVANCE	39					TP	P/S tabique rojo con gravés. Pl limo arenoso color café obscuro	
3	1.40	2.00	12	40	AVANCE	46					BT	Avance con Broca Triconica	
4	2.00	2.30	25	50/15	AVANCE	23					TP	limo arenoso color café obscuro	
5	2.30	2.60	16	50/15	AVANCE	28					BT	Avance con Broca Triconica	
6	2.90	3.20	21	50/25	AVANCE	38					BT	Avance con Broca Triconica	
7	3.60	3.80	17	41	AVANCE	36					BT	limo arenoso color café obscuro	
8	4.40	4.65	20	50/10	AVANCE	23					TP	limo arenoso color café obscuro	
9	5.00	5.30	10	50/15	AVANCE	35					BT	Avance con Broca Triconica	
10	5.60	6.05	14	50/30	AVANCE	27					BT	Avance con Broca Triconica	
11	6.20	6.50	21	50/15	AVANCE	30					BT	limo arenoso color café obscuro	
12	6.80	7.05	23	50/10	AVANCE	29					BT	Avance con Broca Triconica	
13	7.40	7.55	50/15			15					TP	Gravillas empacadas en limo arenoso	
14	8.00	8.30	30	50/15	AVANCE	24					BT	Gravillas empacadas en limo arenoso color café obscuro	
15	8.60	8.86	33	50/11	AVANCE	20					BT	Avance con Broca Triconica	
16	9.20	9.63	19	50/28	AVANCE	28					BT	Avance con Broca Triconica	
17	9.80	10.10	21	50/15	AVANCE	30					BT	Gravillas empacadas en arena limosa color café obscuro	
18	10.40	10.75	26	50/20	AVANCE	35					BT	Avance con Broca Triconica	
10.75	11.00			AVANCE							BT	Gravillas empacadas en limo color café ob.	

OPERADOR	Supervisor
SEGLOPACHECO	EDUARDO RODRIGUEZ

SE UTILIZO 300 LITROS DE AGUA APROX
APARATE DE MAQUINA DEL SONDO SM-3 AL SM-1 APROX. 21.00 MTS

FIGURA 15. REGISTRO DE CAMPO SM-1 (parte 1)

PROYECTO		AV. TAMAUJAPAS #522		HOJA 1				
UBICACION		CD. SANTIALUCIA		7-ago-18				
SONDOS		S#2		BOMBA MONO 3.6				
PLATE		NO SE ENTREGÓ (60 CM LODO BENTONICO)		RECATE DE TERMINACIONE				
PERFORADORA		LONG YBARBA		MUESTRO				
RECHILENCO		C-3P-18		AVANCE				
Numero Muestra	Profundidad DE	A	No. De Golpes			RQD (%)	Muestra Avance	Descripción
			15cm	30cm	15cm			
	0.00	0.10	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica (Riso de concreto)
1	0.10	0.70	3	10	11		TP	Arena arcillosa con tabique color gris claro (Material de Relleno)
2	0.70	1.30	10	8	3		TP	Gravas, tabiques, concreto (Material de Relleno)
3	1.30	1.90	6	11	5		TP	Arena arcillosa con gravillas color gris obscuro
4	1.90	2.33	10	50/28	43		TP	Limo arenoso color café obscuro
	2.33	2.50	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
5	2.50	2.80	13	50/15	30		TP	Limo arenoso color café obscuro
	2.80	3.10	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
6	3.10	3.70	12	27	23		TP	Limo arenoso color café obscuro
7	3.70	4.30	15	36	33		TP	Limo arenoso color café obscuro
8	4.30	4.70	30	50/25	35		TP	Limo arenoso color café obscuro
	4.70	4.90	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
9	4.90	5.23	27	50/18	29		TP	Limo arenoso color café obscuro
	5.23	5.50	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
10	5.50	5.78	27	50/13	27		TP	Limo arenoso con gravillas color café obscuro
	5.78	6.10	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
11	6.10	6.40	31	50/15	20		TP	Limo arenoso con gravillas color café obscuro
	6.40	6.70	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
12	6.70	7.05	16	50/20	24		TP	Limo arenoso con gravillas color café obscuro
	7.05	7.30	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
13	7.30	7.61	21	50/16	20		TP	Limo arenoso con gravillas color café obscuro
	7.61	7.90	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
14	7.90	8.12	23	50/7	21		TP	Limo arenoso con gravillas color café obscuro
	8.12	8.50	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
15	8.50	8.65	50/15		15		TP	P/Limo arenoso con gravillas color café obscuro P/Li. gravas color gris obscuro
	8.65	9.10	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
SM	9.10	9.11	50/1		SR		TP	Si recuperación de Muestra (Robote de herramienta)
16	9.11	10.10	BARRIL	NQ	43		BNQ	Fragmentos de bolos color gris obscuro
SM	10.10	10.11	50/1		SR		TP	Si recuperación de Muestra
17	10.11	11.00	BARRIL	NQ	19		BNQ	Fragmentos de bolos color gris claro
18	11.00	11.60	11	29	37		TP	Arena limosa color café obscuro con gravillas
19	11.60	11.65	50/5		4		TP	Gravas en zapata color gris claro
	11.65	12.20	AVANCE				BT	Avance con Beca Tritonica
SM	12.20	12.21	50/1		SR		TP	Si recuperación de Muestra (Robote de herramienta)

SE UTILIZÓ 300 LITROS DE AGUA APROX
 POR INSTRUCCION SE REBUBO EL SONDOS SM-2
 SE CUMPLIÓ CON 40 MINUTOS DE MANOBRAS PARA INGRESAR EL EQUIPO A LA PLANTA

OPERACION
 OPERADOR: SERGIO PAQUERO
 SUPERVISOR: EDUARDO REZ

FIGURA 16. REGISTRO DE CAMPO SM-2 (parte 1)

Proyecto: OBRA AV. TAMALIPAS 132 Ubicación: SANTALLICIA Sondeo: SM-3 N.A.F.: 2.79 mts (nivel de fondo 9.8-118)										BOMBA: MOMO 3L6 FECHA DE TERMINACIÓN: 8 ago-18			HOJA: 1							
REFORMADORA: FECHA DE INICIO: 7 ago-18										LONG YEAR 31 7 ago-18			REPARACIÓN (%)		R.O.D (%)		Muestreo Avance		DESCRIPCIÓN	
Numero Muestra	DE	Profundidad	A	15cm	30cm	No. De Golpes	15 cm	30 cm	Reparación (cm)	(%)	Reparación (%)	(%)	Muestreo	Avance						
1	0.00	0.10	0.10	AVANCE	50/27	15	42						BT	Avance con Broca Tritonica						
2	0.52	0.70	0.70	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
3	1.30	1.30	1.30	AVANCE									BT	Avance con Broca Tritonica						
4	1.88	1.88	1.88	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
5	2.50	2.50	2.50	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
6	2.80	3.10	3.10	AVANCE									BT	Avance con Broca Tritonica						
7	3.45	3.70	3.70	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
8	4.15	4.30	4.30	AVANCE									BT	Avance con Broca Tritonica						
9	4.90	4.90	4.90	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
10	5.50	5.80	5.80	AVANCE									BT	Avance con Broca Tritonica						
11	6.10	6.45	6.45	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
12	6.70	7.00	7.00	AVANCE									BT	Avance con Broca Tritonica						
13	7.30	7.55	7.55	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
14	7.90	8.23	8.23	AVANCE									BT	Avance con Broca Tritonica						
15	8.50	8.75	8.75	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
16	9.10	9.32	9.32	AVANCE									BT	Avance con Broca Tritonica						
17	9.40	10.40	10.40	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
18	10.40	11.40	11.40	AVANCE									BT	Avance con Broca Tritonica						
19	11.40	12.40	12.40	AVANCE									BT	Limo arenoso color café obscuro						
FIN DE SONDEO A LOS 12.40 METROS										OPERADOR: SERGIO PACHECO		SUPERVISOR: EDUARDO RODRIGUEZ								
SE UTILIZÓ ZOLITS DE GUARAPROX										SE ARRANSHO LA MÁQUINA APROX. 45.00 METROS DEL SM-2 AL SM-3										
OBSERVACION:										FRAGMENTOS DE BOLEAS EMPACADAS EN ARENA LIMOSA COLOR CAFÉ OSCURO										
FRAGMENTOS DE BOLEAS COLOR GRIS CLARO										FRAGMENTOS DE BOLEAS COLOR GRIS CLARO										

FIGURA 17. REGISTRO DE CAMPO SM-3



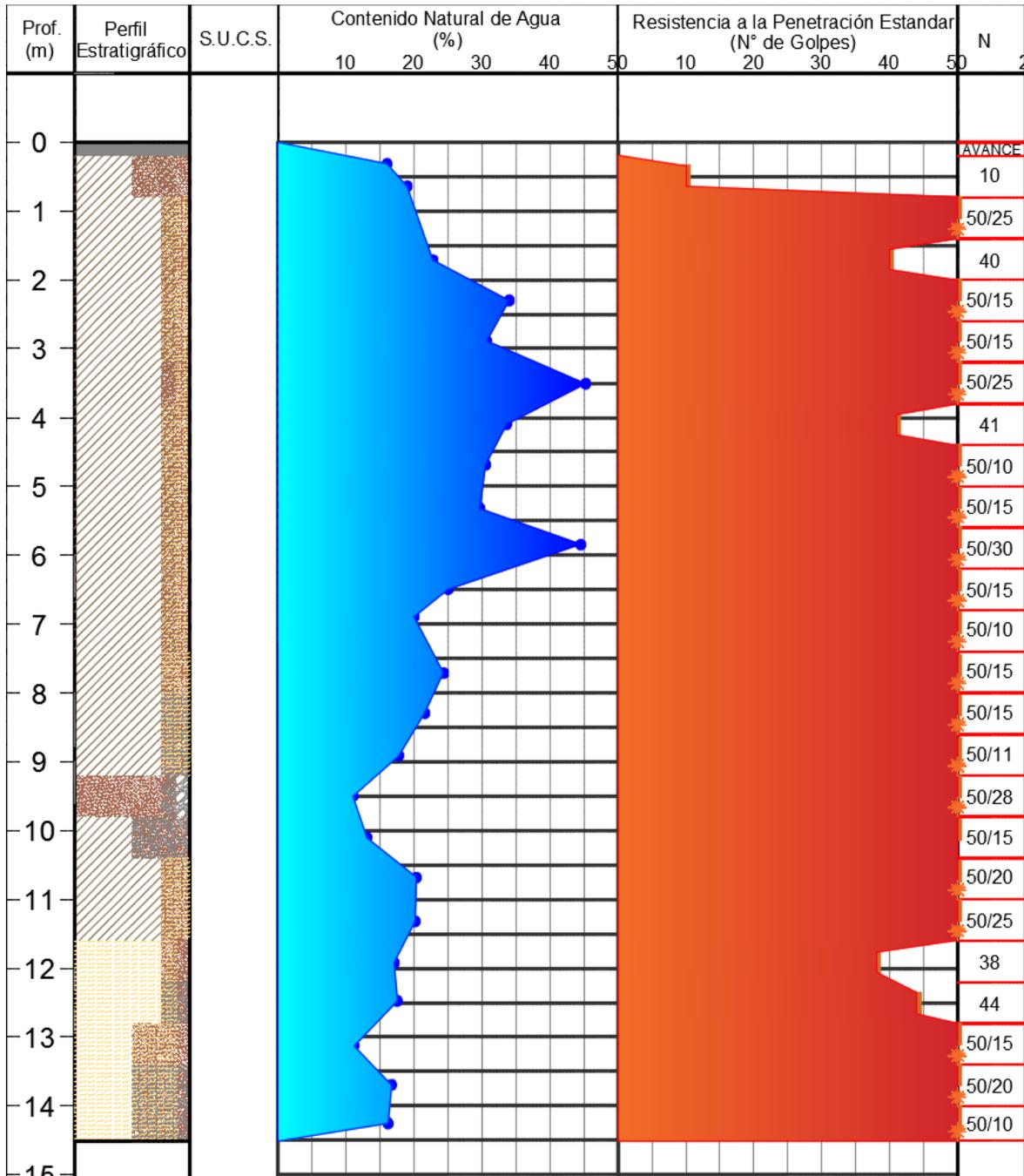


FIGURA 18. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-1

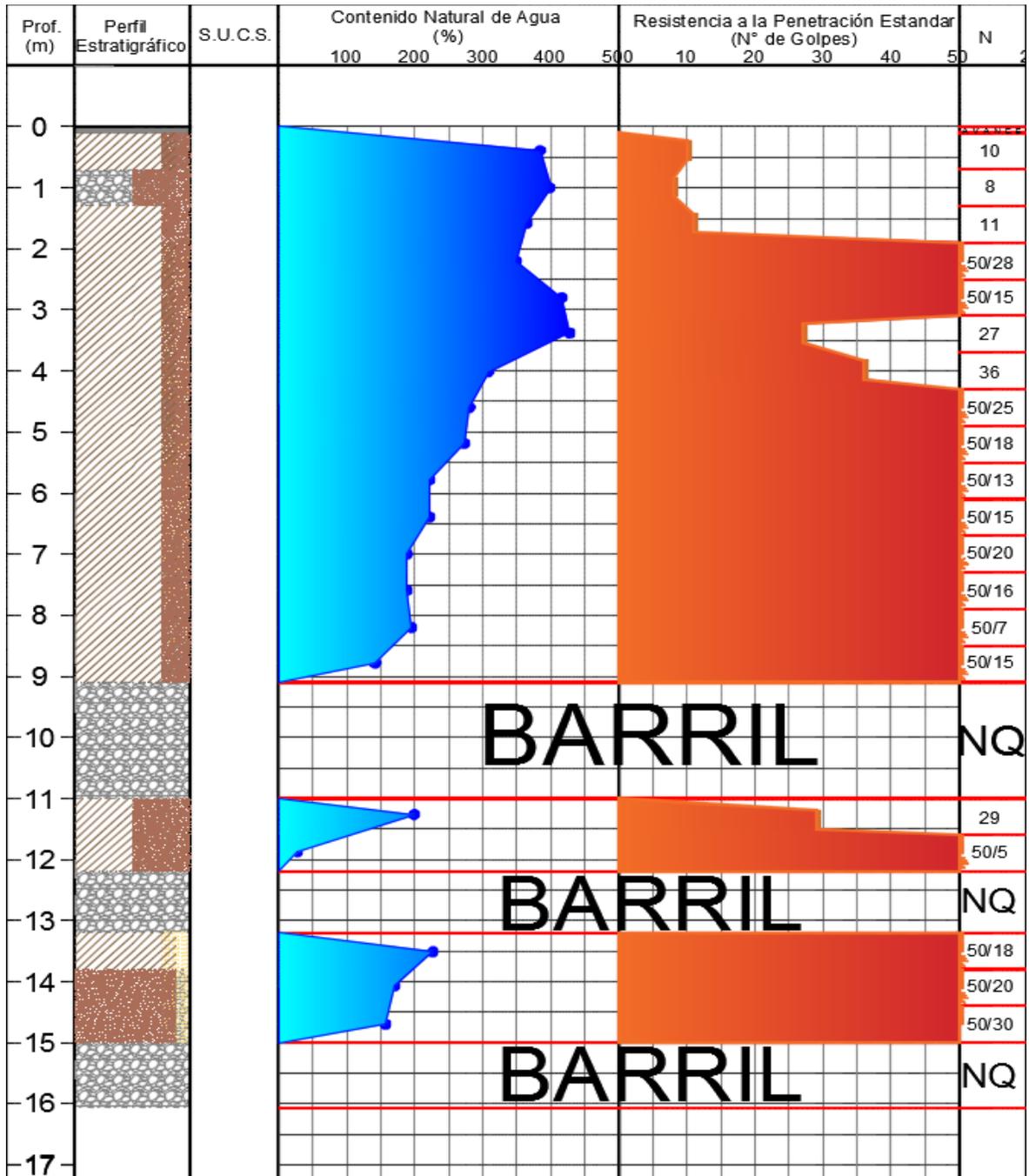


FIGURA 19. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-2

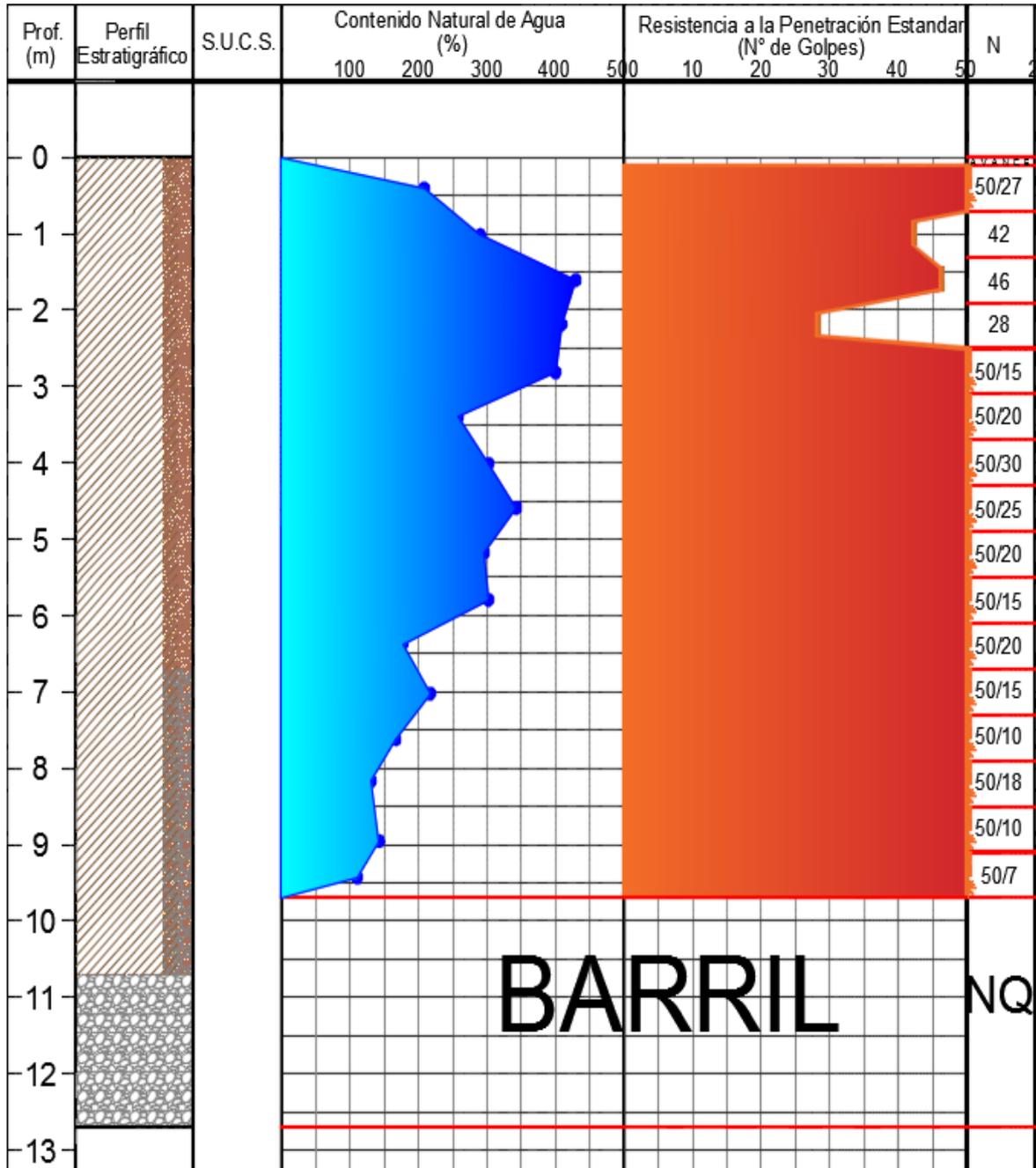


FIGURA 20. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-3

En la figura 21 se puede observar la zonificación de materiales que se tiene en el predio de estudio.

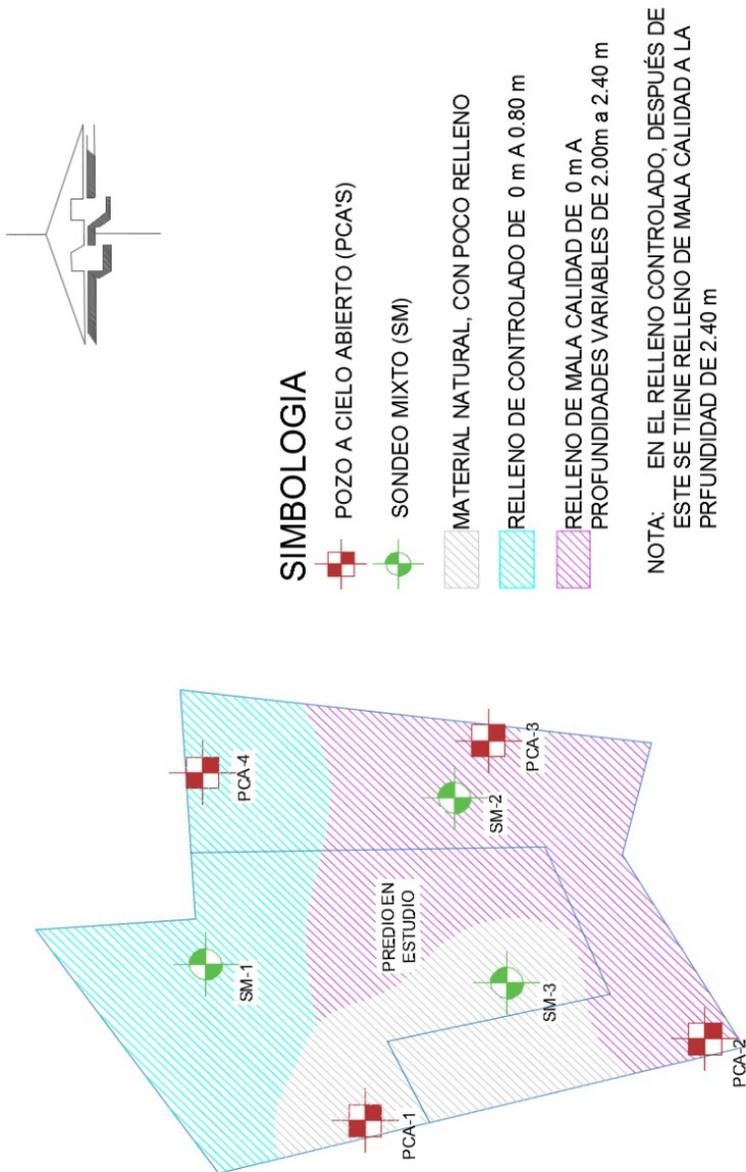


FIGURA 21. ZONIFICACIÓN DE MATERIALES

II.4.- PRUEBAS DE LABORATORIO

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

EQUIPO DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL

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:

II.4.1.- Muestras alteradas

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

Propiedades Índice

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

II.4.2- Muestras inalteradas

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

Propiedades Índice

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

Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión Simple

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



FOTOGRAFÍAS DE ALGUNAS MUESTRAS DEL SUBSUELO OBTENIDAS

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 II.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada.



En las figuras del Anexo II 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.

III.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al Occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como zona Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente como la formación Tarango. (Ver figura 22)

III.1.- Levantamiento geológico local

El predio de interés forma parte de la Sierra de las Cruces ubicada al suroeste de la Cuenca del Valle de México conocida como Zona de Lomas, de acuerdo con la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango.

En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y lenticular, y se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones en grandes volcanes andesíticos estratificados:

- a) Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variable, producida por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.
- 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.

Los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y hasta lenticular, constituidos por materiales producto de erupciones violentas, formando tobas arcillosas y lahares principalmente.

Las estructuras de la formación Tarango están formadas por la superposición de varios abanicos volcánicos, correspondiendo cada uno a la vida activa de un volcán, surcado superficialmente en la dirección de la pendiente, oriente-poniente, por barrancas y cañadas, producto de la erosión debido al escurrimiento del agua de lluvias.

Los materiales que constituyen al subsuelo en esta zona son producto de la deposición de abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces. Comprenden la acumulación de materiales piroclásticos que se depositaron a los pies de diferentes aparatos volcánicos durante la vida explosiva de estos. Como tal actividad se desarrolló a partir de fines del Mioceno y se extendió

hasta aproximadamente mediados del Plioceno, los citados abanicos provienen de esta misma edad.

La formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado (4°), constituido en la zona de interés por horizontes de cenizas volcánicas de distintas granulometrías (tobas) intercalados por capas de erupciones pumíticas.

III.2.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo

El sitio de interés se encuentra en la zona I denominada *zona de Lomas* está formada por suelos areno limosos (tobas) compactos, de alta capacidad de carga y baja deformabilidad. Para esta zona se han detectado varios tipos de suelos que se clasifican de acuerdo a los problemas de cimentación y que se describen como sigue:

a) *Tobas estables* aún bajo la acción erosiva de agua, compuesta por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por una matriz de suelos finos con alta capacidad de carga. Cuando estos suelos aparecen limpios son los mejores para utilizarse como agregados pétreos; sin embargo su localización no se puede ubicar en un plano, pues depende en gran medida de las condiciones en que se depositaron, y en la mayoría de los casos han sido cubiertas por emisiones volcánicas.

b) *Tobas inestables* bajo la acción erosiva del agua. Estos suelos están compuestos en gran proporción por arcilla de plasticidad media a alta con cementación pobre. Como materiales de relleno son muy malos debido a su erosibilidad.

A menos que se cubran debidamente y se aíslen de los cambios de humedad, sus propiedades de resistencia después de compactados disminuyen notablemente si se saturan.

Suelos pumíticos. Dentro de las formaciones características de la zona se encuentran espesores variables entre 1 y 3 m de arena pumítica limpia. Estos materiales sufren rotura de grano si se someten a presiones de contacto altas (2.5 Kg/cm^2). Los estratos en que aparecen son sensiblemente horizontales y con gran frecuencia se ubican en capas de mucha mayor dureza. En algunas ocasiones se encuentran mezclas de arena pumítica con suelos finos que disminuyen en cierto

c) *Rellenos.* Debido al intenso crecimiento que tiene la ciudad hacia la zona de lomas, los proyectistas se encuentran con terrenos más accidentados. En algunos casos se ha tratado de aprovechar las barrancas rellenándolas con material mal compactado. Los problemas de hundimientos que ocurren después de la primera saturación son críticos y continúan aun después de varias estaciones de lluvia.

De acuerdo con la explotación de los materiales en el área de interés, actualmente se tienen materiales de relleno que fueron colocados a volteo sin control en cuanto al tipo de materiales y su compactación, resultando entonces una gran heterogeneidad tanto en la constitución de los materiales como en su compacidad, la cual varía entre suelta y medianamente compacta, con espesores de 2.50m.

Los rellenos están constituidos por materiales traídos de otros sitios y del sitio redepositados, colocados a volteo recientemente y corresponden fundamentalmente a materiales de tipo granular con pocos finos, predominando las gravas y boleas empacados en arena poco arcillosa.

Tomando en cuenta los resultados de la exploración y muestreo del subsuelo, se efectuó una correlación de los sondeos realizados presentados en las figuras 18 a 20, en los que se indica la estratigrafía de los materiales del subsuelo y la profundidad a la que se encuentran los materiales resistentes de depósito natural.

La secuencia estratigráfica detallada de cada pozo a cielo abierto y sondeo realizado se describe a continuación:

POZO A CIELO ABIERTO - 1 (PCA-1)

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.20	Piso de concreto.
0.20 – 0.50	Arcilla poco limosa de color café oscuro con poca arena fina, con un contenido de agua del 28%.

POZO A CIELO ABIERTO - 2 (PCA-2)

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.30	Concreto con malla
0.30 – 2.05	Material de relleno: Limo arenoso de grano fino con basura y pedazos de escombros.

POZO A CIELO ABIERTO - 3 (PCA-3)

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.20	Concreto armado con malla.

0.20 – 2.40	Material de relleno: Limo arenoso con poca arcilla de color café claro, revuelto con rocas y pedacería de tabique rojo.
2.40 – 2.50	Arcilla de color café oscuro, con poca arena fina, con un contenido de agua del 28%

POZO A CIELO ABIERTO - 4 (PCA-4)

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.20	Concreto con malla.
0.20 – 0.50	Relleno controlado: Limo arenoso con gravas y gravillas, de color gris oscuro.
0.50 – 2.50	Material de relleno: Limo arenoso de grano fino revuelto con pedacería de tabique rojo.

DESCRIPCIÓN DEL SONDEO DE TIPO MIXTO SM-1

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.20 – 0.80	Arcilla arenosa fina, de color grisáceo, con contenido de agua del 16%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 10 golpes, de consistencia.
0.80 – 8.00	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina, con contenido de agua variable del 19% al 45%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 41 a más de 50 golpes, de consistencia dura.
8.00 – 9.20	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina y algunas gravillas, con contenidos de agua variable del 18% al 22%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes, de consistencia dura.
9.20 – 9.80	Arena fina, media y gruesa poco arcillosa, de color gris oscuro con gravillas, con contenido de agua del 11%,

índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) más de 50 golpes, de compacidad muy compacta.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
9.80 – 10.40	Arcilla arenosa, de color gris oscuro, con algunas gravillas, con contenido de agua del 13%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) más de 50 golpes, de consistencia dura
10.40 – 11.60	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina, con contenido de agua de 20%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) más de 50 golpes, de consistencia dura
11.60 – 12.20	Limo poco arcilloso, de color gris claro, con poca arena fina, con contenido de agua de 17%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 38 golpes, de consistencia dura.
12.20 – 12.80	Limo poco arcilloso, de color gris claro, con poca arena fina y algunas gravillas, con contenido de agua de 18%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 44 golpes, de consistencia dura.
12.80 – 13.40	Limo arenoso fino, de color café oscuro, con contenido de agua de 11%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) más de 50 golpes, de consistencia dura.
13.40 – 14.60	Limo arenoso, de color gris oscuro, con algunas gravillas, con contenidos de agua variables entre 16 y 17%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) más de 50 golpes, de consistencia dura.

DESCRIPCIÓN DEL SONDEO DE TIPO MIXTO SM-2

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.10	Avance con broca tricónica.

0.10 – 0.70 Arcilla, de color café oscuro, con poca arena fina y algunas gravillas, con contenido de agua de 38%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 10 golpes, de consistencia firme.

**PROFUNDIDAD
(m)**

DESCRIPCIÓN

0.70 – 1.30	Arena fina, media y gruesa, de color gris oscuro, con gravillas, con contenido de agua del 40%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes, de compacidad suelta.
1.30 – 1.90	Arcilla, de color gris oscuro, con escasa arena fina, con contenido de agua de 36%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 11 golpes, de consistencia firme.
1.90 – 4.30	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina, con contenido de agua variable del 31% al 43%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 27 a más de 50 golpes, de consistencia muy firme a dura.
4.30 – 4.90	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina y algunas gravillas, con contenido de agua de 28%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, consistencia dura.
4.90 – 5.50	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina, con contenido de agua de 22%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
5.50 – 6.10	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina y algunas gravillas, con contenido de agua de 28%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, consistencia dura.
6.10 – 6.70	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina, con contenido de agua de 22%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
6.70 – 9.10	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina y algunas gravillas, con contenido de agua variable del 14% al 20%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, consistencia dura.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
9.10 – 11.00	Gravas de tamaño variable que va de ¾" a 1", de color gris oscuro, se usó barril NQ.
11.00 – 11.60	Arcilla arenosa, de color café oscuro, con contenido de agua variable entre 9 y 17%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, compacidad muy compacta.
11.60 – 13.20	Gravillas y gravas de 3/4", de color gris oscuro, con contenido de agua de 12%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes.
13.20 – 13.80	Arcilla poco limosa, de color café claro, con contenido de agua de 23%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
13.80 – 15.00	Arena fina, media y gruesa poco limosa con algunas gravillas, con contenido de agua variable del 16% y 17%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compacidad muy compacta.
15.00 – 16.00	Gravas de tamaño hasta de 1", de color gris oscuro, se usó barril NQ.

DESCRIPCIÓN DEL SONDEO DE TIPO MIXTO SM-3

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
----------------------------	--------------------

0.10 – 6.70	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina, con contenido de agua variable entre 18% y 43%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 28 a más de 50 golpes, de consistencia muy firme a dura.
6.70 – 9.40	Arcilla poco limosa, de color café oscuro, con poca arena fina y algunas gravillas, con contenido de agua variable entre 3 y 22%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de consistencia dura.

**PROFUNDIDAD
(m)**

DESCRIPCIÓN

9.40 – 12.40	Gravas con tamaño hasta de 1", de color gris oscuro, se usó barril NQ.
--------------	--

III.3.- Nivel de Aguas Freáticas

El nivel freático no se detectó en ninguno de los sondeos efectuados en el interior del predio con respecto al nivel actual de terreno, ni en la fecha en que se realizó la exploración de campo.

III.4.- Módulo de reacción del suelo

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

III.5.- Coeficiente Sísmico

Los coeficientes sísmicos que se implementen, de acuerdo a la nueva normatividad, serán obtenidos mediante el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), el cual para el proyecto en cuestión, de acuerdo a la ubicación del predio se asigna un espectro de diseño que corresponde a

un coeficiente $C_{sis}=0.186$, este coeficiente se obtuvo considerando que la estructura tiene un factor de importancia como Grupo B y el estructurista deberá afectarlo por los siguientes factores (según las características del proyecto): **factor de irregularidad, factor de comportamiento sísmico (Q) y factor de hiperestaticidad (k1).**

Cuando el diseño se realice con el análisis dinámico modal, las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño definidos en el *en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño*. Las acciones sísmicas para el diseño con el método estático especificado en el Reglamento se determinarán también con los espectros citados, con las modificaciones indicadas en dicha sección

Dado que las fuerzas internas que la superestructura puede soportar son mayores que las que resultan del análisis, las acciones con las que se debe verificar la capacidad de los miembros críticos de la cimentación, así como la del suelo, deben incluir la sobre-resistencia que la superestructura es capaz de desarrollar

Por lo anterior, tanto para el diseño estructural de los miembros críticos de la cimentación, como para el diseño contra falla del suelo, los elementos mecánicos debidos a sismo que se hayan obtenido del análisis de la estructura deberán multiplicarse por $0.35R$, donde R es el factor de reducción por sobre-resistencia

Se deben considerar como miembros críticos de la cimentación aquellos cuya falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura, como son zapatas aisladas bajo columnas que no forman marco en alguna de sus direcciones principales, grupos de pilotes cuya falla en compresión o tensión puede causar el volteo de la edificación, y anclas que tienen como función proporcionar estabilidad a la superestructura.

Para los efectos de cumplimiento de algunos requisitos de las Normas, se considerarán las tres zonas consideradas en la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México fijada por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Conforme a lo anterior, la Ciudad de México se divide en tres zonas:

- a) Zona I o de Lomas
- b) Zona II o de Transición
- c) Zona III o del Lago

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos que se indican en el Artículo 139 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

Grupo B. Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

Subgrupo B1: Pertenece a este subgrupo las edificaciones que reúnen las siguientes características:

a) Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se alude en el Artículo 170 del Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras; incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje.

b) Las estructuras anexas a los hospitales, aeropuertos o terminales de transporte, como estacionamientos, restaurantes, etc., que sean independientes y no esenciales para el funcionamiento de estos.

Subgrupo B2: Las demás de este grupo

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con el análisis estructural para la revisión de la seguridad contra colapso, que considere los efectos de giro y del corrimiento de la base del edificio. Cuando no se tomen en cuenta dichos efectos los desplazamientos laterales calculados se aumentarán en 0.003 o 0.006 veces la altura sobre el terreno en las Zonas II o III, respectivamente.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, condición que debe garantizarse al término de la construcción. Para garantizar que no se obstruya la separación deberán usarse tapajuntas que permitan los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicular a él. Los tapajuntas deberán revisarse cada 5 años.

Espectros de diseño para análisis dinámico modal

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de

Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es www.SASID.df.gob.mx. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia, R .

Los espectros de diseño contenidos en el SASID siguen el formato que se describe a continuación, mismo que se seguirá para construir los espectros de sitio y los que se requieren cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , y la distorsión límite, $y_{máx}$, se adoptarán los valores especificados en las Nomas, según se trate de estructuras de concreto, de acero o compuestas, o de mampostería, respectivamente. Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en las normas técnicas correspondientes al material de que se trate.

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la norma técnica respectiva para el detallado de miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación. Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja, respectivamente.

Tanto para los casos en que el espectro se obtenga a partir del SASID, como para aquellos en que se determine por medio de un estudio basado en las propiedades específicas del suelo, el cálculo de la respuesta sísmica de diseño tomará en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, cinemática e inercial

Las ordenadas espectrales se multiplicarán por el factor de importancia de 1.5 para edificaciones que pertenezcan al Subgrupo A1, y por 1.3 para las del Subgrupo A2, según la clasificación del Artículo 139 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

FIGURA 23. COEFICIENTE SÍSMICO

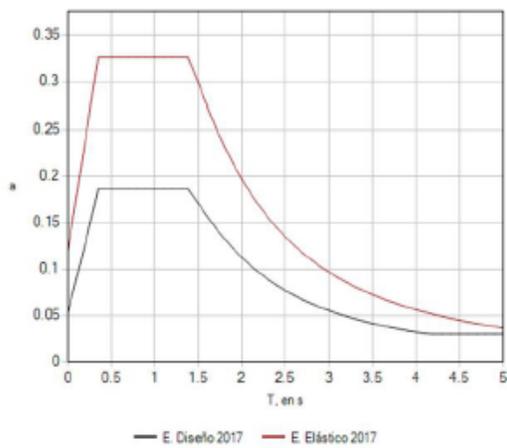


Figura 1. Espectro de diseño

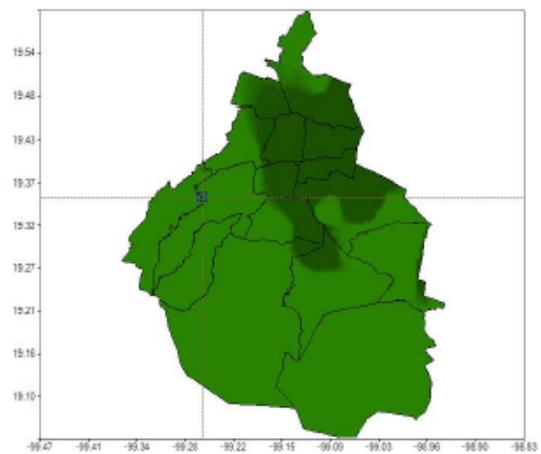


Figura 2. Mapa de localización

IV. - 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.

IV.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 y sondeos profundos efectuados en el sitio de interés, se detectó la existencia de cavidades a diferentes profundidades entre 5, 7 y 9 m de profundidad, **concluyéndose que la posibilidad de existencia de cavidades en el sitio de interés es alta.**

V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Tomando en cuenta las características arquitectónicas del proyecto, así como las propiedades estratigráficas de los materiales del subsuelo, donde se tienen materiales de relleno de mala calidad con un espesor de 2.40 m con respecto al nivel actual de terreno, la se encuentra aproximadamente 0.60 m por debajo del nivel de banqueta, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada puede ser resuelta mediante zapatas corridas bajo los muros de carga y aisladas bajo las columnas de acuerdo a lo indicado por el proyecto, o bien mediante una losa de cimentación, apoyada sobre una plataforma de mejoramiento con material importado de banco. A continuación, se muestra el análisis de cimentación para la alternativa propuesta.

V.1- Alternativas de cimentación

Como alternativa se podrán emplear zapatas aisladas y corridas desplantadas a -3.20 m por debajo del nivel de banqueta, sobre una platilla de concreto pobre de 5cm, considerando que el nivel de máxima excavación para el semisótano será de -2.00 m con respecto al nivel de banqueta.

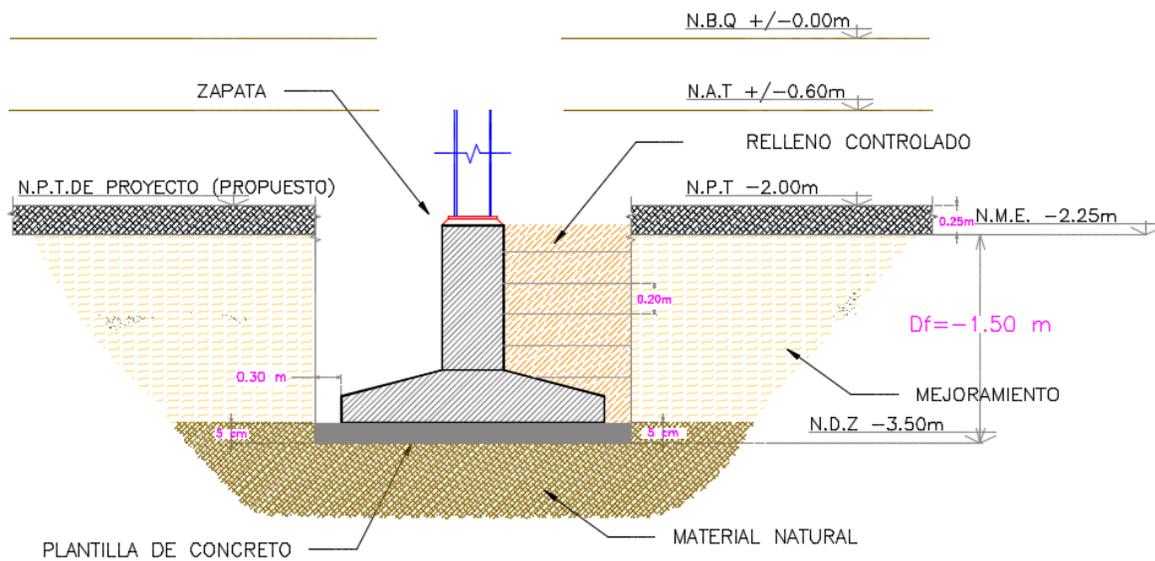


FIGURA 24.- ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ZAPATAS AISLADAS CENTRALES Y ZAPATAS CORRIDAS APOYADAS SOBRE MATERIAL NATURAL

A continuación, se muestra el resultado del análisis del suelo para obtener la capacidad de carga, con base en los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras obtenidas en la exploración realizada.

V.2.- Alternativa de cimentación mediante zapatas

V.2.1.- Determinación de la capacidad de carga para zapatas aisladas y corridas

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantarán las zapatas se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos-friccionantes aplicando la teoría de Terzaghi con la siguiente expresión:

$$Q_a = \{c N_c + P'_v (N_q - 1) + 0.5 \gamma B N_\gamma\} / F_S$$

en donde:

Q_a : capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en ton/m^2

c : cohesión del material de apoyo, en ton/m^2 .

N_c : coeficiente de capacidad de carga, adimensional

P'_v : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m^2 .

N_q : coeficiente de capacidad de carga, adimensional

siendo :

ϕ : ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.

γ : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en ton/m^3 .

N_γ : coeficiente de capacidad de carga, adimensional

F_S : factor de seguridad, adimensional igual a 3 en condiciones estáticas y de 2.5 en condiciones dinámicas.

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

Se consideró para las zapatas aisladas y corridas, una cohesión de 18 ton/m^2 , un peso volumétrico de 1.50 ton/m^3 , se obtuvo una capacidad de carga admisible para zapatas desplantadas a -1.50 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del semisótano, para fines de diseño que se indican en las siguientes tablas:

TABLA I. CAPACIDAD DE CARGA PARA ZAPATAS AISLADAS CUADRADAS										ZONA 1	
B (m)	Df (m)	y (t/m ²)	ANGULO	C	Nc	Pv	Nq	Nq, □	Ny	Qa (t/m ²) estatica	Qa DINAMICA
0.80	1.50	1.50	5.00	18	8.83	2.3	1.57	1.70	0.27	58.5	70.22
1.00	1.50	1.50	5.00	18	8.35	2.3	1.57	1.70	0.27	55.5	66.60
1.50	1.50	1.50	5.00	18	7.71	2.3	1.57	1.70	0.27	51.5	61.78
2.00	1.50	1.50	5.00	18	7.39	2.3	1.57	1.70	0.27	49.5	59.39

TABLA II. CAPACIDAD DE CARGA PARA ZAPATAS CORRIDAS										zona 1	
B (m)	Df (m)	y (t/m ²)	ANGULO	C	Nc	Pv	Nq	Nq, □	Ny	Qa (t/m ²) (Estática)	Qa DINAMICA
0.80	1.50	1.50	5.00	18	7.65	2.3	1.57	1.58	0.43	51.0	61.21
1.00	1.50	1.50	5.00	18	7.20	2.3	1.57	1.58	0.43	48.2	57.79
1.50	1.50	1.50	5.00	18	6.62	2.3	1.57	1.59	0.42	44.6	53.49
2.00	1.50	1.50	5.00	18	6.36	2.3	1.57	1.60	0.41	43.0	51.61
2.50	1.50	1.50	5.00	18	6.23	2.3	1.57	1.60	0.40	42.3	50.70
3.00	1.50	1.50	7.00	15	6.17	2.3	1.88	1.95	0.62	35.9	43.04

TABLA II.- CAPACIDAD DE CARGA PARA ZAPATAS CORRIDAS RETICULARES

V.2.2.- Dimensionamiento de la cimentación

Para el dimensionamiento de la cimentación se deberá tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- *Condiciones estáticas*, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.3 y 1.5 respectivamente
- *Condiciones dinámicas*, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1
- Combinación de cargas estimadas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación fue de 1,746ton que se afectaran por un factor de carga de 1.0 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

Los factores de carga, FC, que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, con base en lo anterior es necesario que se cuenten con las cargas definitivas del proyecto por separado es decir las cargas permanentes y variables, se deberá de realizar una nueva revisión para las distintas combinaciones de acciones que marca el reglamento.

En el caso de la combinación de cargas (en particular las que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimiento, el ancho efectivo de éste deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

donde:

B' : ancho reducido, en m.

B : ancho de la cimentación, en m.

e : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

V.2.3.- Estado límite de falla en condiciones estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} \leq R$$

donde:

Q: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

F_c : factor de carga, adimensional igual a 1.4

A : área de apoyo de la zapata de cimentación, en m

R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

Una vez dimensionadas se deberá revisar que cumplan la desigualdad anterior.

Los factores de carga, FC , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, con base en lo anterior es necesario que se cuenten con las cargas definitivas del proyecto por separado es decir las cargas permanentes y variables, se deberá de realizar una nueva revisión para las distintas combinaciones de acciones que marca el reglamento.

V.2.4- Estado límite de falla en condiciones dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$

donde:

Q : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

Fc : factor de carga, adimensional igual a 1.1

A : área de apoyo de la zapata de cimentación, en m^2

R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

Una vez dimensionadas se deberá revisar que cumplan la desigualdad anterior.

Los factores de carga, FC , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, con base en lo anterior es necesario que se cuenten con las cargas definitivas del proyecto por separado es decir las cargas permanentes y variables, se deberá de realizar una nueva revisión para las distintas combinaciones de acciones que marca el reglamento.

V.2.5.- Estado límite de servicio

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

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

donde:

δ : deformación elástica vertical, bajo el centro del área cargada, en m.

u : relación de Poisson, adimensional

E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m².

P : presión de contacto aplicada por la cimentación, en ton/m².

para un $F_c = 1$

B : ancho de la cimentación, en m.

I_{δ} : factor de forma adimensional que depende del punto en que se desee estimar el asentamiento, y la forma de la cimentación.

Se obtuvieron asentamientos máximos esperados para diferentes anchos de zapatas aisladas, considerando una relación de Poisson de 0.45 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 1100 ton/m², observándose que resultan de 0.18cm en la esquina de la zapata, y de 0.37 cm en el centro.

Por otra parte, los asentamientos para zapatas corridas en la esquina resultaron de 0.37 cm, mientras que en el centro resultaron de 0.73 cm, los cuales son admisibles de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias.

V.3.- Alternativa de cimentación mediante losa de cimentación.

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, así como las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, en particular a la existencia de materiales de relleno de mala calidad con un espesor de 2.40 m con respecto al nivel actual de terreno, el cual se encuentra aproximadamente 0.60 m por debajo del nivel de banqueteta, a los cuales les subyacen los depósitos naturales de buena resistencia, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante una losa de cimentación desplantada sobre una plataforma de materiales de banco compactados al 95% de su peso volumétrico seco máximo AASHTO estándar.

La capacidad de carga admisible de la plataforma de mejoramiento sobre la cual se apoyara la losa de cimentación, será de 12.3 ton/m² en condiciones estáticas y de 14.7 ton/m² en condiciones dinámicas.

TABLA II. CAPACIDAD DE CARGA PARA LOSAS DE CIMENTACION SOBRE MATERIALES DE RELLENO											
B(m)	Df(m)	y(t/m ³)	ANGULO	C	Nc	Pv	Nq	Nq, □	Ny	Qa (t/m ²)	Qa DINAMICA
46.50	0.30	1.60	5.00	3.5	5.94	0.5	1.57	1.65	0.34	12.3	14.7

TABLA III. CAPACIDAD DE CARGA PARA LOSA DE CIMENTACIÓN SOBRE UNA PLATAFORMA DE RELLENO CONTROLADO

V.3.1.- Dimensionamiento de la cimentación

Para el dimensionamiento de la cimentación se deberá tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4

Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.

V.3.2.- Estado límite de falla en condiciones estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$

donde:

Q: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

Fc : factor de carga, adimensional igual a 1.4

A : área de apoyo de la cimentación, en m

R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación se deberá satisfacer la condición anterior.

V.3.3.- Estado límite de falla en condiciones dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$

donde:

Q: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

Fc: factor de carga, adimensional igual a 1.1

A : área de apoyo de la cimentación, en m²

R : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

Una vez dimensionada la cimentación se deberá satisfacer la condición anterior.

V.4.- Empujes sobre los muros perimetrales

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

- + La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

- + La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 2 ton/m², actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

- + Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.184 (Zona de Lomas).

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

En la figura 25 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

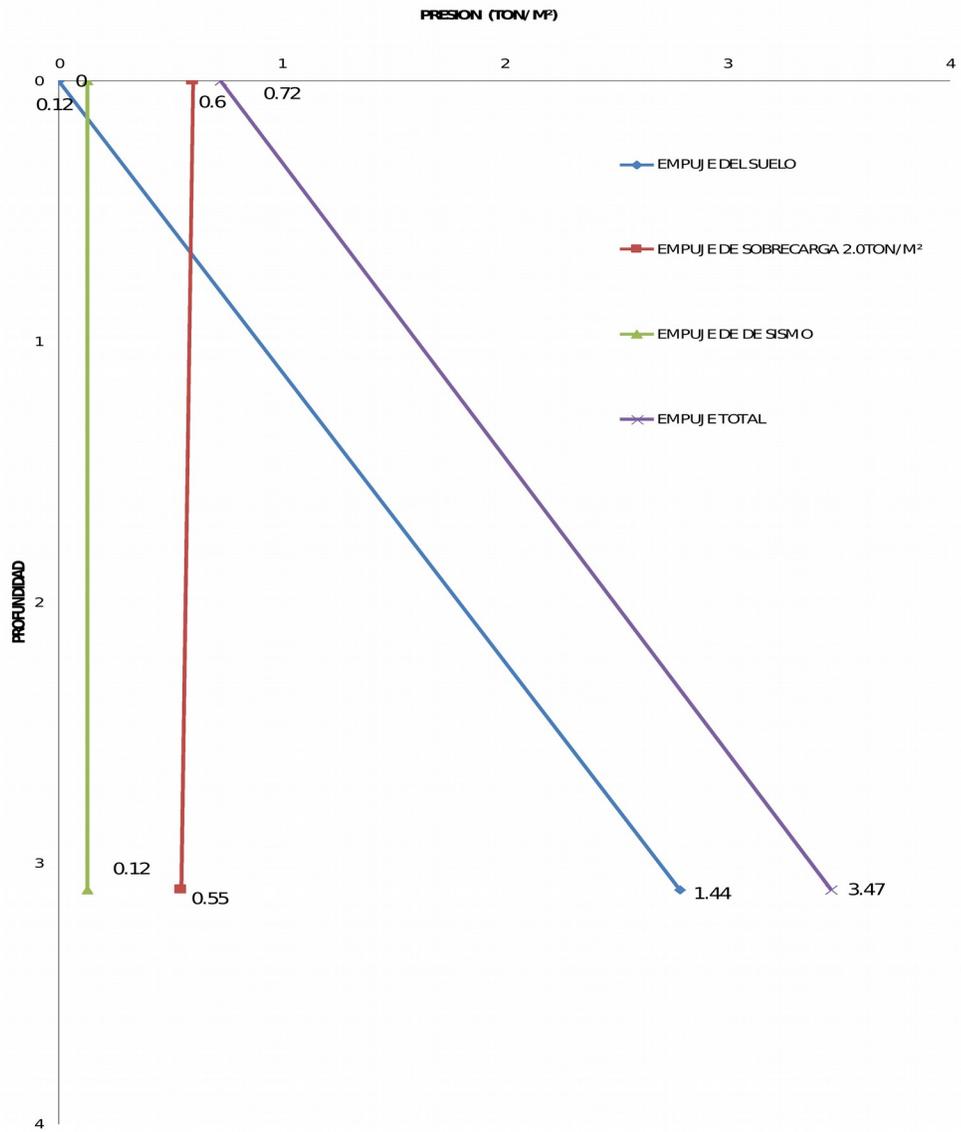


FIGURA 25.- GRÁFICA DE EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS

V I.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A LAS COLINDANCIAS

VI.1.- Dado que el área por excavar será la que tiene el terreno en su totalidad, se requiere estabilizar los cortes verticales mediante un sistema de contención que garantice la estabilidad de los taludes que se dejarán perimetralmente y la cimentación de las estructuras que se tienen en las colindancias, así como de la vía pública.

En esta zona y de acuerdo con las características de los materiales, se establece que deberá construirse un muro Berlín para dejar taludes verticales.

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el nivel de piso terminado del edificio, el cual se encuentra a -2.00m , además se debe considerar que tendrá una losa de 0.25m de espesor que se ubicará sobre una plantilla de concreto pobre de 5 cm y debajo se deberá colocar una capa de mejoramiento con un espesor mínimo de 80 cm , ya que se tiene un espesor de 2.50m de relleno de mala calidad y el nivel de terreno actual se encuentra 0.60m aproximadamente por debajo del nivel de banqueteta, por lo que se deberá tener un nivel de máxima excavación de -3.10m respecto al nivel de banqueteta, iniciando al fondo del predio, como se muestra en la figura 26.

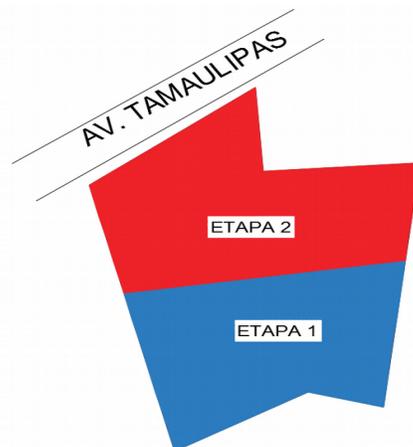


FIGURA 26.- ETAPAS DE EXCAVACIÓN

VI.2.- En todas las colindancias del predio. Se colocarán las viguetas metálicas IPR 8" (20.3) x 31.2 kg/m, en el perímetro del talud hasta una profundidad de 4.60m con respecto al nivel de banqueteta, dejando la parte superior de la vigueta en el nivel 0.00. Es decir que se dejará un empotramiento por debajo del nivel máximo de excavación de 1.50 m Como se indica en la figura 27.

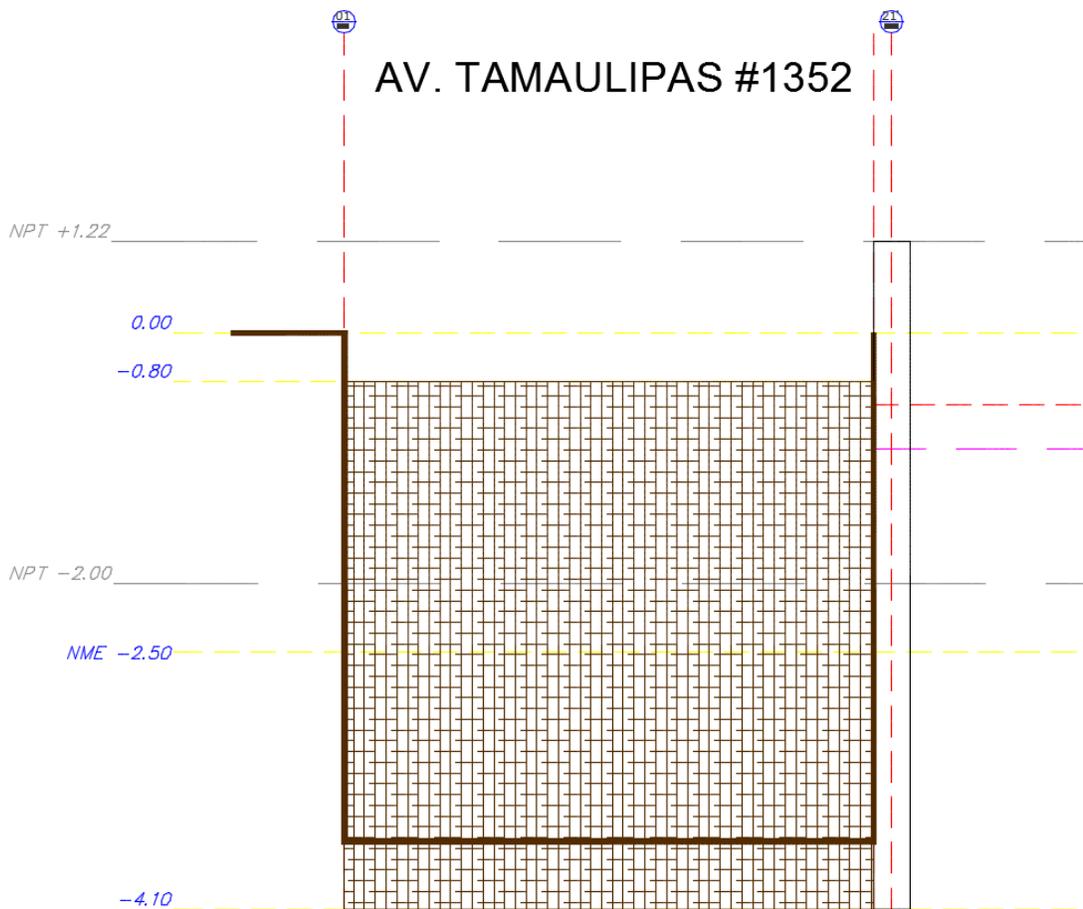


FIGURA 27.- COLOCACIÓN DE VIGUETAS.

Posteriormente se iniciará la excavación del semisótano por etapas, retirando primeramente la parte central del área a excavar, inicialmente hasta una profundidad máxima de -1.20 (lecho inferior de las trabes metálicas de la estructura definitiva); para lo cual se dejará una berma conformada por una banqueta de 0.6m de ancho, y taludes de 0.8:1.0 (horizontal: vertical) en el perímetro del talud a estabilizar, las bermas mencionadas anteriormente, se irán retirando y recortando en forma alternada en módulos de 2.40m de ancho, en forma simultánea, requiriendo que se inicien con los taludes en donde se ubican las columnas, de acuerdo al plano estructural.

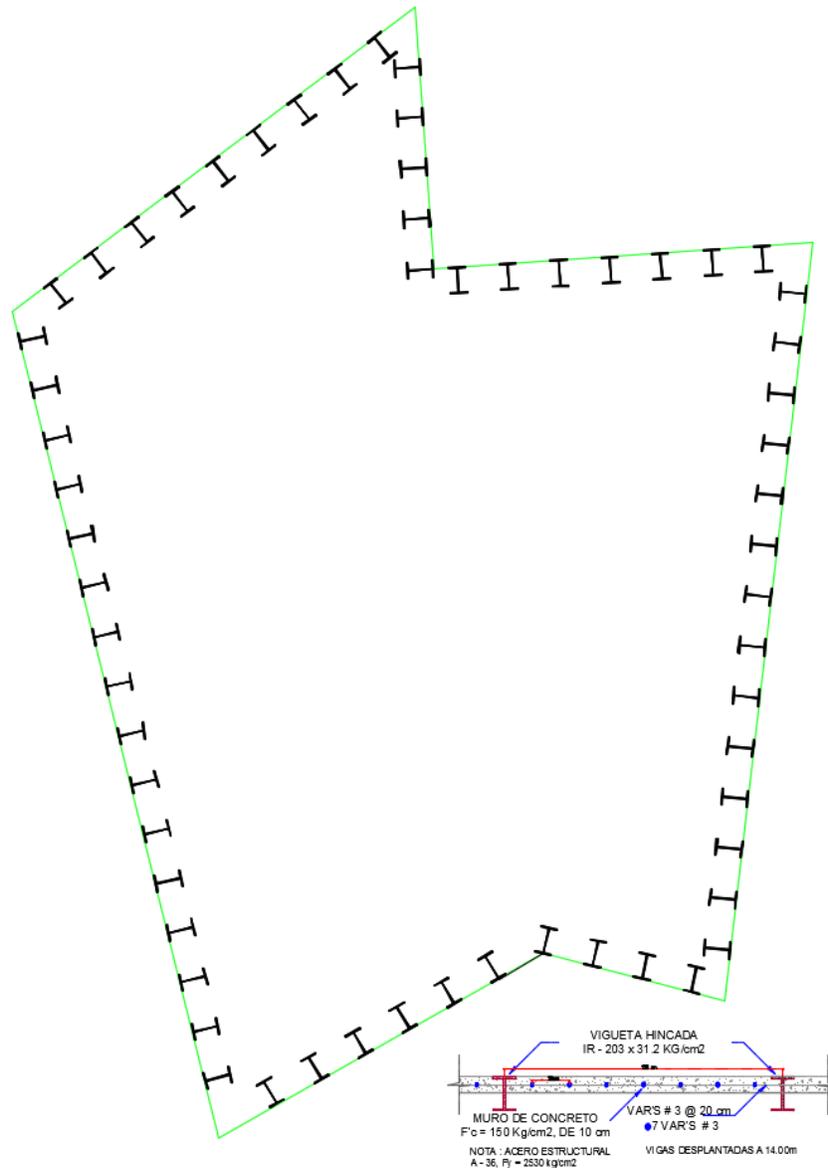


FIGURA 28.- SEMBRADO DE VIGUETAS

Se propone realizar un troquelamiento para el muro Berlín, utilizando como puntales las vigas que conformarán la estructura definitiva, estas viguetas troquelarán el muro Berlín, el nivel de troquelamiento estará en la cotas -1.20,. Se deberán considerar puntales temporales, en lugar de la estructura definitiva, se dejarán las preparaciones en el muro estructural, para alojar los largueros definitivos una vez que el muro Berlín haya terminado de colarse, la viga madrina será colocada ligeramente arriba del nivel del lecho inferior de la losa, con la finalidad que bajo la misma se puedan dejar las preparaciones de placa para el larguero definitivo.

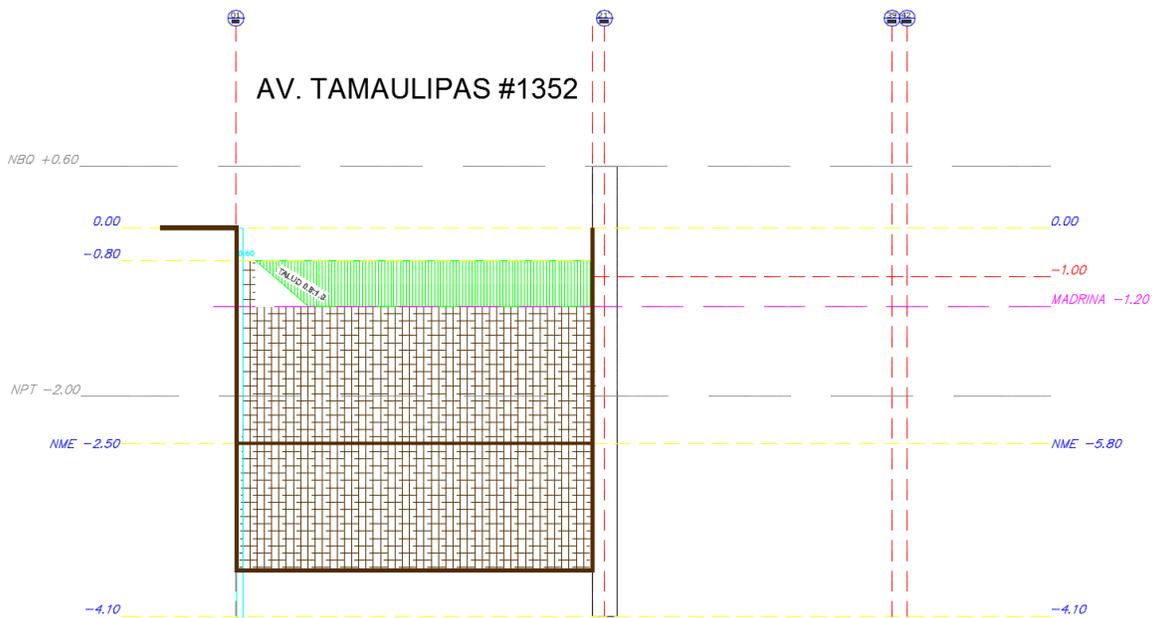


FIGURA 29.- EXCAVACIÓN NIVEL -1.20

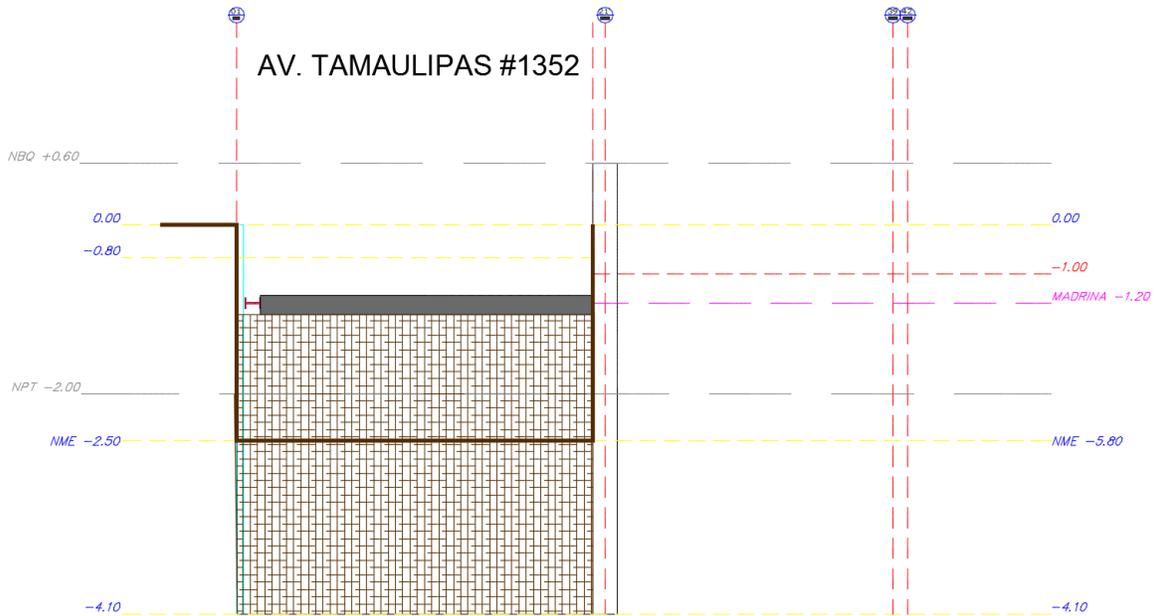


FIGURA 30.- PRIMER NIVEL DE TROQUELES.

La excavación del núcleo central de la primera etapa se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 1.0 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.25 m por abajo del primer nivel de troqueles propuesto a -1.20 m, posteriormente se retirarán las bermas por módulos hasta 2.50 m de profundidad, y conforme se retiren las bermas, se irá construyendo el Muro Berlín, y colocando el primer nivel de troqueles. En la figura 31 se muestra la excavación al nivel -2.50.

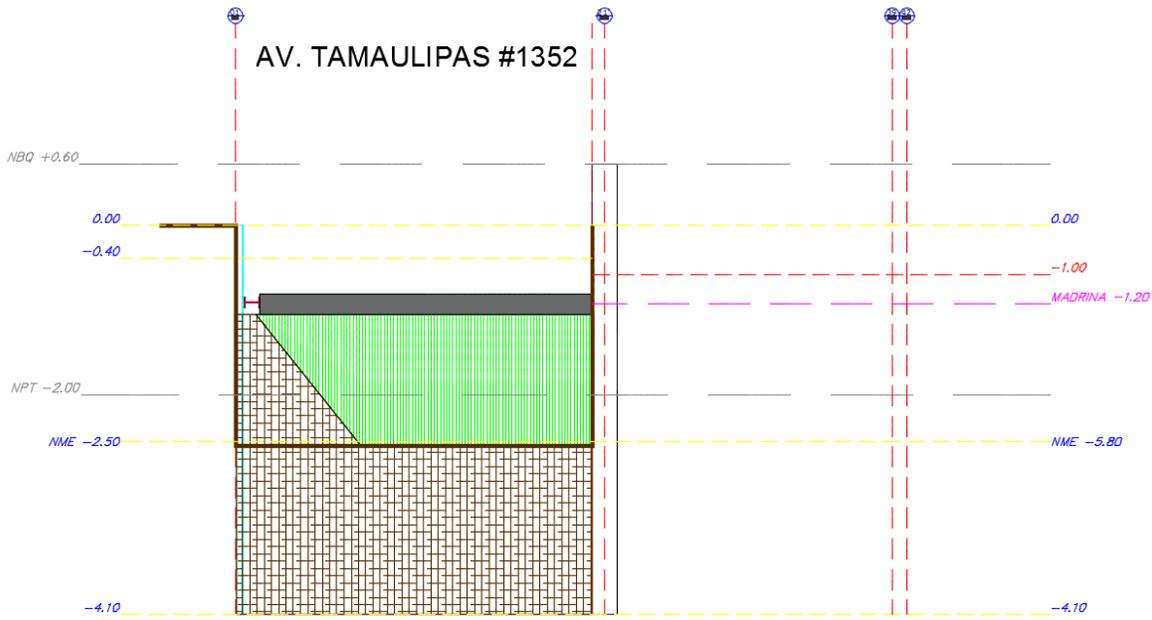


FIGURA 31.- EXCAVACIÓN NIVEL -2.50

Una vez colocado el primer nivel de troqueles (ver figura 30), se procederá a continuar con la excavación hasta una profundidad de -2.50 m (Nivel de máxima Excavación), con respecto al nivel 0.00, la excavación se realizará dejando una banqueta perimetral de 0.60 cm y con una inclinación 0.80:1.0 (horizontal:vertical). La excavación al nivel -2.50 m se muestra en la figura 31.

Se excavará el núcleo central del terreno en su primera etapa hasta el nivel de máxima excavación de -2.50 m, dejando perimetralmente una berma constituida por una banqueta de 1 m de ancho y un talud 0.8:1.0 (horizontal: vertical).

Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelto producto de la excavación y se re compactará al 90% de su PVSM AASHTO estándar, para posteriormente colocar cuatro capas de 20cm de espesor cada una, de tepetate (material de banco), compactadas al 100% de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo con la prueba AASHTO estándar.



FIGURA 32.- MEJORAMIENTO RECOMENDADO

Se procederá a construir la losa de cimentación de la franja central ya excavada, colocando primero un mejoramiento conformado por 4 capas de 20 cm cada una, el material a utilizar estará constituido por tepetate. Como se muestra en la figura 32

Alcanzado el nivel del lecho inferior de la losa de cimentación que deberá quedar al nivel de banquetta, se realizará la excavación necesaria para alojar las contratrabes de cimentación. Se recomienda colocar una plantilla de 5 cm de espesor bajo el desplante de las contratrabes y bajo el desplante de la losa de cimentación.

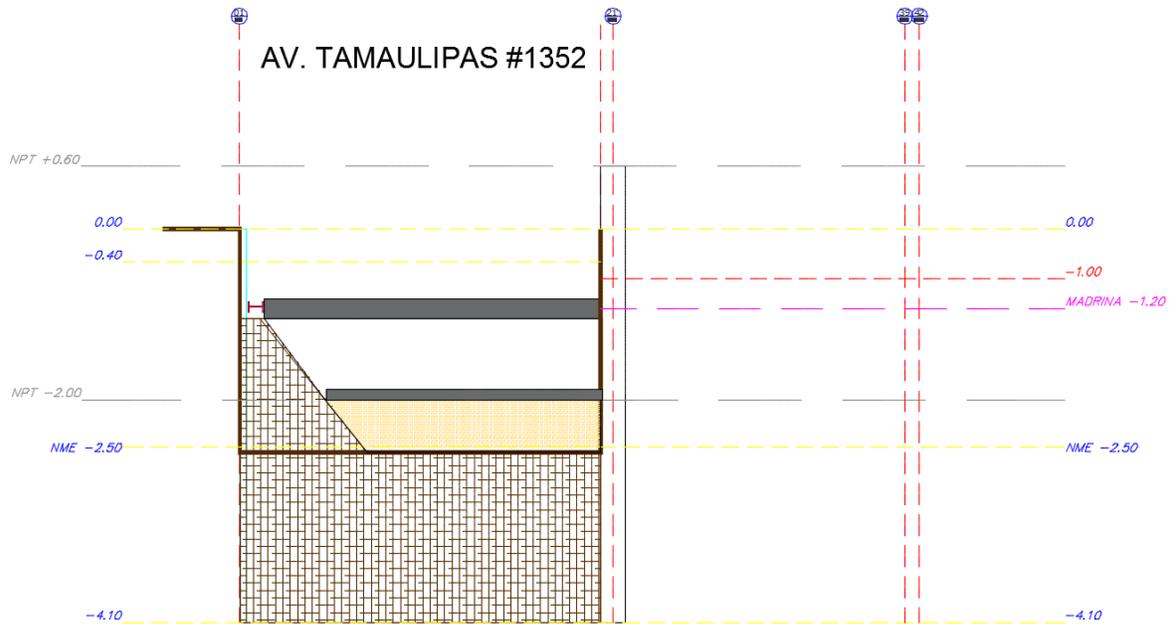


FIGURA 33.- COLADO DE LA LOSA FONDO

Una vez colado parte de la losa fondo y los muertos de concreto, se procederá a realizar el retiro del talud por módulos, para este nivel de troquelamiento, se colocará el segundo nivel de viga madrina a -1.70 m, con respecto del nivel 0.00 y se troquelará contra la losa fondo de la estructura, en los muertos previamente colados, el troquel será un perfil tipo OC de 6" y se deberá de considerar una placa ahogada en el muerto de concreto, el retiro de módulos y el segundo nivel de troqueles se muestran en la figura 34.

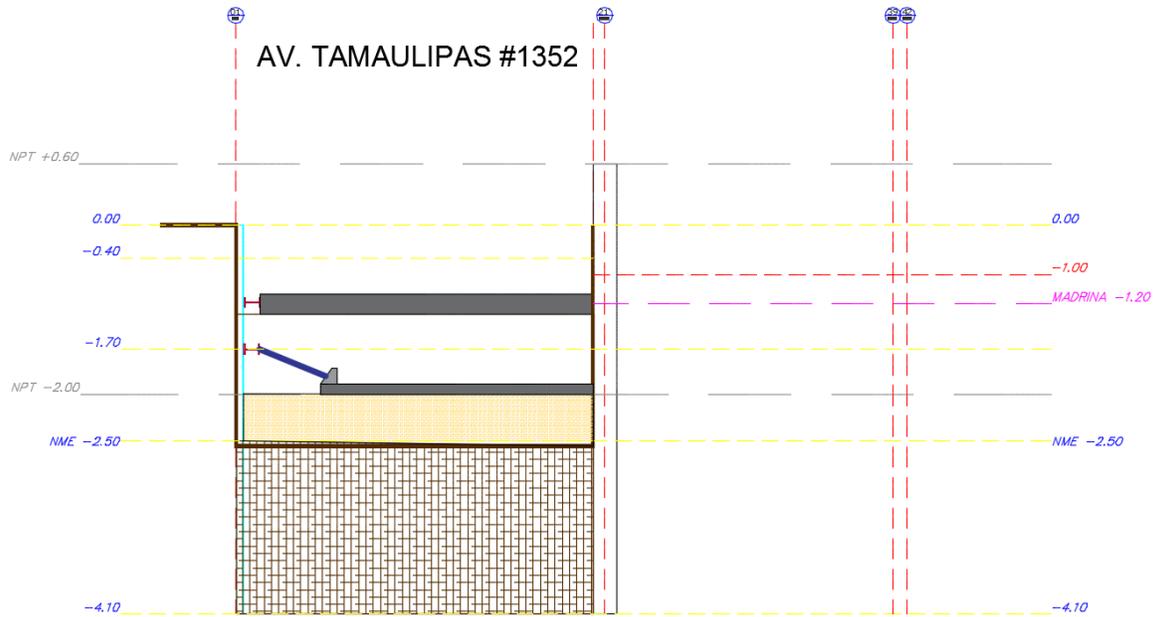


FIGURA 34.- RETIRO DE MODULOS Y COLOCACIÓN DEL SEGUNDO NIVEL DE TROQUELES

Una vez colocado el segundo nivel de troquelamiento y retirado todos los módulos, se procederá a realizar el colado total de la losa de cimentación, y se iniciarán los trabajos correspondientes al habilitado de muros y columnas de la estructura. (Figura 35).

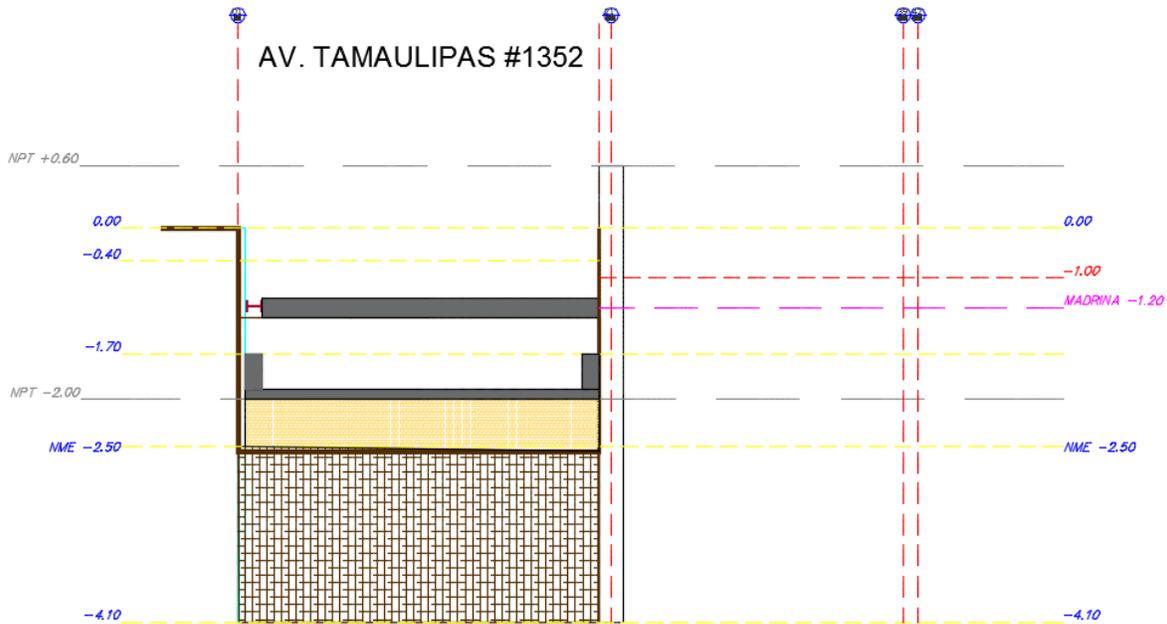


FIGURA 35.- COLADO DE LOSA FONDO Y MUROS ESTRUCTURALES

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

Cada puntal se colocará con una precarga de 30 ton, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada.

Las vigas "madrinas" serán viguetas de acero IPR de 10" (25.4) x 32.9 kg/m, y se colocarán separadas 40 cm de las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldarán a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas. (Ver figura 29)

Estas vigas "madrinas" se colocarán en los niveles indicados anteriormente; los puntales temporales de 8" (primer nivel de troquelamiento), y 10" segundo nivel de troquelamiento), y la

estructura definitiva que servirá como troquelamiento, se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga "madrina", apoyándose un extremo en la viga "madrina" y el otro, en los "muertos" o varillas ahogadas de la losa de piso. Los detalles del muro se pueden observar en las figuras 36 a 39.

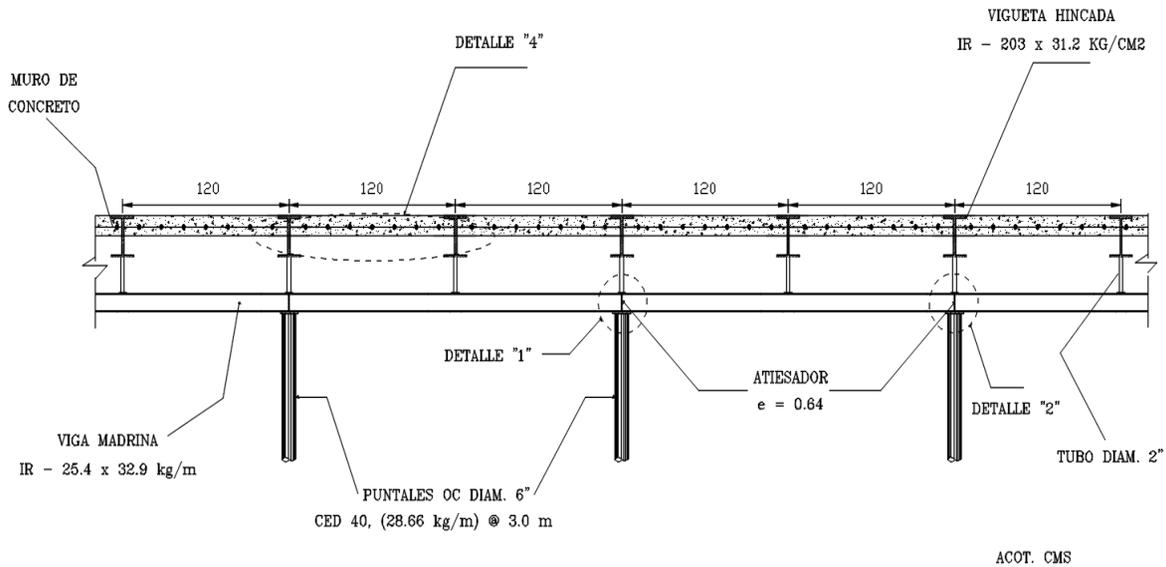


FIGURA 36.- SISTEMA DE CONTENCIÓN.

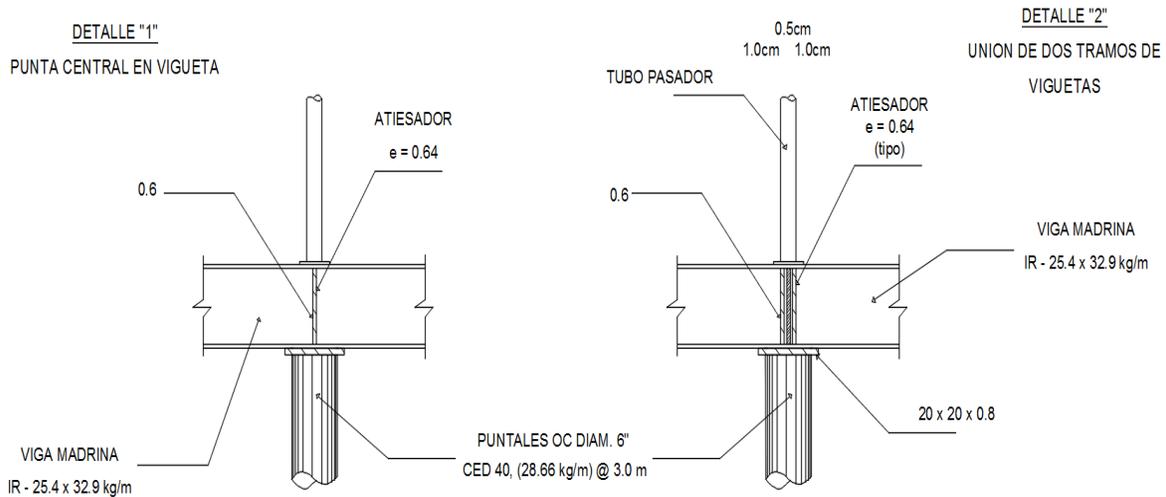


FIGURA 37.- DETALLES 1 Y 2.

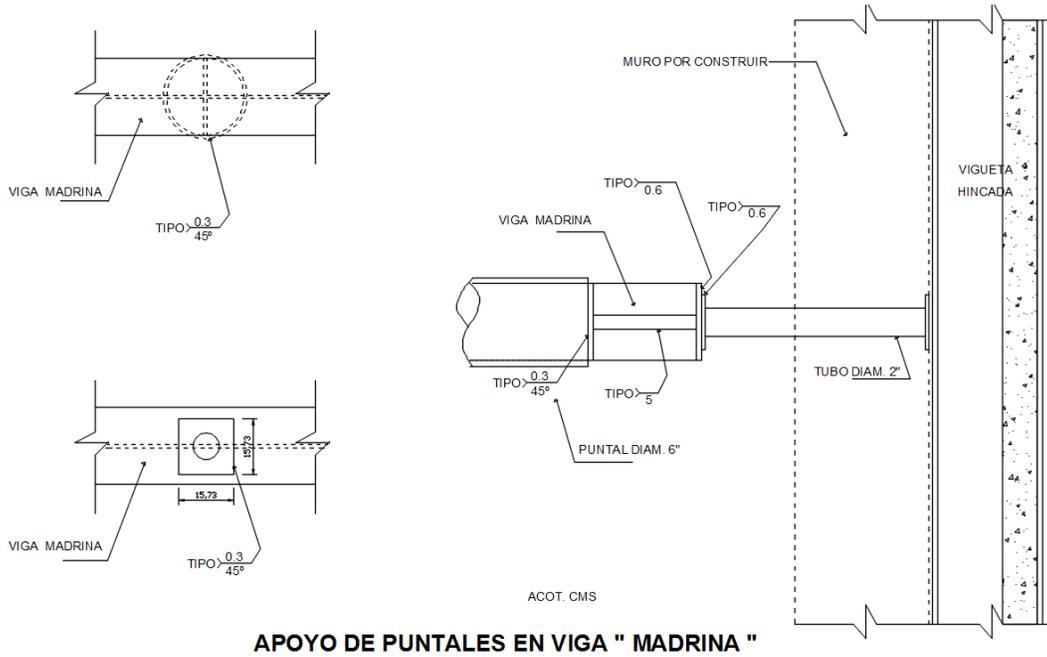


FIGURA 38.- DETALLE 3.

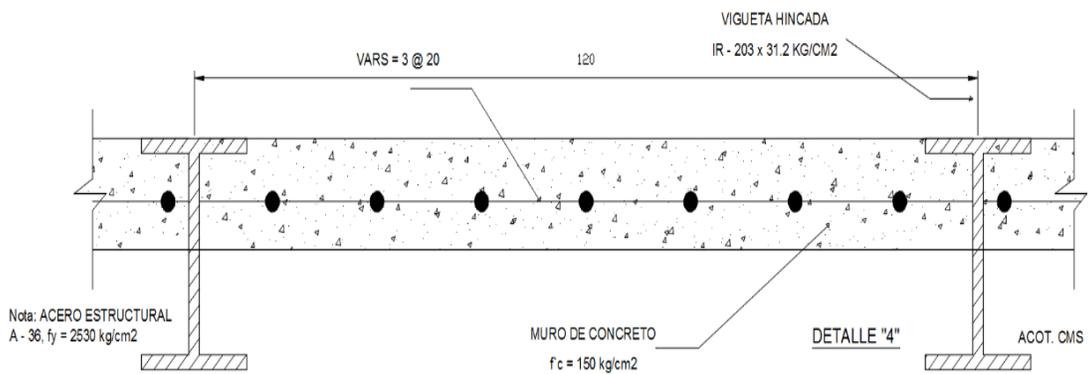


FIGURA 39.- DETALLE 4.

-Previo a la recimentación conviene construir una trabe en tramos de 2.4 m de longitud por debajo de la cimentación existente donde se tenga una cimentación deplorable, aplicando un aditivo expansor que garantice la interacción entre cimentación existente y trabe colada, con el objeto de que se pueda puentear los muros de recimentación en aquellos lugares donde se tienen estructuras con dos o menos niveles.

- Una vez colados los muros de recimentación en los módulos 1, posteriormente en las colindancias con las estructuras de dos o menos niveles se excavará el módulo 3, de tal forma que se cuele el murete de concreto armado de 20cm de espesor y hasta 20 cm por debajo del nivel de máxima excavación (por pateo), lo anterior es con el objeto de que cuando se descubra el módulo 2 la trabe previamente colada por debajo de la cimentación sirva de marco puenteador del módulo 1 y 3, y únicamente se repellen los materiales expuestos de la pared del módulo excavado.

- El repellado recomendado en el inciso anterior se hará con mortero de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero que se anclará al talud con varillas de 3/8" de 30cm de longitud, con el objeto de proteger a los materiales contra intemperismo.

- En caso de que al descubrir los materiales dejados por el corte sean desfavorables en los módulos donde únicamente se repellará, se procederá a recimentar en forma continua, lo cual deberá ser verificado en campo por un especialista en Suelos.

- La cisterna tendrá que ser ubicada simétricamente al centro de acuerdo con el área, para evitar excentricidad.

- En las colindancias donde se tengan estructuras de más de dos niveles será necesario recimentar en forma continua considerando la magnitud de la sobrecarga que gravita sobre las cimentaciones existentes.

- En ninguna circunstancia deberá permitirse abrir el módulo contiguo hasta no haber colocados los troqueles correspondientes en cada tramo y debidamente apoyados.

VI.3.- Instrumentación

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra.

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

a) Banco de nivel flotante

Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel

flotante al centro de cada etapa. Las mediciones de éste instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

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

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

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ ". Se tomarán lecturas una vez por semana durante el proceso de excavación y construcción de la estructura. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0m, trasladándose el nivel de referencia original. Las mediciones del banco del nivel flotante formarán parte del control topográfico de las excavaciones.

b) 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:

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

1.- Se solicitó la ejecución del Estudio de Mecánica de Suelos en un predio localizado en la Avenida Tamaulipas No. 1352, Colonia Reacomodo Santa Lucía, Delegación Álvaro Obregón, Ciudad de México, el cual tiene una superficie aproximada de 2,900 m², donde se proyecta la construcción de un edificio constituido por un semisótano para estacionamiento, planta baja, tres niveles superiores y un roofgarden.

2.- Las colindancias que tiene el predio en estudio de acuerdo con el levantamiento realizado en campo son las siguientes: al Norte del predio colinda con un patio que presenta una estructura constituida por planta baja y un nivel superior, así como también con la Avenida Tamaulipas; al Oriente colinda con tres estructuras, todas ellas conformadas por planta baja y un nivel superior; al Poniente se localiza un patio el cual presenta construcciones que constan de planta baja y un nivel superior, y finalmente, al Sur colinda con un patio donde se localiza una estructura constituida por planta baja y un nivel superior.

3.- El proyecto arquitectónico plantea el sembrado de una estructura constituida por semisótano, planta baja, tres niveles superiores y un roofgarden, en un predio con un área aproximada de 2,900.00 m². De acuerdo al proyecto, al semisótano le corresponde un nivel de piso terminado de -2.00, por debajo del nivel de terreno actual (0.00), la planta baja se encontrará por arriba del nivel de banquetta a nivel de piso terminado +1.22, al primer nivel le corresponde un nivel de piso terminado del +4.22, al segundo nivel la cota de piso terminado de +7.22, el tercer nivel le corresponde el nivel de piso terminado de +10.22 y, por último, el roofgarden se ubicará en la cota +13.22.

4.- La topografía actual del terreno es sensiblemente plana, donde el nivel actual de terreno se localiza aproximadamente 60 cm por debajo del nivel de banquetta, con una rampa de acceso y un desarrollo de aproximadamente 10 m de largo.

5.- Para precisar a la profundidad a la que se encuentran los materiales de depósito natural, en el predio de interés, se efectuaron tres sondeos de tipo mixto a profundidades variables de entre 11 y 16 m, denominados SM-1, SM- 2 y SM-3. Para conocer los depósitos superficiales, el espesor de materiales redepositados y la capa de suelo vegetal, se excavaron cuatro pozos a cielo abierto entre 0.50 y 2.50 m de profundidad para conocer las características de los depósitos superficiales, obteniéndose muestras alteradas e inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.

6.- En el anexo II se presentan los ensayos de laboratorio siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

7.- El área de interés forma parte de la Sierra de las Cruces, ubicada al Occidente de la Cuenca del Valle de México, conocida como zona Lomas de acuerdo a la zonificación de los materiales del subsuelo y geotécnicamente como la formación Tarango. (Ver figura 22)

8.- La secuencia estratigráfica detallada de cada pozo a cielo abierto y sondeo realizado se describe en el capítulo 4.

9.- El nivel freático no se detectó en ninguno de los sondeos efectuados en el interior del predio con respecto al nivel actual de terreno, ni en la fecha en que se realizó la exploración de campo.

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

11.- Los coeficientes sísmicos que se implementen, de acuerdo a la nueva normatividad, serán obtenidos mediante el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), el cual para el proyecto en cuestión, de acuerdo a la ubicación del predio se asigna un espectro de diseño que corresponde a un coeficiente $C_{\text{sis}}=0.186$, este coeficiente se obtuvo considerando que la estructura tiene un factor de importancia como Grupo B y el estructurista deberá afectarlo por los siguientes factores (según las características del proyecto): **factor de irregularidad, factor de comportamiento sísmico (Q) y factor de hiperestaticidad (k1).**

12.- Tomando en cuenta las características arquitectónicas del proyecto, así como las propiedades estratigráficas de los materiales del subsuelo, donde se tienen materiales de relleno de mala calidad con un espesor de 2.40 m con respecto al nivel actual de terreno, la se encuentra aproximadamente 0.60 m por debajo del nivel de banquetta, **se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada puede ser resuelta mediante zapatas corridas bajo los muros de carga y aisladas bajo las columnas de acuerdo a lo indicado por el proyecto, o bien mediante una losa de cimentación, apoyada sobre una plataforma de mejoramiento con material importado de banco.**

13.- Se consideró para las zapatas aisladas y corridas, una cohesión de 18 ton/m^2 un peso volumétrico de 1.50 ton/m^3 , se obtuvo una capacidad de carga admisible para zapatas desplantadas a -1.50 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del semisótano, para fines de diseño que se indican en las siguientes tablas:

TABLA I. CAPACIDAD DE CARGA PARA ZAPATAS AISLADAS CUADRADAS											
										ZONA 1	
B(m)	Df(m)	y(t/m ²)	ANGULO	C	Nc	Pv	Nq	Nq, α	Ny	Qa (t/m ²) estática	Qa DINAMICA
0.80	1.50	1.50	5.00	18	8.83	2.3	1.57	1.70	0.27	58.5	70.22
1.00	1.50	1.50	5.00	18	8.35	2.3	1.57	1.70	0.27	55.5	66.60
1.50	1.50	1.50	5.00	18	7.71	2.3	1.57	1.70	0.27	51.5	61.78
2.00	1.50	1.50	5.00	18	7.39	2.3	1.57	1.70	0.27	49.5	59.39

TABLA I.- CAPACIDAD DE CARGA PARA ZAPATAS AISLADAS

TABLA II. CAPACIDAD DE CARGA PARA ZAPATAS CORRIDAS											
										zona 1	
B(m)	Df(m)	y(t/m ²)	ANGULO	C	Nc	Pv	Nq	Nq, α	Ny	Qa (t/m ²) (Estática)	Qa DINAMICA
0.80	1.50	1.50	5.00	18	7.65	2.3	1.57	1.58	0.43	51.0	61.21
1.00	1.50	1.50	5.00	18	7.20	2.3	1.57	1.58	0.43	48.2	57.79
1.50	1.50	1.50	5.00	18	6.62	2.3	1.57	1.59	0.42	44.6	53.49
2.00	1.50	1.50	5.00	18	6.36	2.3	1.57	1.60	0.41	43.0	51.61
2.50	1.50	1.50	5.00	18	6.23	2.3	1.57	1.60	0.40	42.3	50.70
3.00	1.50	1.50	7.00	15	6.17	2.3	1.88	1.95	0.62	35.9	43.04

TABLA II.- CAPACIDAD DE CARGA PARA ZAPATAS CORRIDAS RETICULARES

14.- Considerando las características arquitectónicas del proyecto, así como las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, en particular a la existencia de materiales de relleno de mala calidad con un espesor de 2.40 m con respecto al nivel actual de terreno, el cual se encuentra aproximadamente 0.60 m por debajo del nivel de banqueteta, a los cuales les subyacen los depósitos naturales de buena resistencia, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será mediante una losa de cimentación desplantada sobre una plataforma de materiales de banco compactados al 100% de su peso volumétrico seco máximo AASHTO estándar.

La capacidad de carga admisible de la plataforma de mejoramiento sobre la cual se apoyará la losa de cimentación, será de 12.3 ton/m² en condiciones estáticas y de 14.7 ton/m² en condiciones dinámicas.

TABLA II. CAPACIDAD DE CARGA PARA LOSAS DE CIMENTACION SOBRE MATERIALES DE RELLENO											
B(m)	Df(m)	y(t/m ²)	ANGULO	C	Nc	Pv	Nq	Nq, □	Ny	Qa (t/m ²)	Qa DINAMICA
46.50	0.30	1.60	5.00	3.5	5.94	0.5	1.57	1.65	0.34	12.3	14.7

TABLA III. CAPACIDAD DE CARGA PARA LOSA DE CIMENTACIÓN SOBRE UNA PLATAFORMA DE RELLENO CONTROLADO

15.- En el capítulo 6 se presentan los lineamientos generales para la construcción de la alternativa de cimentación mediante zapatas o losa de cimentación apoyada sobre una plataforma de mejoramiento y su protección a colindancias con Muro Berlín.

16.- Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra.



REFERENCIAS

- + Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
- + Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- + Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.



ANEXOS

ANEXO I

REPORTE FOTOGRÁFICO



PREDIO EN ESTUDIO



PREDIO EN ESTUDIO

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



EXPLORACIÓN Y MUESTREO
DEL SUBSUELO





FOTOGRAFÍAS DE ALGUNAS MUESTRAS DEL SUBSUELO OBTENIDAS





SONDEOS REALIZADOS

MUESTREADORES EMPLEADOS





MUESTREADOR BARRIL NQ

ANEXO II

PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL

ANEXO III

FIGURAS

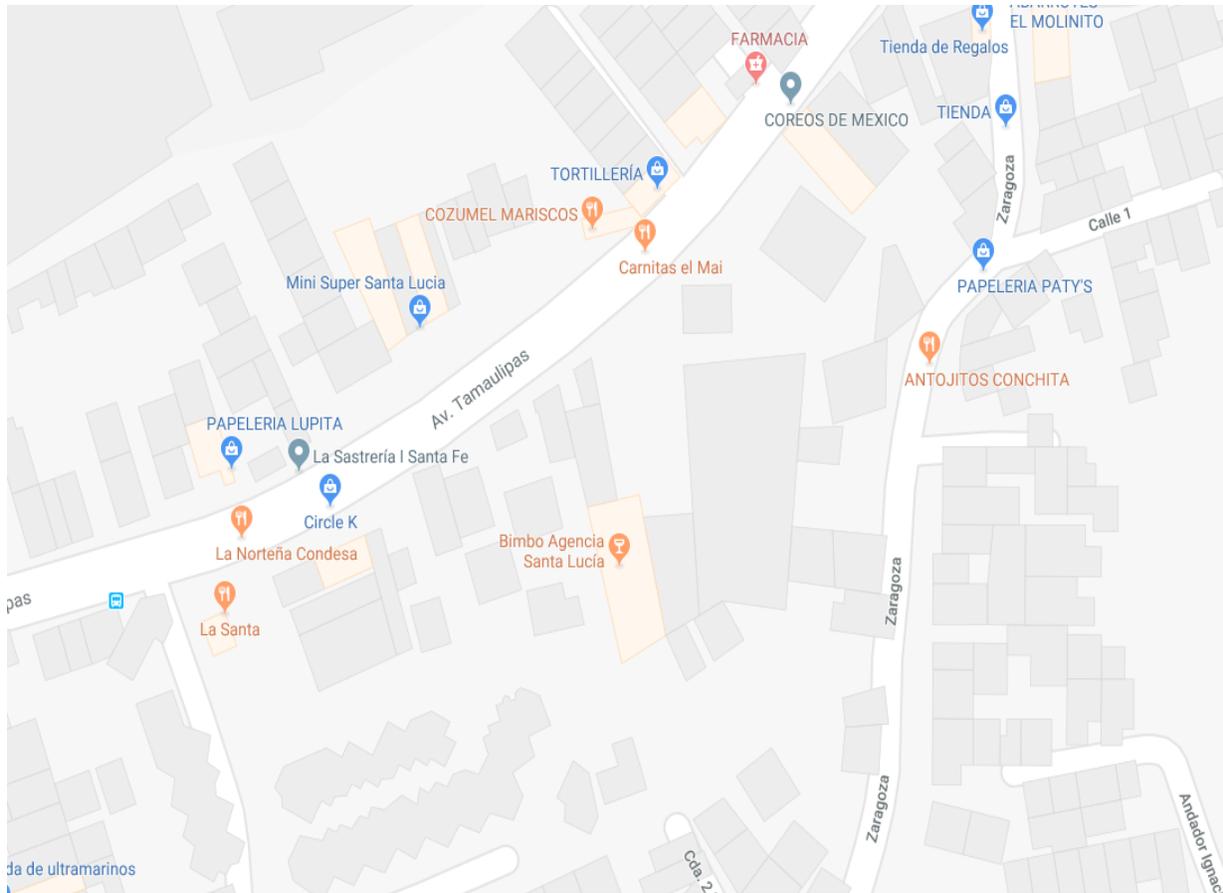


FIGURA 1. CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE INTERÉS

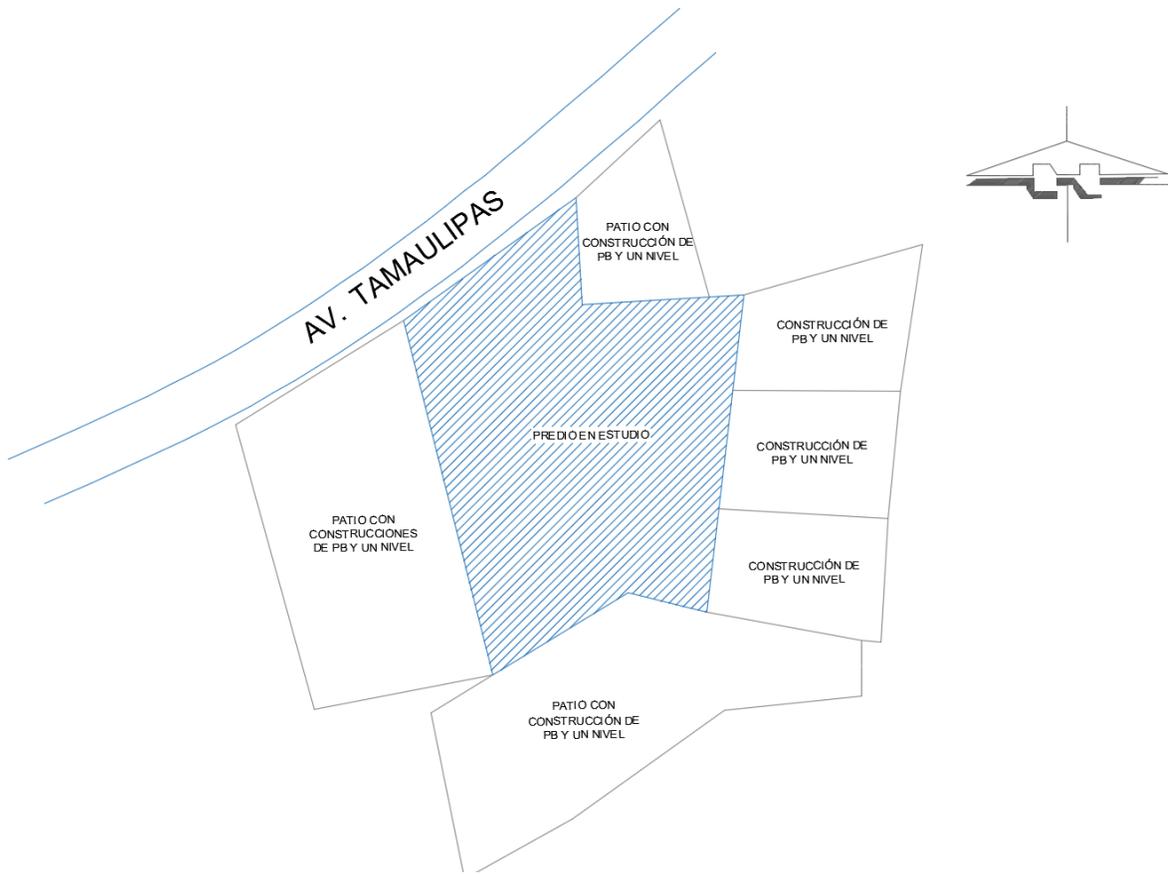


Figura 2. Se indica una planta donde se aprecian las colindancias del sitio de interés descritas

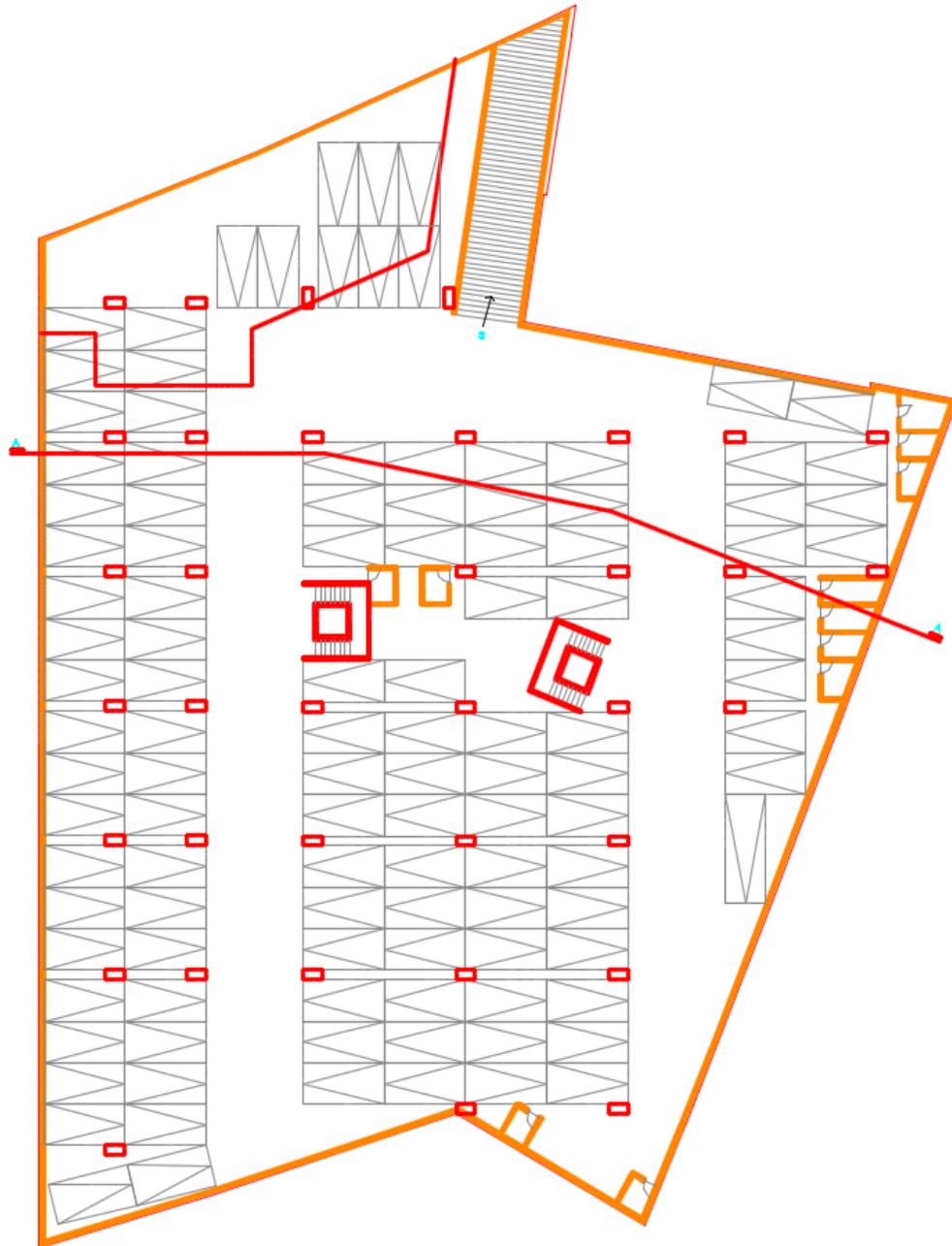


FIGURA 3. PLANTA SEMISÓTANO



FIGURA 4. PLANTA BAJA



FIGURA 5. PLANTA PRIMER Y SEGUNDO NIVEL



FIGURA 6. PLANTA TERCER NIVEL



FIGURA 7. PLANTA ROOF GARDEN



FIGURA 8. CORTE ARQUITECTÓNICO

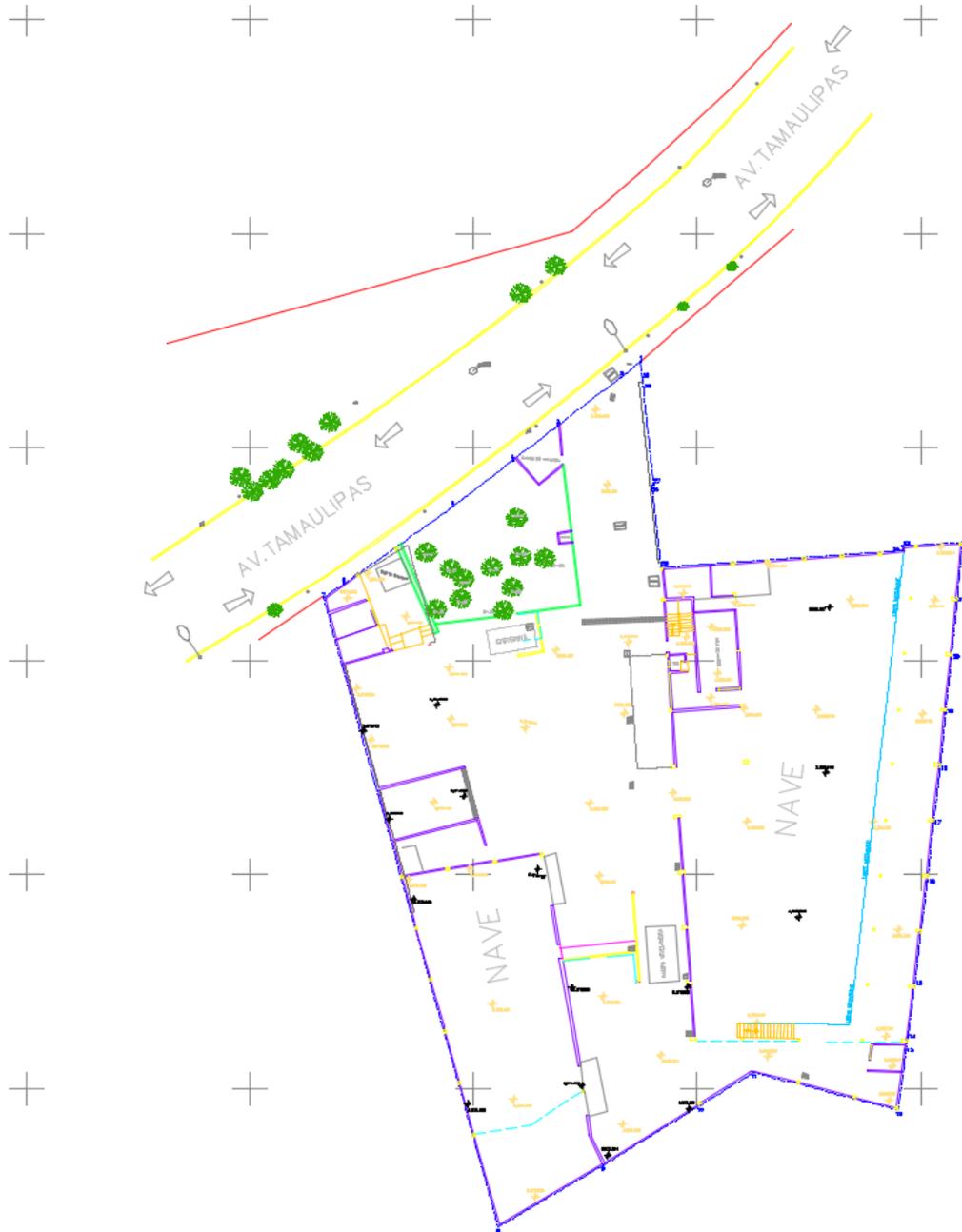


FIGURA 9. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO GENERAL

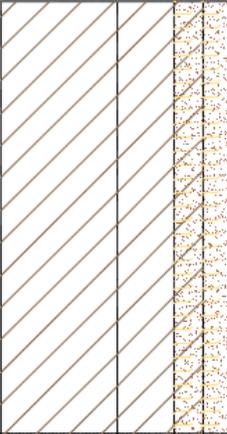
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico			
0.00	CONCRETO SIMPLE				
0.05					
0.10					
0.15					
0.20					
0.25					
0.30					
0.35					
0.40					
0.45					
0.50					
0.55					



FIGURA 11. POZO A CIELO ABIERTO (PCA-1)

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	CONCRETO CON MALLA	[Grayscale pattern]
0.15		
0.30	PISO SIMPLE	[Grayscale pattern]
0.45	(MATERIAL DE RELLENO) LIMO ARENOSO DE GRANO FINO CON BASURA Y PEDAZOS DE ESCOMBRO	[Red cross pattern]
0.60		[Red cross pattern]
0.75		[Red cross pattern]
0.90		[Red cross pattern]
1.05		[Red cross pattern]
1.20		[Red cross pattern]
1.35		[Red cross pattern]
1.50		[Red cross pattern]
1.65		[Red cross pattern]
1.80		[Red cross pattern]
1.95	[Red cross pattern]	
2.10		



FIGURA 12. POZO A CIELO ABIERTO (PCA-2)

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	CONCRETO ARMADO CON MALLA	
0.20	(MATERIAL DE RELLENO) LIMO ARENOSO CON POCA ARCILLA DE COLOR CAFÉ CLARO, REVUELTO CON ROCAS Y PEDACERÍA DE TABIQUE ROJO	
0.40		
0.60		
0.80		
1.00		
1.20		
1.40		
1.60		
1.80		
2.00		
2.20		
2.40	ARCILLA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA	
2.60		



FIGURA 13. POZO A CIELO ABIERTO (PCA-3)

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	CONCRETO CON MALLA	
0.20	(RELLENO CONTROLADO) LIMO ARENOSO CON GRAVAS Y GRAVILLAS, DE COLOR GRIS CLARO	
0.40		
0.60		
0.80		
1.00		
1.20	(MATERIAL DE RELLENO) LIMO ARENOSO DE GRANO FINO, REVUELTO CON PEDACERÍA DE TABIQUE ROJO	
1.40		
1.60		
1.80		
2.00		
2.20		
2.40		
2.60		



FIGURA 14. POZO A CIELO ABIERTO (PCA-4)

PROYECTO: TAMALIPASTI 352		LOCALIDAD: COL. SANTA LUCÍA		REFERENCIAL: LONGITUDINAL 8-32-1B		EQUIPO: MÓVIL 3.6		HOJA 1	
SONDEO: SM-1		PROFUNDIDAD: 2.30 MTS (NIVEL EL CODO BENTONICO)		FECHA DE INICIO: 8-32-1B		FECHA DE TERMINACIÓN:		9-ago-18	
Número Muestra	Profundidad (m)	No. De Cáliz		Resuspensión (cm)	RCD (%)	Muestra	Descripción		
		15 cm	30 cm					Avance	BT
1	0.20	0.80	6	10	31	TP	Avance con Broca Tritonica		
2	0.80	1.20	13	50/25	39	TP	P/S Sábete rajizo con gravas P/1 limo arenoso color café obscuro		
3	1.40	1.40	12	40	46	BT	Limo arenoso color café obscuro		
4	2.00	2.30	25	50/15	23	TP	Avance con Broca Tritonica		
5	2.60	2.90	16	50/15	28	BT	Limo arenoso color café obscuro		
6	3.20	3.60	21	50/25	38	TP	Avance con Broca Tritonica		
7	3.80	4.40	17	41	35	BT	Limo arenoso color café obscuro		
8	4.40	4.65	20	50/10	23	TP	Avance con Broca Tritonica		
9	5.00	5.30	10	50/15	35	BT	Limo arenoso color café obscuro		
10	5.60	6.05	14	50/30	27	TP	Avance con Broca Tritonica		
11	6.20	6.50	21	50/15	30	BT	Limo arenoso color café obscuro		
12	6.80	7.05	23	50/10	29	TP	Avance con Broca Tritonica		
13	7.40	7.55	50/15		15	BT	Gravillas empacadas en limo arenoso		
14	8.00	8.30	30	50/15	24	TP	Avance con Broca Tritonica		
15	8.60	8.86	33	50/11	20	BT	Gravilla empacada en limo arenoso color café obscuro		
16	9.20	9.63	19	50/28	28	TP	Avance con Broca Tritonica		
17	9.80	10.10	21	50/15	30	BT	Gravillas empacadas en arena limosa color café obscuro		
18	10.40	10.75	26	50/20	35	TP	Avance con Broca Tritonica		
	10.75	11.00				BT	Gravillas empacadas en limo color café obscuro		
OPERACION		SE UTILIZO 300 LBS DE AGUA APROX		ARRASTRE DE MAQUINA DEL SONDEO SM-3 AL SM-1 APROX 21.00 MTS		Operador: SERGIO PACHECO		Supervisor: EDUARDO RODRIGUEZ	

FIGURA 15. REGISTRO DE CAMPO SM-1 (parte 1)

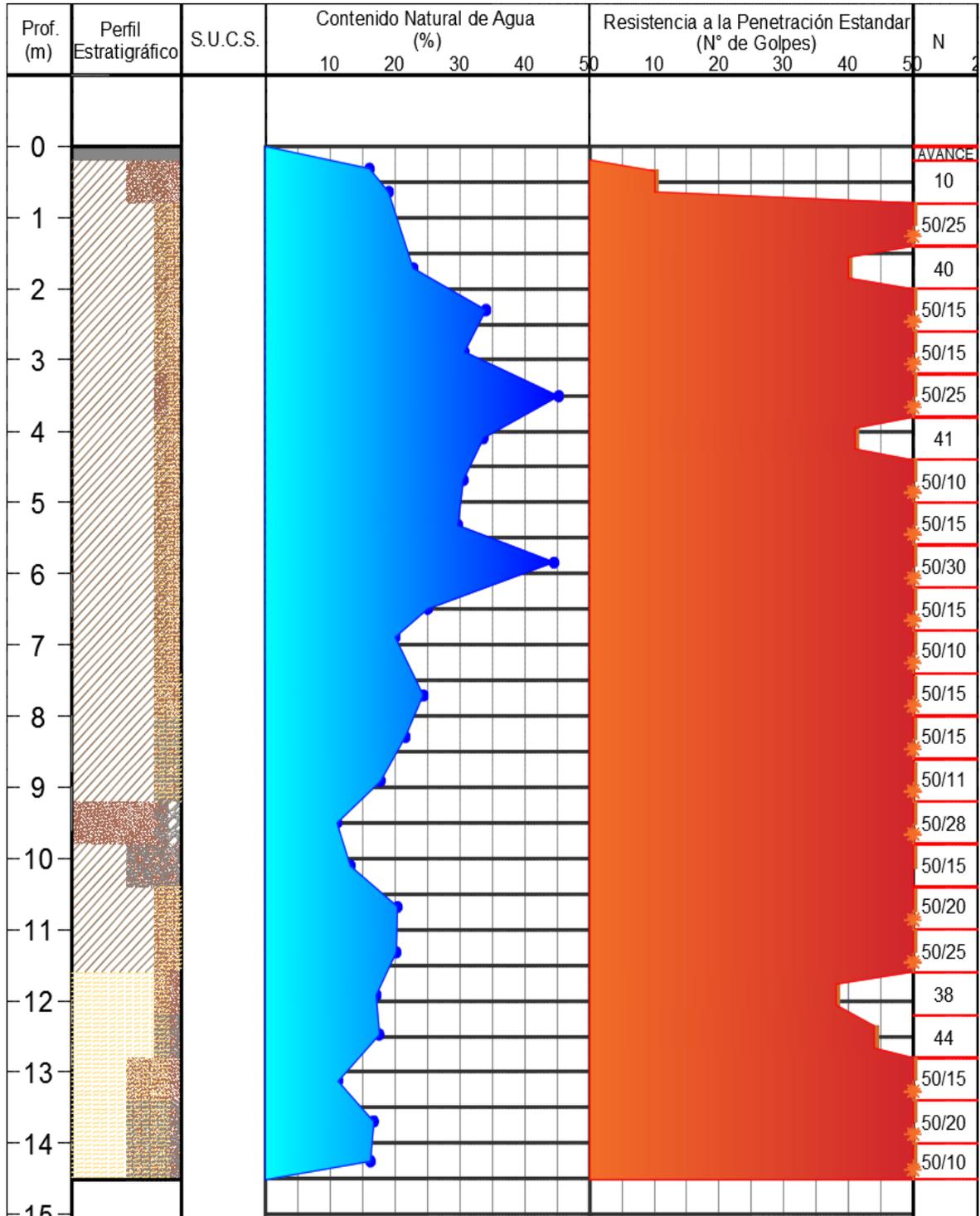


FIGURA 18. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-1

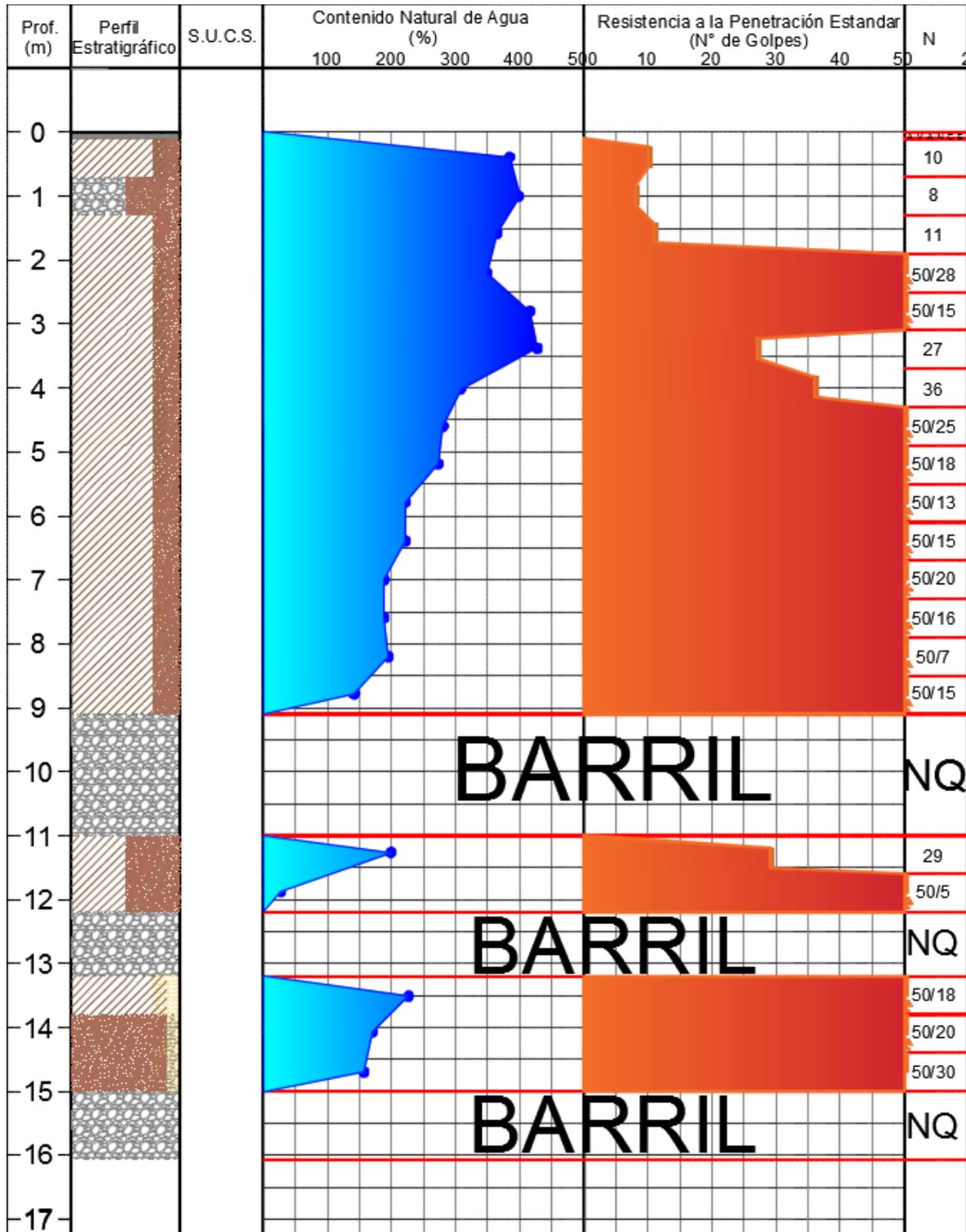


FIGURA 19. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-2

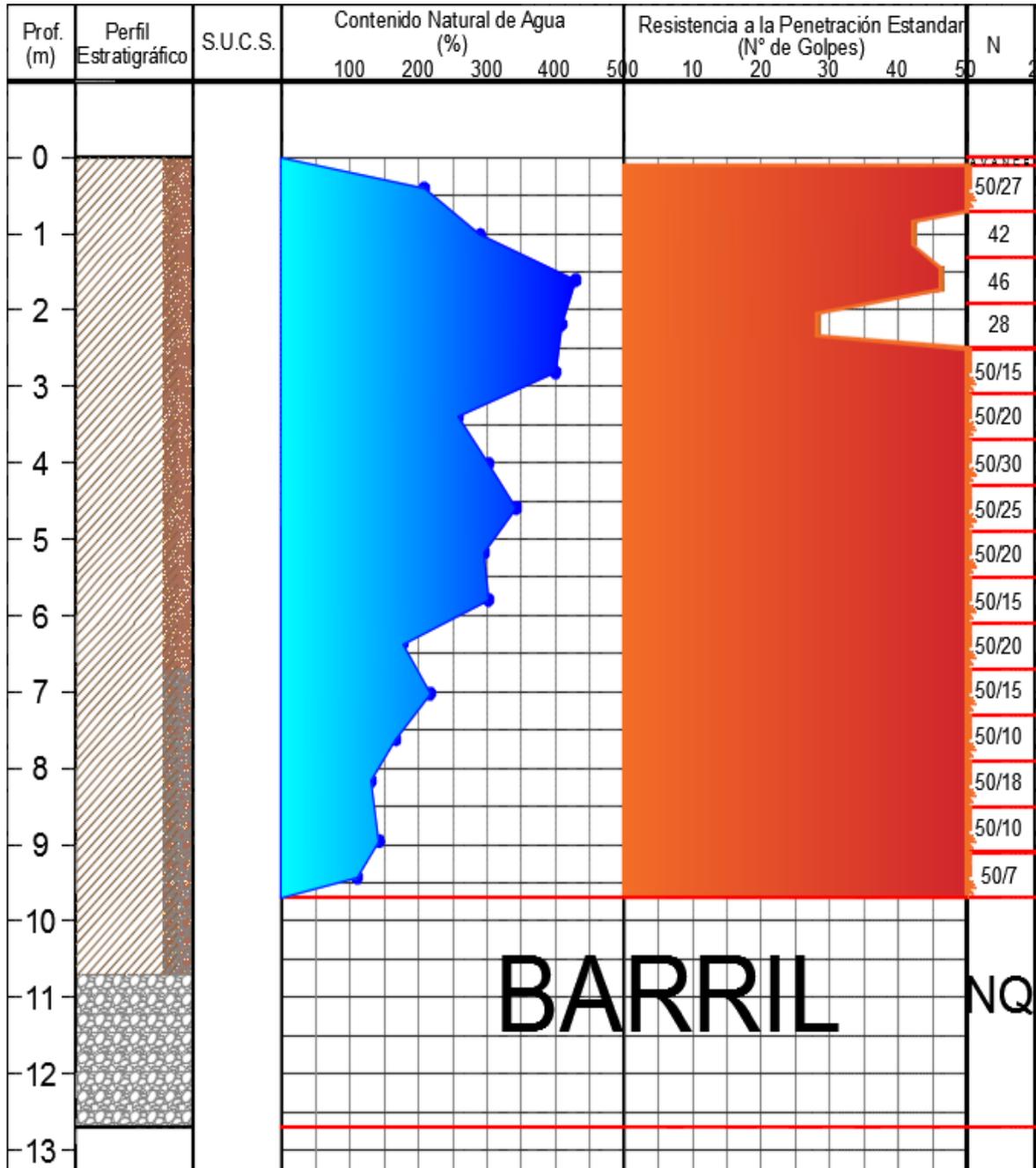


FIGURA 20. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-3

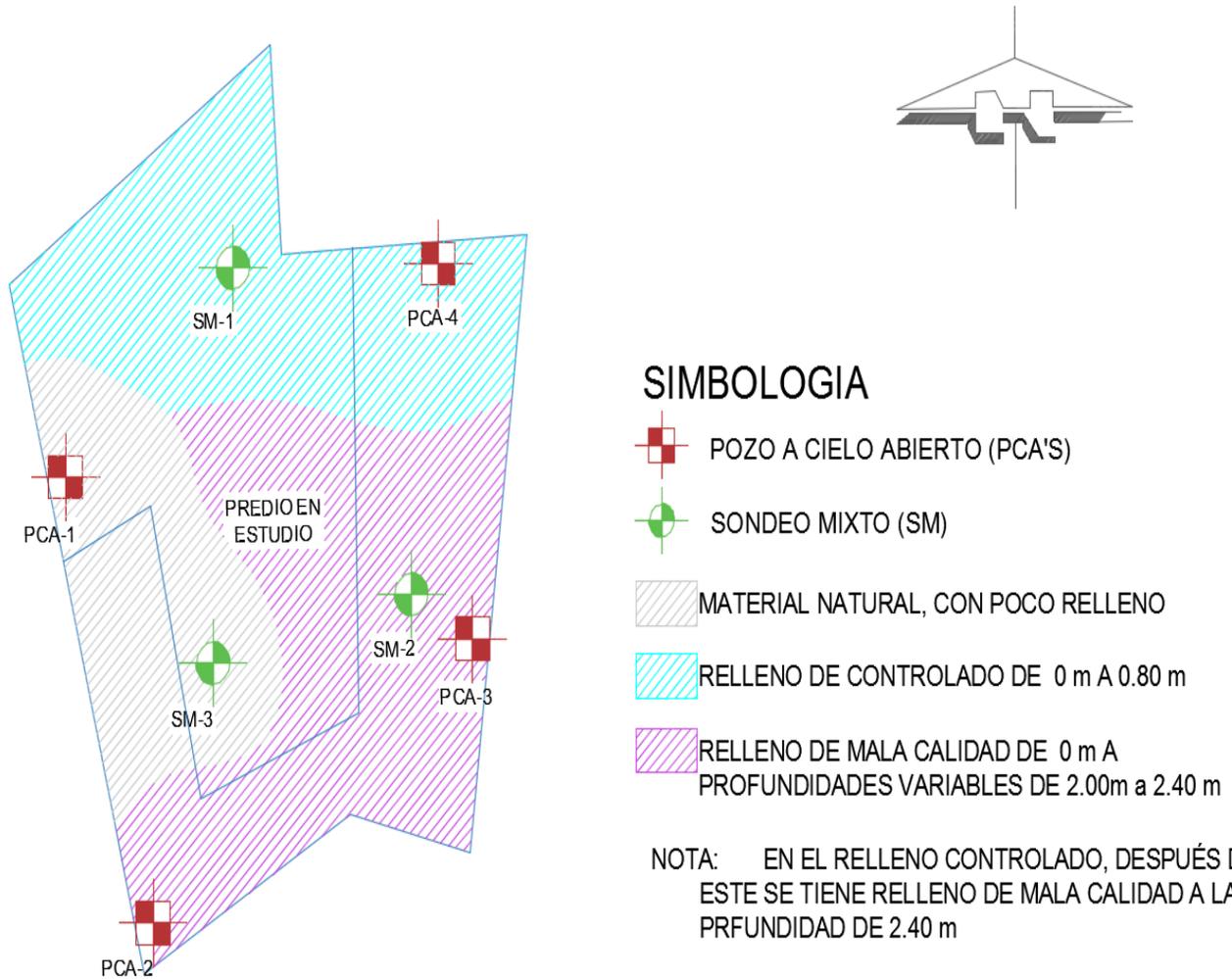


FIGURA 21. ZONIFICACIÓN DE MATERIALES

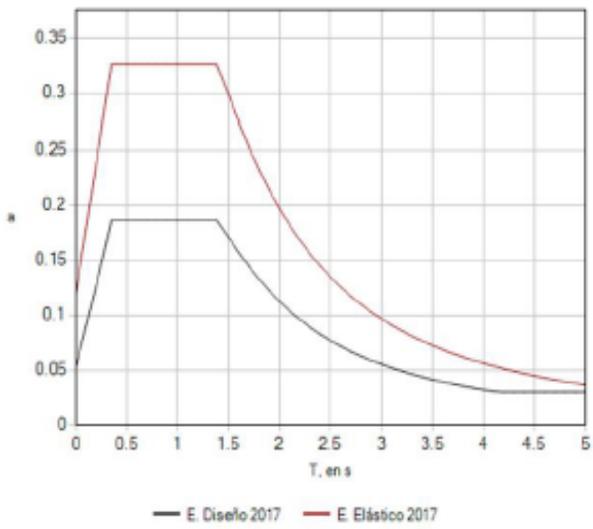


Figura 1. Espectro de diseño

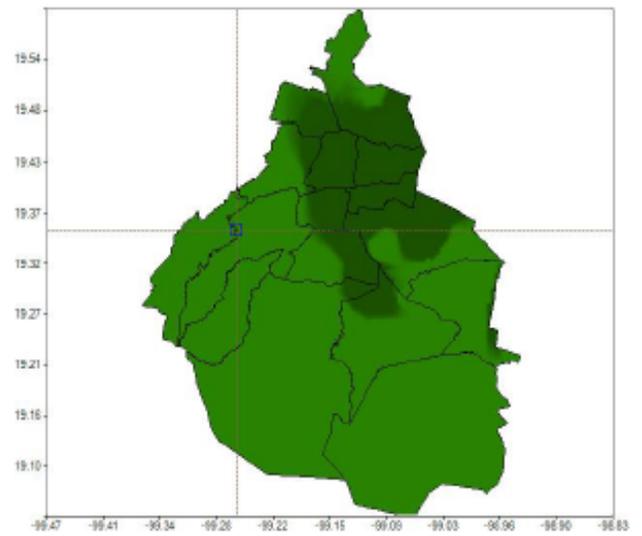


Figura 2. Mapa de localización

FIGURA 23. COEFICIENTE SÍSMICO

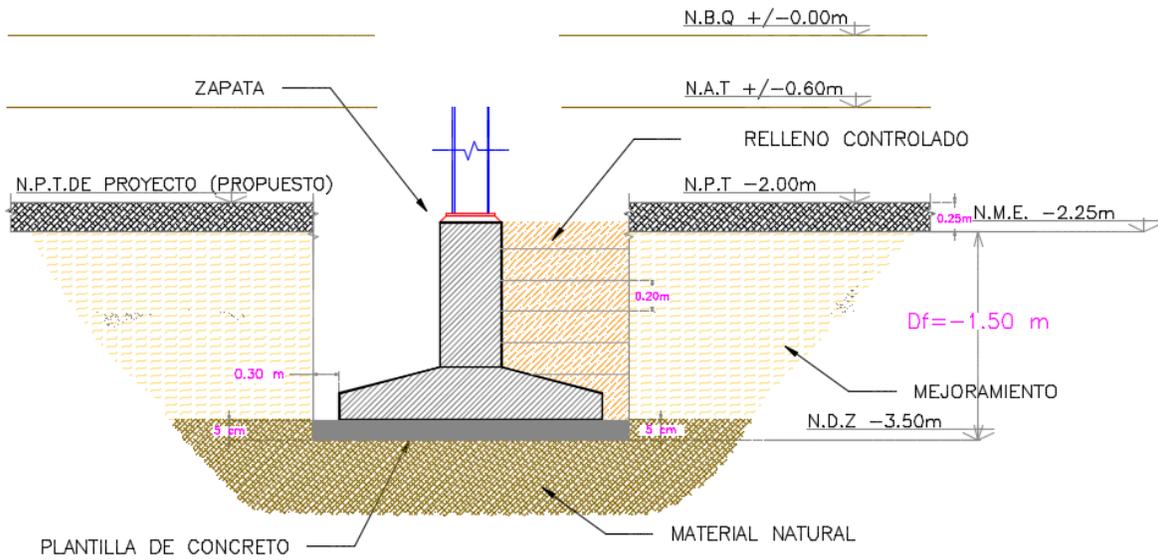


FIGURA 24.- ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ZAPATAS AISLADAS CENTRALES Y ZAPATAS CORRIDAS APOYADAS SOBRE MATERIAL NATURAL

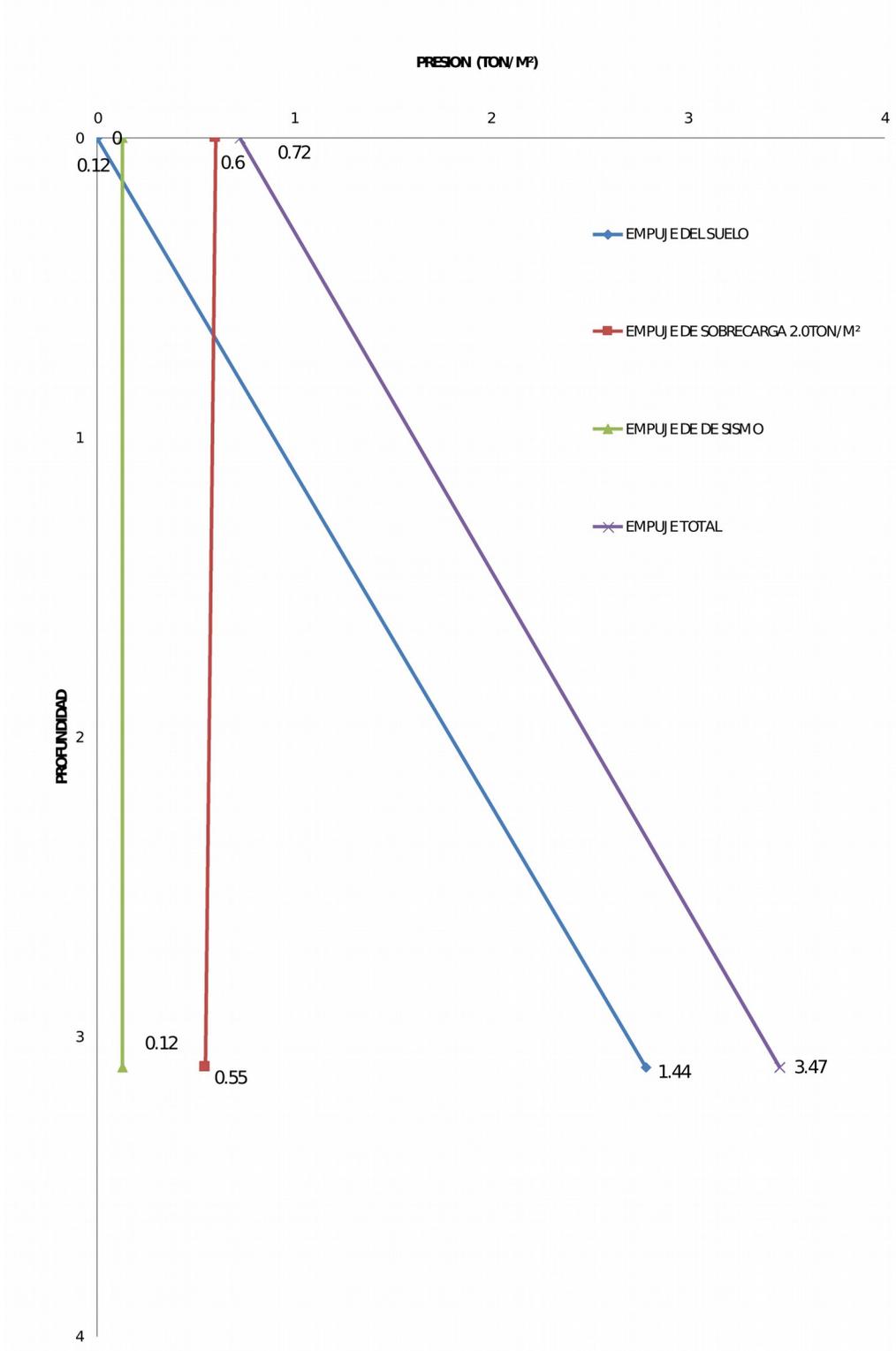


FIGURA 25.- GRÁFICA DE EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS

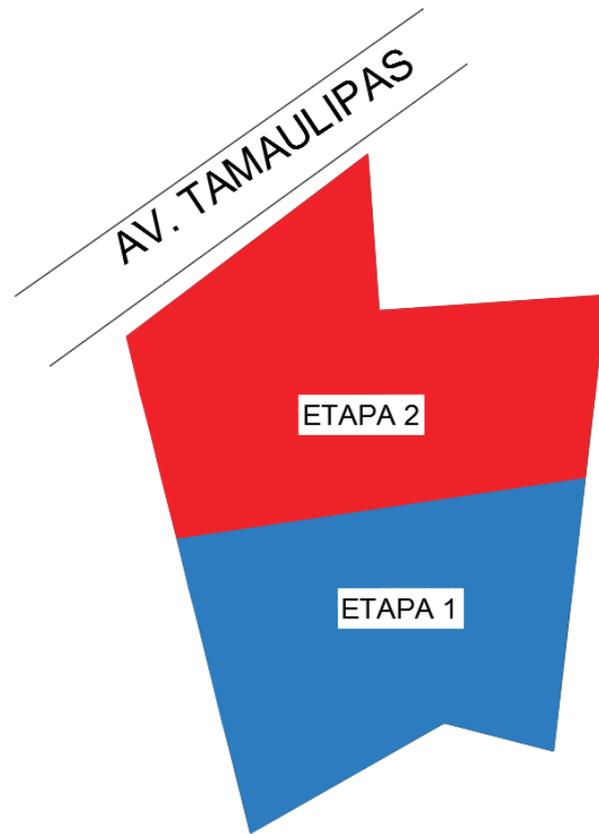


FIGURA 26.- ETAPAS DE EXCAVACIÓN

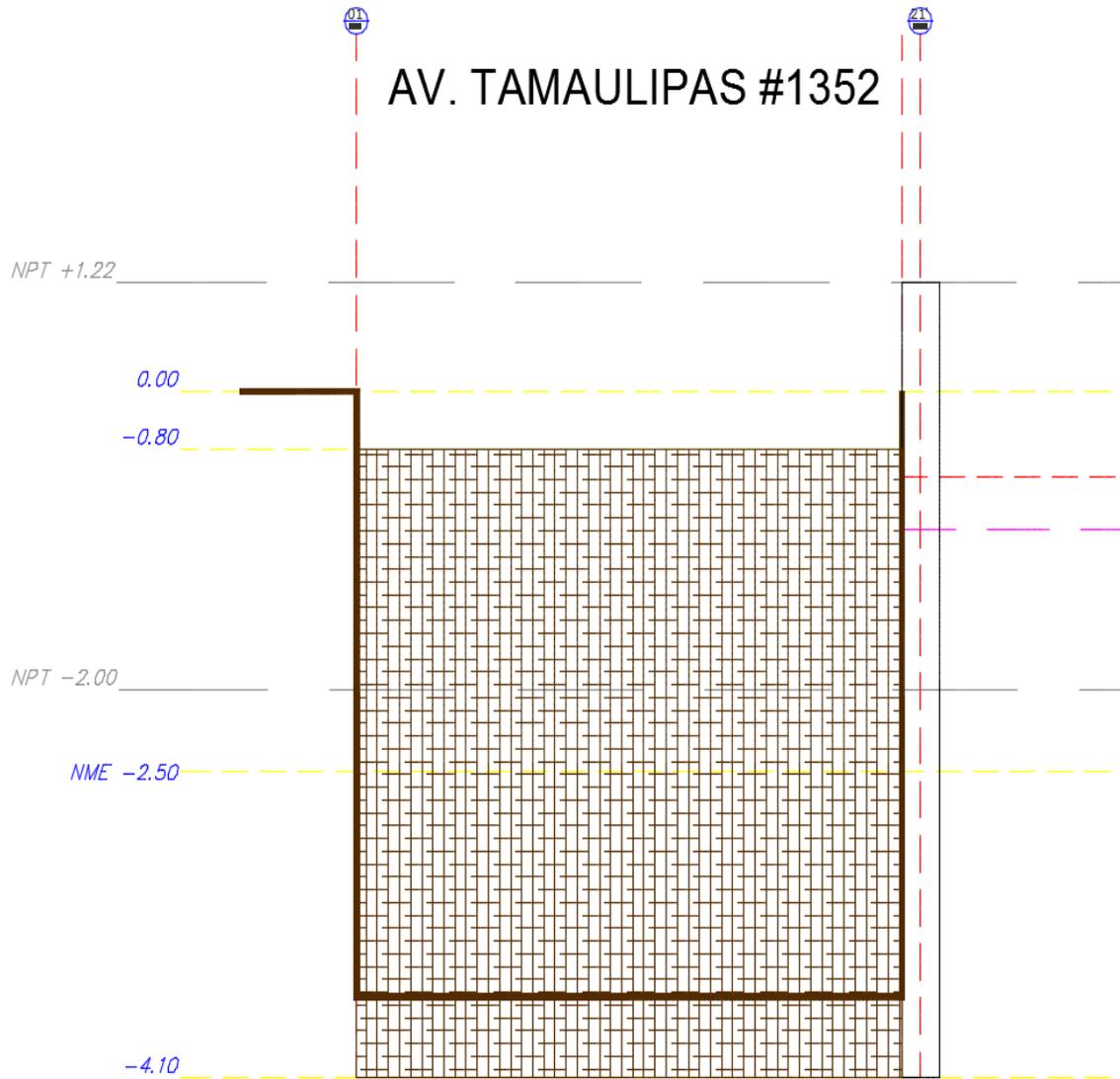


FIGURA 27.- COLOCACIÓN DE VIGUETAS.

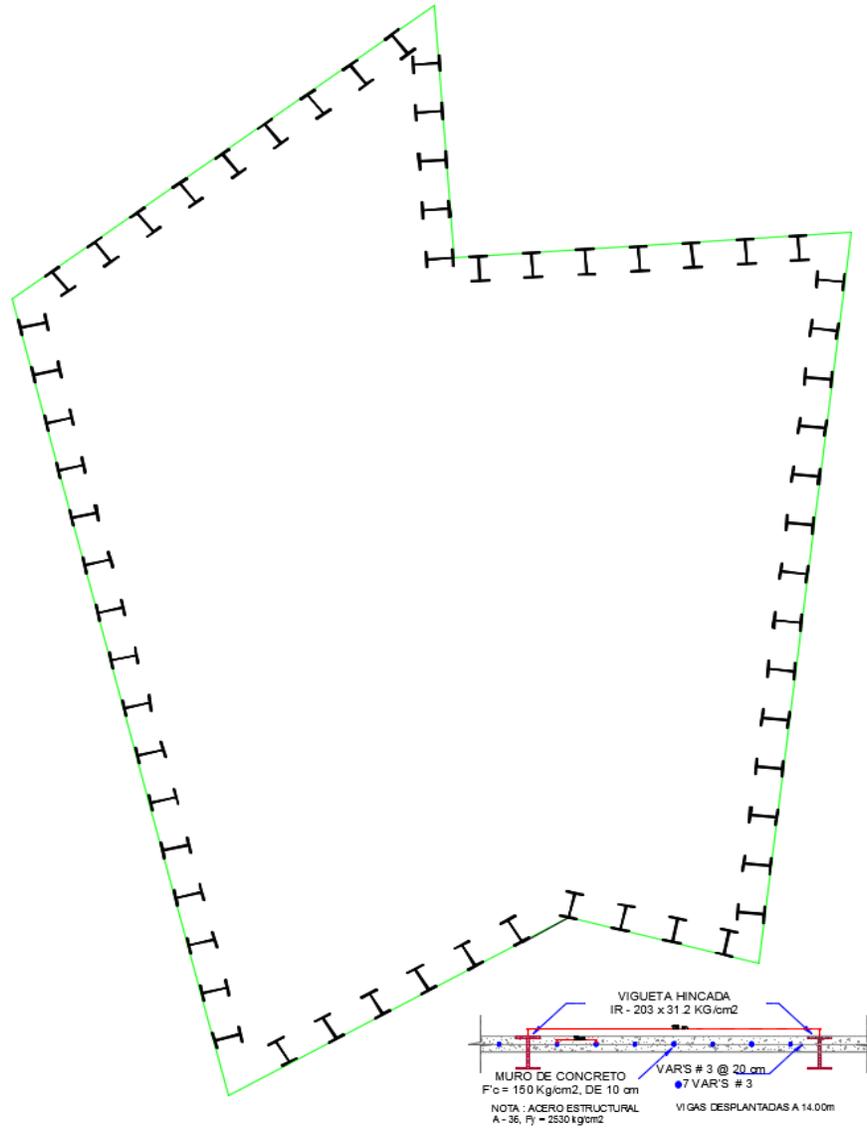


FIGURA 28.- SEMBRADO DE VIGUETAS

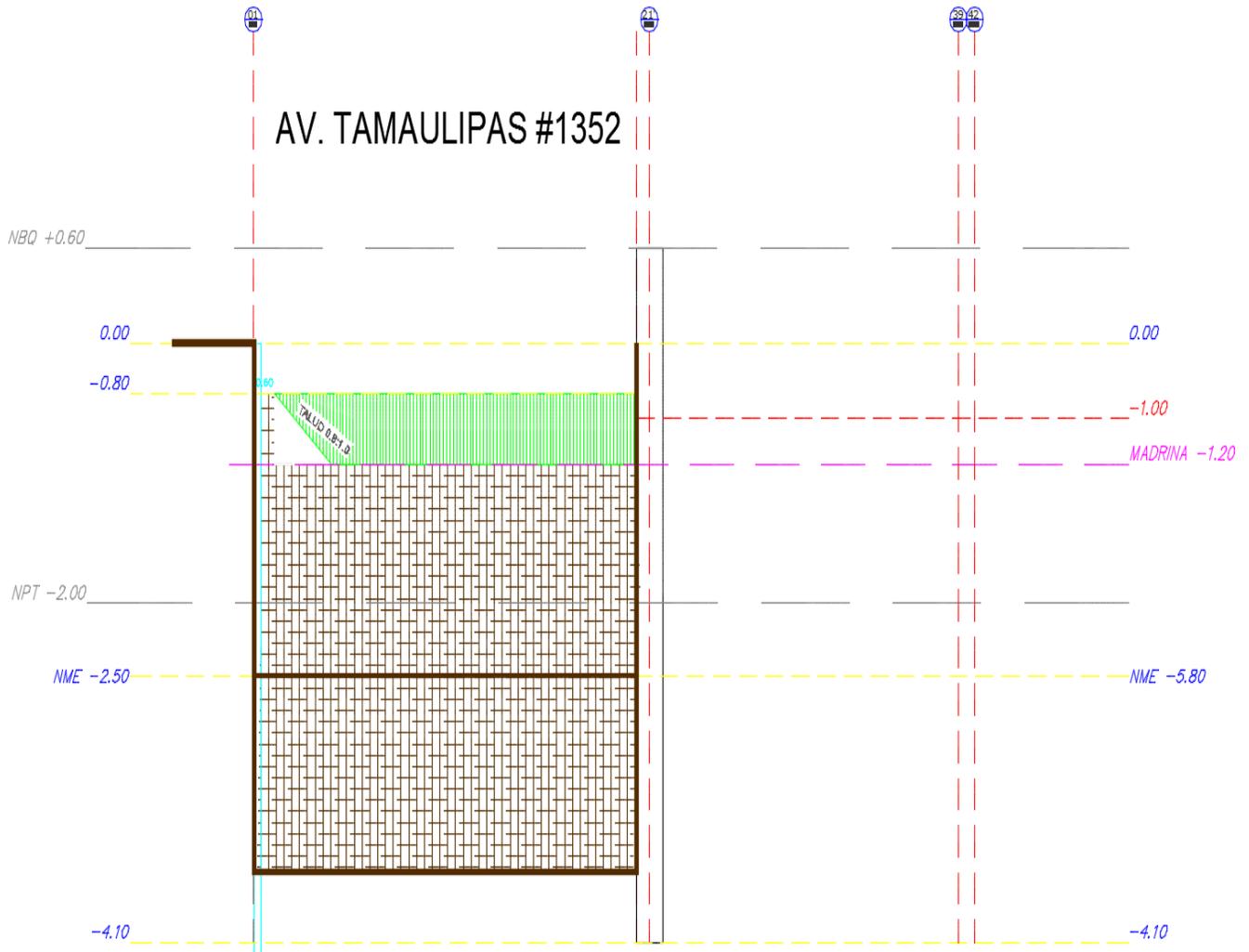


FIGURA 29.- EXCAVACIÓN NIVEL -1.20

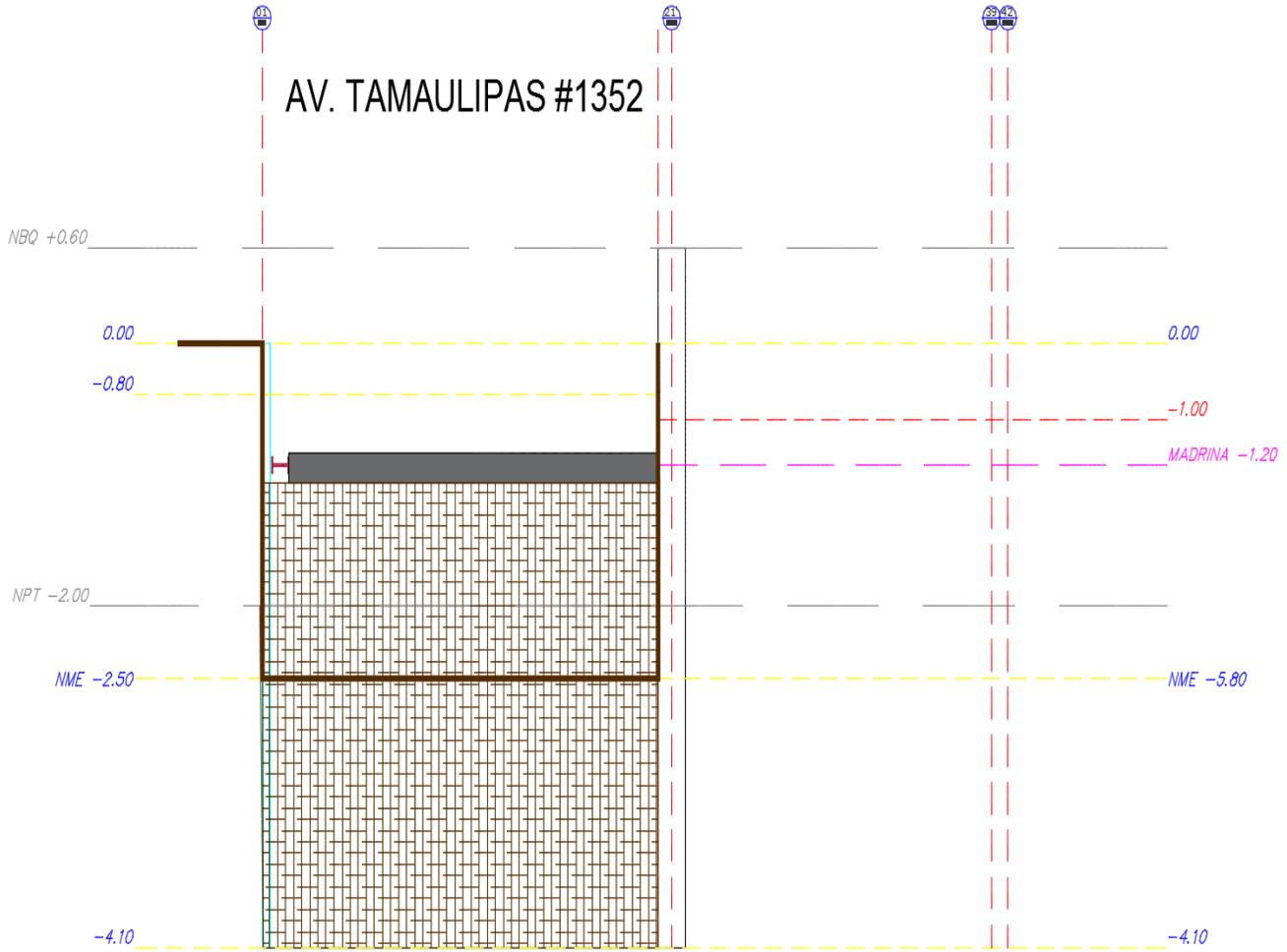


FIGURA 30.- PRIMER NIVEL DE TROQUELES.

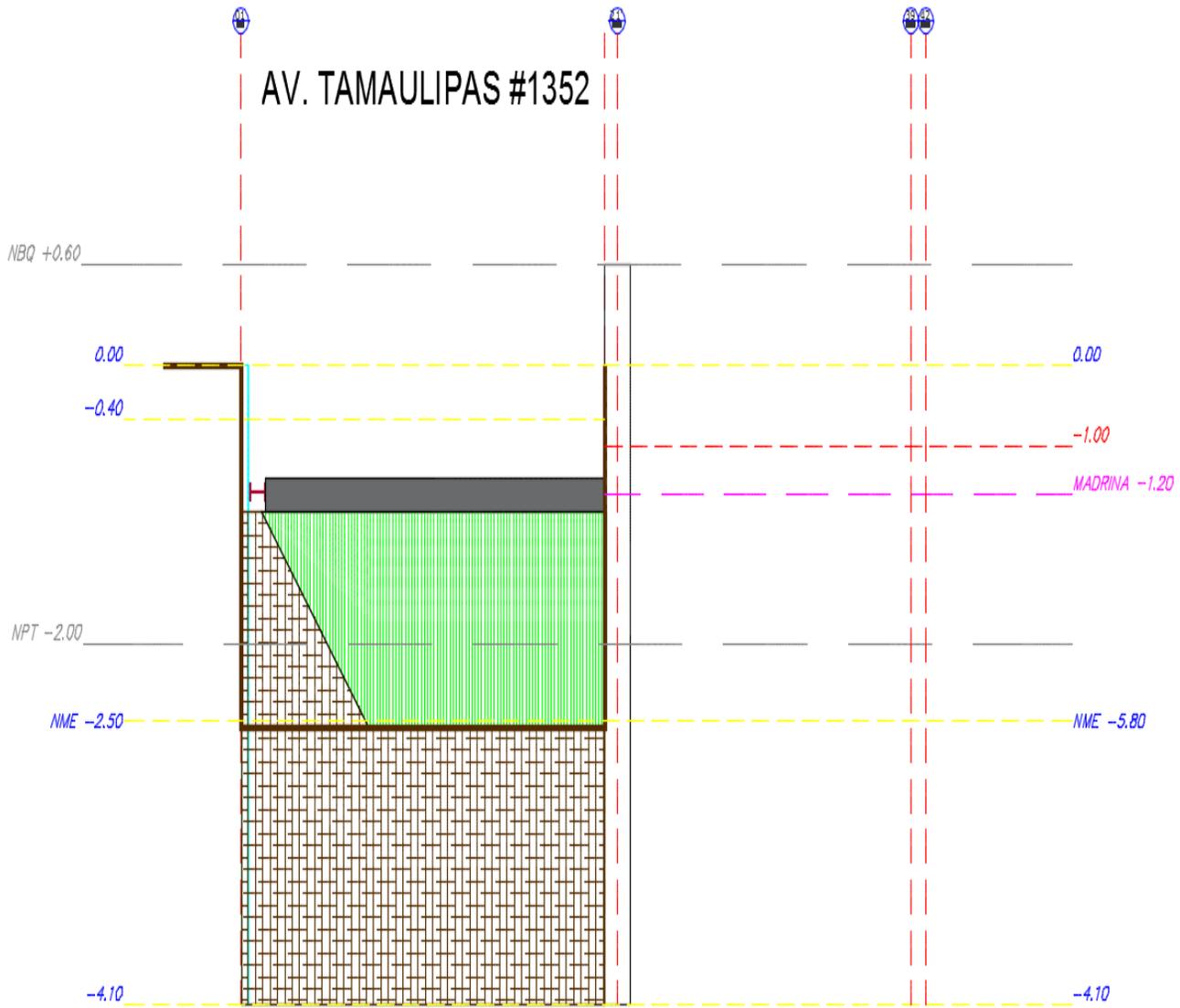


FIGURA 31.- EXCAVACIÓN NIVEL -2.50

MEJORAMIENTO

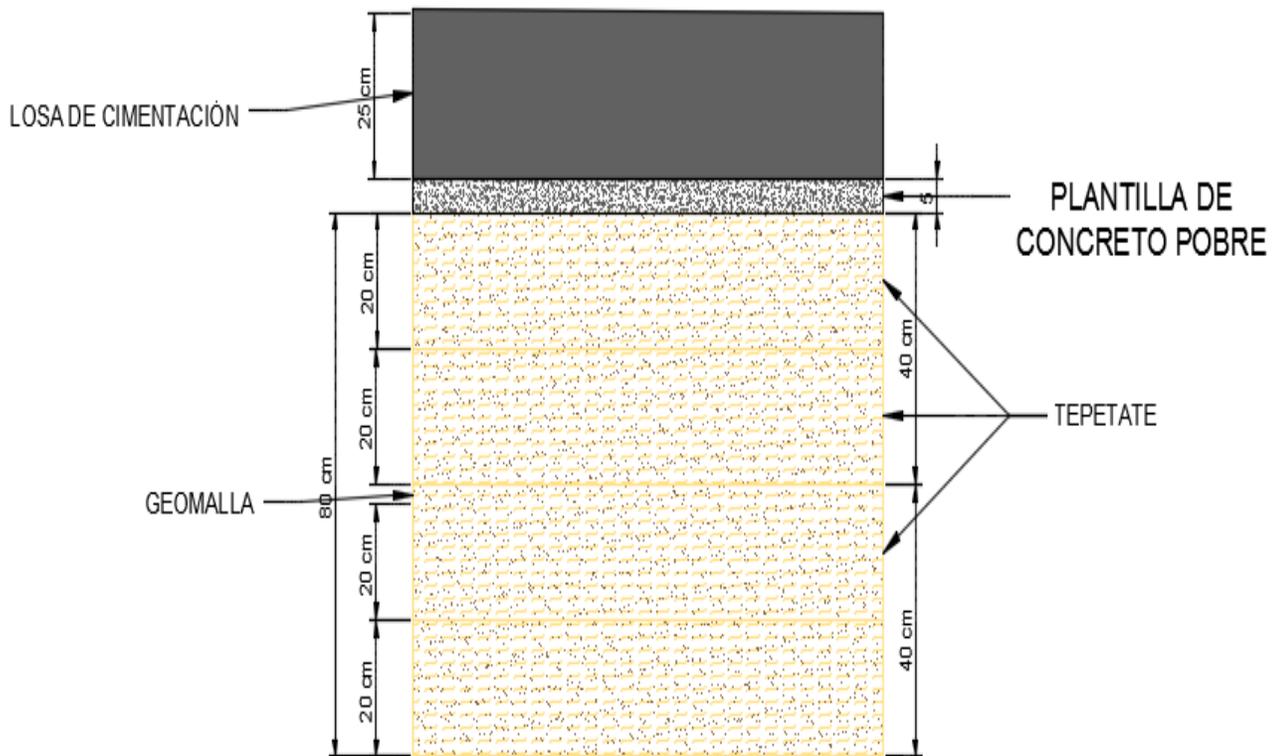


FIGURA 32.- MEJORAMIENTO RECOMENDADO

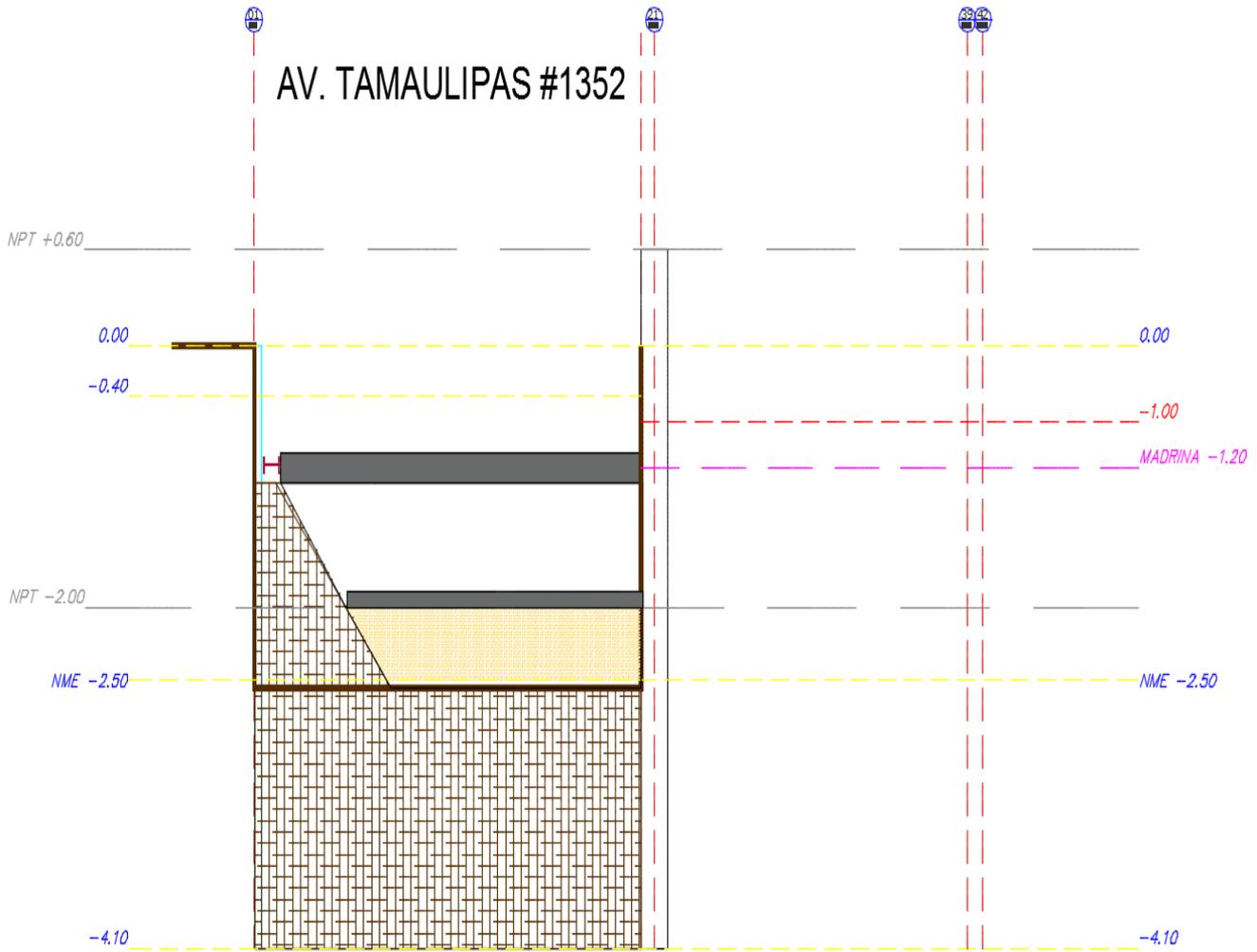


FIGURA 33.- COLADO DE LA LOSA FONDO

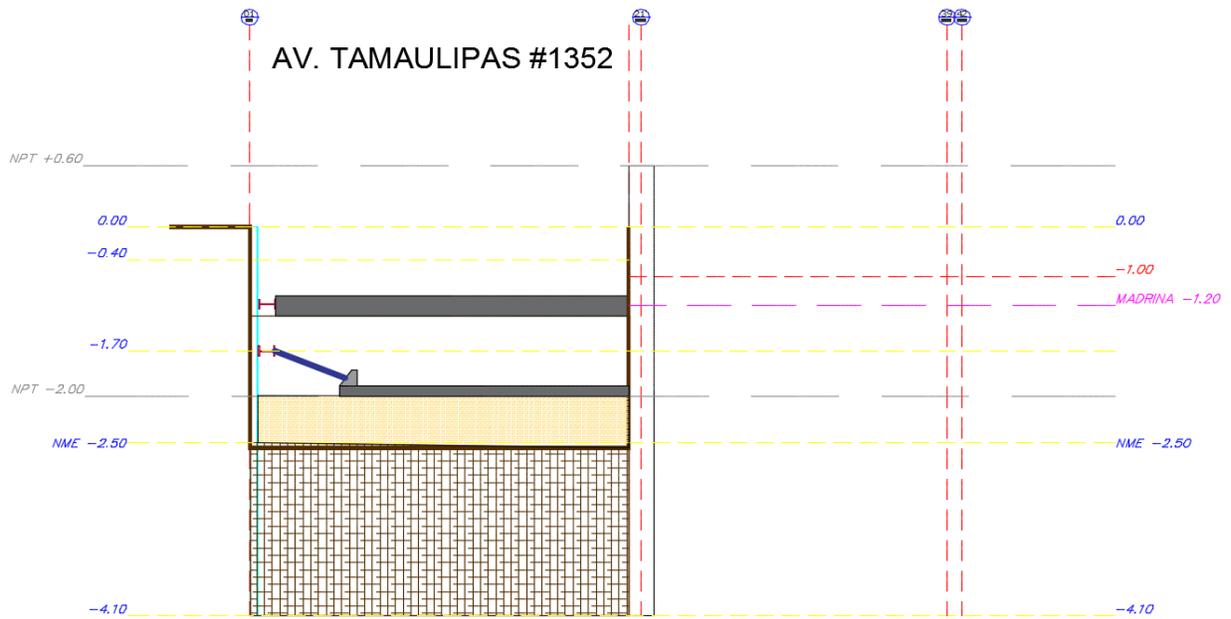


FIGURA 34.- RETIRO DE MODULOS Y COLOCACIÓN DEL SEGUNDO NIVEL DE TROQUELES

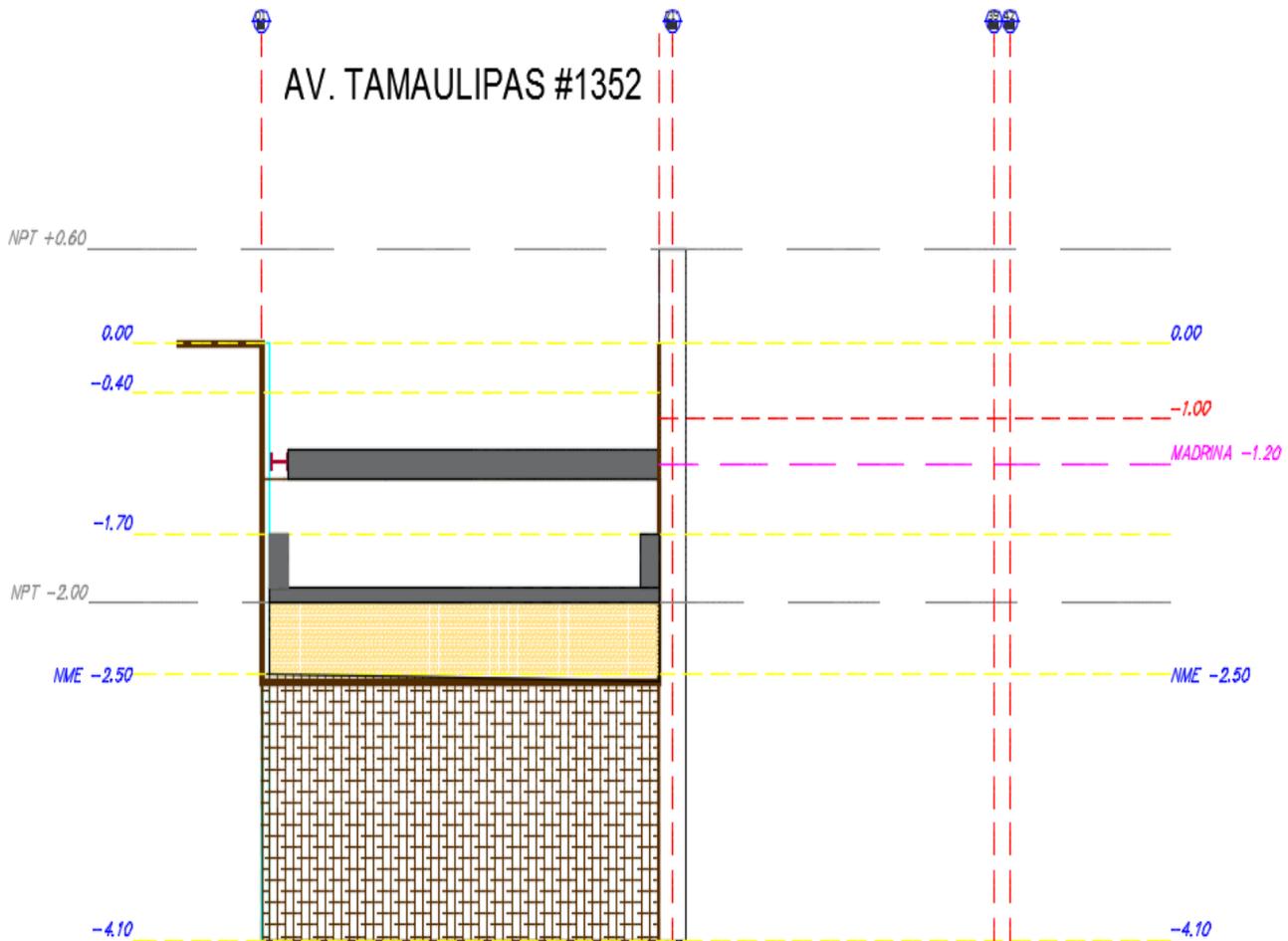


FIGURA 35.- COLADO DE LOSA FONDO Y MUROS ESTRUCTURALES

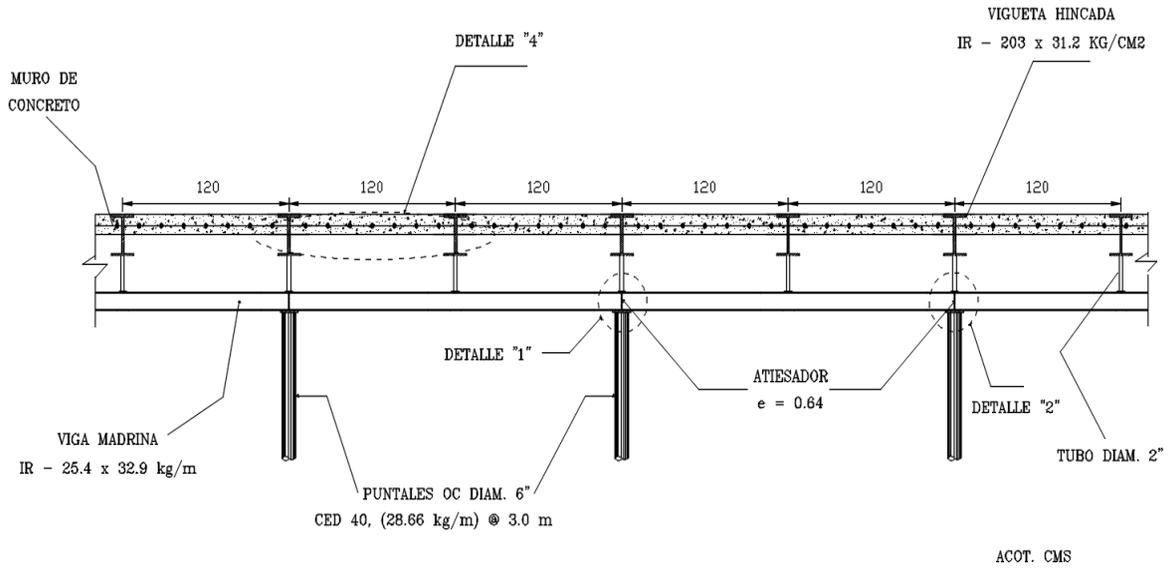


FIGURA 36.- SISTEMA DE CONTENCIÓN.

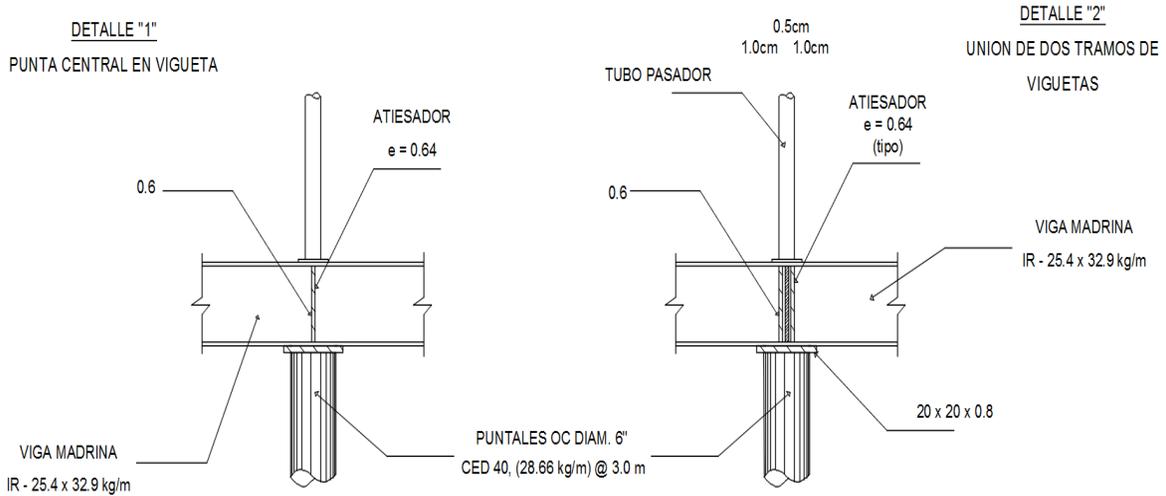


FIGURA 37.- DETALLES 1 Y 2.

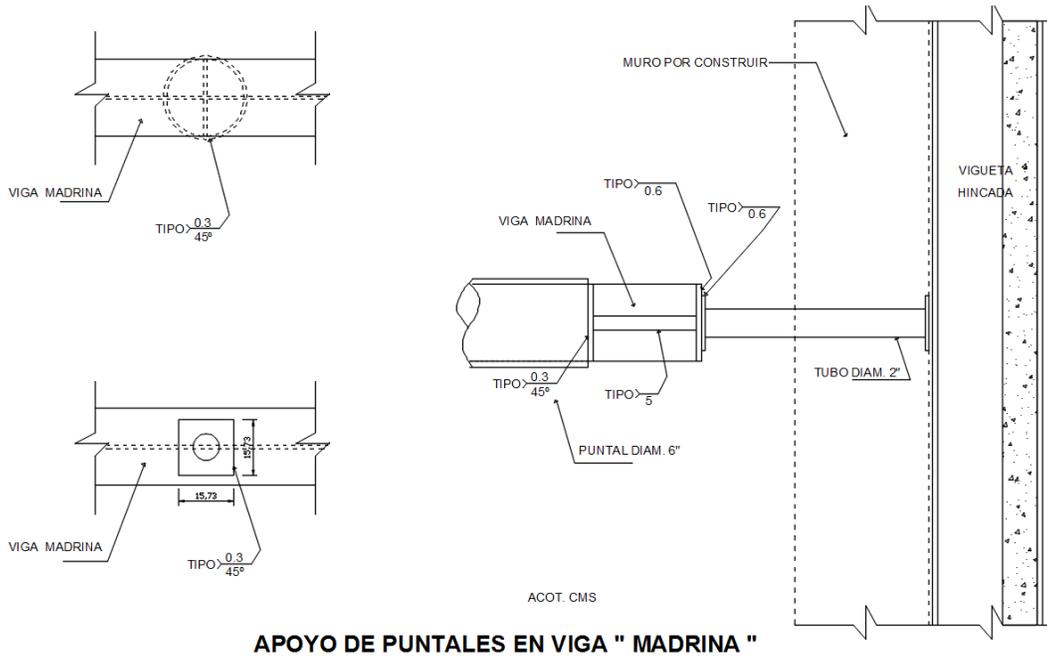


FIGURA 38.- DETALLE 3.

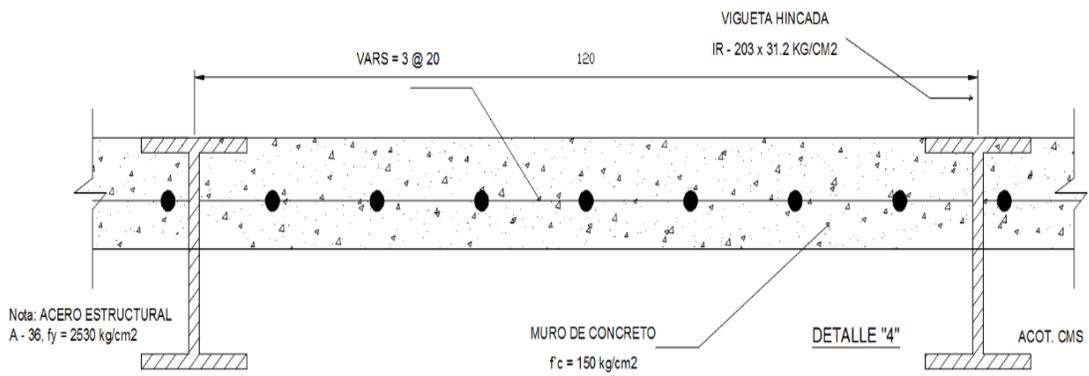


FIGURA 39.- DETALLE 4.