



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN.

DESARROLLO DE UN CASO PRACTICO

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO
DE:
INGENIERO CIVIL.

PRESENTA:

VIDAL ESPINOSA ENRIQUE.

DIRECTOR:

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



México 2019.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos.

Agradezco mis padres Ernesto Vidal C. † y Domitila Espinosa P. por el apoyo que me brindaron para darme una carrera universitaria. Por su esfuerzo, dedicación y apoyo en todo momento.

A Dios por permitirme tener una familia con la cual hemos vivido momentos de alegría, de tristeza, hemos reído, llorado pero juntos hemos superado adversidades.

A la Facultad de Estudios Superiores Aragón por la formación que he recibido, por sus instalaciones, por haberme permitido tener una carrera profesional.

Un agradecimiento muy especial a mí asesor el Ing. Gabriel Álvarez Bautista, por su apoyo para realizar este trabajo.

Y a cada persona que de una forma u otra han contribuido a la formación de mi persona.

**Todos te dirán que es imposible hasta que lo consigas.
Nelson Mandela.**

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO EN UN PREDIO UBICADO EN CALLE ARIZONA No. 75, COLONIA NÁPOLES, ALCALDIA BENITO JUÁREZ, CIUDAD DE MÉXICO, DONDE SE PROYECTA CONSTRUIR UNA ESTRUCTURA CONSTITUIDA POR, SEMISÓTANO, PLANTA BAJA Y TRES NIVELES SUPERIORES.

“ARIZONA No. 75, COL. NÁPOLES, DEL. BENITO JUÁREZ”



FOTO AÉREA DEL PREDIO DE INTERÉS

ÍNDICE

1.- ANTECEDENTES.....	10
1.2.- Topografía.....	11
1.3.- Descripción del proyecto.....	12
1.4.- Colindancias.....	22
1.5.- Objetivos.....	23
2.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.....	24
2.1.- Generalidades.....	24
2.2.- Pozos a cielo abierto.....	26
2.3.- Sondeos con equipo mecánico.....	32
2.3.1.- Método de penetración estándar.....	32
2.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada.....	33
3.- PRUEBAS DE LABORATORIO.....	39
3.1.- Muestras alteradas.....	39
4.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.....	43
4.1.- Levantamiento geológico local.....	43
4.2.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés.....	44
4.3.- Zonificación Sísmica.....	49
5.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	55
5.1.- Solución de cimentación.....	55
5.1.2.- Cargas del proyecto estimadas.....	56
5.1.3.- Excentricidad.....	56
5.1.4.-Cimentación mediante cajón de cimentación desplantado a 2.30 m de profundidad.....	57
5.2.- Determinación de la capacidad de carga.....	58
5.3.- Dimensionamiento de la cimentación.....	59
5.4.- Estado límite de falla en condiciones estáticas.....	59
5.5.- Estado límite de falla en condiciones dinámicas.....	60
5.6.- Estado de falla local con cajón de cimentación.....	62



5.7.- Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación	62
5.8.- Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación	63
5.9.- Estado límite de servicio	64
5.10.- Expansiones elásticas	64
5.11.- Asentamientos diferidos	66
5.12.- Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación	67
5.13.- Falla de fondo.....	69
5.14.- Estabilidad de taludes durante la excavación	70
6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS	72
6.1.-Sistema de Recimentación con Muretes de Concreto Armado.	74
6.2.- Excavaciones:.....	83
6.3.- Instrumentación.....	85
7.- CONCLUSIONES	88
FIGURAS	92
FIGURA 1.- UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS	93
FIGURA 2.- TOPOGRAFÍA DEL PREDIO ANALIZADO	94
FIGURA 3.- PLANTA CISTERNAS.....	95
FIGURA 4.- PLANTA SEMISÓTANO.....	96
FIGURA 5.- PLANTA BAJA	97
FIGURA 6.- PRIMER PISO	98
FIGURA 7.- SEGUNDO NIVEL.....	99
FIGURA 8.- TERCER NIVEL.....	100
FIGURA 9.- PLANTA AZOTEA	101
FIGURA 10.- FACHADA	102
FIGURA 11.- CORTE ESQUEMÁTICO B-B'	103
FIGURA 12.- COLINDANCIAS	104
FIGURA 13.- UBICACIÓN DE SONDEOS	105
FIGURA 14.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-1	106
FIGURA 15.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-2.....	107
FIGURA 16.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-1	108
FIGURA 17.- ZONIFICACIÓN DE RELLENOS	109
FIGURA 18.- REGISTROS DE CAMPO (PARTE 2).....	111
FIGURA 19.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO REALIZADO SM-1	112
FIGURA 20.- ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DE INTERÉS.....	113



INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FES ARAGÓN

FIGURA 21.- ESPECTRO SÍSMICO PARA EL DISEÑO DE ACUERDO AL SASID.....	114
FIGURA 22.- EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS 3TON/M ²	115
FIGURA 23.- ETAPAS DE EXCAVACION	116
FIGURA 24.- DESPALME INICIAL DE 0.80 m.....	117
FIGURA 25.- EXCAVACIÓN CENTRAL	118
FIGURA 26.- COLOCACIÓN DE LOSA FONDO	118
FIGURA 27.- CONSTRUCCIÓN DE LA ZONA CENTRAL Y RETIRO DE BERMA PERIMETRAL POR MÓDULOS	119
FIGURA 28.- MODULACIÓN Y RETIRO DE BERMAS	120
FIGURA 29.- TROQUELAMIENTO	121
FIGURA 30.- RECIMENTACION CON MURETES	121
FIGURA 31.- MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS	122
FIGURA 32.- MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS CON REPELLADO	123
ANEXO I.....	124
REPORTE FOTOGRÁFICO	124
ANEXO II	199
PRUEBAS DE LABORATORIO	199

ANTECEDENTES



PANORÁMICAS DEL SITIO DE INTERÉS

1.- ANTECEDENTES

1.1.- Localización

Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos para el predio ubicado en Calle Arizona No. 75, Colonia Nápoles, Alcaldía Benito Juárez, Ciudad de México, donde se proyecta construir una estructura constituida por, planta baja y tres niveles superiores.

La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

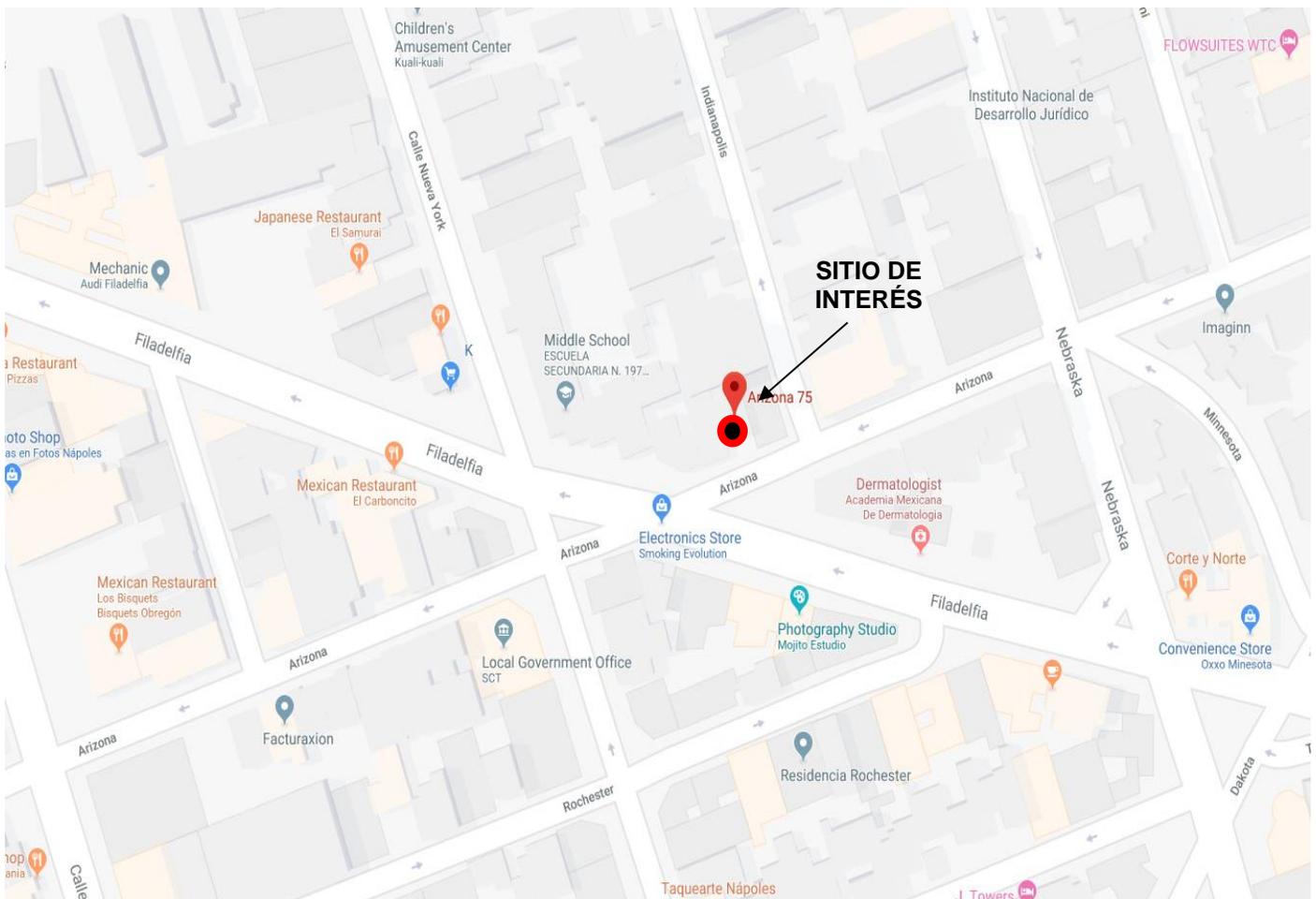


FIGURA 1. UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS

1.2.- Topografía

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 162.79 m² aproximadamente. La Topografía presenta una superficie ligeramente plana.

En el predio se encuentra actualmente construida una estructura que deberá ser demolida.

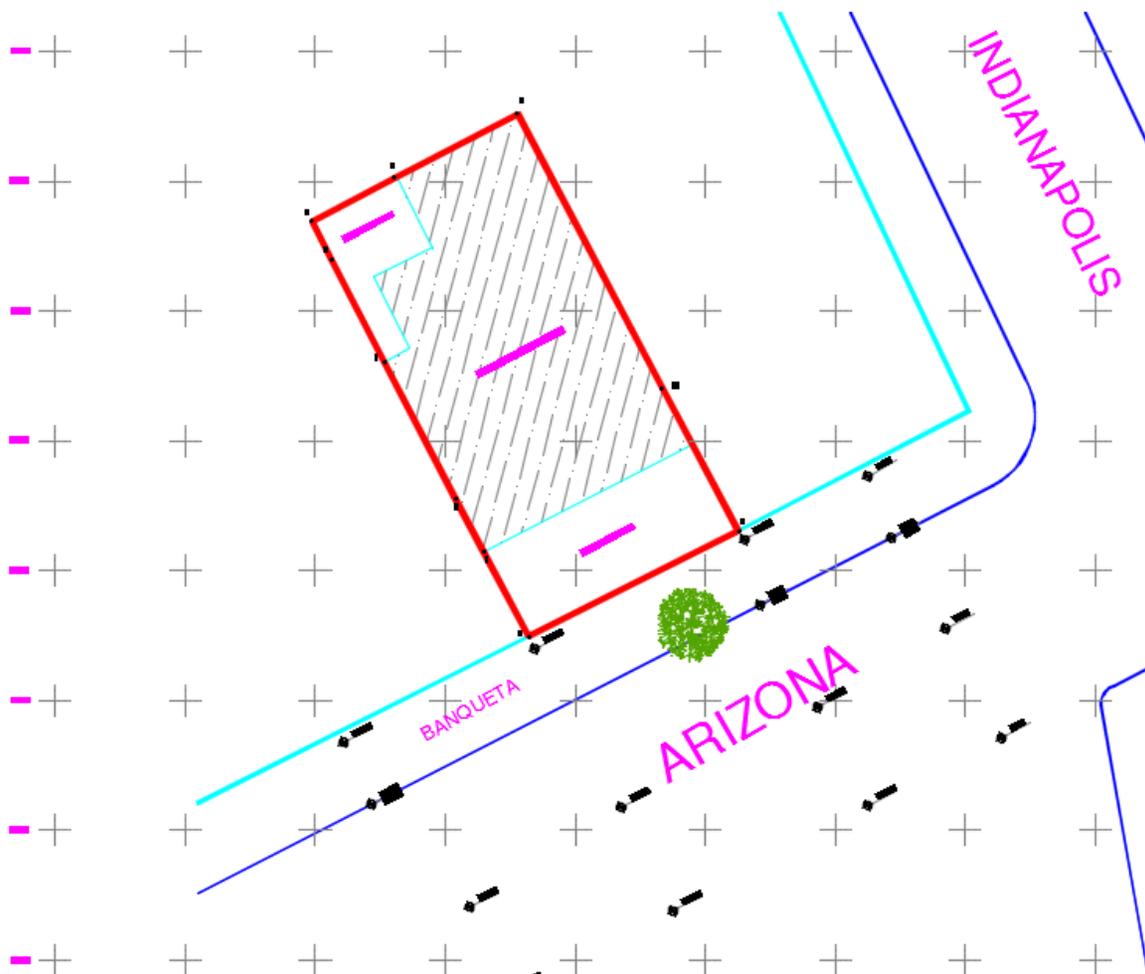


FIGURA 2.- TOPOGRAFÍA DEL PREDIO ANALIZADO

1.3.- Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura constituida por un semisótano destinado para estacionamiento el cual se ubicará en la cota -1.00 m, una planta baja y tres niveles superiores, para uso habitacional. Cabe mencionar que el edificio contará con una cisterna a una profundidad de 3.30 m.

Los niveles de piso terminado contemplados dentro del proyecto arquitectónico son:

- El piso terminado de la planta baja se ubicará en la cota +1.80 m
- El piso terminado del primer nivel se ubicará en la cota +4.50 m
- El piso terminado del segundo nivel se ubicará en la cota +7.20 m
- El piso terminado del tercer nivel se ubicará en la cota +9.90 m
- El piso terminado de los tinacos se ubicará en la cota +12.60

Con la información proporcionada del proyecto la altura estimada del edificio será de 17.40 m (A partir del nivel del desplante de la cimentación). Todos los niveles antes mencionados se encuentran referenciados con respecto al nivel de banquetta sobre Calle Arizona (Nivel 0.00).

En las figuras 3 A 9 se muestran Las plantas arquitectónicas del proyecto, mientras que en la figura 10 y 11 se muestran los cortes y fachadas del proyecto arquitectónico.

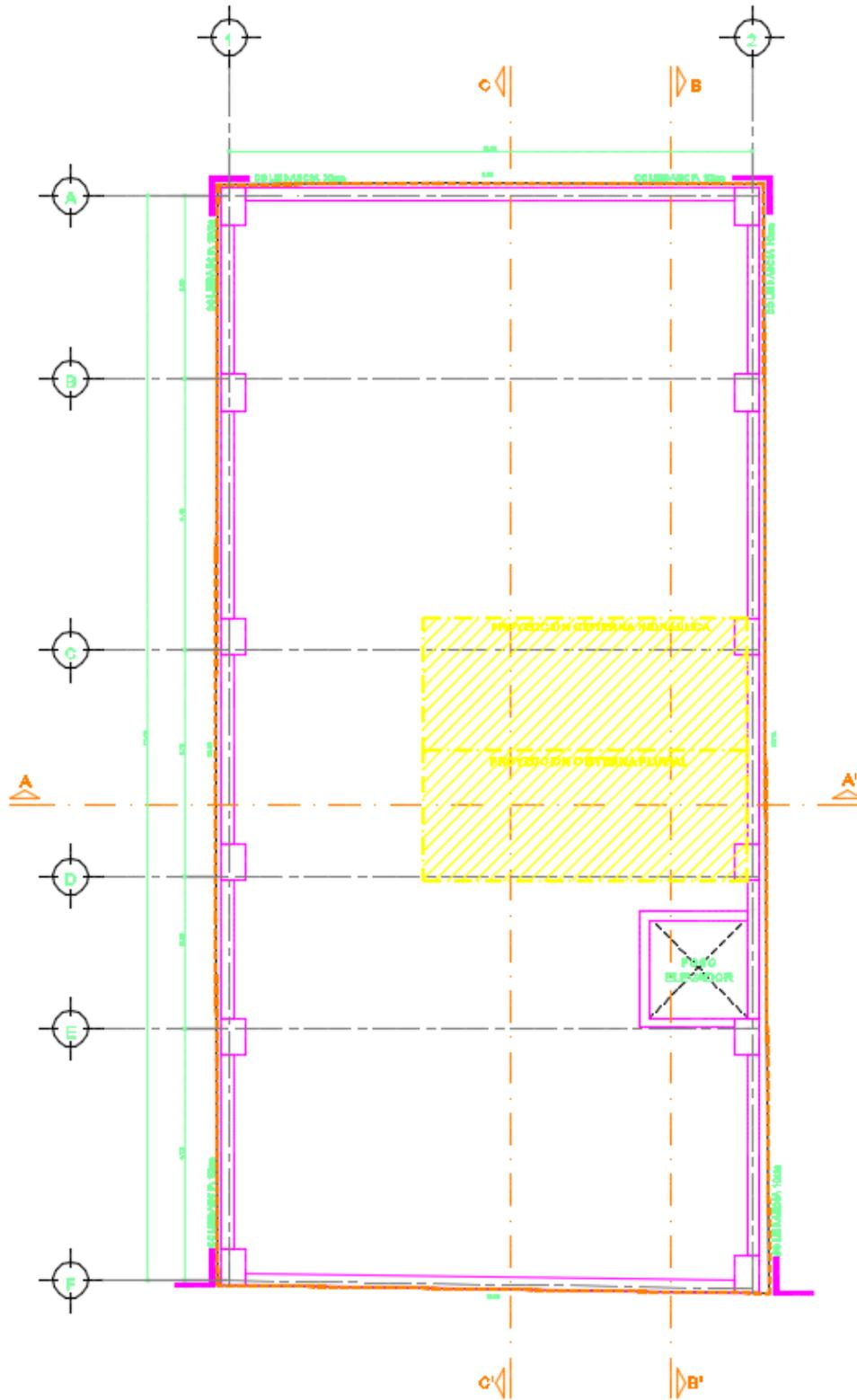


FIGURA 3.- PLANTA CISTERNAS

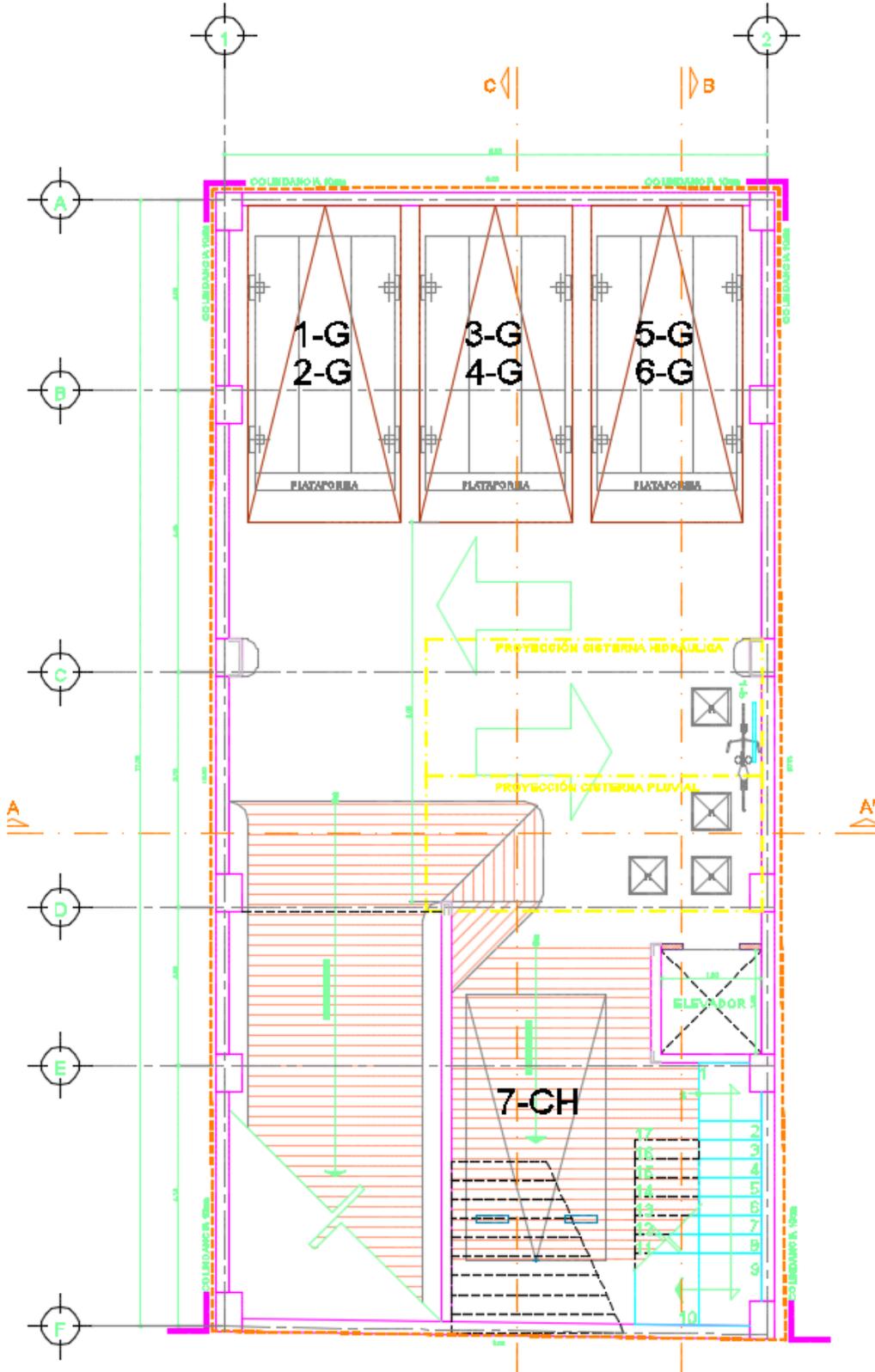


FIGURA 4.- PLANTA SEMISÓTANO

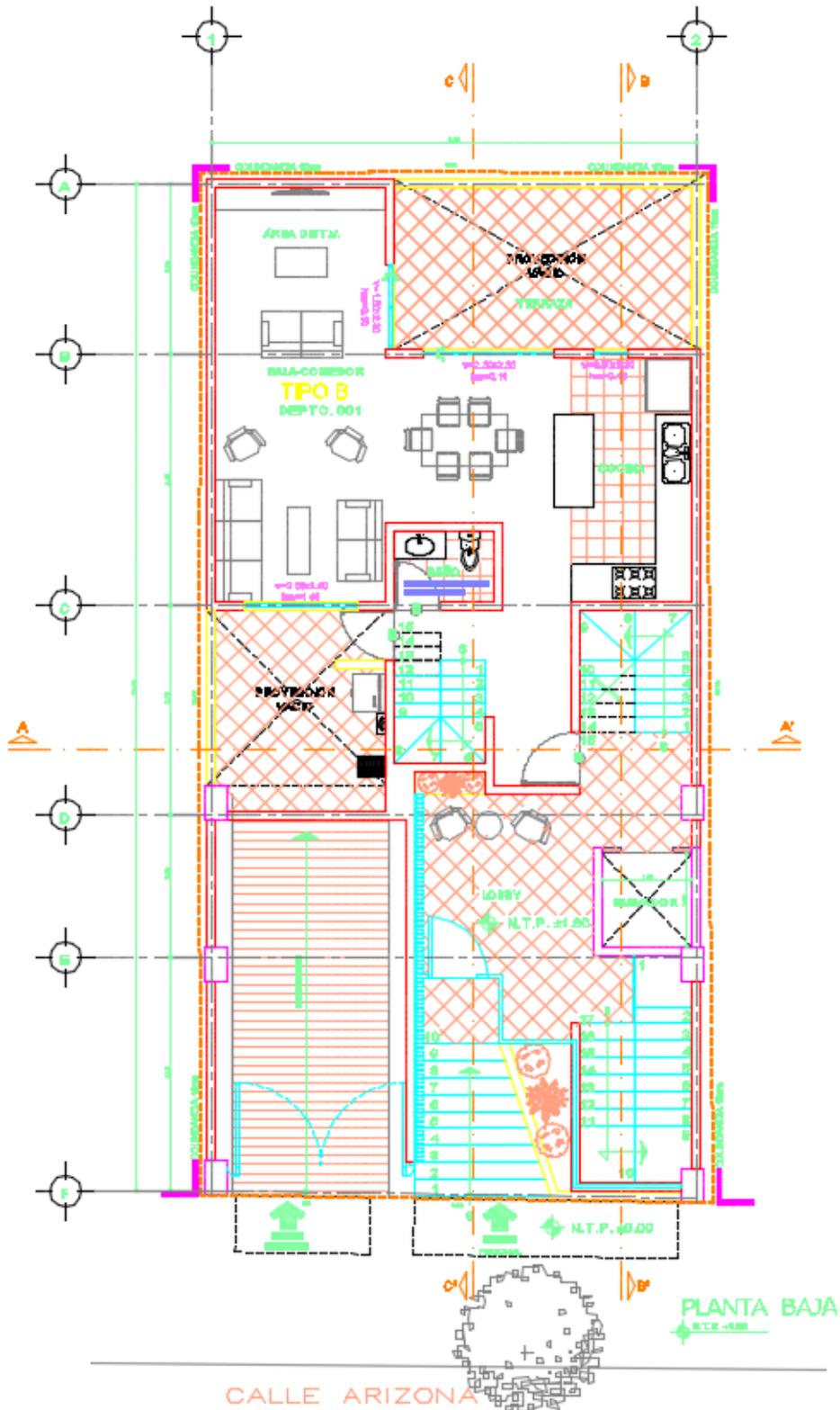


FIGURA 5.- PLANTA BAJA

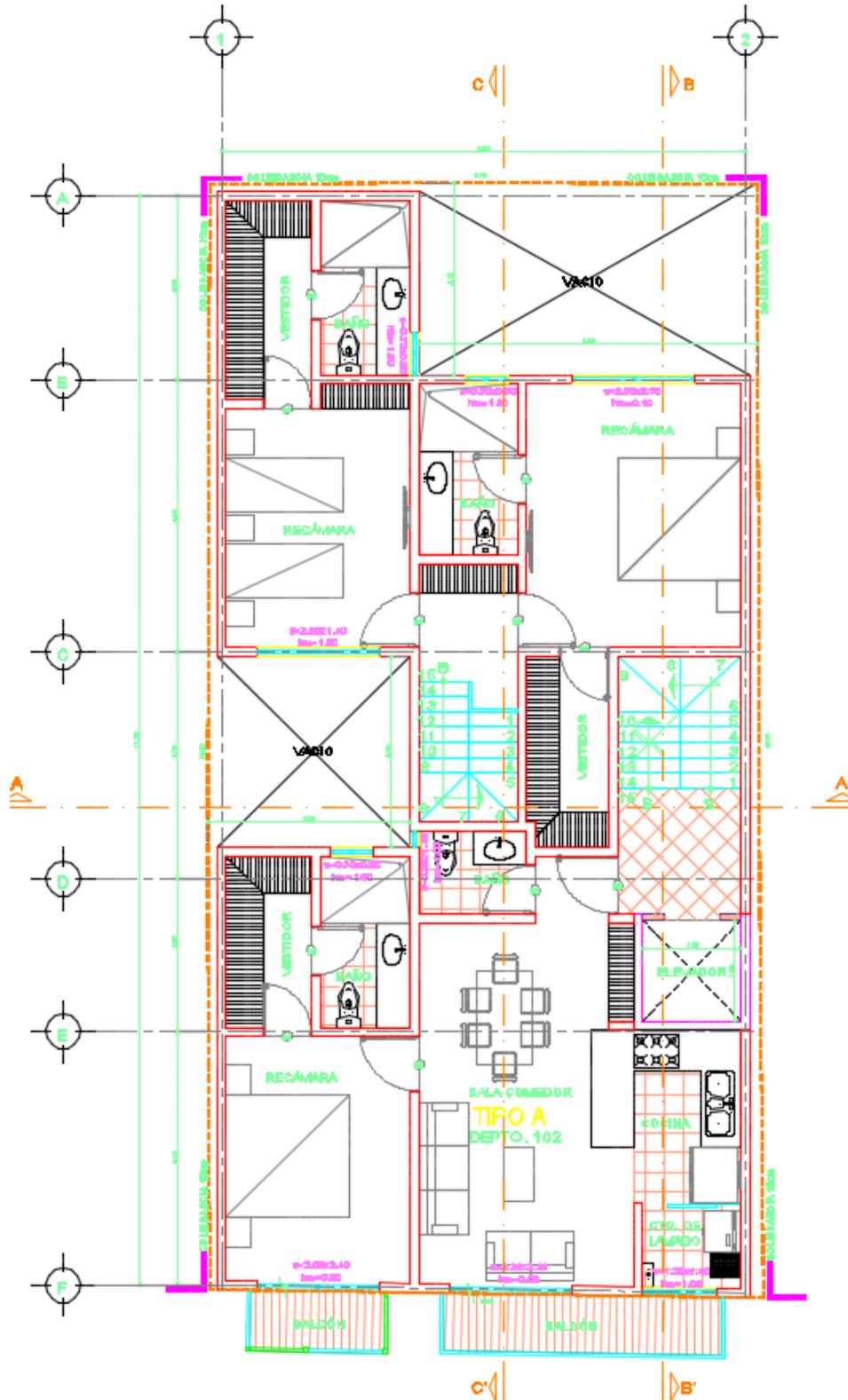


FIGURA 6.- PRIMER NIVEL

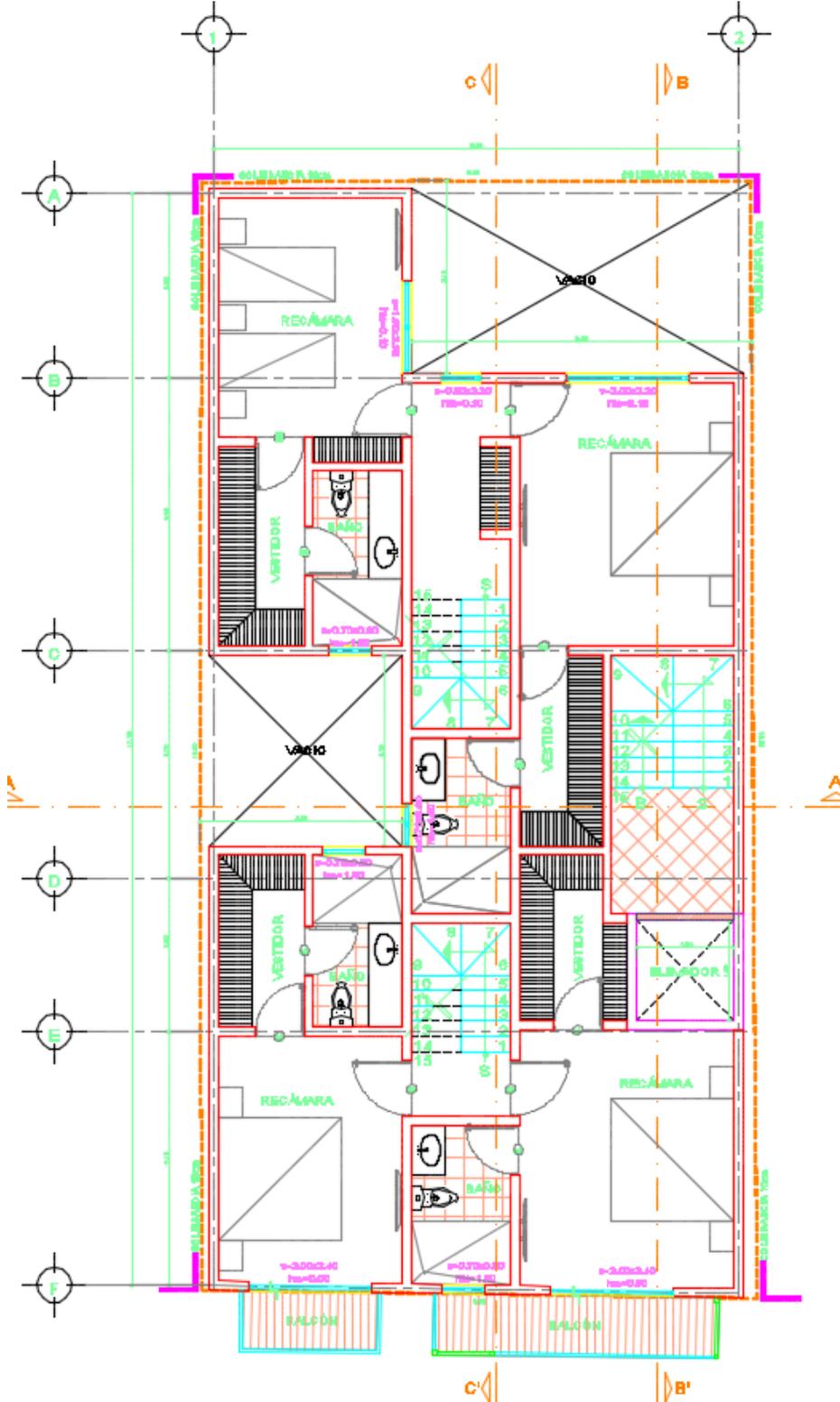


FIGURA 7.- SEGUNDO NIVEL

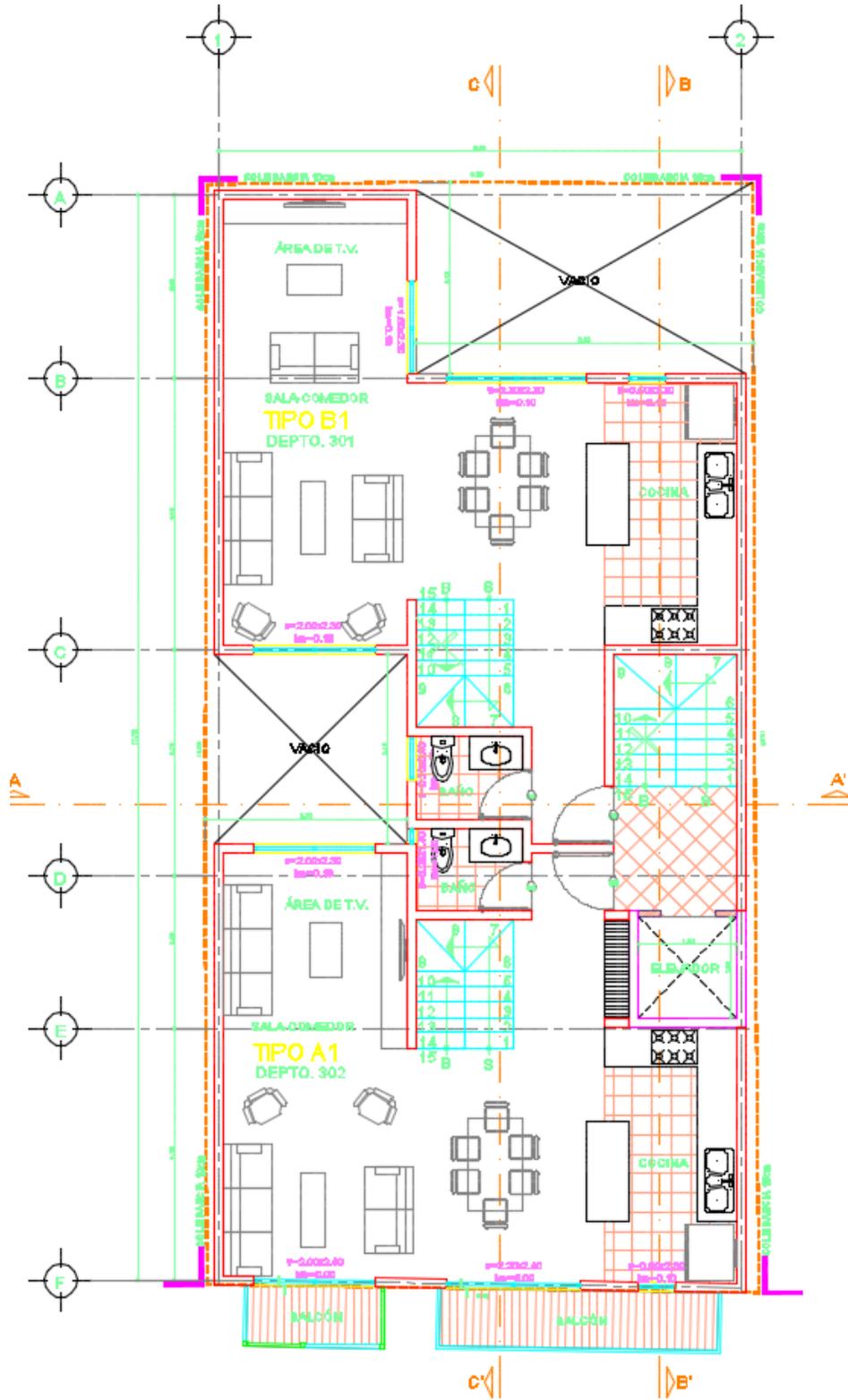


FIGURA 8.- TERCER NIVEL

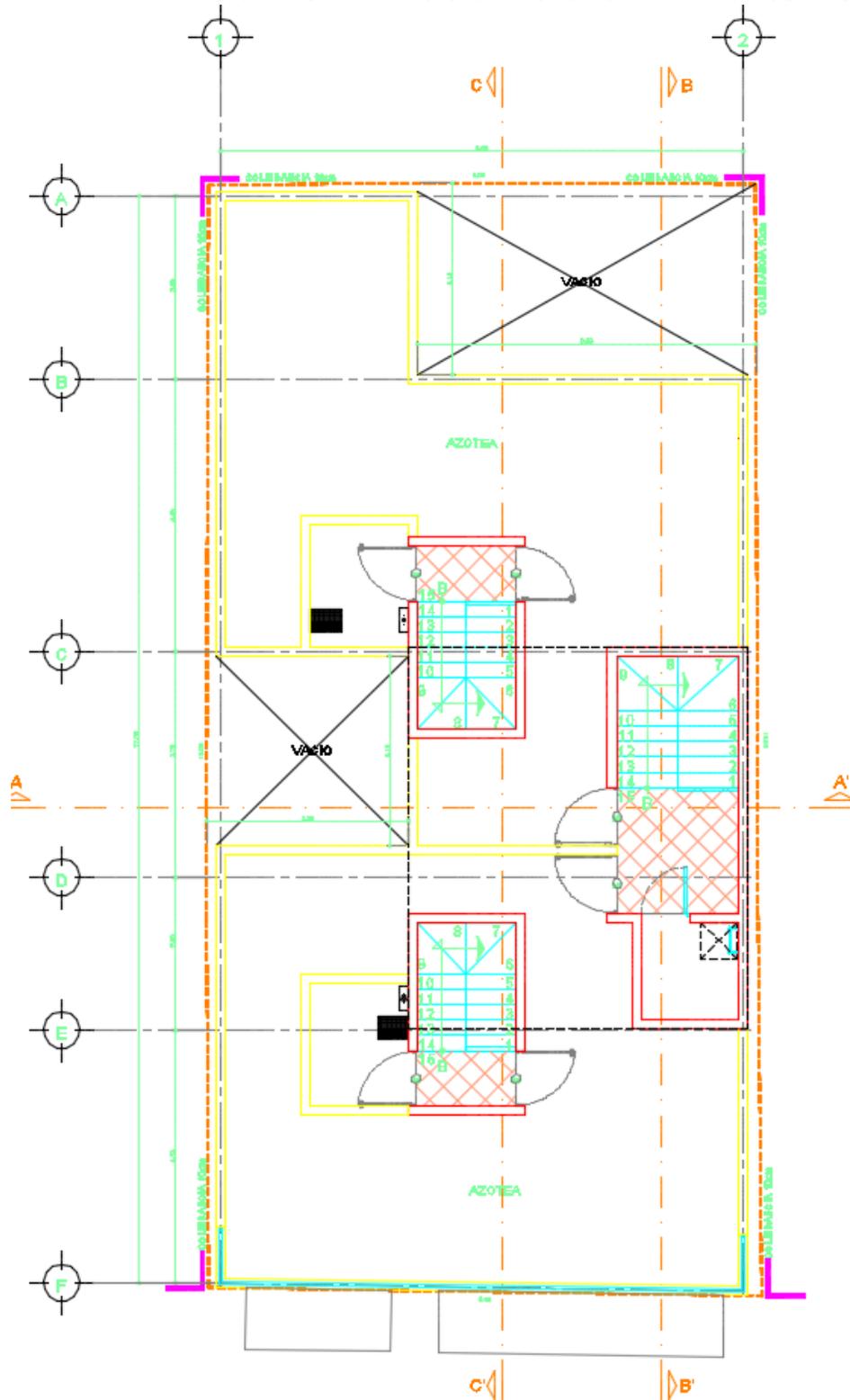


FIGURA 9.- PLANTA AZOTEA



FIGURA 10.- FACHADA

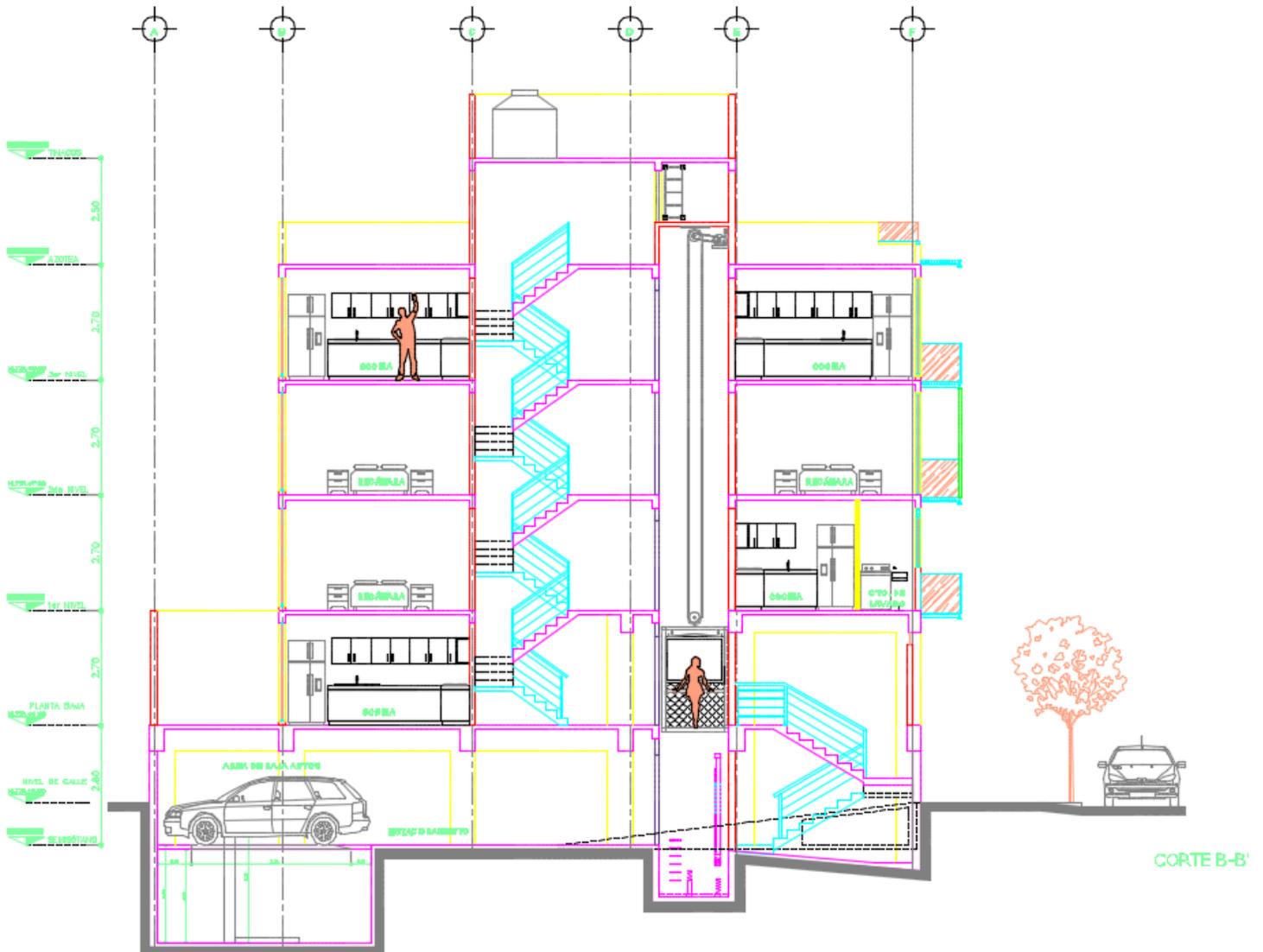


FIGURA 11.- CORTE ESQUEMÁTICO B-B'

1.4.- Colindancias

A continuación, se describen y se presentan un plano donde se muestran las colindancias de predio, que son:

- ❖ Al Este colinda con una estructura compuesta por planta baja y un nivel.
- ❖ Al Norte se encuentra un edificio conformado por planta baja y seis niveles superiores.
- ❖ Al Oeste limita con una estructura constituida por planta baja y cinco niveles superiores.
- ❖ Finalmente al Sur colinda con la Calle de Arizona.

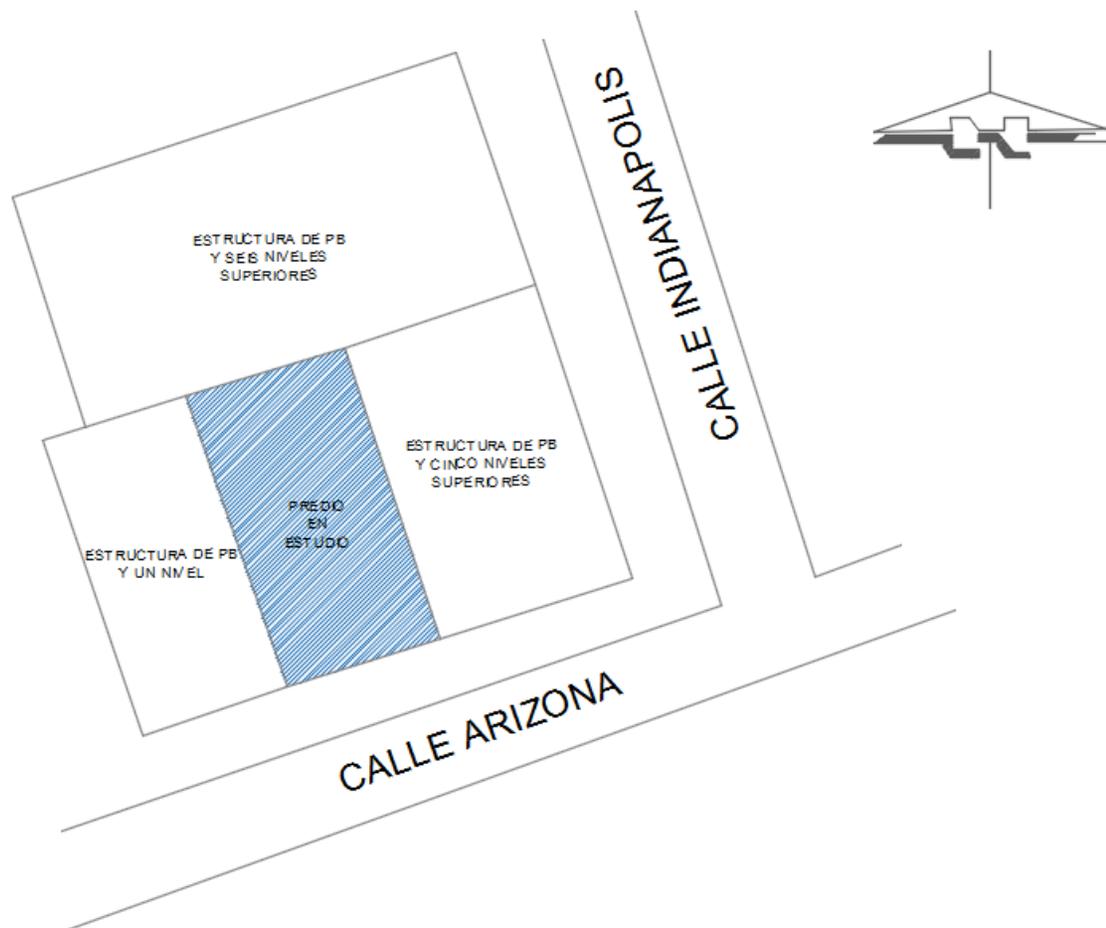


FIGURA 12.- COLINDANCIAS

1.5.- Objetivos

El objeto del estudio es:

- **Determinar la estratigrafía del subsuelo** en el sitio de interés, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia a la profundidad del desplante de la cimentación).
- **Establecer la alternativa de cimentación** que se juzga más adecuada para la construcción de los inmuebles que garanticen su estabilidad realizando las revisiones requeridas de acuerdo al reglamento de construcciones, evaluando: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones.
- **Se establecerá el procedimiento constructivo** más adecuado para la cimentación, conclusiones, recomendaciones y se anexará un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

En este informe se describen los trabajos realizados, reportando los resultados obtenidos, consignando las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción de la estructura proyectada; el procedimiento constructivo más óptimo de acuerdo al proyecto. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



EXPLORACIÓN DE CAMPO REALIZADA EN EL LUGAR DE ESTUDIO

2.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2.1.- Generalidades

Con el objetivo de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo, hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir se realizó la siguiente exploración:

Se efectuó un sondeo de tipo mixto, a una profundidad de 28 m, combinando el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo Shelby con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar. Con los tubos Shelby se obtuvieron muestras inalteradas, mientras que con el tubo de penetración estándar se obtuvieron muestras representativas y se midió el

número de golpes necesarios que oponen los materiales al ser atravesados que permitirá determinar el índice de resistencia de estos.



SONDEO PROFUNDO DE TIPO MIXTO

Se excavaron tres pozos a cielo abierto a una profundidad variable entre 2.00 m a 2.50 m, con respecto al nivel actual del predio, obteniendo una muestra cúbica inalterada de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos.

El control y la coordinación de los trabajos de campo fueron supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

Durante la excavación de los pozos a cielo abierto, se detectaron materiales de relleno de mala calidad dentro del predio en estudio, los cuales cuentan con un espesor de 2.50 m; en la figura 13 se puede apreciar la ubicación de los pozos excavados y del sondeo mixto, con los cuales se procedió a realizar una zonificación de rellenos de mala calidad existentes, dentro del predio en estudio de acuerdo al levantamiento realizado.

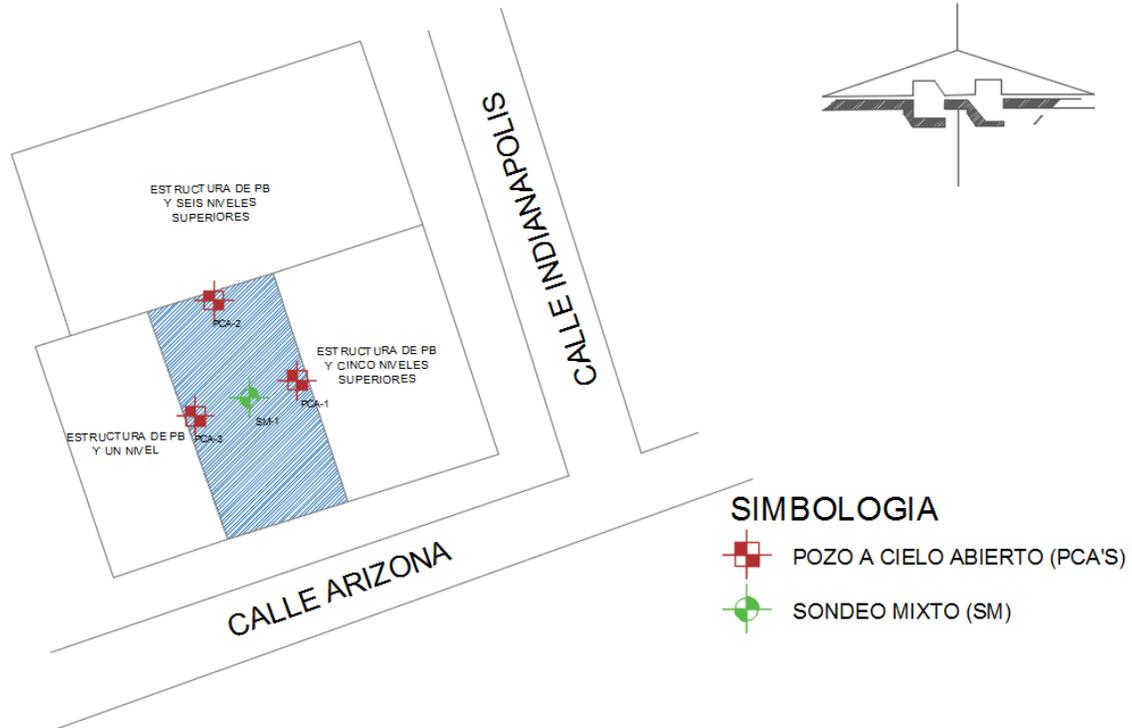


FIGURA 13. UBICACIÓN DE SONDEOS

2.2.- Pozos a cielo abierto

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. Esta condición deberá tomarse en cuenta al momento de determinar la mejor alternativa de cimentación y su proceso constructivo.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de 0.8 m. x 1.50 m, y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos), y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso no se detectó Nivel de aguas freáticas en la fecha en que se realizó la exploración hasta la máxima profundidad explorada por estos.

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 25cm. de lado por 20cm 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.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo, como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de tres pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.00 m 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.



POZO EXCAVADO

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 14 a 16.

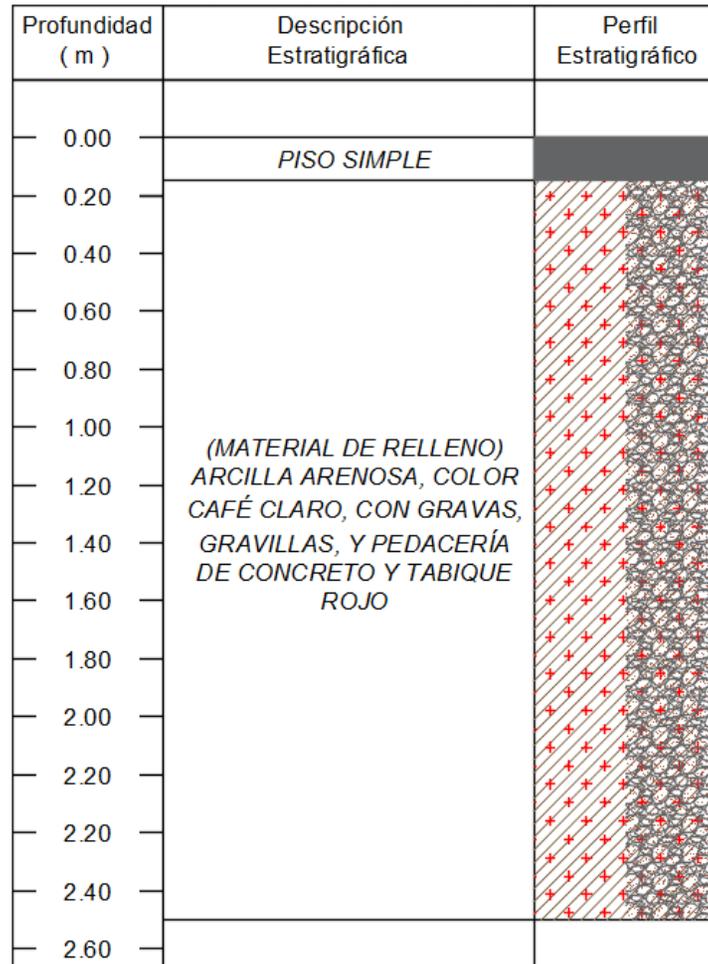


FIGURA 14. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-1

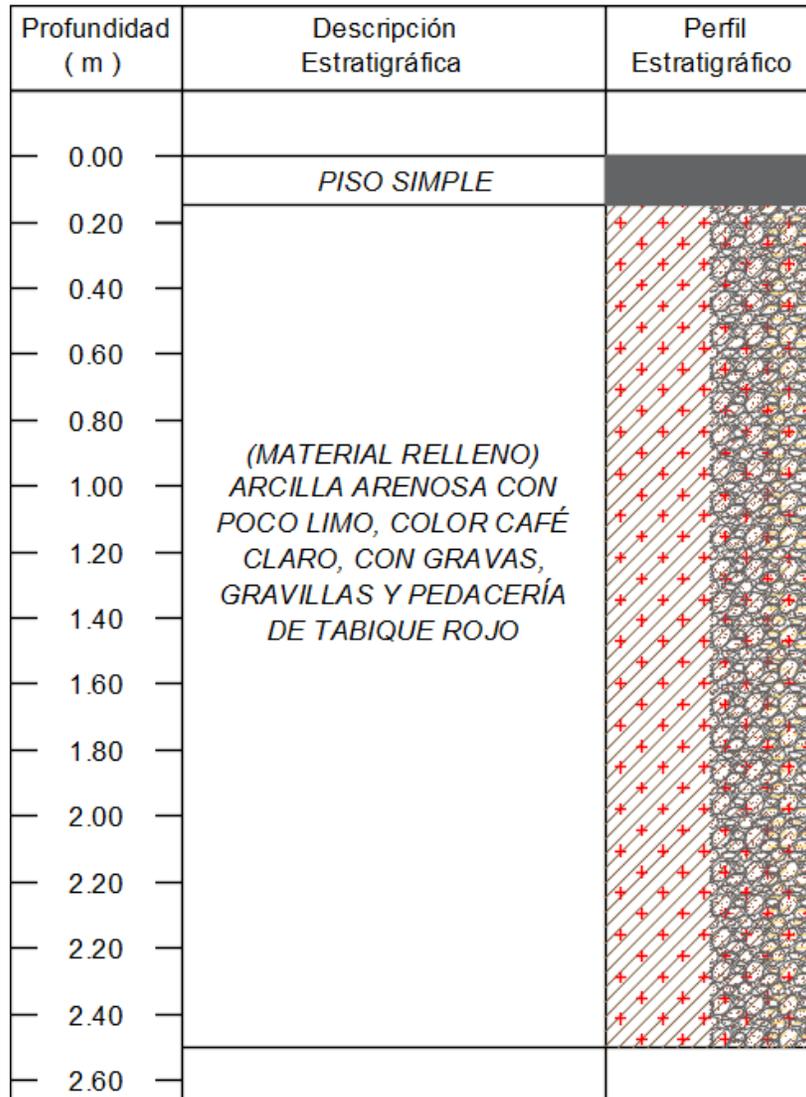


FIGURA 15. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-2

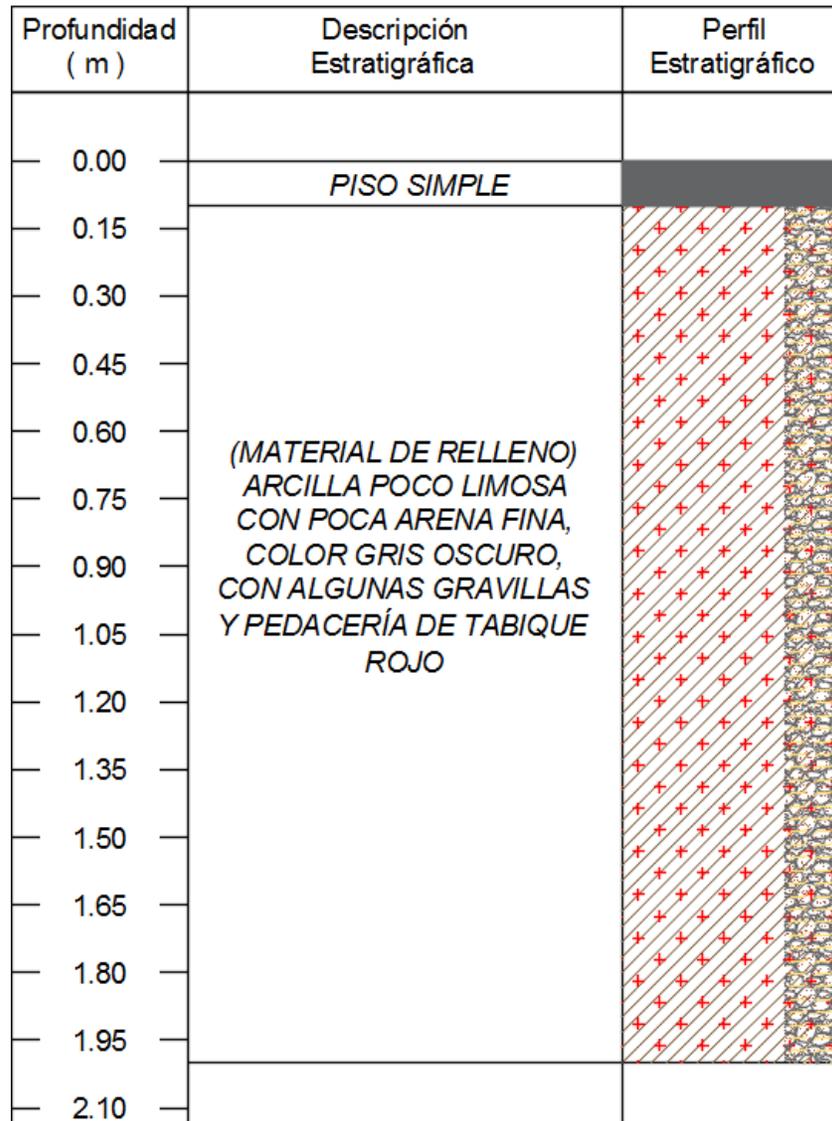


FIGURA 16. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-1

De acuerdo a la exploración realizada con los pozos a cielo abierto, se efectuó una zonificación con los espesores de rellenos encontrados en cada uno de ellos, como se indica en la figura 17, y que serán de utilidad para el movimiento de tierras.

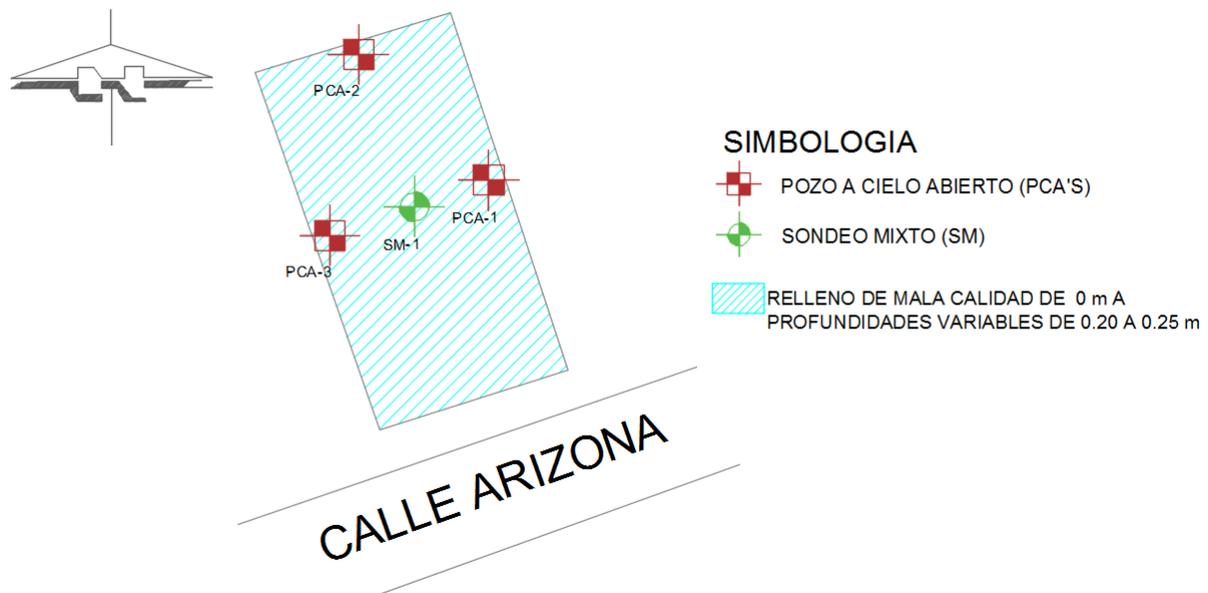


FIGURA 17. ZONIFICACIÓN DE RELLENOS

2.3.- Sondeos con equipo mecánico

Se efectuó en el sitio de interés un sondeo profundo de tipo Mixto a una profundidad de 28 m, denominado SM-1, obteniendo datos confiables de los depósitos profundos, que serán de gran ayuda en el cálculo de la capacidad de carga y de los asentamientos máximos esperados.

2.3.1.- Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compactad, 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 76cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30cm se considera la resistencia a la penetración.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 30cm, es decir entre 15 y 45cm, que constituyen el valor de N.

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

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

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

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

2.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada

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

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

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

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

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

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

El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10cm de diámetro y 1.0m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

En la figura 18 se presentan el registro de campo del sondeo profundo de tipo mixto realizado, y en la figura 19 se muestra el perfil estratigráfico del sondeo mixto realizado en el interior del predio.

PROYECTO: ARIZONA #75 UBICACIÓN: COL. NAPOLES CDMX SONDEO: SM-1 N.A.F.: NO SE DEBECTO												LONG YEAR 34 19-mar-19			BOMBA: M OYNO 316 FECHA DE TERMINACION: 21-mar-19			HOJA 1		
Numero Muestra	Profundidad DE	A	No. De Golpes			Recuperación (%)	RQD (%)	Muestreo		DESCRIPCION										
			15 cm	30 cm	15 cm			(cm)	Avance											
1	0.00	0.10		AVANCE				BT	Piso de concreto											
2	0.70	0.70	2	3	2	28		TP	Material de relleno											
3	1.30	1.30	3	5	8	19		TP	Material de relleno											
4	1.90	1.90	2	4	3	14		TP	Material de relleno arena gruesa											
SM	2.50	2.50	5	6	10	24		TP	Material de relleno con arena gruesa con tabique rojo											
5	3.10	3.10	7	5	8	SR		TP	Sin Recuperación de Muestra											
6	3.70	3.70	6	10	8	19		TP	Material de relleno Y Arena con gravas											
7	4.30	4.30	9	16	5	22		TP	P/S material de relleno P/I arcilla color café obscuro											
8	4.60	4.60	SHELBY A	PRESION Y ROTACION	25			TSH	Arena mdia con gravillas color gris claro (material de relleno) ambos lados											
9	4.90	4.90	14	50/15	27			TP	Arena media con gravas empaçadas (material de relleno)											
10	5.20	5.20		AVANCE				BT	Avance con Broca Triconica											
11	5.80	5.80	11	36	21	37		TP	Arena media con gravillas color café obscuro											
12	6.40	6.40	6	7	8	35		TP	P/S arcilla arenosa color café oscuro P/I arcilla con gravillas color café bsuro											
13	7.00	7.00	3	4	2	23		TP	Arena arcillosa color negruzca											
14	7.60	7.60	1	3	2	28		TP	Arcilla color gris obscuro											
15	8.20	8.20	3	7	4	34		TP	Arcilla negruzca con material vegetal											
SM	8.80	8.80	5	8	4	23		TP	Arcilla negruzca poco arenosa											
16	9.40	9.40	SHELBY A	PRESION	SR			TSH	Arcilla negruzca poco arenosa											
SM	10.30	10.30	6	27	10	48		TP	Sin Recuperación de Muestra											
17	10.90	10.90	SHELBY A	PRESION Y ROTACION	SR			TSH	P/S Arcilla color negruzca con lete de arena fina café claro P/I Arcilla con material organico											
18	11.80	11.80	3	7	5	20		TP	Sin Recuperación de Muestra											
19	12.40	12.40	2	12	10	50		TP	Arcilla color café obscuro con lente de arena fina color gris claro											
SM	13.00	13.00	SHELBY A	PRESION Y ROTACION	48			TSH	Arcilla color gris verdoso											
20	13.90	13.90	5	8	6	17		TP	P/S arena fina color gris claro P/I arcilla color gris verdoso											
21	14.50	14.50	7	20	12	26		TP	Arcilla arenosa color café obscuro											
22	15.10	15.10	6	11	10	19		TP	Arcilla con varios tonos con lente de arena fina color negruzca											
23	15.70	15.70	10	18	10	26		TP	Arcilla con varios tonos con lente de arena color negruzca											
24	16.30	16.30	7	16	5	11		TP	P/S arcilla color café obscuro P/I arena arcillosa color gris verdoso											
25	16.90	16.90	35	50/11	23			TP	Arcilla color café obscuro											
SM	17.16	17.16		AVANCE				BT	P/I grava en zapata P/S arena limosa color gris verdoso											
26	17.50	17.50	19	50/30	24			TP	Avance con Broca Triconica											
SM	17.95	17.95		AVANCE				BT	P/S arena limosa color gris verdoso P/I arcilla limosa con gravillas color café obscuro											
27	18.10	18.44	40	50/19	20			TP	Avance con Broca Triconica											
OBSERVACION: SE UTILIZO 3,000 LITS DE AGUA APROX SE ADEMO 17.70 MTS SE TUBO PERDIDA TOTAL DE AGUA A LOS 2.60 MTS										Operador: SERGIO TELLEZ Supervisor: EDUARDO RODRIGUEZ										

FIGURA 18. REGISTROS DE CAMPO (PARTE 1)

PROYECTO: ARIZONA #75 UBICACIÓN: COL NAPOLÉS CDMX SONDEO: SW-1 N.A.F.: NO SE DETECTO												LONG YEAR 34 19-mar-19		BOMBA: M OYNO 3LG FECHA DE TERMINACIÓN: 21-mar-19		HOJA 2	
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestreo		Descripción						
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)		Avance								
28	18.44	18.70		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica							
29	18.70	19.09	30	50/24		13			TP	Arena poco arcillosa limosa color gris verdoso con gravillas							
30	19.09	19.30		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica							
31	19.30	19.61	20	50/16		28			TP	Arena limosa color café claro con escasas gravillas							
32	19.61	19.90		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica							
33	19.90	20.05	50/15			13			TP	Arena poco limosa color café claro con escasas gravillas							
34	20.05	20.50		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica							
35	20.50	20.84	31	50/19		34			TP	Arena poco limosa color café claro							
36	20.84	21.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica							
37	21.10	21.25	50/15			SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra							
38	21.25	21.70		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica							
39	21.70	22.15	20	50/30		40			TP	Arena poco limosa color café claro							
40	22.15	22.30		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica							
41	22.30	22.55	24	50/10		5			TP	Arena media limosa color café claro							
42	22.55	22.90		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica							
43	22.90	23.35	21	50/30		31			TP	Arena media limosa color café claro							
44	23.35	23.50							BT	Avance con Broca Triconica							
45	23.50	23.86	26	50/21		7			TP	Arena media limosa color café claro							
46	23.86	24.10							BT	Avance con Broca Triconica							
47	24.10	24.41	28	50/16		13			TP	Arena media limosa color café claro							
48	24.41	24.70							BT	Avance con Broca Triconica							
49	24.70	25.06	35	50/21		11			TP	Arena media limosa color café claro							
50	25.06	25.30							BT	Avance con Broca Triconica							
51	25.30	25.70	20	50/25		19			TP	Arena media limosa color café claro							
52	25.70	25.90							BT	Avance con Broca Triconica							
53	25.90	26.25	28	50/20		22			TP	Arena media limosa color café claro							
54	26.25	26.50							BT	Avance con Broca Triconica							
55	26.50	26.87	21	50/22		13			TP	Arena media limosa color café claro							
56	26.87	27.10							BT	Avance con Broca Triconica							
57	27.10	27.49	25	50/24		20			TP	Arena media limosa color café claro							
58	27.49	27.70							BT	Avance con Broca Triconica							
59	27.70	28.00	40	50/15		13			TP	Arena media limosa color café claro							
60																	
61																	
62																	
63																	
64																	
65																	
66																	
67																	
68																	
69																	
70																	
71																	
72																	
73																	
74																	
75																	
76																	
77																	
78																	
79																	
80																	
81																	
82																	
83																	
84																	
85																	
86																	
87																	
88																	
89																	
90																	
91																	
92																	
93																	
94																	
95																	
96																	
97																	
98																	
99																	
100																	
101																	
102																	
103																	
104																	
105																	
106																	
107																	
108																	
109																	
110																	
111																	
112																	
113																	
114																	
115																	
116																	
117																	
118																	
119																	
120																	
121																	
122																	
123																	
124																	
125																	
126																	
127																	
128																	
129																	
130																	
131																	
132																	
133																	
134																	
135																	
136																	
137																	
138																	
139																	
140																	
141																	
142																	
143																	
144																	
145																	
146																	
147																	
148																	
149																	
150																	
151																	
152																	
153																	
154																	
155																	
156																	
157																	
158																	
159																	
160																	
161																	
162																	
163																	
164																	
165																	
166																	
167																	
168																	
169																	
170																	
171																	
172																	
173																	
174																	
175																	
176																	
177																	
178																	
179																	
180																	
181																	
182																	
183																	

PRUEBAS DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

EQUIPO DE LABORATORIO

3.- PRUEBAS DE LABORATORIO

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

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



MUESTRAS OBTENIDAS EN LA EXPLORACIÓN DE CAMPO

3.1.- Muestras alteradas

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

- Clasificación SUCS y contenido natural de agua (ASTM D 2488, ASTM D 2216)
- Límites de consistencia, líquido y plástico (ASTM D 4318)
- Análisis granulométrico por mallas (ASTM D 422)
- Porcentaje de finos
- Densidad de sólidos

3.2.- Muestras inalteradas

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

- Resistencia a la compresión simple con al menos dos ciclos de carga y descarga.
- Determinación de los parámetros de resistencia al corte mediante pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU) (ASTM D 2850) en juegos de mínimo tres (3) probetas. Incluyen gráficas de esfuerzo-deformación.
- Determinación de parámetros de consolidación, incluyendo consolidación secundaria, mediante pruebas odométricas con ocho (6) incrementos de carga además de la historia de los asentamientos a través del tiempo.



MUESTRAS OBTENIDAS EN LA EXPLORACIÓN DE CAMPO

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

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia y/o porcentaje de finos para conocer su granulometría; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en

pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras del Anexo II.

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas la prueba de consolidación unidimensional. Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar realizadas en el sondeo profundo cercano al sitio de interés.

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

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

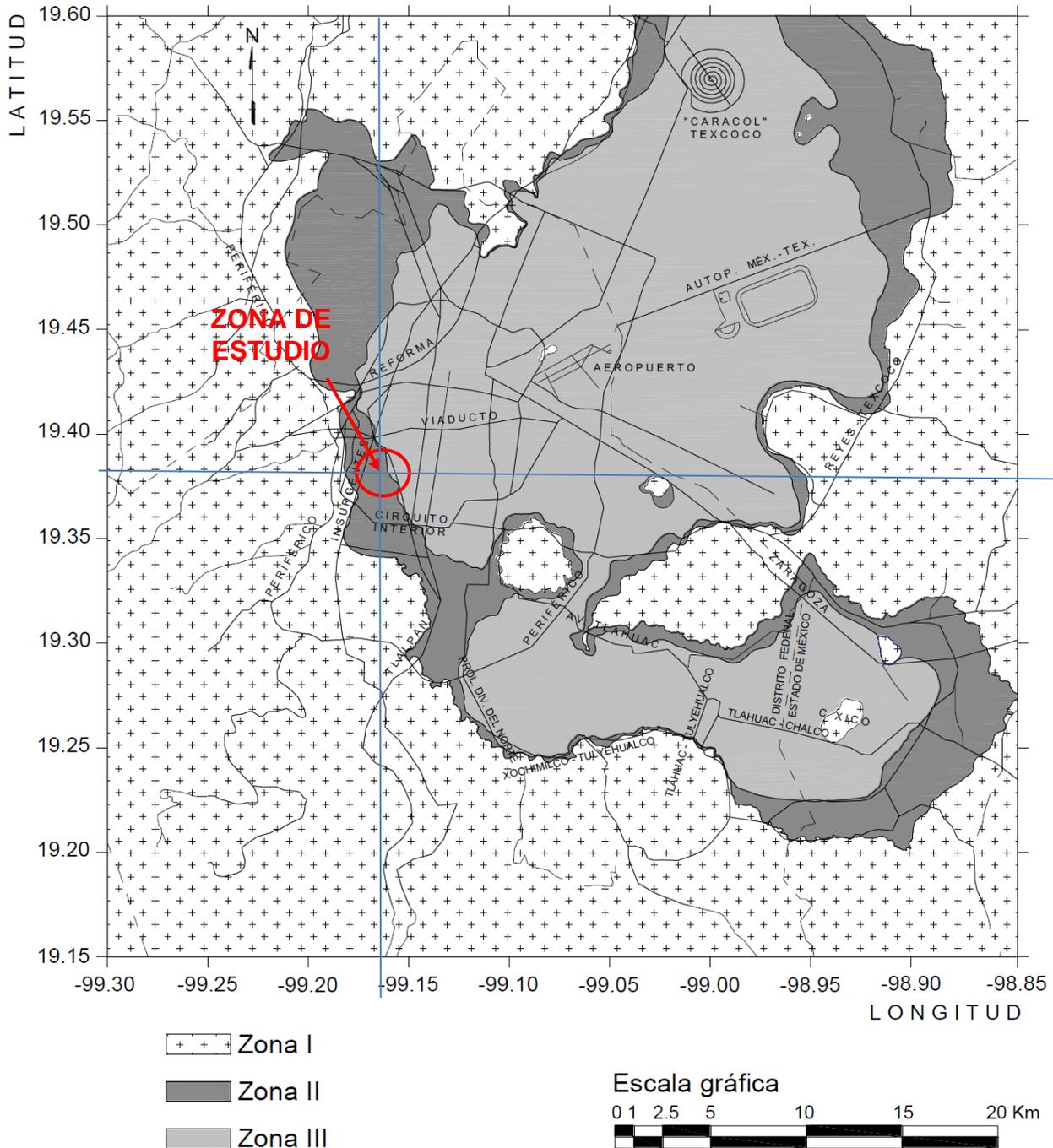


FIGURA 20. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DE INTERÉS

4.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

4.1.- Levantamiento geológico local

El predio de interés se localiza en la Zona II (Zona de Transición), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones, en la que dominan los depósitos de resistencia y deformabilidad media. (Ver figura 11).

En el sitio de interés con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir, se realizó un sondeo profundo de tipo mixto SM-1 a 28.00 m de profundidad, para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavaron dentro del predio tres pozos a cielo abierto denominados PCA-1, PCA-2 y PCA-3, a profundidades variables entre 2.00 m y 2.50 m.

- Superficialmente y hasta la máxima excavación de los pozos a 2.50 m, se encuentran materiales de relleno constituidos por arcilla poco limosa, color café oscuro, con escasa arena fina, con fragmentos de tabique rojo, pedacería de concreto, con un espesor de 5.20 m con base a los pozos y sondeo profundo realizados.

- A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 5m. Está constituida por arcillas poco limosas con poca arena de los grupos CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 9% y 48%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 2 y 12 golpes, de consistencia blanda a firme.

- Enseguida aparece una formación arcillosa con un espesor aproximado de 5 m. Está constituida por arcillas con escasa arena fina, con estratos intercalados de arena. El contenido de agua varía entre 34% y 110%, IRPE variable entre 3 y 19 golpes, de consistencia blanda a muy firme. Del grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

- Enseguida aparece una formación arcillosa con un espesor aproximado de 4 m. Está constituida por arcillas de diferentes tonalidades de color, con estratos intercalados de arena. El contenido de agua varía entre 16% y 194%, IRPE variable entre 8 a 37 golpes, de consistencia firme a dura. Del grupo OH-MH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

- La primera capa dura se encuentra a partir de los 17 m de profundidad, está constituida por arcillas limosas y arena con gravas, con contenido de agua variable entre 16% y 99%, el IRPE más 50 golpes, de consistencia dura.

4.2.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés

Las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, determinadas mediante los sondeos y pozos a cielo abierto realizados, presentan la siguiente secuencia

SONDEO SM – 1

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.10	Piso simple
0.10 – 1.30	(Material de relleno) Arcilla poco limosa, gris oscuro, con poca arena fina y algunas gravillas, con un contenido de agua variable entre el 24% y 26%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 3 a 5 golpes; de consistencia blanda a media.
1.30 – 1.90	(Material de relleno) Arena fina, media y gruesa, poco arcillosa, con gravas de hasta $\frac{3}{4}$ ", con un contenido de agua del 12%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes; de compacidad relativa suelta.
1.90 – 5.80	(Material de relleno) Arena fina, media y gruesa poco limosa, color café claro, con gravillas hasta de $\frac{3}{4}$ " y pedacería de tabique rojo, con un contenido de agua variable del 13% al 22%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 5 a 50 golpes; de compacidad relativa suelta a muy compacta.
5.80 – 7.00	Arcilla, color gris oscuro, con escasa arena fina, con un contenido de agua variable del 48% y 67%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 4 a 7 golpes; de consistencia media.
7.00 – 11.80	Arcilla poco limosa, color gris oscuro, con escasa arena fina, con un contenido de agua variable del 76% al 109%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 7 a 27 golpes, de consistencia media a muy firme.

Profundidad (m)	Descripción
11.80 – 12.40	Arena fina y media, color gris oscuro, con pocos finos de limo no cohesivo, con un contenido de agua del 58%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 7 golpes; de compacidad relativa suelta.
12.40 – 13.90	Arcilla, color gris oscuro, con escasa arena fina, con un contenido de agua variable del 89% al 96%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 12 golpes; de consistencia firme .
13.90 – 16.90	Arcilla, color gris verdoso, con un contenido de agua variable entre el 62% y 111%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 7 golpes; de compacidad relativa suelta.
16.90 – 17.50	Arcilla orgánica, color café oscuro, con escasa arena fina, con un contenido de agua variable entre el 76% y 110%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 5 a 19 golpes; de consistencia media a firme.
13.30 – 14.00	Arcilla orgánica, color café oscuro, con escasa arena fina, con un contenido de agua del 192%; Hincado a presión (Tubo Shelby), con L.L. (Limite Líquido) de 163%, L.P. (Limite Plástico) de 81% y I.P. (índice de Plasticidad) de 82%, clasificado mediante el S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como OH-MH.
14.00 – 14.60	Arena fina, media y gruesa, color gris oscuro, con pocos finos de limo no cohesivo, con un contenido de agua del 31%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 21 golpes; de compacidad relativa media.

Profundidad (m)	Descripción
14.60 – 16.40	Arcilla con diferentes tonalidades de color, con un contenido de agua variable entre el 127% y 161%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 8 a 15 golpes; de consistencia firme.
16.40 – 17.00	Parte Superior: Arcilla de color gris verdoso oscuro; Parte Inferior: Arcilla poco limosa, color gris verdoso, con poca arena fina, con un contenido de agua variable entre el 16% y 194%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 37 golpes; de consistencia dura.
17.00 – 18.20	Arcilla poco limosa, color gris verdoso, con poca arena fina, con un contenido de agua variable entre el 16% y 23%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes; de consistencia dura.
18.20 – 18.80	Parte Superior: Arcilla orgánica de color café oscuro; Parte Inferior: Arcilla poco limosa, color café grisáceo claro, con escasa arena fina, con un contenido de agua variable entre el 26% y 99%; Hincado a presión (Tubo Shelby), con L.L. (Limite Liquido) de 58%, L.P. (Limite Plástico) de 30% y I.P. (índice de Plasticidad) de 27%, clasificado mediante el S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como OH-MH.
18.80 – 19.40	Arcilla poco limosa, color gris verdoso, con poca arena fina, con un contenido de agua del 30%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 34 golpes; de consistencia dura.
19.40 – 21.20	Arcilla poco limosa, color gris verdoso, con escasa arena fina, con un contenido de agua variable entre el 21% y 24%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 34 a 50 golpes; de consistencia dura.
21.20 – 22.40	Arcilla poco limosa de color café, con poca arena fina, con un contenido de agua del 27%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes; de consistencia dura.

22.40 – 24.20 Arcilla poco limosa, color café grisáceo, con poca arena fina, con un contenido de agua variable entre el 23% y 28%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes; de consistencia dura.

**Profundidad
(m)**

Descripción

24.20 – 24.80 Parte Superior: Arcilla poco limosa, color café grisáceo, con poca arena fina y una grava de 3/4"; Parte Inferior: Limo de color gris claro, con un contenido de agua variable entre el 28% y 43%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes; de consistencia dura.

24.80 – 27.55 Arcilla poco limosa de color café, con poca arena fina, con un contenido de agua variable entre el 26% y 93%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes; de consistencia dura.

PCA No.1

**Profundidad
(m)**

Descripción

0.00 – 0.06 Piso de Adoquín

0.06 – 0.12 Base de arena gris

0.12 – 1.15 Material de Relleno: Arena con poca arcilla de color gris oscuro, con pedacería de concreto, tabique rojo y plásticos

1.15 – 1.40 Material de Relleno: Arcilla poco limosa, color café oscuro, con escasa arena fina y fragmentos de tabique rojo, con un contenido de agua del 26%.

1.40 – 2.10 Material Natural: Arcilla poco limosa, color café oscuro con poca arena fina, con un contenido de agua de 23%.

2.10 – 2.55 Arcilla poco limosa, color café oscuro con escasa arena fina, con un contenido de agua de 25%, con L.L. (Limite Liquido) de 42%, L.P. (Limite Plástico) de 21% y I.P. (índice de Plasticidad) de 21%, clasificado mediante

PCA No.2

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.15	Tezontle suelto
0.15 – 0.20	Concreto simple sin armar
0.20 – 0.85	Material de relleno: Pedacería de concreto y tabique rojo, empacados de arena arcillosa de color café
0.85 – 1.65	Arcilla café grisáceo con poca arena fina y gravas hasta de 1", con un contenido de agua de 24%.
1.65 – 2.10	Material Natural: Arcilla café grisáceo con poca arena fina, con un contenido de agua de 27%, con L.L. (Limite Liquido) de 31%, L.P. (Limite Plástico) de 15% y I.P. (índice de Plasticidad) de 16%, clasificado mediante el S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como CL.
2.10 – 2.50	Arcilla gris oscuro con poca arena fina, con un contenido de agua de 17%.

Nivel Freático. El nivel de aguas freáticas se detectó en el Sondeo Mixto SM-1 a 5.00 m de profundidad, aproximadamente con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. Esta posición del agua depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generen en los sistemas municipales y de las colindancias de agua potable y de drenaje.

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

4.3.- Zonificación Sísmica

Coeficientes Sísmicos

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 $C_{sis}=0.241$.

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 la sección 7.1 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 $0.65R$, 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 A. Edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias particularmente graves. Se subdividen en dos subgrupos.

Subgrupo A1: Edificaciones que reúnan al menos una de las características siguientes:

a) Edificaciones que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante, como: hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas de transmisión y, en su caso, los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales.

b) Edificaciones cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas o explosivas, como: gasolineras, depósitos o instalaciones de sustancias inflamables o tóxicas y estructuras que contengan explosivos o sustancias inflamables.

Subgrupo A2: Edificaciones cuya falla podría causar:

a) Un número elevado de pérdidas de vidas humanas, como: estadios, salas de reuniones, templos y auditorios que puedan albergar más de 700 personas; edificios que tengan áreas de reunión que puedan albergar más de 700 personas.

b) Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.

c) La pérdida de material de gran valor histórico, legal o cultural: museos, monumentos y estructuras que contengan archivos históricos.

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 de este 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, γ_{max} , 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.¹

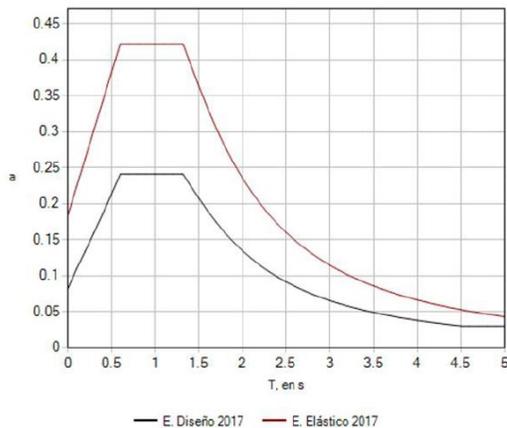


Figura 1. Espectro de diseño

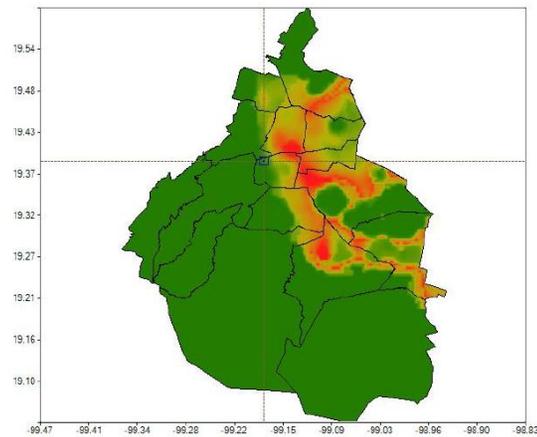


Figura 2. Mapa de localización

FIGURA 21.- ESPECTRO SÍSMICO PARA EL DISEÑO DE ACUERDO AL SASID

¹ Normas técnicas Complementarias para Diseño por Sismo Gaceta Oficial del Departamento de la Ciudad de México, Ciudad de México, 15 Diciembre de 2017

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

5.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas del edificio proyectado que se indican en el capítulo 1, y las características estratigráficas del subsuelo, en donde se tiene un espesor de material de relleno promedio de 1.65 m, donde además el nivel de aguas freáticas se detectó a 5.00 m de profundidad en la fecha en que se realizó la exploración, se establece que la alternativa de cimentación se deberá resolver mediante un cajón de cimentación parcialmente compensado desplantado a -2.30 m de profundidad, de concreto reforzado constituido por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, considerando una losa de cimentación de 25 cm de peralte sobre una plantilla de concreto pobre de 5 cm, que distribuya la carga de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación en forma uniforme, de tal manera que la presión neta ejercida por la estructura sea lo menor posible.

5.1.- Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presentara las siguientes características geométricas:

- El nivel de piso terminado de la planta baja se ubica en el nivel +1.80, con respecto al nivel de banqueta actual (por lo que de acuerdo a las cargas estimadas del proyecto, deberá de considerarse una excavación para alojar un cajón de cimentación estable parcialmente compensado).
- La relación entre la altura del edificio (17.40 m a partir del desplante de la cimentación) y la dimensión menor promedio de la planta baja (8.50 m) y cajón de cimentación es 2.03.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Nivel de aguas freáticas, detectado a 5.00 m de profundidad, en la fecha en que se realizó la exploración.

Para las características anteriores deberán revisarse los siguientes aspectos geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación parcialmente compensado:

- Evaluación de posible falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Valoración de las tensiones en la losa de cimentación.

Es necesario aclarar que, aunque la excavación se realice en dos etapas, el cajón de cimentación propuesto debe ser monolítico y continuo sin juntas constructivas.

Con base en lo anterior, se hace la valoración de un cajón de cimentación, en toda el área del sembrado de la estructura al nivel de planta baja, desplantado a 2.30 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta

5.1.2.- Cargas del proyecto estimadas

De acuerdo a las cargas del proyecto estimadas, se realizó el análisis de las cargas obteniendo los siguientes resultados.

Área total de planta baja= 158.7618 m²

Áreas vacíos (promedio por nivel)= 54.48 m²

Área de construcción (por nivel): 104.28 m²

Peso de la Estructura = 663.038 ton (incluye peso de cimentación en condiciones medias)

Peso de la estructura = 738.35 ton (incluye peso de cimentación y no está factorizada) en condiciones gravitacionales y de 663.038 ton (incluye peso de cimentación y no está factorizada) en condiciones medias.

$W_E = 4.7 \text{ ton/m}^2$ condiciones máximas no factorizadas
4.4 ton/m² condiciones instantáneas no factorizadas
4.2 ton/m² condiciones medias no factorizadas

Excavación

Área excavada = 158.7618 m²

Profundidad de excavación = 2.30 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 547.7281 ton

Esfuerzo Total = 4.18 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias)

Esfuerzo Neto = 0.73 ton/m² (considerando una compensación de 3.45 ton/m²)

Por lo que la cimentación quedará parcialmente compensada.

5.1.3.- Excentricidad

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón, y el centro de cargas de la estructura, de lo contrario será necesario implementar la

colocación de un lastre, de acuerdo a las cargas de estimadas de proyecto, en este caso se presentó excentricidad, los resultados del análisis de cargas se presentan a continuación:

Y de acuerdo a los datos proporcionados el CENTRO GEOMÉTRICO resulta de:

$$X = 4.4054 \text{ m}$$
$$Y = 8.9541 \text{ m}$$

Y el CENTRO DE CARGAS con cargas del proyecto estimadas resulta de:

$$\bar{X} = 4.46 \text{ m}$$
$$\bar{Y} = 8.50 \text{ m}$$

Por lo que comparativamente

$$C.G. = (4.4054 \text{ m}, 8.9541 \text{ m})$$
$$C.C. = (4.46 \text{ m}, 8.50 \text{ m})$$

Se tiene una excentricidad de:

$$e_x = 0.05 \text{ m}$$
$$e_y = -0.46 \text{ m}$$

De acuerdo con las cargas estimadas del proyecto la excentricidad en el sentido “x” y en el sentido “y” se encuentran dentro del rango permisible, por lo que no será necesario la implementación de un lastre, sin embargo, se deberá de analizar nuevamente la estructura una vez que se tenga la bajada de cargas definitiva del proyecto estructural.

Estas excentricidades deberán ser revisadas por el estructurista.

En el caso de no eliminar la excentricidad, se tendrán desplomos en la estructura que se manifestarán como asentamientos diferenciales importantes.

5.1.4.-Cimentación mediante cajón de cimentación desplantado a 2.30 m de profundidad

La cimentación estará constituida por un cajón de cimentación desplantado a 2.30 m de profundidad, con la finalidad de que la cimentación quede parcialmente compensada, debido al incremento de esfuerzos que se tendrá en la estructura y por las colindancias existentes en la parte poniente y sur del predio.

De acuerdo a las cargas de proyecto estimadas, se tiene un peso de 738.35 ton repartidas sobre una losa de cimentación de 158.76 m², resulta una carga uniformemente repartida de 4.7 ton/m² en condiciones máximas que no se encuentran factorizadas.

En condiciones medias para la estructura conformada por, semisótano, planta baja y tres niveles superiores, se tendrá un peso unitario en su área cubierta de 4.2 ton/m², y considerando el área cubierta propuesta para el cajón de cimentación que es un área igual a la cubierta por el sembrado del edificio, que permita disipar la carga transmitida por la estructura a un valor mínimo (condición parcialmente compensada), que no repercuta en el comportamiento de los mismos evitando que se presenten asentamientos mayores a los admisibles.

A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para un cajón de cimentación desplantado a 2.30 m de profundidad

El Reglamento de Construcciones establece que los límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación será de 15cm en construcciones colindantes; sin embargo, lo anterior se satisface considerando la presión neta transmitida al subsuelo a 0.73 ton/m², como resultado de la diferencia del peso de la estructura y de la compensación del subsuelo que existe a la profundidad de -2.30 m.

5.2.- Determinación de la capacidad de carga

Estado de falla general con cajón de cimentación

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

$$q_{adm} = (c N_c F_R + P_v)$$

donde:

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

c = cohesión promedio en la superficie de falla, 2.80 ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 6.13

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

D_f = profundidad de desplante, 2.30 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación m

L = longitud promedio del cajón de cimentación m

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

F_R = factor de resistencia adimensional e igual a 0.65

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos con poco limo y poca arena, con una cohesión en promedio de 2.80 ton/m², un peso volumétrico de 1.50 ton/m³, obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras cúbicas obtenidas, se obtuvo la capacidad de carga admisible en condiciones estáticas para diseño para los materiales de apoyo de la losa para el cajón de cimentación de 15.88 ton/m², y de 19.05 ton/m² en condiciones dinámicas, considerando el empotramiento de 2.30 m de profundidad, para el cajón de cimentación.

5.3.- Dimensionamiento de la cimentación

Las acciones consideradas en los análisis de la cimentación fueron las siguientes:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas estimadas con intensidad máxima, que incluyen el peso de la cimentación fue de 738.35 ton para la estructura de interés. Estas cargas se deberán de afectar por un factor de carga de 1.3 y 1.5 respectivamente, se considerarán en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas estimadas con intensidad instantánea, que incluyen el peso de la cimentación fue de 701.432 ton para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas se multiplicarán por un factor de carga de 1.1 y se utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas estimadas con intensidad media, que no incluyen el peso de la cimentación fue de 663.038 ton que se afectarán por un factor de carga de 1.0 y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.

5.4.- Estado límite de falla en condiciones estáticas

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

permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.3 y 1.5 (Cargas muertas y vivas), mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

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

donde:

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

F_c factor de carga, adimensional e igual a 1.3 y 1.5 (Cargas muertas y vivas)

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

F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.65

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

$$\frac{Q F_c}{A} = 6.51 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 15.88 \text{ ton/m}^2$$

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

5.5.- Estado límite de falla en condiciones dinámicas

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

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

donde:

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

F_c: factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_c: peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a $W_c = (A D_f \gamma)$

F_R: factor de resistencia adimensional e igual a 0.65

A_R : área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

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

siendo:

B: ancho del cajón de cimentación.

L: largo del cajón de cimentación

e: excentricidad dada por:

$$e = M_s / W_t$$

donde:

W_t : peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

M_s : momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

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

siendo:

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

C_s : coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.241

Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

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

$$q_1 = c N_c$$

donde:

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

N_c : coeficiente de capacidad de carga

a_0 : aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.241 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 2, $a_0 = 0.241 \times 9.81/2 = 1.1821 \text{ m/seg}^2$, siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

d: ancho del área reducido del cajón de cimentación.

h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.

γ : peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

c: cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

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

$$7.46 < 1,140.55 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

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

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

donde:

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

C_{cu} , ϕ_{cu} = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada, 3.8 ton/m² y 3⁰

$$N_{\phi} = \tan^2 (45^{\circ} + \phi_{cu} / 2) = 1.1$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 4.70 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es 9.31 ton/m².

5.7.- Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

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

$$P_{MAX} = \frac{P_N}{A} \pm \frac{M_V}{I_y} x \pm 0.30 \frac{M_V}{I_x} y$$

P_{MAX} = incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²

$M_{V_{sismo}}$ = momento de volteo sísmico estimado.

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

H_t = altura total del proyecto medida desde el desplante,

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

C_s = coeficiente sísmico de diseño,

Q_s = factor de comportamiento sísmico,

M_s : Momento de volteo sísmico

I_x, I_y : momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide de la losa de cimentación.

$$I_x = \frac{BL^3}{12}, \quad I_y = \frac{LB^3}{12}$$

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

$$x = \frac{B}{2}, \quad y = \frac{L}{2}$$

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es:

$$I_x = 4,184.8036 \text{ m}^4$$

$$I_y = 1,014.8254 \text{ m}^4$$

$$x = 4.4 \text{ m}$$

$$y = 8.935 \text{ m}$$

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es $\Delta\sigma$ sismo máx $\approx 7.183 \text{ ton/m}^2$ y $\Delta\sigma$ sismo mín $\approx 1.283 \text{ ton/m}^2$.

De acuerdo a lo anterior el cajón de cimentación será estable en condiciones sísmicas, sin embargo estos resultados deberán de ser revisados nuevamente, cuando se cuente con la bajada de cargas del proyecto estructural, en caso de presentarse tensiones se deberán de emplear elementos para reducir los esfuerzos por tensión generados en la losa, como bien pueden ser micropilotes.

5.8.- Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (6.51 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (14.51 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas 6.10 ton/m^2 más el incremento de esfuerzo por sismo es igual a 13.283 ton/m^2 y menor a la capacidad de carga dinámica admisible (15.64 ton/m^2) del subsuelo.

El incremento de esfuerzo por sismo es de 1.283 ton/m^2 , y por tanto no se presentarán tensiones en la losa, este valor de esfuerzos por tensión en la losa, deberá de ser revisado por el estructurista, diseñando la losa del cajón de cimentación, para soportar las tensiones mínimas que pudieran generarse en condiciones sísmicas.

El incremento de esfuerzo por sismo es igual a 7.183 ton/m^2 , y por tanto no se presentará falla por esfuerzo cortante.

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, sin embargo será necesario que el estructurista realice la revisión de esfuerzos en la losa, y que se realice nuevamente la revisión con la bajada de cargas definitiva del proyecto estructural.

5.9.- Estado límite de servicio

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

Para estimar los asentamientos que sufrirá la estructura a largo plazo, se consideró un incremento de presión debido a una carga superficial de 0.73 ton/m^2 .

Como se mencionó anteriormente, el tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura.

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

5.10.- Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se empleó el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas

triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple así como de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geo-sísmicos.

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

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

donde:

q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².

B : ancho del área descargada, en m.

F₁ y F₂: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D : espesor del estrato considerado, en m.

L : longitud del área descargada

E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

u : relación de Poisson, adimensional.

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

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

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

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad	Relación de Poisson (ton/m ²)
2.30-7.00	950	0.45
7.00-9.00	950	0.45
9.00-12.00	950	0.45
12.00-17.00	950	0.45
17.00-20.00	1200	0.45
20.00-27.55	1500	0.45

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su desplante se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 5.5 cm y en la esquina de 2.8 cm, las cuales resultan admisibles.

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

5.11.- Asentamientos diferidos

Los asentamientos diferidos esperados de la cimentación bajo sollicitaciones estáticas se calcularon por medio de la siguiente relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \Delta z$$

donde:

- ΔH es el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor H;
- e_o es la relación de vacíos inicial;
- Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estima a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a la profundidad determinada
- Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 0.75 ton/m², actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación, y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación y la descarga por la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación.

En el análisis se empleó un programa de computadora que determina la distribución de esfuerzo en el subsuelo según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos, tomando en cuenta las presiones efectivas actuales en el subsuelo y las curvas de compresibilidad del estrato arcilloso afectado por la sobrecarga aplicada.

En los asentamientos calculados al centro y en la esquina se obtuvieron valores de los asentamientos máximos esperados de 4.5 y 7.68 al centro y en la

esquina, a largo plazo debido a que la cimentación se encuentra parcialmente compensada.

Por lo que se establece que tomando en cuenta las cargas estimadas, la construcción de un cajón de cimentación desplantado a 2.30 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, y que la presión neta transmitida al suelo de 0.73 ton/m² por efecto de la compensación, se obtuvieron valores de los asentamientos máximos esperados a largo plazo, los cuales son admisibles y están dentro de reglamento.

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

Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo, que aunque se considere la compensación que se tendrá por la excavación que alojara al cajón de cimentación la presión transmitida al subsuelo será menor a la preconsolidación que tienen los materiales que subyacen al subsuelo, lo que traerá como consecuencia asentamientos menores a los permisibles.

Sin embargo muy independiente de que los asentamientos están dentro de reglamento, el valor de la excentricidad que tiene el proyecto deberá ser ratificada por el estructurista, de lo contrario se tendrán asentamientos diferenciales importantes que traerá como consecuencia desplomos en la estructura que ocasionarán daños a las colindancias y a la propia estructura.

5.12.- Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación

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

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

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

+ Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.241 (Zona II de Transición de acuerdo al SASID).

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 13 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 3 ton/m^2 .

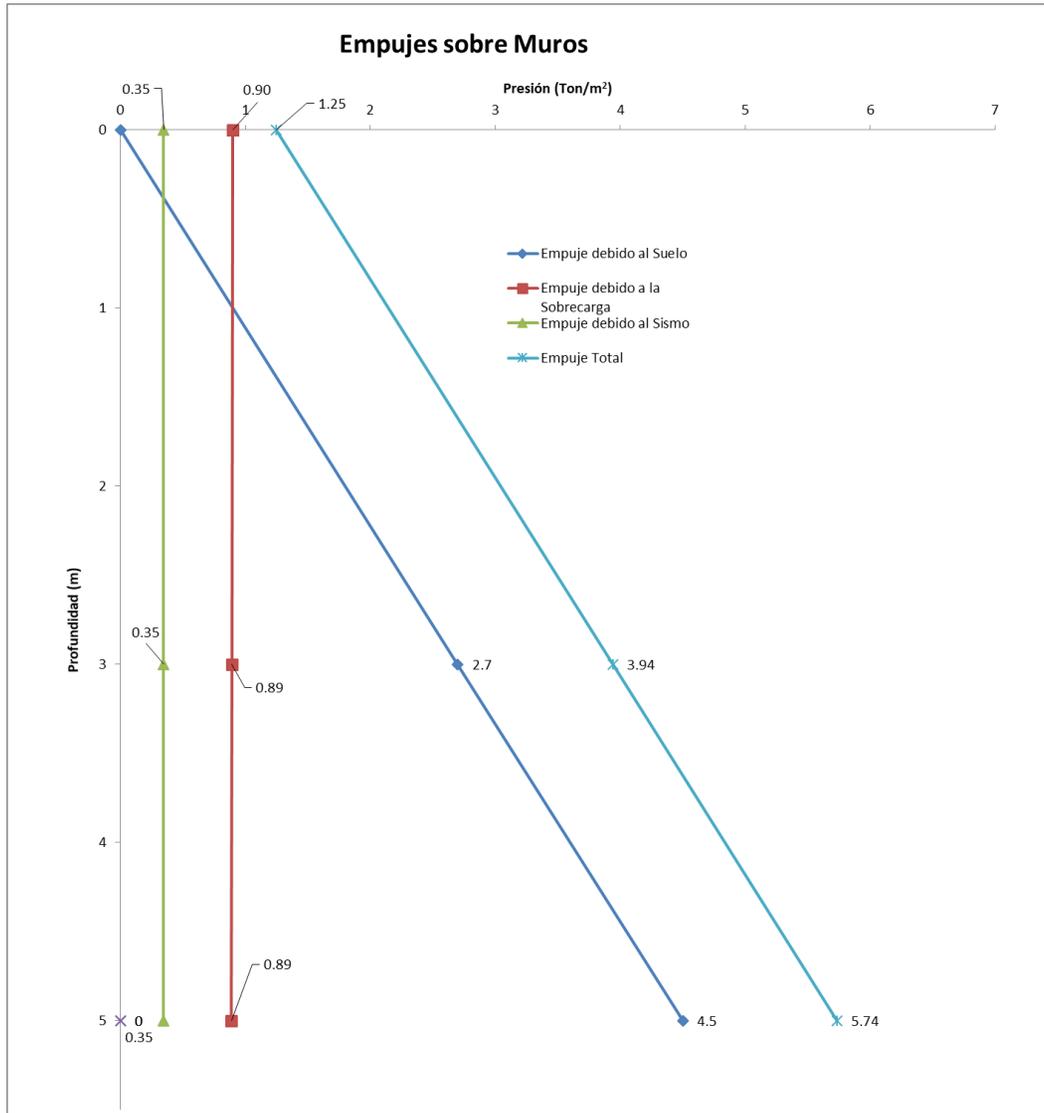


FIGURA 22.- EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS 3TON/M²

5.13.- Falla de fondo

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

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

donde:

P_v: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m²

F_c: factor de carga adimensional e igual a 1.4

- q: sobrecarga superficial, igual a 3 ton/m²
 F'c: factor de carga, adimensional e igual a 1.0
 c: cohesión del material que subyace a la excavación
 Nc: coeficiente de capacidad de carga
 F_R: factor de resistencia

Para una excavación a 2.30 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$7.86 \text{ ton/m}^2 < 10.16 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 3 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo a lo anterior, aunque se satisface la desigualdad, por procedimiento constructivo y por seguridad de la excavación y las colindancias, se establece que la excavación deberá de realizarse en dos etapas.

5.14.- Estabilidad de taludes durante la excavación

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

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

donde:

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

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

donde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.8 ton/m³
 H = altura del talud, 2.30 m
 q = sobrecarga, 3 ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en condición no drenada, 3.8 ton/m²

(ϕ_{uu}) = ángulo de fricción en condición no drenada, 1°

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

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

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

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de -2.30 m a partir del nivel de banqueteta, considerando 25 cm de losa y 5 cm de plantilla, iniciando la primera etapa al fondo del predio, los espesores de losa serán corroborados por el estructurista.

Cabe mencionar que debido a que el proyecto contempla el nivel de piso terminado en la cota +1.80 m para planta baja (Con respecto al nivel de banqueteta) y de -1.00 m para los fosos de estacionamiento, por lo que será necesario emplear celdas de cimentación para llegar al nivel de desplante de la estructura, estas celdas estarán rellenas con casetones de poliestireno para evitar infiltración de agua.

La protección a colindancias en la zona donde se realizará la excavación para alojar el cajón de cimentación será resuelta mediante muretes de recimentación, que a continuación se detalla su proceso constructivo para la excavación.

La excavación en el predio se realizará en dos etapas como se muestra en la figura 23, iniciando desde el fondo del predio hacia su acceso.

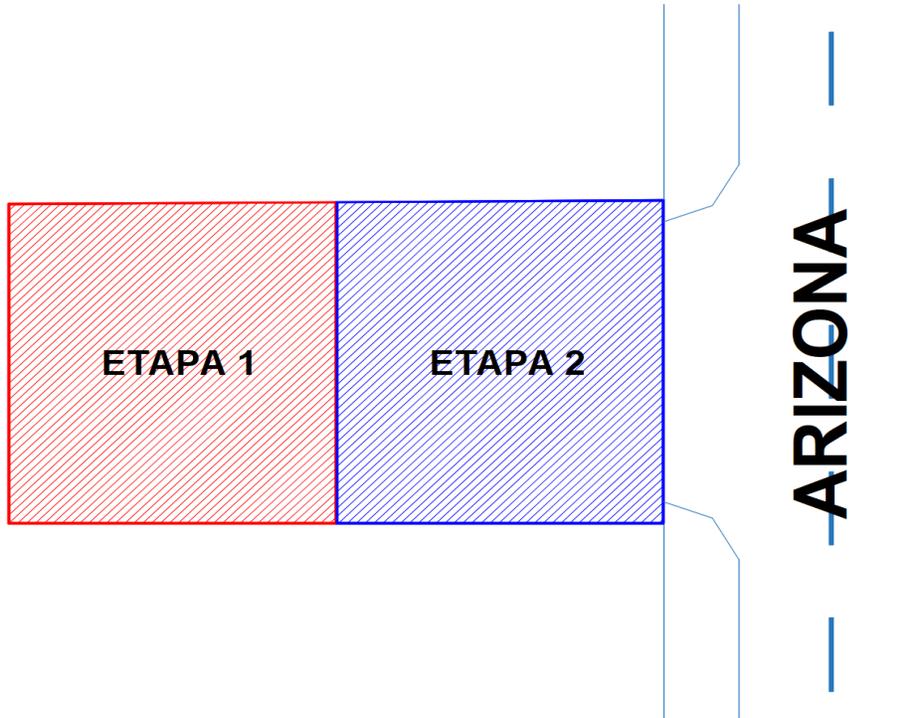
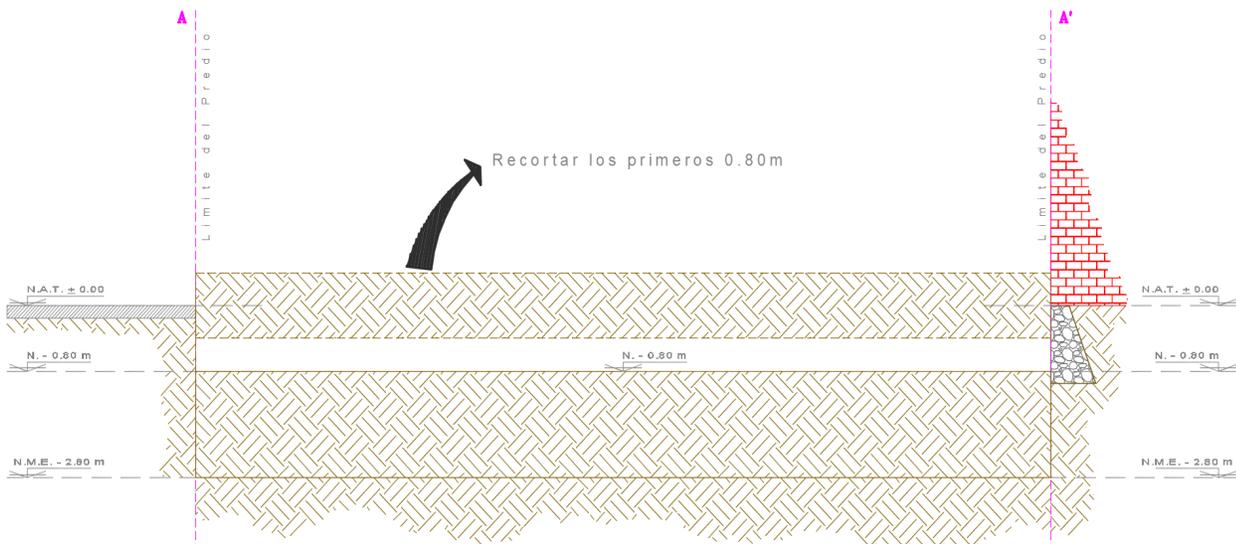


FIGURA 23.- ETAPAS DE EXCAVACION

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y parte de rellenos de mala calidad. Ver figura 15.



Paso 1. Se realizara una excavación inicial de 0.80m de profundidad en toda el área del predio.

FIGURA 24. DESPALME INICIAL DE 0.80 m

Se propone como sistema de retención para efectuar la excavación a -2.30m, que alojará al cajón de cimentación, será a base de un sistema de recimentación con muretes de concreto; sin embargo, antes de la excavación y en caso necesario, se tendrá que realizar un bombeo para abatir los niveles del agua y proceder a realizar la excavación.

6.1.-Sistema de Recimentación con Muretes de Concreto Armado.

Para este caso se considerará un proceso constructivo seguro pero económico, en donde deberán abrirse módulos de 2.4m de ancho en colindancias con estructuras, e ir construyendo los muros perimetrales en forma consecutiva y troquelando contra la losa central. Únicamente en las colindancias donde se tengan patios o con vía pública se podrá abrir módulos hasta de 4.8 m, sin embargo esta sección podrá variar dependiendo de la respuesta del comportamiento de la excavación.

Inicialmente deberá iniciarse un despalme general de 80 cm en todo el terreno como se indica en la figura 24, para retirar las cimentaciones antiguas y los materiales de relleno superficiales que se tengan en el terreno, en este momento se descubrirán momentáneamente las cimentaciones colindantes, pero sin llegar a descubrir su desplante.

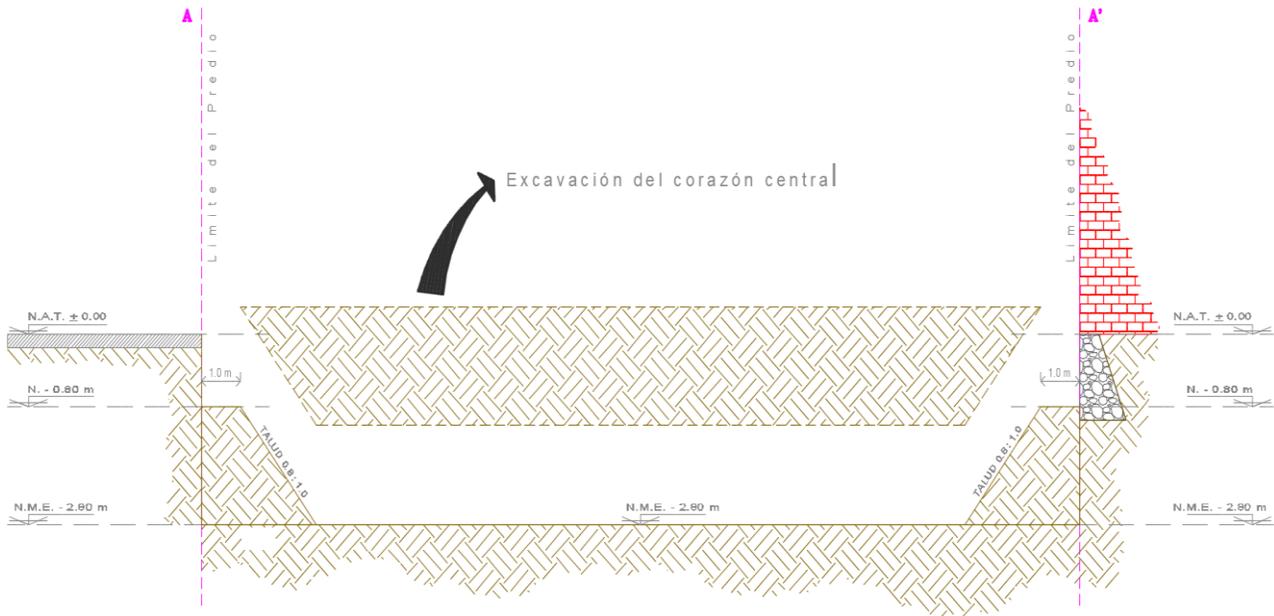
La excavación se realizara inicialmente dejando una berma perimetral con una banquetta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.8:1.0 (horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance.

La protección a colindancias será resuelta mediante un sistema de recimentación mediante murete de concreto armado con el siguiente proceso constructivo.

Con relación al proceso constructivo, a continuación presentamos la secuencia que deberá implementarse para garantizar la estabilidad de las colindancias, tomando en cuenta que todo el terreno se excavará a una profundidad máxima de 2.30m, las características del subsuelo, la magnitud de las colindancias en cuanto al número de niveles y la geometría del terreno.

En la figura 4, se presentan las colindancias existentes, de igual manera en el Anexo fotográfico se muestran las condiciones actuales del terreno, e incluso se observa la estructuración de las colindancias existentes.

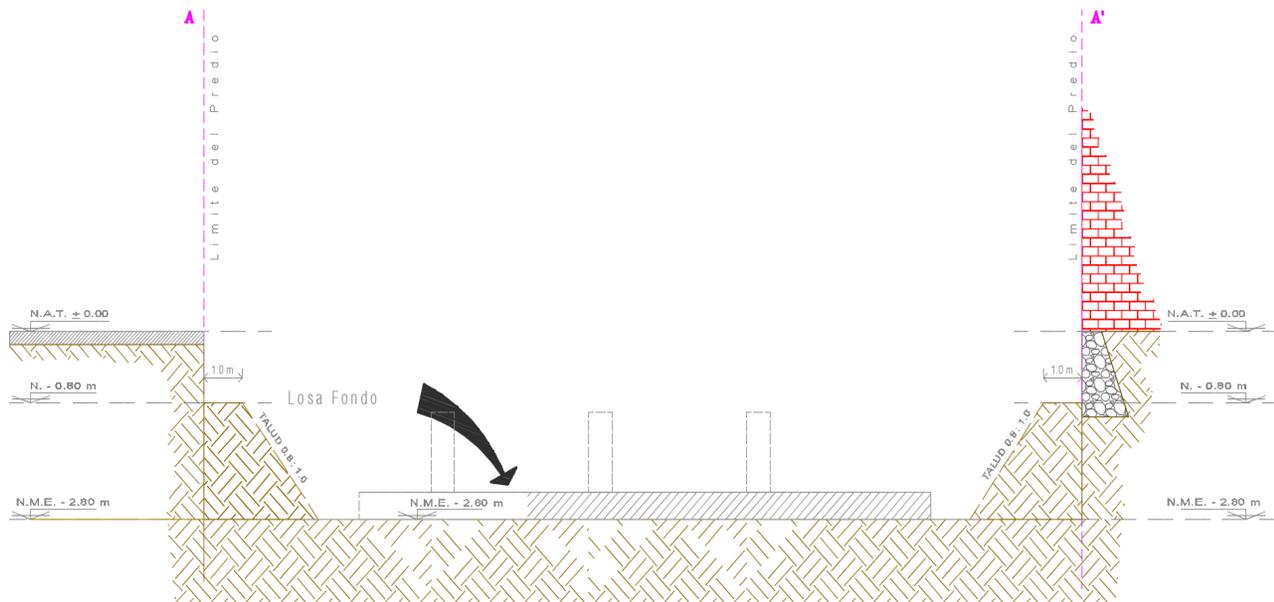
- Es importante que antes de la excavación se coloquen referencias en las colindancias que permitan monitorear el comportamiento de la excavación y de las colindancias antes, durante y al término de la construcción proyectada.
- Una vez realizado el despalme superficial, posteriormente se hará una inspección de las condiciones que presentan estas y se les dará un tratamiento, colocando malla electrosoldada 6-6/10-10, anclada con segmentos de varilla de 20cm de 3/8", además se le colocará un zampeado de mortero de 6cm de espesor.
- La excavación de toda el área se hará en dos etapas, como se indica en la figura 14, iniciando del fondo del predio hacia el frente, empleando la parte frontal del terreno para almacenar materiales para la construcción.
- Se excavará el núcleo central del terreno en su primera etapa hasta el nivel de máxima excavación de -2.30 m, como se indica en la figura 25, dejando perimetralmente una berma constituida por una banquetta de 1 m de ancho y un talud 0.8:1.0 (horizontal: vertical).



Paso 2. Se excavara el corazón central en dos etapas para dejar una banqueta de 1.00 m de ancho y un talud perimetral 0.8:1.0 (Horizontal:Vertical), hasta llegar al nivel de máxima excavación (-2.80 m).

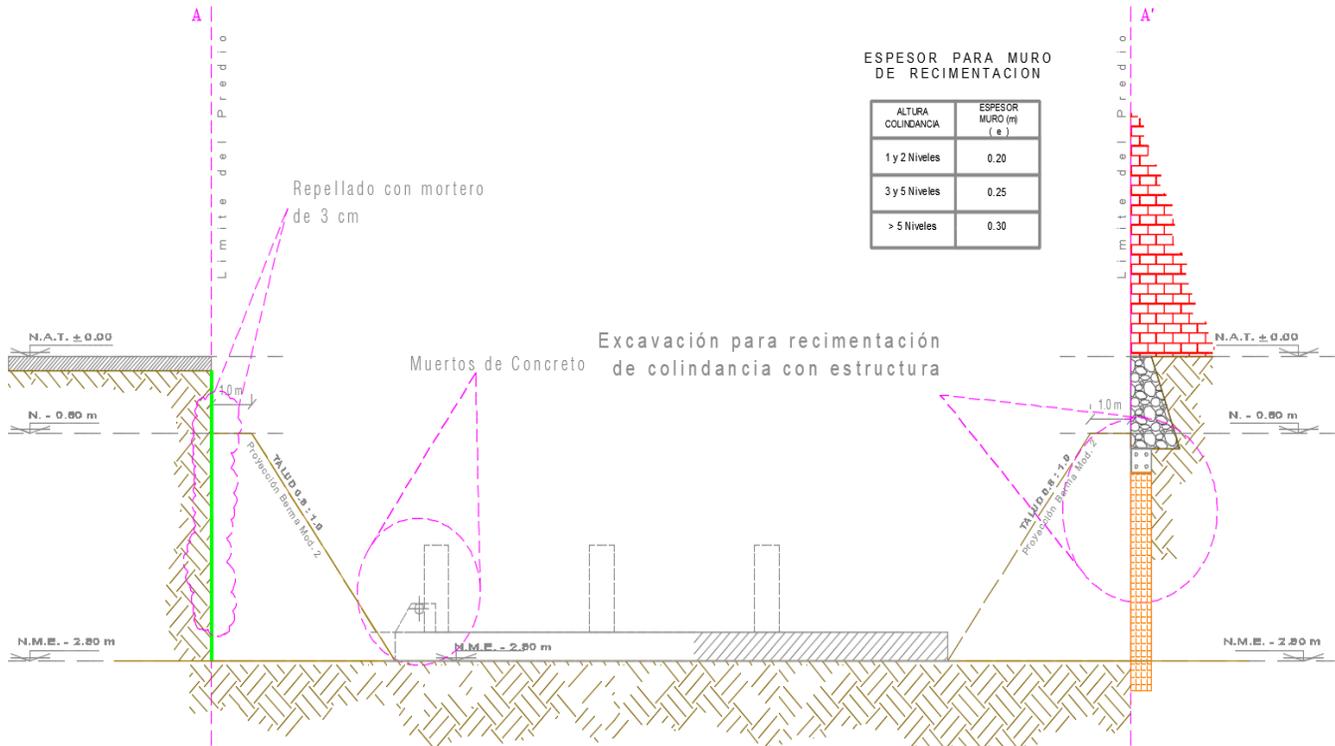
FIGURA 25. EXCAVACIÓN CENTRAL

- Se procederá a construir la losa de cimentación de la franja central ya excavada, colocando una plantilla de concreto pobre de 5 cm, ver figura 26.



Paso 3. Realizada la excavación del corazón central hasta llegar al nivel de máxima excavación, se procederá a construir la losa fondo con celdas de cimentación para iniciar la construcción del cajón de cimentación.

FIGURA 26. COLOCACIÓN DE LOSA FONDO



Paso 4. Se realizara la excavación de los módulos correspondientes, de acuerdo a la secuencia indicada en la figura 22, para poder construir el muro de recimentación con el espesor indicado en la tabla adjunta. El empotramiento mínimo que debe tener el murete de recimentación será de 0.25 m por debajo del nivel de máxima excavación.

En las colindancias donde se tenga vía pública, se aplicara un repellado con mortero de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla de tipo gallinero anclada al talud.

También se coloran mueritos de concreto en los extremos de la losa para colocar el sistema de troquelamiento propuesto en la Mecánica de Suelos.

FIGURA 27. CONSTRUCCIÓN DE LA ZONA CENTRAL Y RETIRO DE BERMA PERIMETRAL POR MÓDULOS

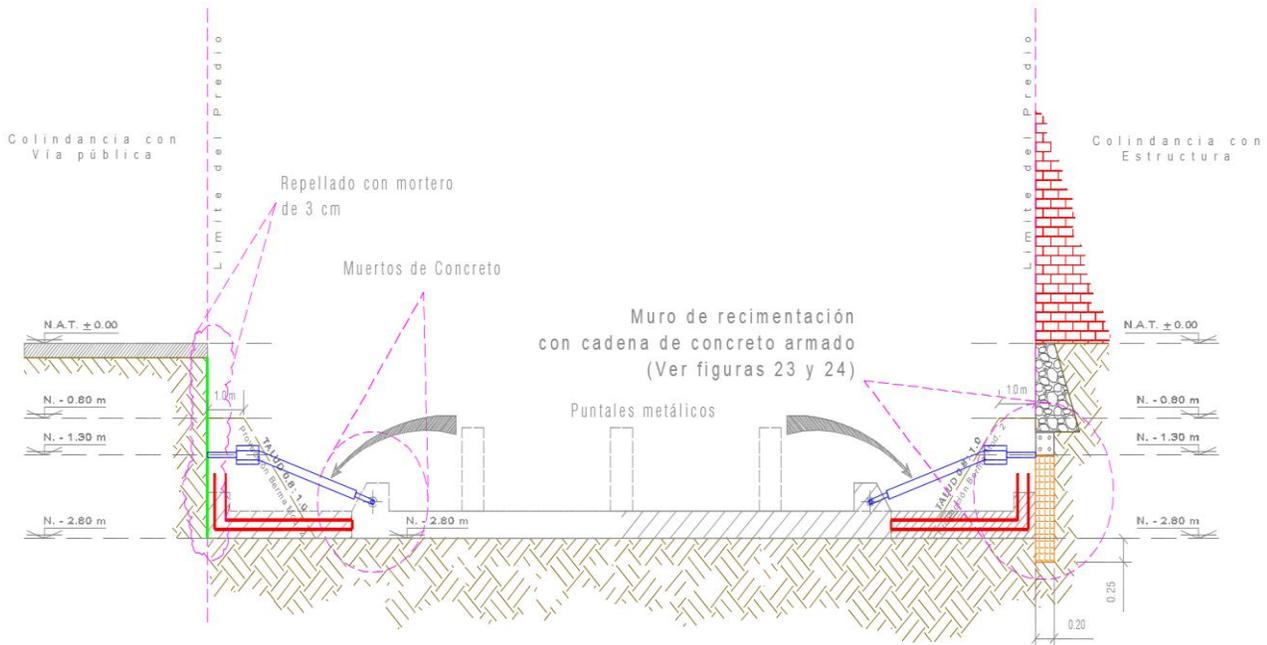
- Una vez construida la losa de franja central se procederá a retirar la berma perimetral por módulos alternados, en tramos de 2.4m de ancho; según sea el caso de la colindancia, hasta el nivel de máxima excavación, únicamente los módulos enumerados como 1; conforme se retire la berma se va perfilando el talud vertical por debajo de las colindancias.
- El retiro de bermas se efectuara en forma alternada para tener varios frentes, enumerados del 1 al 4 como se muestra en la figura 28; es decir se atacarán en forma simultánea todos los módulos numerados con 1, lo antes señalado se determinó en función de las condiciones y características de los materiales que subyacen a las cimentaciones colindantes (observadas de los pozos a cielo abierto efectuados durante la exploración del terreno), la época de posibles lluvias que se presenten cuando se realice la excavación y las posibles filtraciones de las

colindancias que se tengan sobre la pared del corte realizado que hacen que reblandezcan a los materiales que subyacen a las cimentaciones existentes.

	4	3	2	1	3	2	1	3	2	3	1	2	3	4
3	ETAPA 1						ETAPA 2						3	
2	ETAPA 1						ETAPA 2						2	
3	ETAPA 1						ETAPA 2						3	
	4	3	2	1	3	2	1	3	2	3	1	2	3	4

FIGURA 28. MODULACIÓN Y RETIRO DE BERMAS

- Se efectuará la recimentación correspondiente, en la figura 31 y 32 se presenta la alternativa de recimentación que deberá implementarse.
- Previo a la recimentación en las zonas donde no se tengan cimentaciones de las colindancias conviene construir una trabe en tramos de 1.50m de longitud por debajo de la cimentación existente, 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, esta trabe se volverá a colocar a 2m.
- Para la colindancia donde se tenga patio, se deberá demoler la barda colindante, debiéndose colocar lámina pintro y si el material de relleno que se localiza debajo de la barda se encuentra en estado suelto, deberá ser estabilizado con un muro de mamposteo de 20 cm de espesor hasta la profundidad de dicho relleno y luego se aplicará un repellado de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada al talud. Una vez terminado el cajón de cimentación, la barda demolida será restituida.
- El murete de recimentación será a base de una parrilla doble efectuada con varilla del número 3 @ 15cm en sus dos direcciones y con concreto resistencia $f'c=200\text{kg/cm}^2$.



Paso 5. Una vez realizado el repellado en colindancias con vía pública y construido el muro de recimentación en colindancias donde exista estructura, se procederá a colocar los troqueles y a continuar con la construcción de la losa.

FIGURA 29. TROQUELAMIENTO

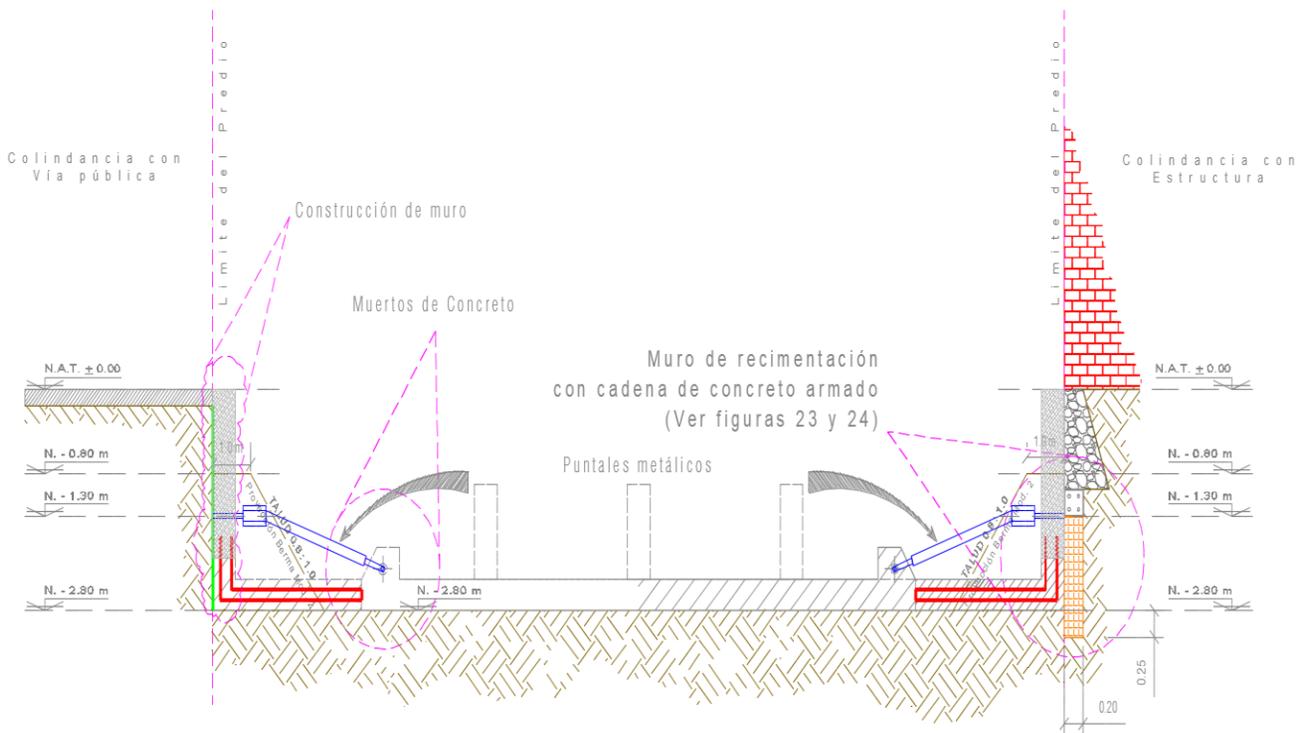
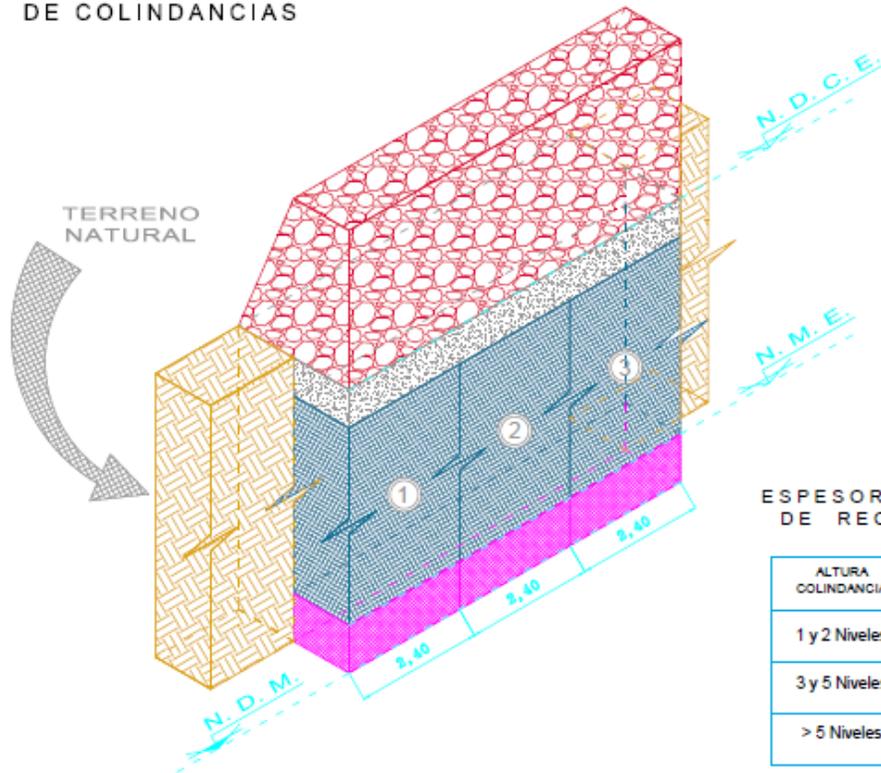


FIGURA 30. RECIMENTACION CON MURETES

**MURO DE RECIMENTACION
DE COLINDANCIAS**



**ESPESOR PARA MURO
DE RECIMENTACION**

ALTURA COLINDANCIA	ESPESOR MURO (m)
1 y 2 Niveles	0.20
3 y 5 Niveles	0.25
> 5 Niveles	0.30

**COLINDANCIAS MAYORES
A DOS NIVELES**

-  EMPOTRAMIENTO DE MURETE
-  MURETE DE CONCRETO ARMADO QUE DEPENDERA DE LA ALTURA DE LA COLINDANCIA
-  CADENA DE CONCRETO ARMADO CON 4 VARILLAS DE 1/2" Y ESTRIBOS @ 15 CM
-  CIMENTACIÓN EXISTENTE DE LAS COLINDANCIAS

N.D.C.E.: NIVEL DE DESPLANTE DE LA CIMENTACION EXISTENTE

N.M.E.: NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION

N.D.M.: NIVEL DE DESPLANTE DE MURETE COLADO 20 CM POR DEBAJO DEL N M E.

FIGURA 31. MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS

**MURO DE RECIMENTACION
DE COLINDANCIAS**

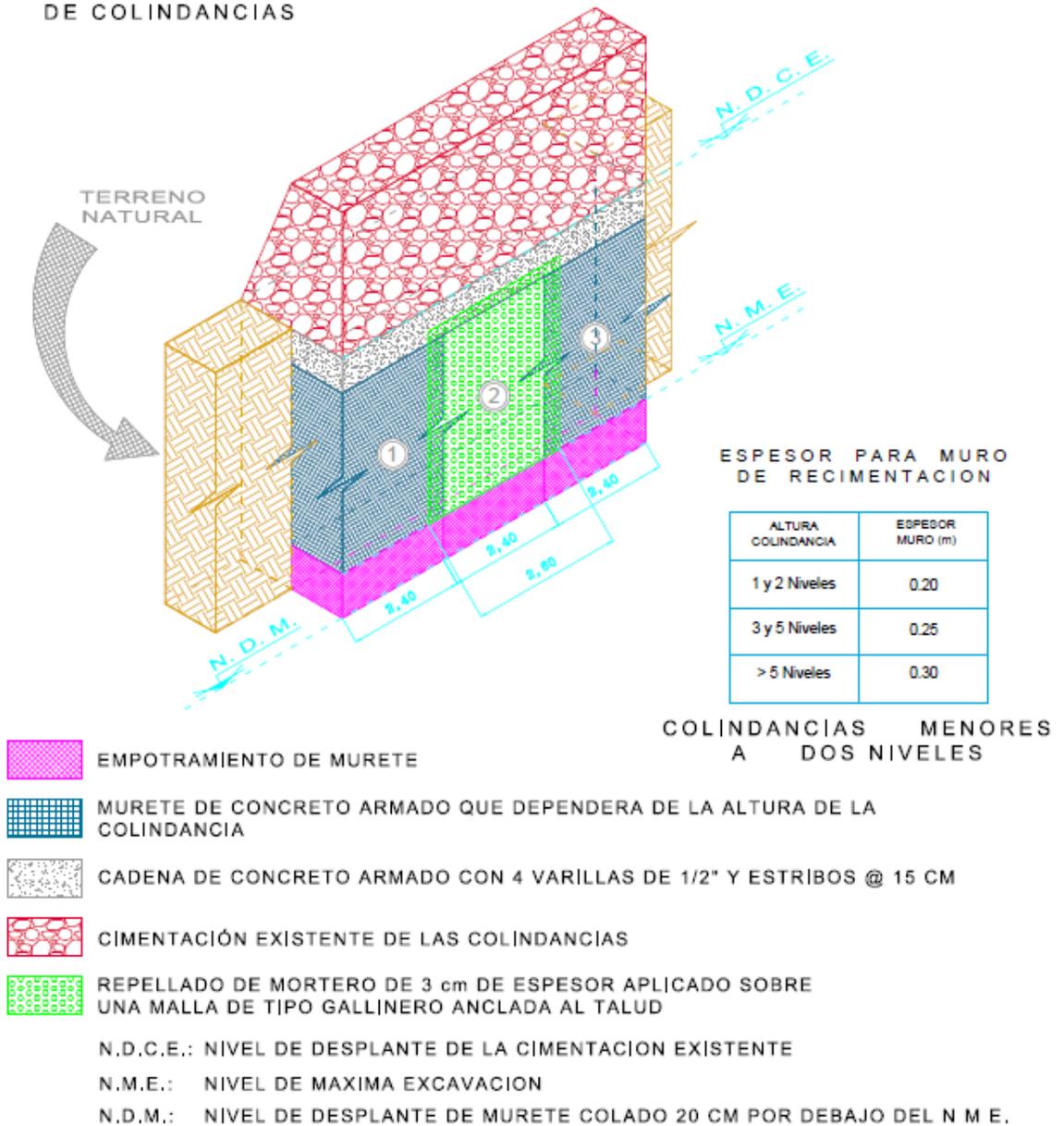


FIGURA 32. MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS CON REPELLADO

- Se procederá a colocar entre el muro de recimentación y el muro estructural una membrana drenante de polietileno con geotextil de acuerdo a las especificaciones del proveedor.
- Se requerirá hacer simultáneamente la excavación y armado de la contratrabe, losa de cimentación y dado, esto únicamente para los módulos, que así lo requieran.
- Se realizará el armado de columna y muro estructural. Una vez terminado el armado de los elementos estructurales (contratrabe, dado, columna, losa y muro), se efectuará el colado perimetral; es decir, contratrabe, losa, dado y parte del muro (muñón).
- Durante el colado de la losa de piso en el perímetro deberá construirse un muñón o segmento de muro estructural, debiendo dejarse ahogada en él una banda PVC, para formar la junta de colado y evitar futuras filtraciones, de acuerdo con el detalle estructural correspondiente.
- Así mismo, en la construcción de cada etapa deberá realizarse en la losa, la junta de construcción respectiva, según el detalle estructural correspondiente.
- Veinticuatro horas después de terminado el colado de la losa de piso, se continuará con cimbrado y colado del muro estructural, y de las columnas, previamente limpiando y preparando cuidadosamente la junta de colado del segmento de muro, a fin de no permitir futuras filtraciones producto del nivel freático hacia el interior del sótano.
- Una vez y se tenga el muro estructural se deberá de iniciar el habilitado del acero para las trabes que se encuentren entre columnas; ya que estos marcos servirán como puntales. Una vez y se termine el armado y colado de las trabes, se podrá dar inicio al retiro de los módulos 2 y sucesivamente con los demás.
- Bajo ninguna circunstancia deberá permitirse abrir el modulo contiguo hasta no haber colocados los troqueles correspondientes en cada tramo y debidamente apoyados.
- Una vez que se tiene construida la primera etapa en su parte central, y cuando se tenga edificado por lo menos hasta la losa de planta baja, se procederá a abrir la segunda etapa, con la misma secuencia establecida para la primera etapa, con el objeto de regular las expansiones.

- Lo anterior es con el objeto de reducir las expansiones que pueden presentarse si no se regula la excavación, dado que al excavar un terreno, este libera esfuerzos elásticos como producto de la descarga de los materiales excavados y que disipan presiones de esfuerzo que se incrementan conforme mayor sea el área excavada, por la que se estableció efectuar en dos etapas la excavación.

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

6.2.- Excavaciones:

➤ Las excavaciones necesarias para retirar todos los materiales de relleno de mala calidad existentes en el terreno y alojar al cajón de cimentación, deberán de realizarse del fondo del predio hacia su acceso, con el objeto de evitar su contaminación y su reblandecimiento.

➤ La excavación se realizarán en dos etapas.

➤ La excavación central se efectuará con una retroexcavadora operando desde afuera del área excavada, debiendo llevarse como máximo a 0.15 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual, a base de pico y pala para evitar el remoldeo del material de apoyo de la plataforma de materiales mejorados.

➤ Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno mejorado.

➤ Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelto producto de la excavación.

➤ En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.

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

a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho

material y en caso necesario protegerlo mediante un repellado para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.

b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas o zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 95% de la prueba AASHTO estándar.

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

d) Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá arear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular. El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre excavarse un máximo de 20 cm, y un mínimo de 10 cm con respecto a la máxima profundidad recomendada, la sobre excavación se tratará agregando una capa combinada de grava-tepetate con un proporcionamiento del 70 y 30% respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.

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

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

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

6.3.- 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 1.0 m abajo del nivel máximo de excavación, para lo cual deberá efectuarse una perforación de 6" de diámetro, con una máquina que cuente con equipo para el lavado del barreno.

Realizada la perforación se introducirá un cilindro de concreto (*muerto*) de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura; el cilindro deberá tener acoplado tramos de tubería galvanizada de 1.0 m, de 1" de diámetro, cuya longitud será la profundidad de la instalación. Deberá asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo de la perforación, por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación. Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ "

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

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

b) Referencias superficiales

Para medir los desplazamientos verticales que pudieran ocurrir en las construcciones de las colindancias a consecuencia de las excavaciones y que permitan detectar oportunamente el desarrollo de deformaciones inadmisibles, se colocarán niveletas o testigos pintados en los muros de las estructuras vecinas, con separación máxima de 6 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueteta. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm por lado.

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



CONCLUSIONES

7.- CONCLUSIONES

7.1.- Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos para el predio ubicado en Calle Arizona No. 75, Colonia Nápoles, Alcaldía Benito Juárez, Ciudad de México, donde se proyecta construir una estructura constituida por, planta baja y tres niveles superiores.

7.2.- El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 162.79 m² aproximadamente. La Topografía presenta una superficie ligeramente plana.

En el predio se encuentra actualmente construida una estructura que deberá ser demolida.

7.3.- El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura constituida por semisótano, una planta baja y tres niveles superiores, para uso habitacional.

Los niveles de piso terminado contemplados dentro del proyecto arquitectónico son: el piso terminado del semisótano se ubicará en la cota -1.80 m, el piso terminado de la planta baja se ubicara en la cota +4.50 m, el piso terminado del primer nivel se ubicara en la cota +7.20 m, el piso terminado del segundo nivel se ubicara en la cota +9.90 m, el piso terminado del tercer nivel se ubicará en la cota +12.60 m

Con la información proporcionada del proyecto la altura estimada del edificio será de 17.40 m (A partir del desplante de la cimentación). Cabe mencionar que todos los niveles antes mencionados se encuentran referenciados con respecto al nivel de banquetta sobre Calle Arizona (Nivel 0.00)

7.4.- Las colindancias son las siguientes: al Este colinda con una estructura compuesta por planta baja, dos niveles superiores y un patio, al norte colinda con una estructura compuesta por planta baja y dos niveles superiores, al Oeste colinda con una estructura compuesta por planta baja, cinco niveles superiores y un pasillo para estacionamiento y finalmente al sur colinda con la Calle de Arizona.

7.5.- Se efectuó un sondeo de tipo mixto, a una profundidad de 27.55 m, combinando el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo Shelby con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar. Con los tubos Shelby se obtuvieron muestras inalteradas, mientras que con el tubo de penetración estándar se obtuvieron muestras representativas y se midió el número de golpes necesarios que oponen los materiales al ser atravesados que permitirá determinar el índice de resistencia de estos.

Se excavaron dos pozos a cielo abierto a una profundidad variable entre 2.50 m a 2.55 m, con respecto al nivel actual del predio, obteniendo una muestra cúbica inalterada de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos.

7.6.- Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 6 y 7.

7.7.- De acuerdo a la exploración realizada con los pozos a cielo abierto, se efectuó una zonificación con los espesores de rellenos encontrados en cada uno de ellos, como se indica en la figura 8, y que serán de utilidad para el movimiento de tierras.

7.8.- En la figura 9 se presentan el registro de campo del sondeo profundo de tipo mixto realizado, y en la figura 10 se muestra el perfil estratigráfico del sondeo mixto realizado en el interior del predio.

7.9.- El predio de interés se localiza en la Zona II (Zona de Transición), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones, en la que dominan los depósitos de resistencia y deformabilidad media. (Ver figura 11).

7.10.- El nivel de aguas freáticas se detectó en el Sondeo Mixto SM-1 a 5.00 m de profundidad, aproximadamente con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. Esta posición del agua depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generen en los sistemas municipales y de las colindancias de agua potable y de drenaje.

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

7.12.- 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 $C_{\text{sis}}=0.241$.

7.13.- Considerando las características arquitectónicas del edificio proyectado que se indican en el capítulo 1, y las características estratigráficas del subsuelo, en donde se tiene un espesor de material de relleno promedio de 1.65 m, donde además el nivel de aguas freáticas se detectó a 5.00 m de profundidad en la fecha

en que se realizó la exploración, se establece que la alternativa de cimentación se deberá resolver mediante un cajón de cimentación parcialmente compensado desplantado a -2.30 m de profundidad, de concreto reforzado constituido por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, considerando una losa de cimentación de 25 cm de peralte sobre una plantilla de concreto pobre de 5 cm, que distribuya la carga de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación en forma uniforme, de tal manera que la presión neta ejercida por la estructura sea lo menor posible.

7.14.- Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos con poco limo y poca arena, con una cohesión en promedio de 2.80 ton/m², un peso volumétrico de 1.50 ton/m³, obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras cúbicas obtenidas, se obtuvo la capacidad de carga admisible en condiciones estáticas para diseño para los materiales de apoyo de la losa para el cajón de cimentación de 15.88 ton/m², y de 19.05 ton/m² en condiciones dinámicas, considerando el empotramiento de 2.30 m de profundidad, para el cajón de cimentación.

7.15.- De acuerdo a las cargas del proyecto estimadas la excentricidad en el sentido “x” y en el sentido “y” se encuentran dentro del rango permisible, por lo que no será necesario la implementación de un lastre, sin embargo se deberá de analizar nuevamente la estructura una vez que se tenga la bajada de cargas definitiva del proyecto estructural. Estas excentricidades deberán ser revisadas por el estructurista

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

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

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

$$\frac{Q F_c}{A} = 6.51 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 15.88 \text{ ton/m}^2$$

7.17.- Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es $\Delta\sigma$ sismo máx ≈ 7.183 ton/m² y $\Delta\sigma$ sismo mín ≈ 1.283 ton/m².

De acuerdo a lo anterior el cajón de cimentación será estable en condiciones sísmicas, sin embargo estos resultados deberán de ser revisados nuevamente, cuando se cuente con la bajada de cargas del proyecto estructural, en caso de presentarse tensiones se deberán de emplear elementos para reducir los esfuerzos por tensión generados en la losa, como bien pueden ser micropilotes.

7.18.- En la figura 13 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 3.0 ton/m².

7.19.- Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su desplante se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 5.5 cm y en la esquina de 2.8 cm, las cuales resultan admisibles.

7.20.- En los asentamientos calculados al centro y en la esquina se obtuvieron valores de los asentamientos máximos esperados de 4.5 y 7.68 al centro y en la esquina, a largo plazo debido a que la cimentación se encuentra parcialmente compensada.

7.21.- El procedimiento constructivo y la protección a colindancias se detalla en el capítulo 6.

7.22.- 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.

FIGURAS

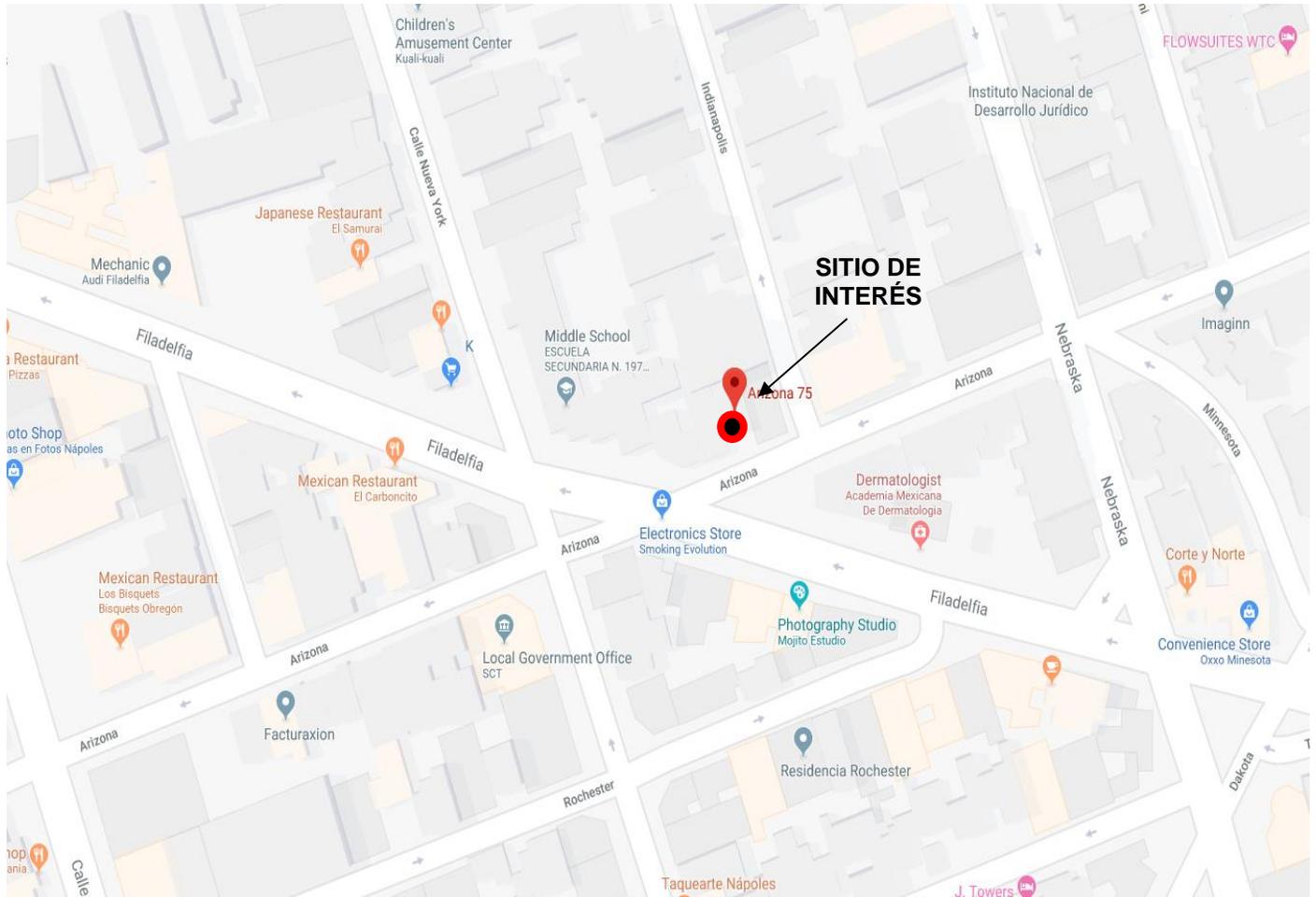


FIGURA 1. UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS

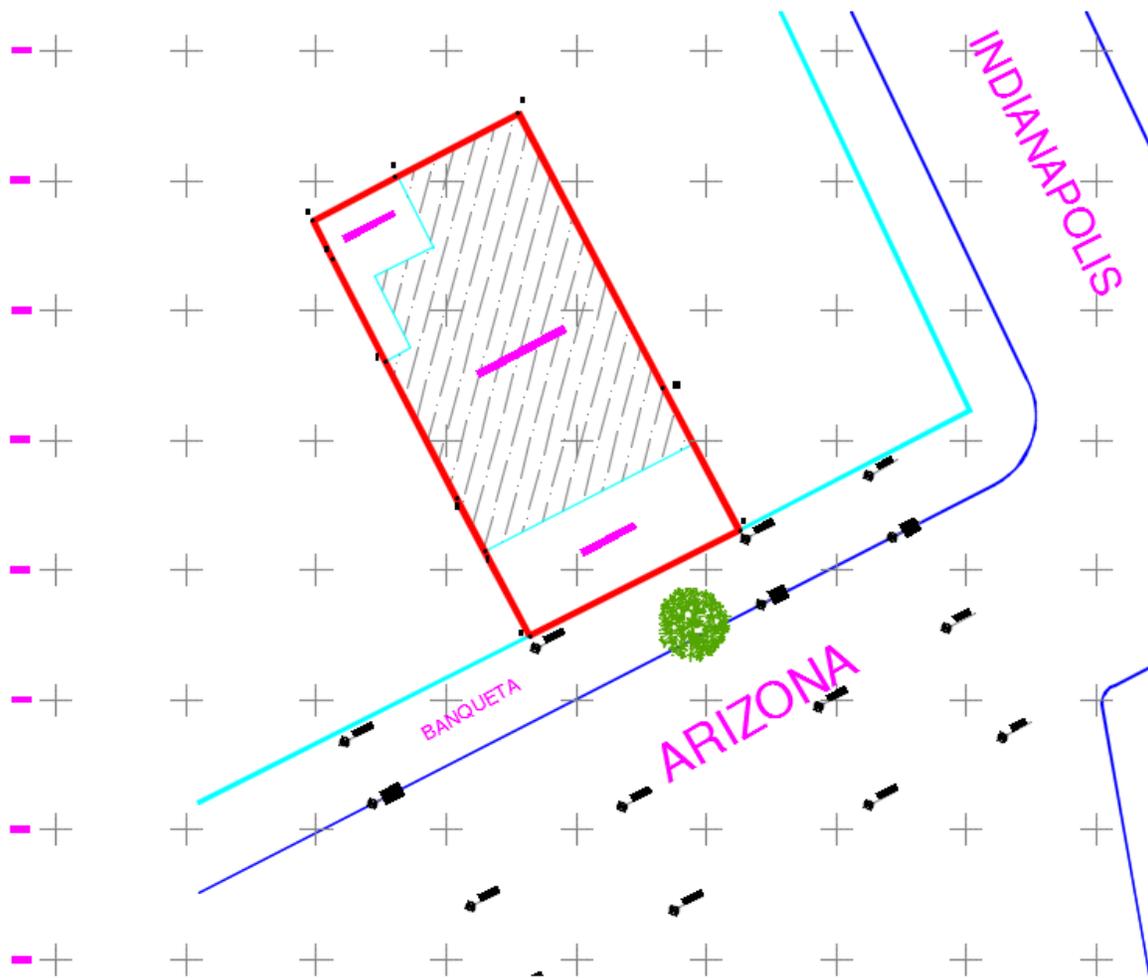


FIGURA 2.- TOPOGRAFÍA DEL PREDIO ANALIZADO

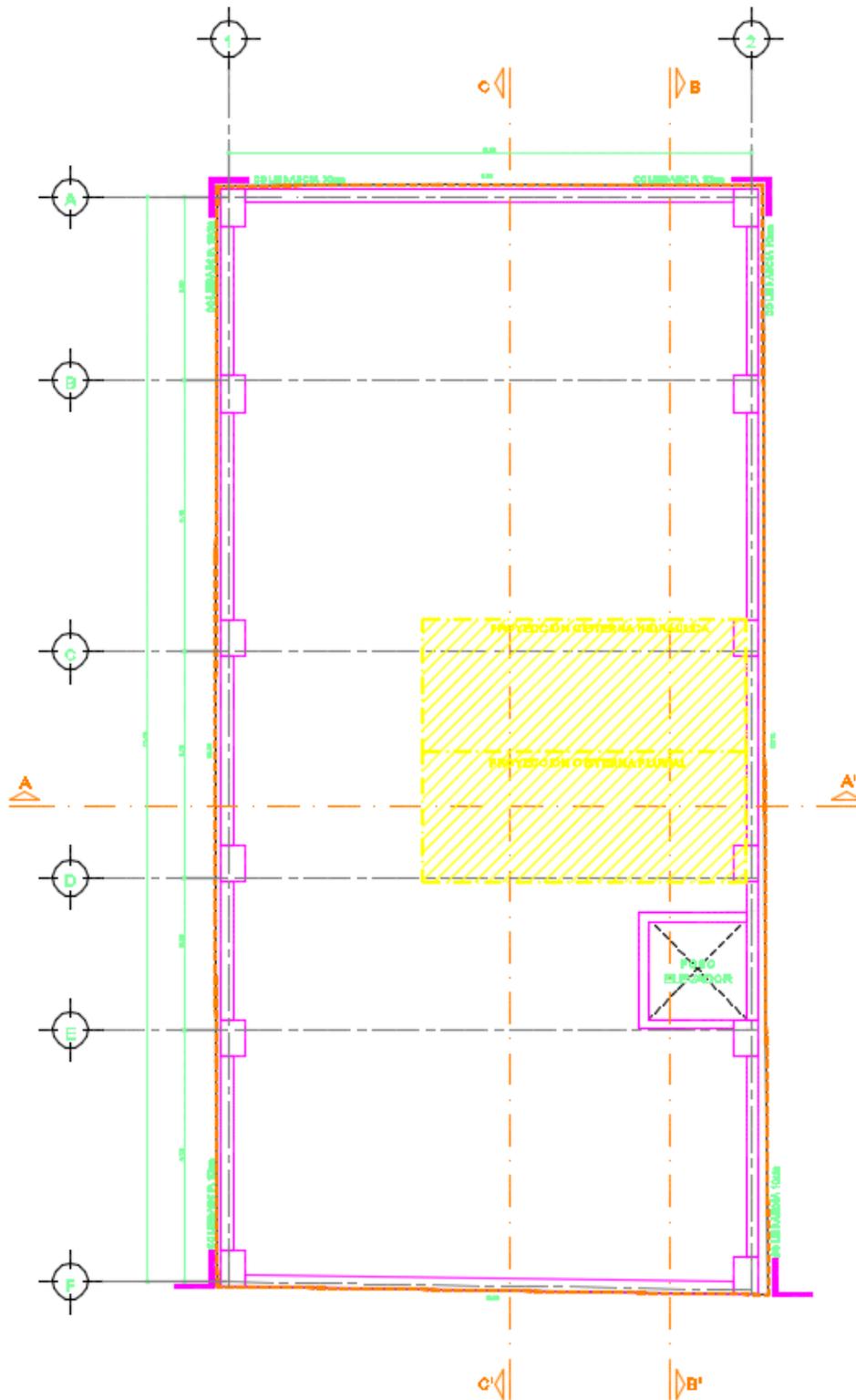


FIGURA 3.- PLANTA CISTERNAS

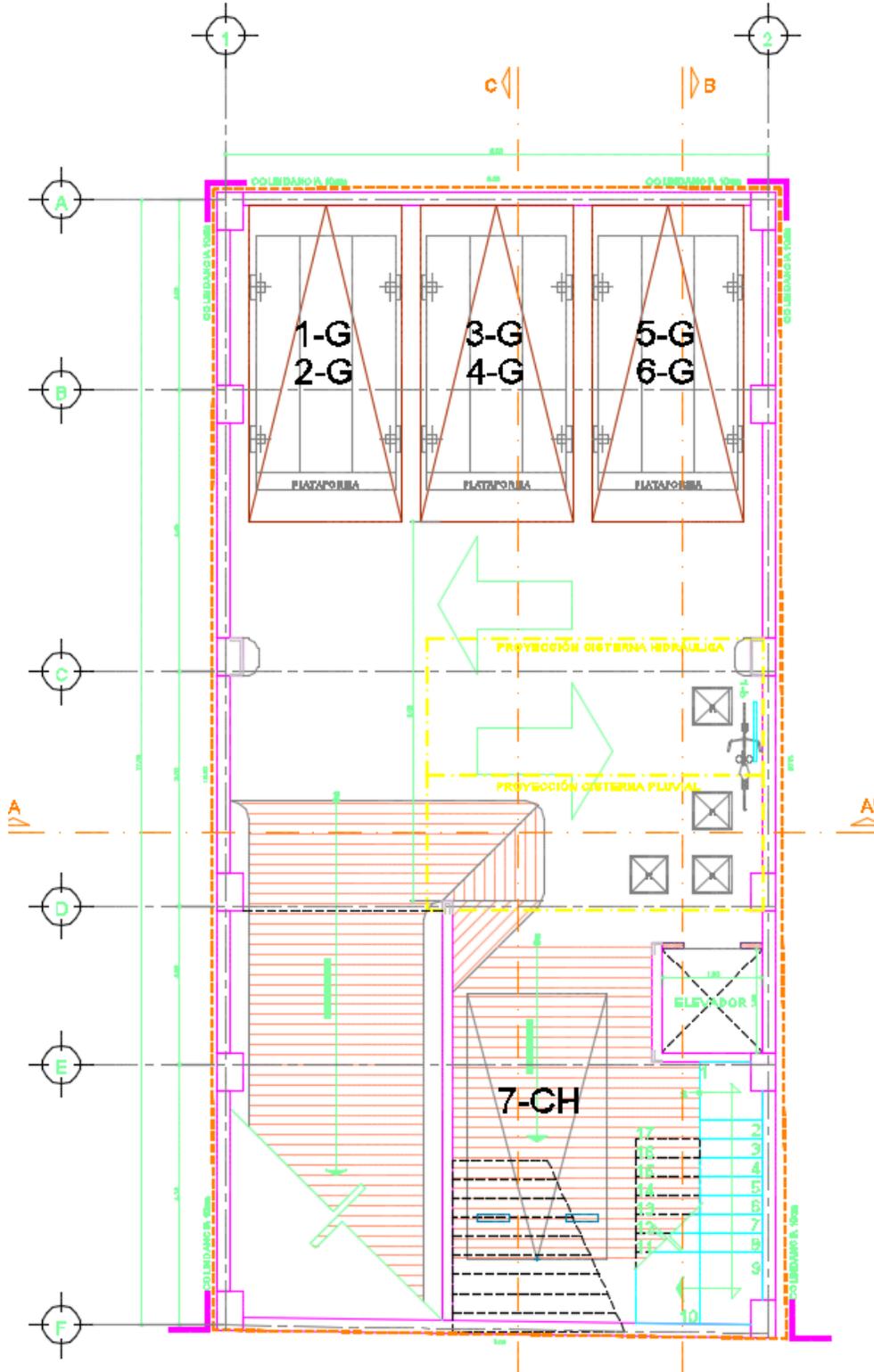


FIGURA 4.- PLANTA SEMISÓTANO

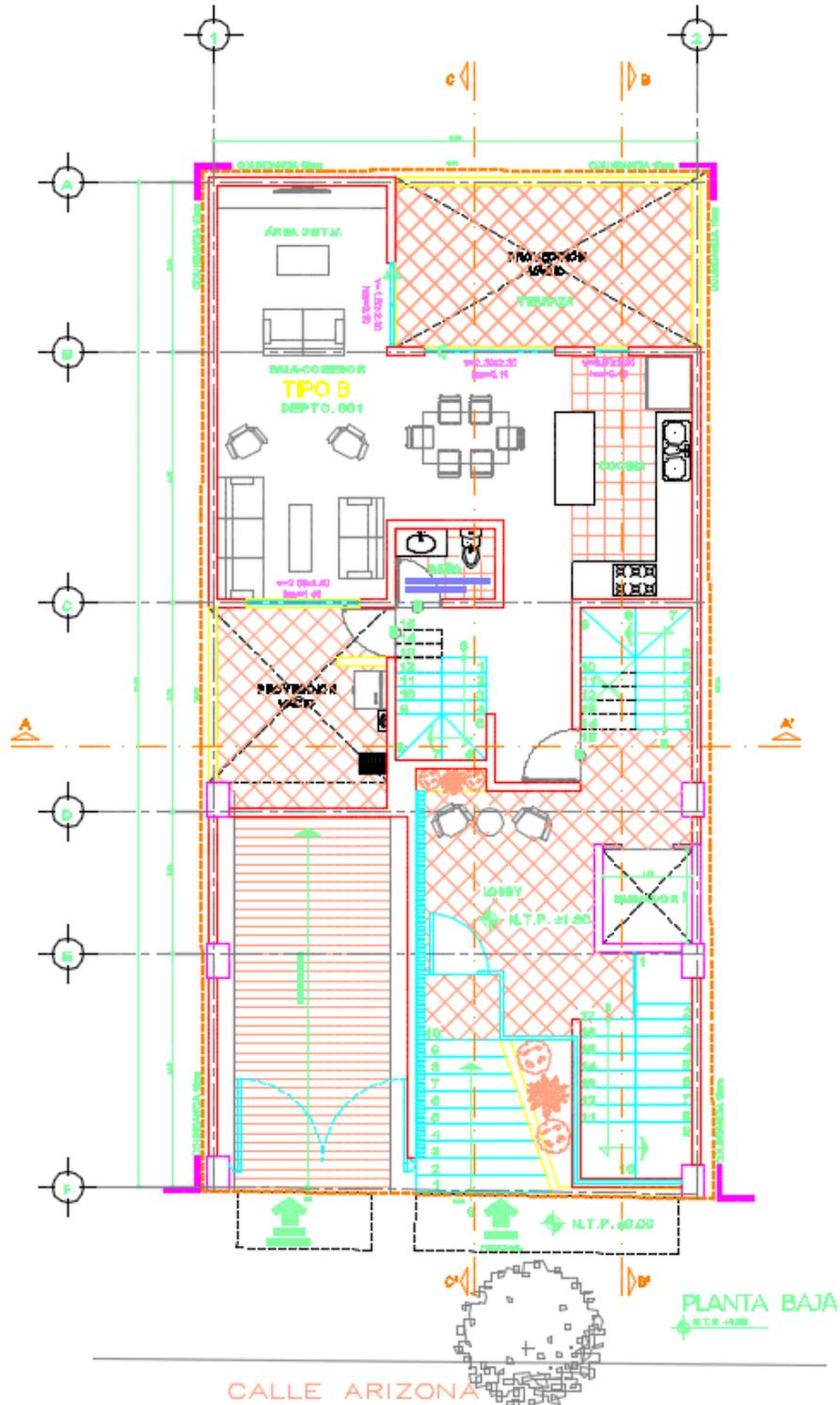


FIGURA 5.- PLANTA BAJA

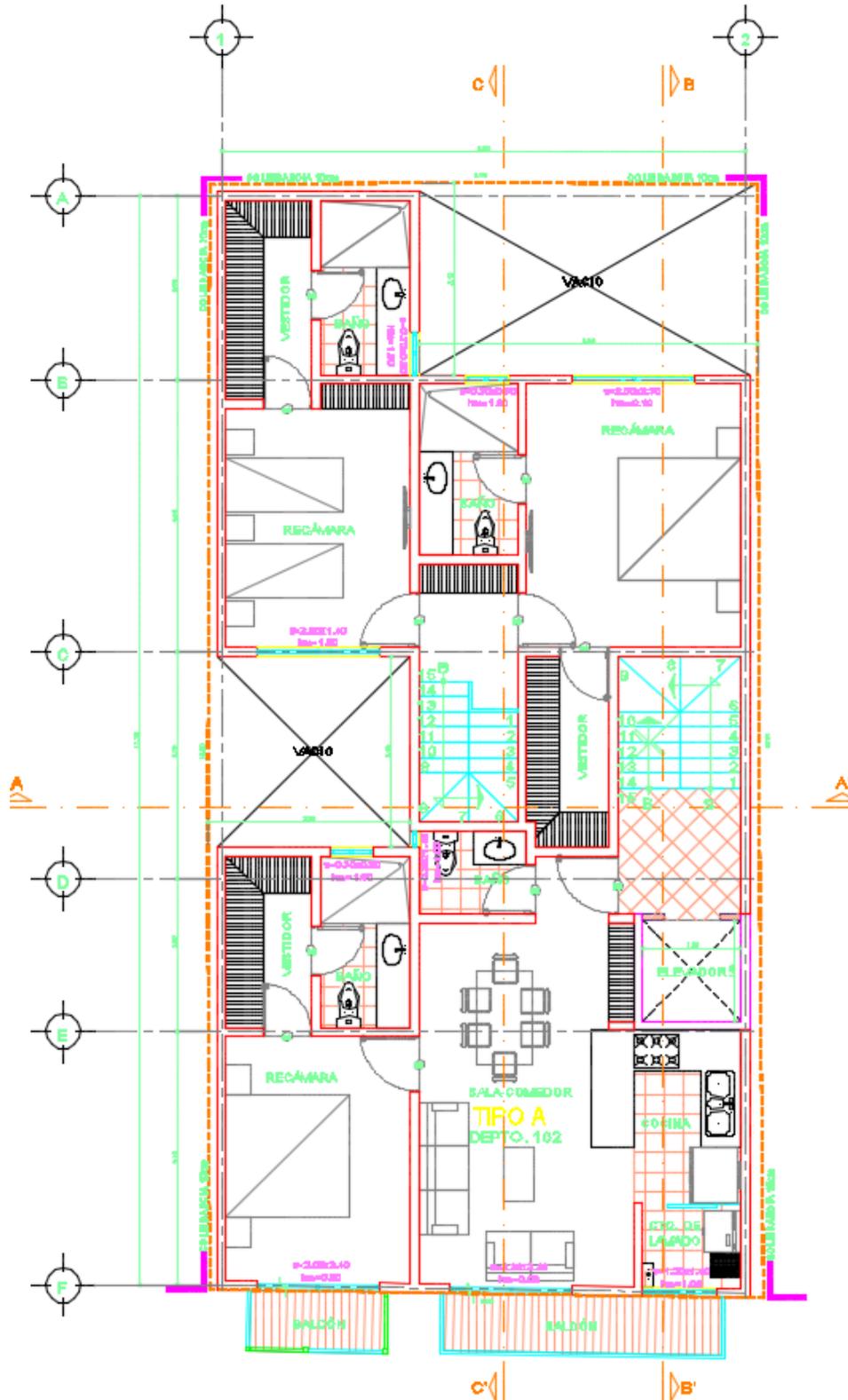


FIGURA 6.- PRIMER NIVEL

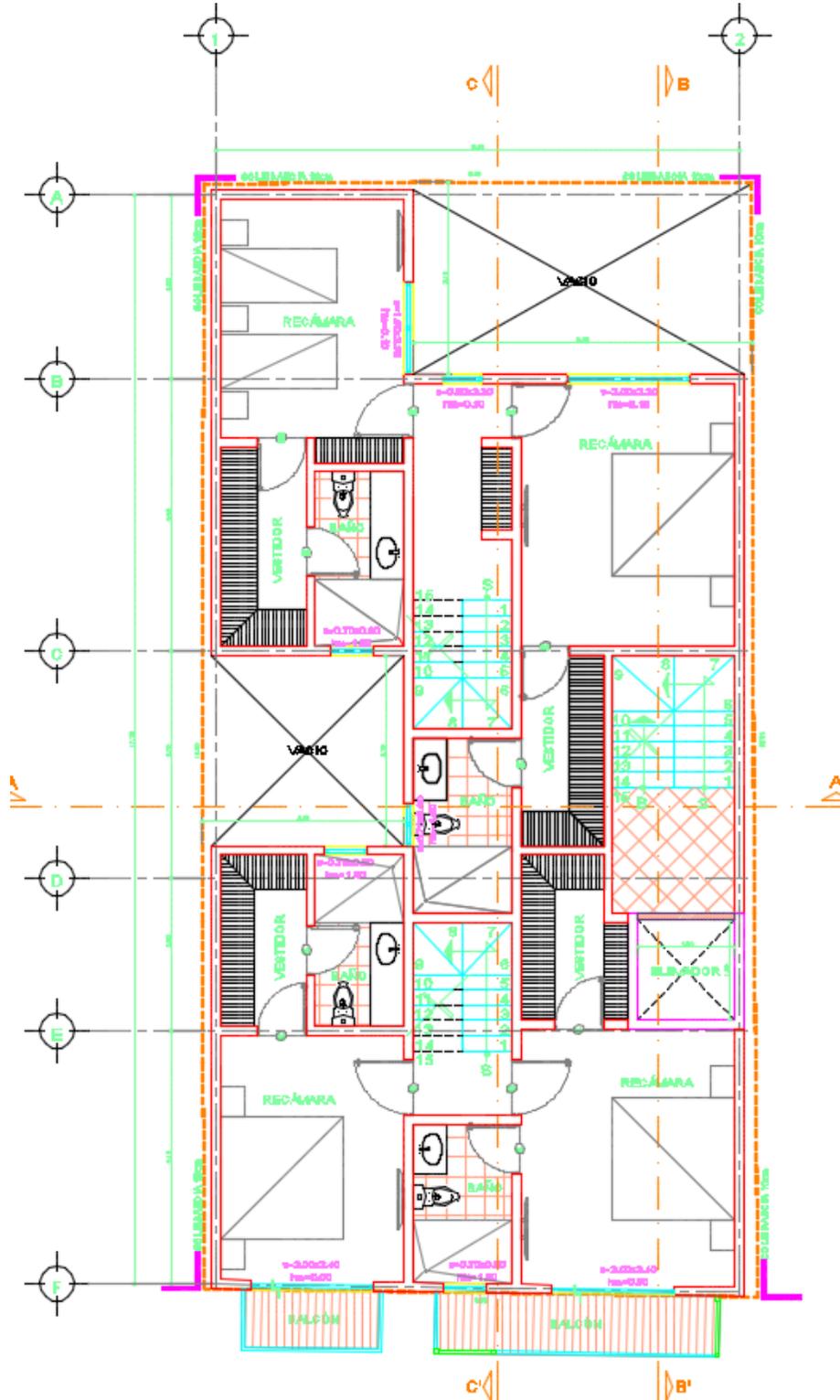


FIGURA 7.- SEGUNDO NIVEL

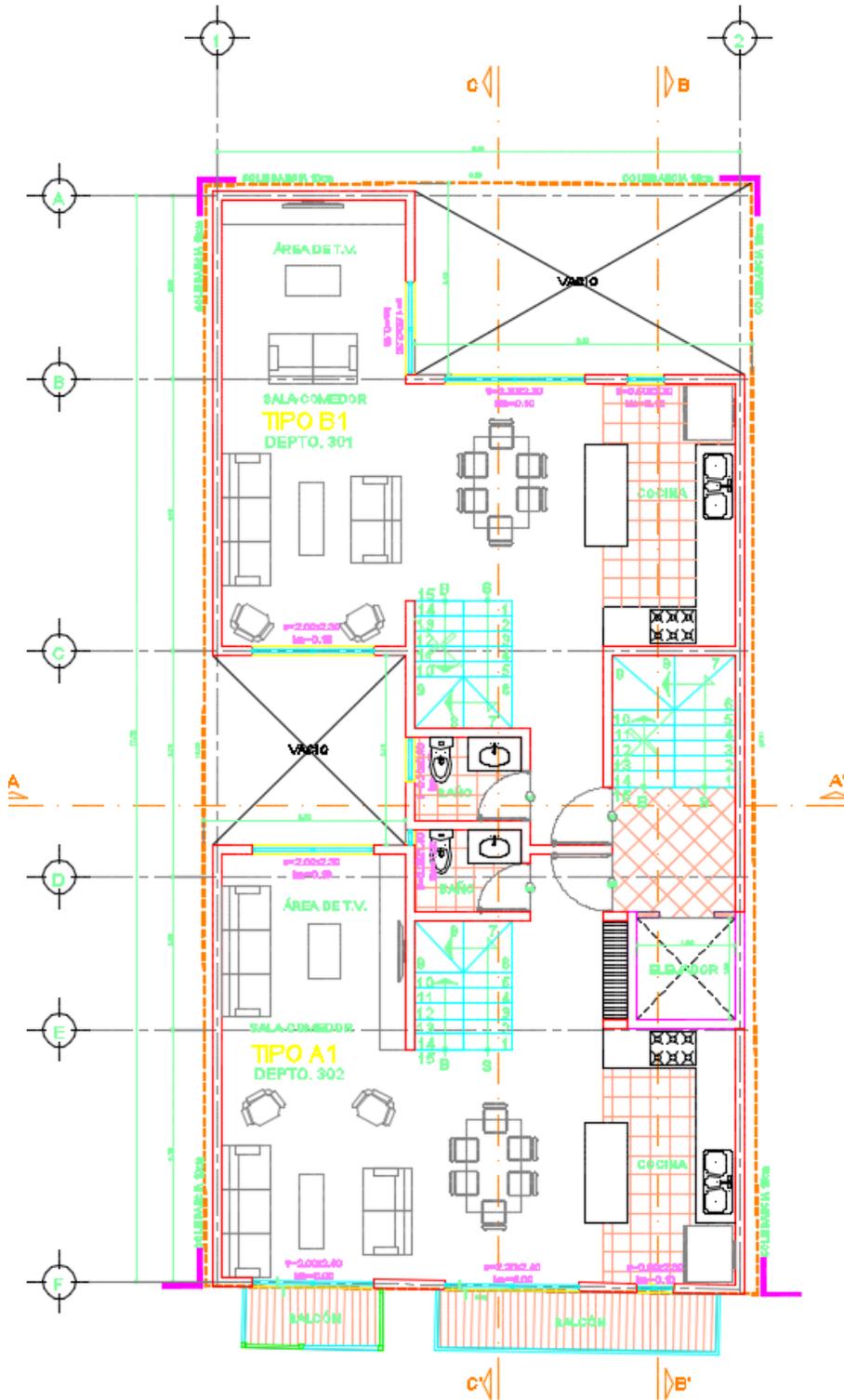


FIGURA 8.- TERCER NIVEL

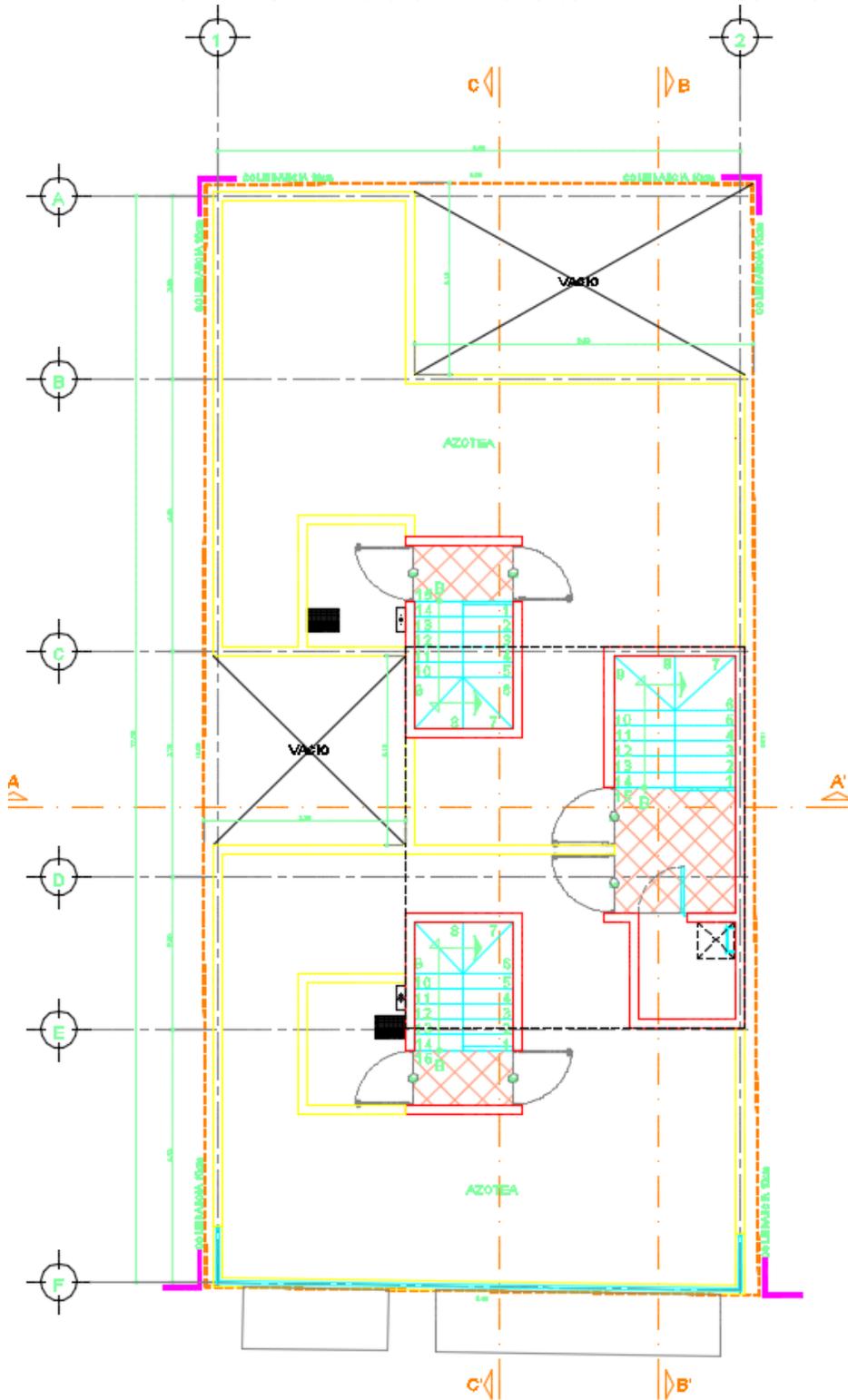


FIGURA 9.- PLANTA AZOTEA



FIGURA 10.- FACHADA

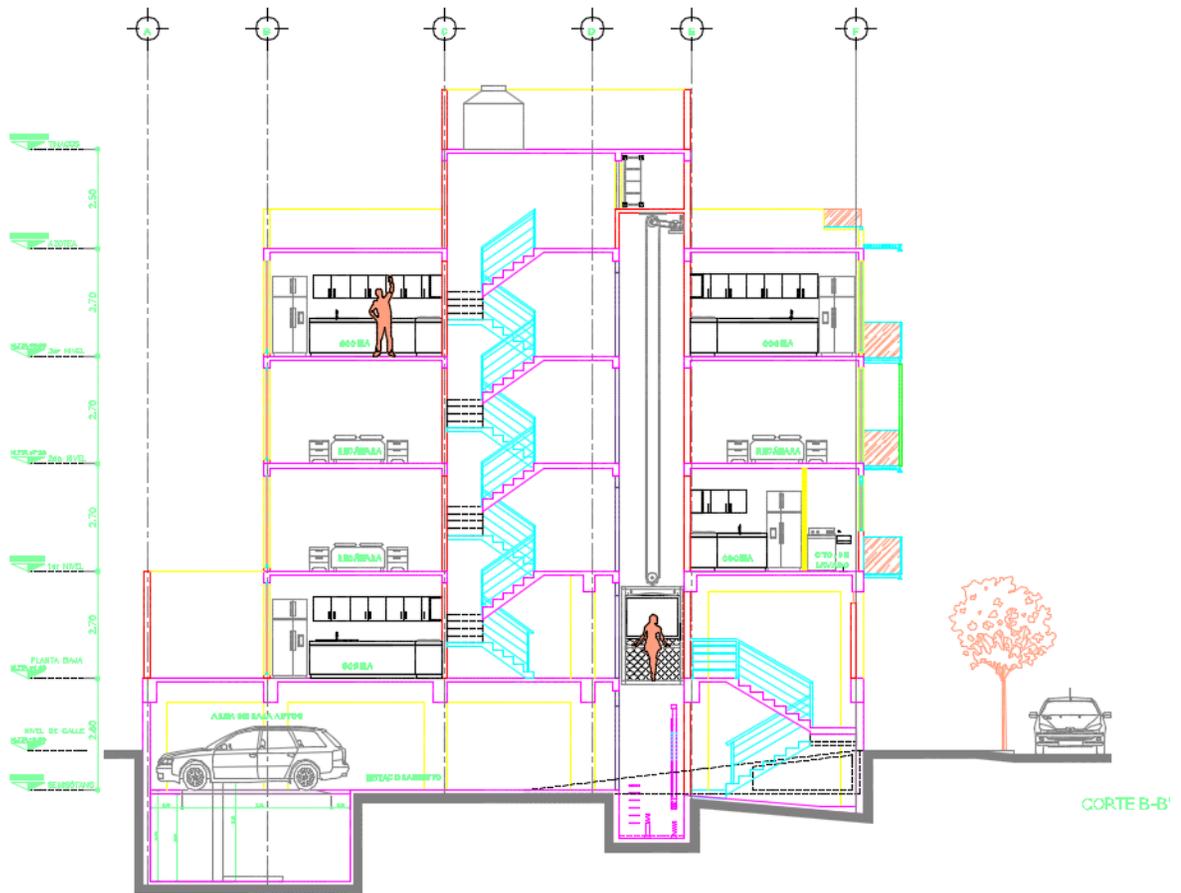


FIGURA 11.- CORTE ESQUEMÁTICO B-B'

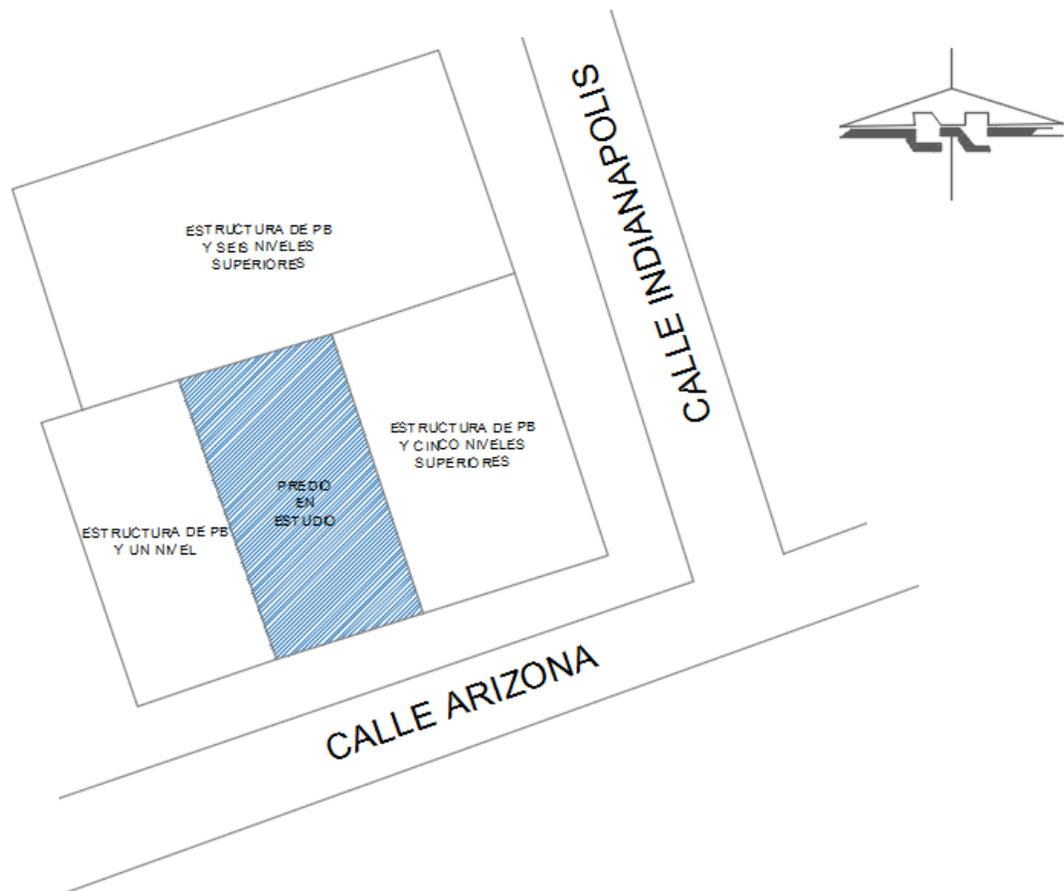


FIGURA 12.- COLINDANCIAS

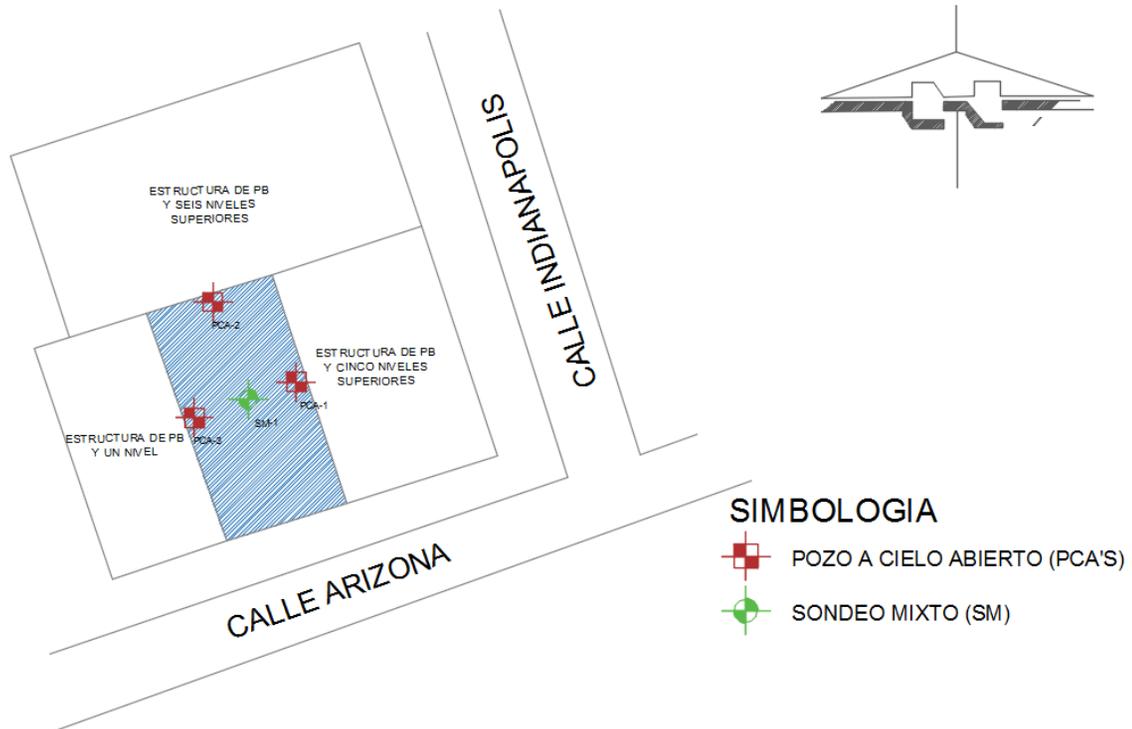


FIGURA 13. UBICACIÓN DE SONDEOS

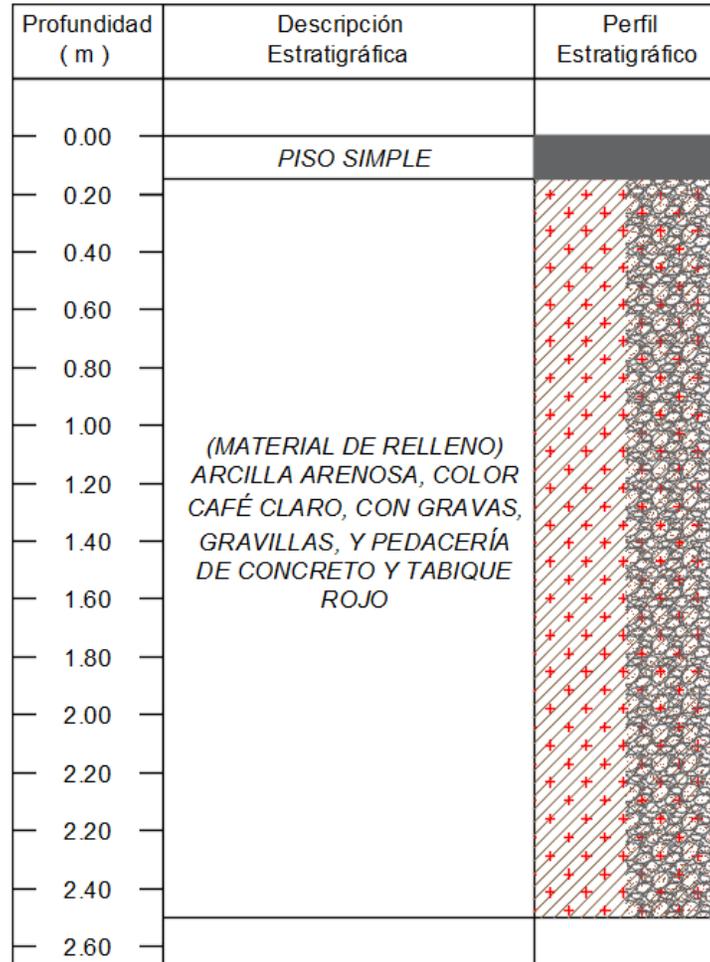


FIGURA 14. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-1

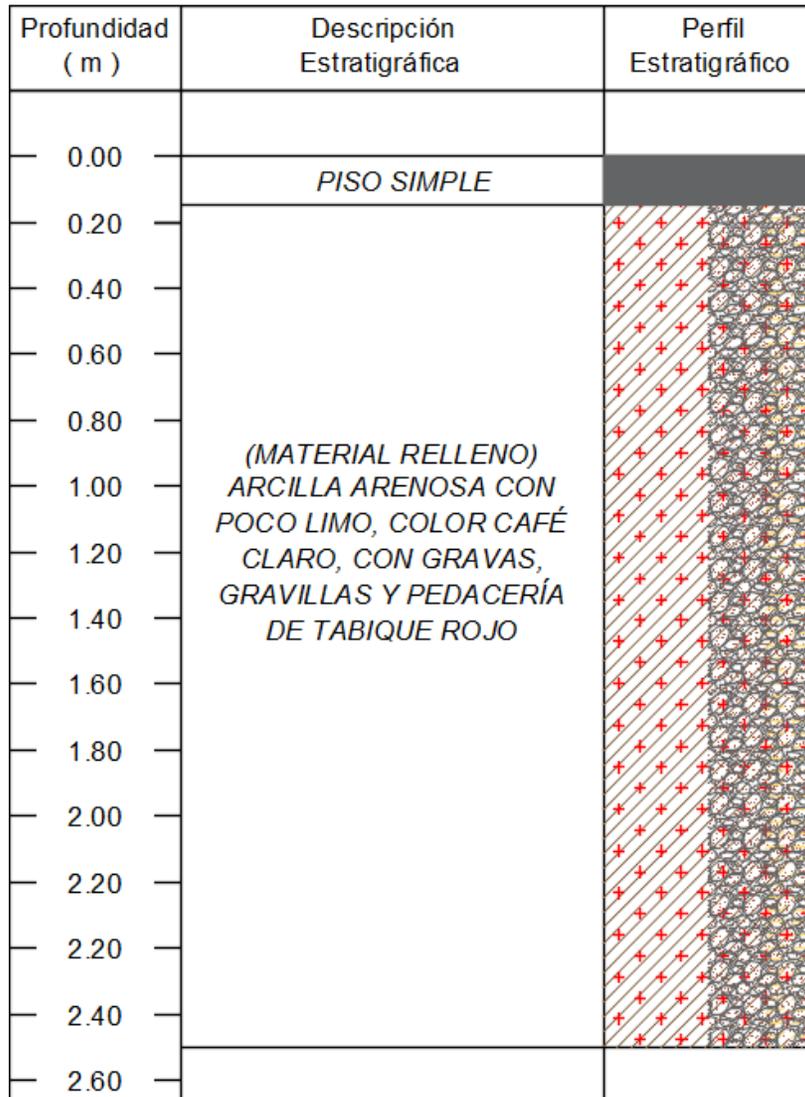


FIGURA 15. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-2

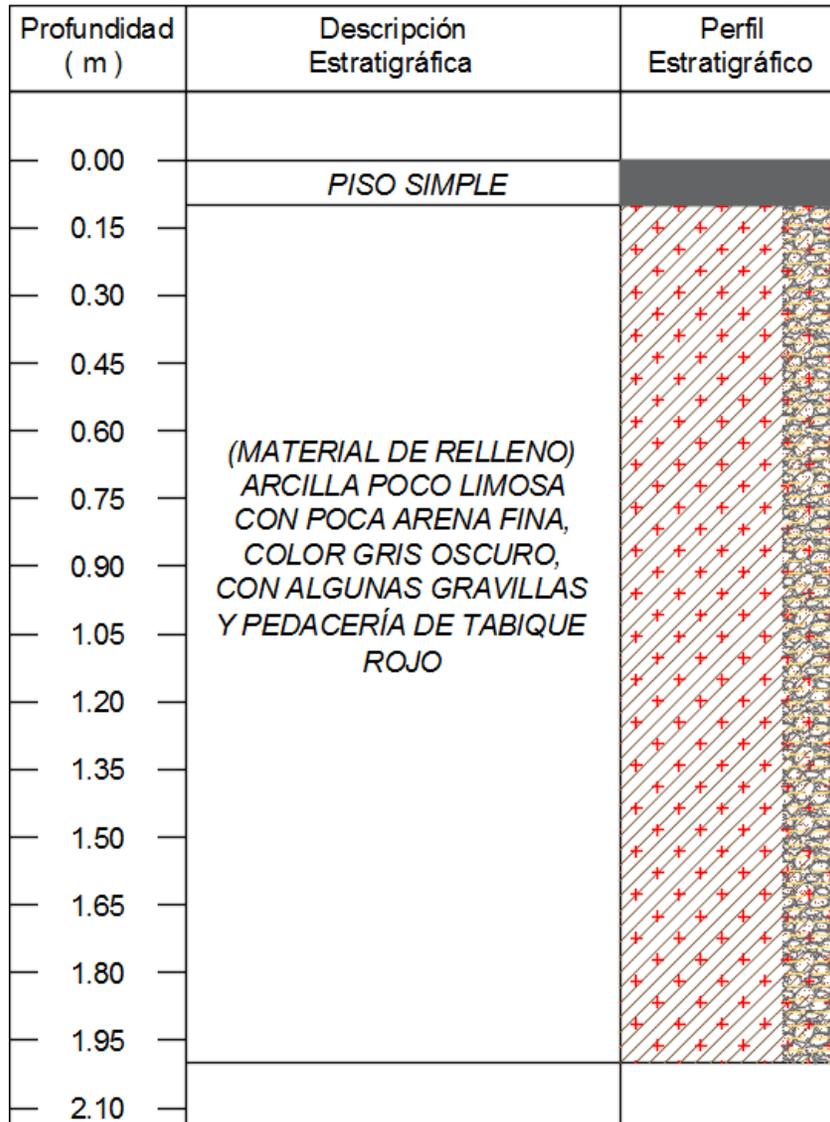


FIGURA 16. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-1

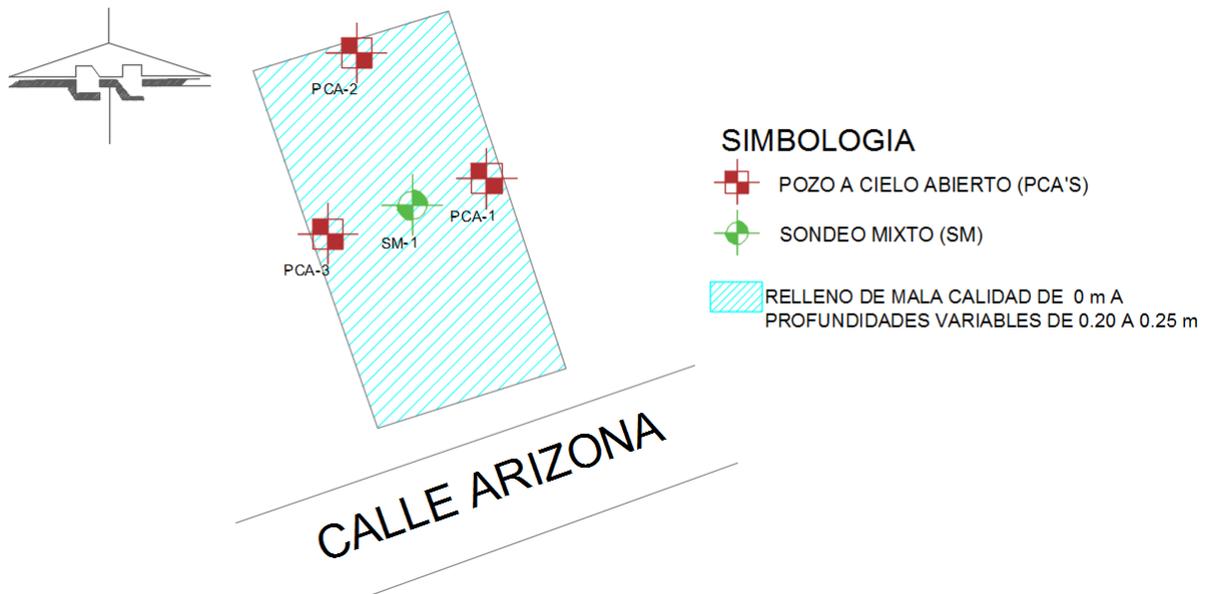


FIGURA 17. ZONIFICACIÓN DE RELLENOS

PROYECTO: ARIZONA #75		UBICACIÓN: COL. NAPOLES CDMX		PREFORADORA: M OYNO 316		LONG YEAR 34		BOMBA: M OYNO 316		HOJA 1	
SONDEO: SM-1		FECHA DE INICIO: 19-mar-19		FECHA DE TERMINACIÓN: 21-mar-19							
N.A.F.: NO SE DEBECTO											
Numero Muestra	Profundidad DE	No. De Golpes			Recuperación (%)	RQD (%)	Muestreo		DESCRIPCION		
		15 cm	30 cm	15 cm			(cm)	(%)		BT	Avance
1	0.00	0.10	AVANCE								Piso de concreto
2	0.70	0.70	3	2	28						Material de relleno
3	1.30	1.30	5	8	19						Material de relleno
4	1.90	1.90	4	3	14						Material de relleno arena gruesa
SM	2.50	2.50	6	10	24						Material de relleno con arena gruesa con tabique rojo
5	3.10	3.10	7	5	SR						Sin Recuperación de Muestra
6	3.70	3.70	6	10	8						Material de relleno Y Arena con gravas
7	4.30	4.30	9	16	22						P/S material de relleno P/I arcilla color café obscuro
8	4.60	4.60	SHELBY A	PRESSION Y ROTACION	25						Arena mdia con gravillas color gris claro (material de relleno) ambos lados
9	4.90	4.90	14	50/15	27						Arena media con gravas empaçadas (material de relleno)
10	5.20	5.20	AVANCE								Avance con Broca Triconica
11	5.80	5.80	11	36	37						Arena media con gravillas color café obscuro
12	6.40	6.40	6	7	35						P/S arcilla arenosa color café oscuro P/I arcilla con gravillas color café bsuro
13	7.00	7.00	3	4	23						Arena arcillosa color negruzca
14	7.60	7.60	1	3	28						Arcilla color gris obscuro
15	8.20	8.20	3	7	4						Arcilla negruzca con material vegetal
SM	8.80	8.80	1	11	7						Arcilla negruzca poco arenosa
16	9.40	9.40	5	8	23						Arcilla negruzca poco arenosa
SM	10.30	10.30	SHELBY A	PRESSION	SR						Sin Recuperación de Muestra
SM	10.90	10.90	6	27	10						P/S Arcilla color negruzca con lete de arena fina café claro P/I Arcilla con material organico
17	11.80	11.80	SHELBY A	PRESSION Y ROTACION	SR						Sin Recuperación de Muestra
18	12.40	12.40	3	7	5						Arcilla color café obscuro con lente de arena fina color gris claro
19	13.00	13.00	2	12	10						Arcilla color gris verdoso
20	13.90	13.90	SHELBY A	PRESSION Y ROTACION	48						P/S arena fina color gris claro P/I arcilla color gris verdoso
21	14.50	14.50	5	8	17						Arcilla arenosa color café obscuro
22	15.10	15.10	7	20	12						P/S arcilla con varios P/I arena fina color negruzca
23	15.70	15.70	6	11	10						Arcilla con varios tonos con lente de arena color negruzca
24	16.30	16.30	10	18	10						P/S arcilla color café obscuro P/I arena arcillosa color gris verdoso
25	16.90	16.90	7	16	5						Arcilla color café obscuro
	17.16	17.16	35	50/11	23						P/I grava en zapata P/S arena limosa color gris verdoso
26	17.50	17.50	AVANCE								Avance con Broca Triconica
	17.95	17.95	19	50/30	24						P/S arena limosa color gris verdoso P/I arcilla limosa con gravillas color café obscuro
27	18.10	18.10	AVANCE								Avance con Broca Triconica
			40	50/19	20						Arena poco arcillosa poco limosa color gris verdoso con gravillas

FIGURA 18. REGISTROS DE CAMPO (PARTE 1)

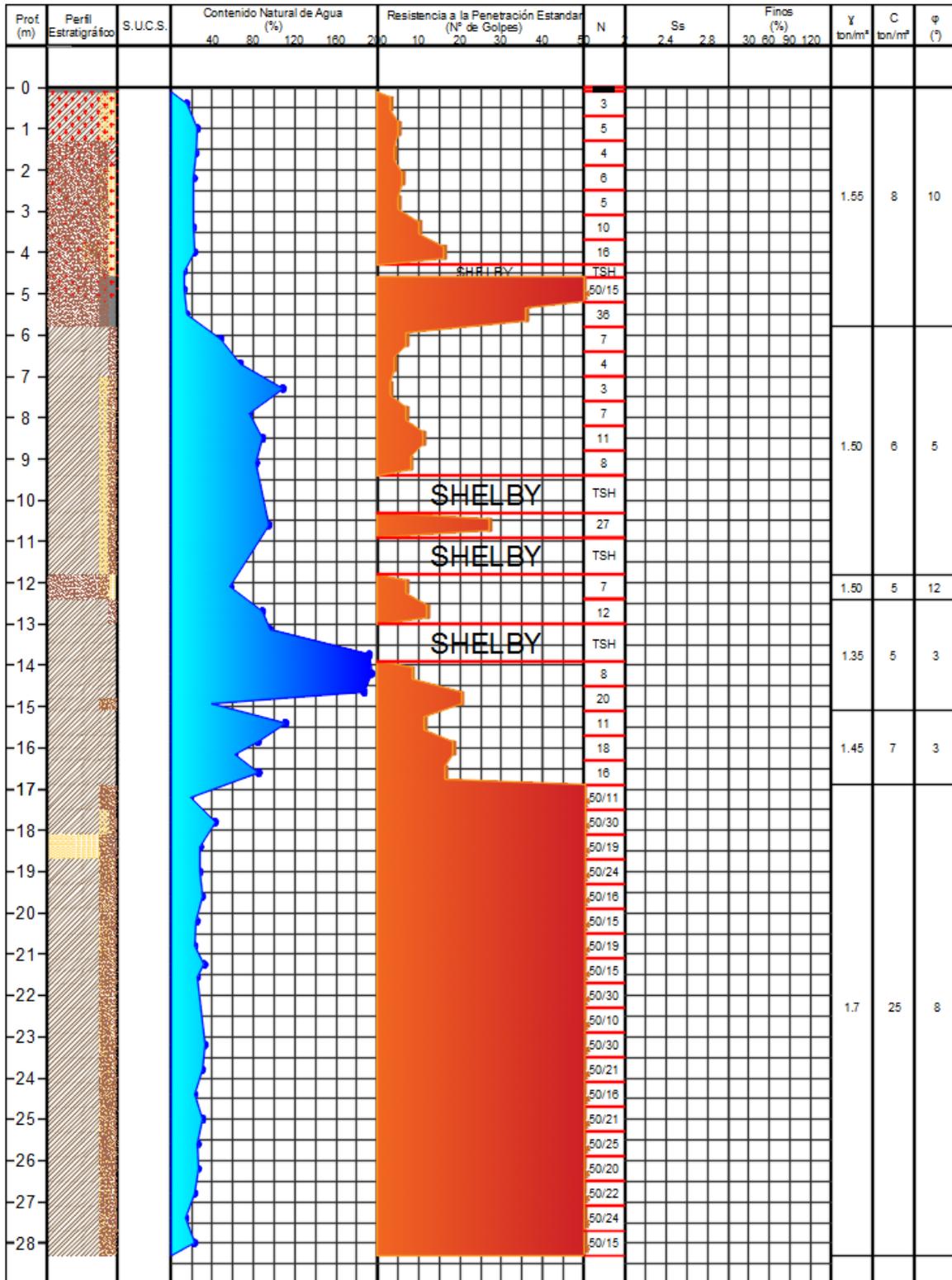


FIGURA 19. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO REALIZADO SM-1

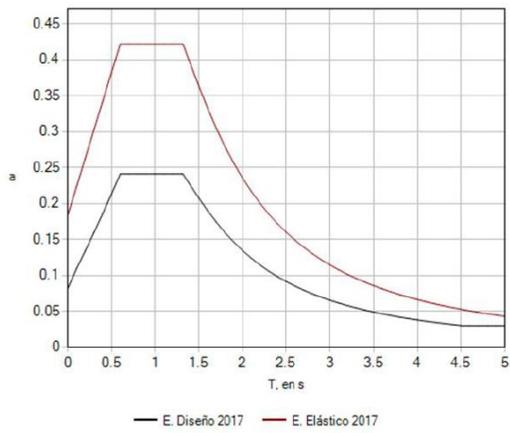


Figura 1. Espectro de diseño

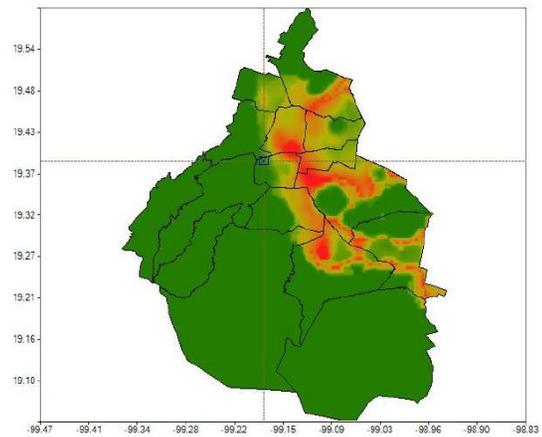


Figura 2. Mapa de localización

FIGURA 21.- ESPECTRO SÍSMICO PARA EL DISEÑO DE ACUERDO AL SASID

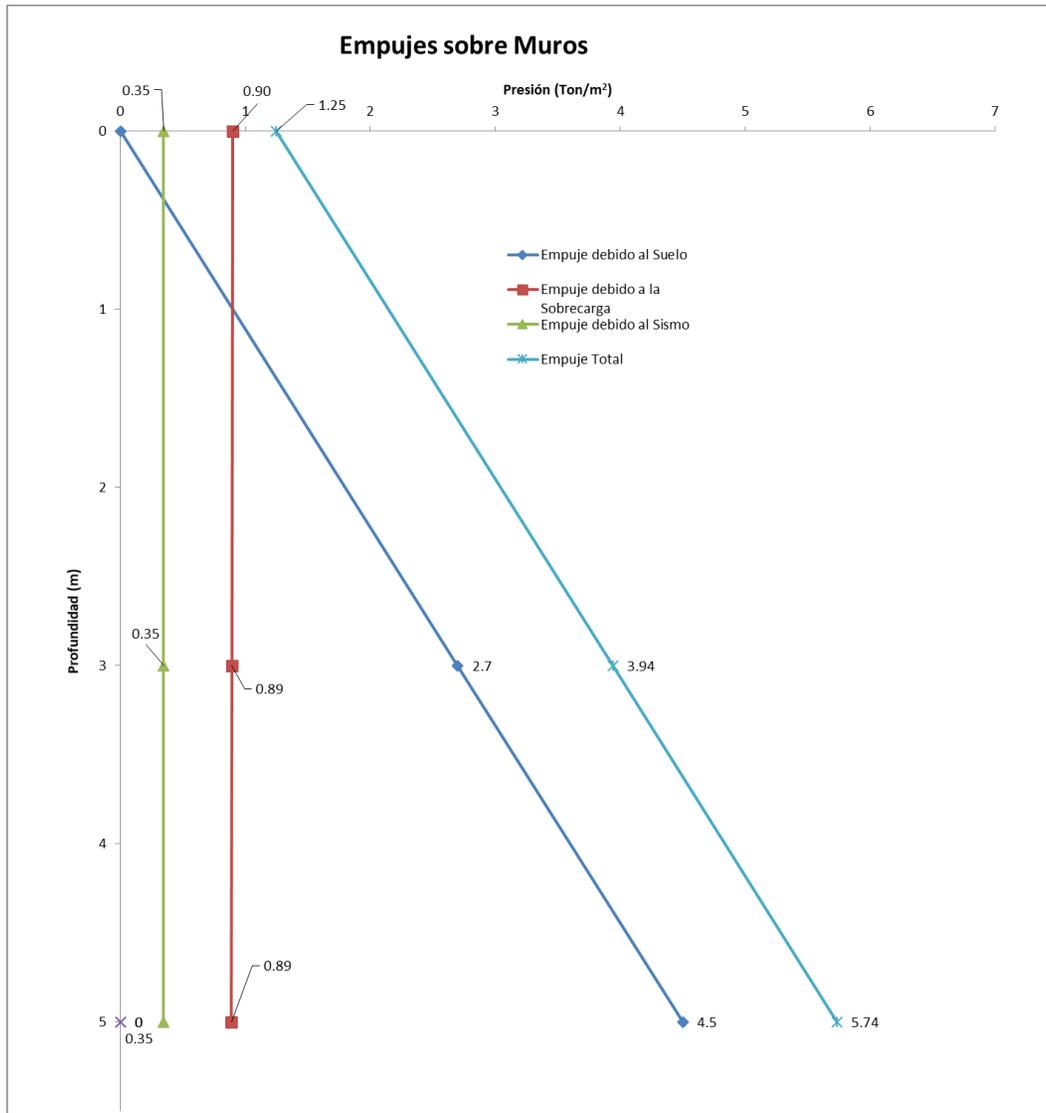


FIGURA 22.- EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS 3TON/M²

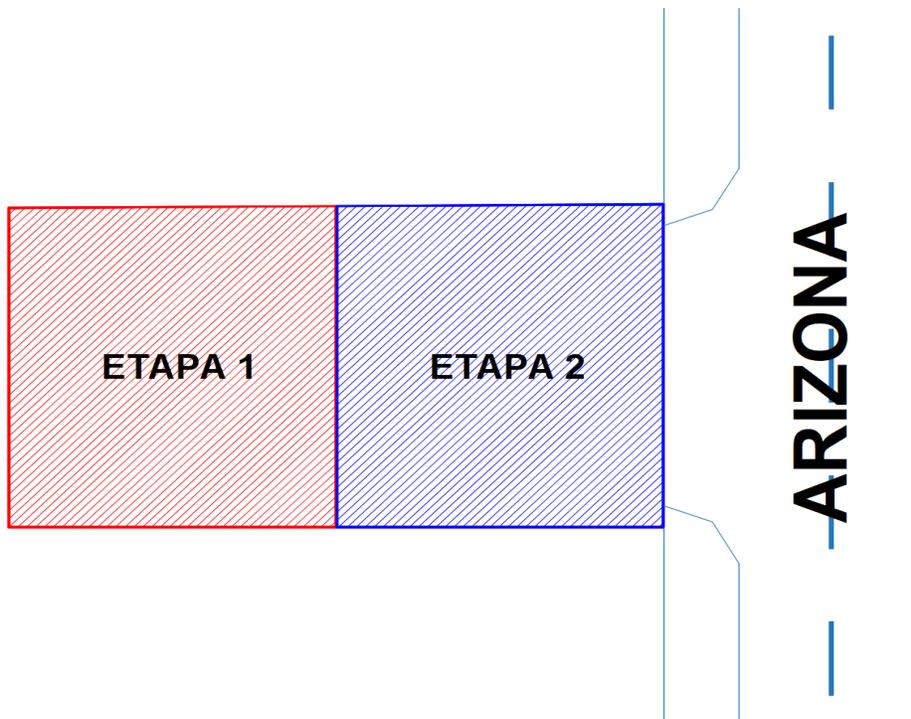
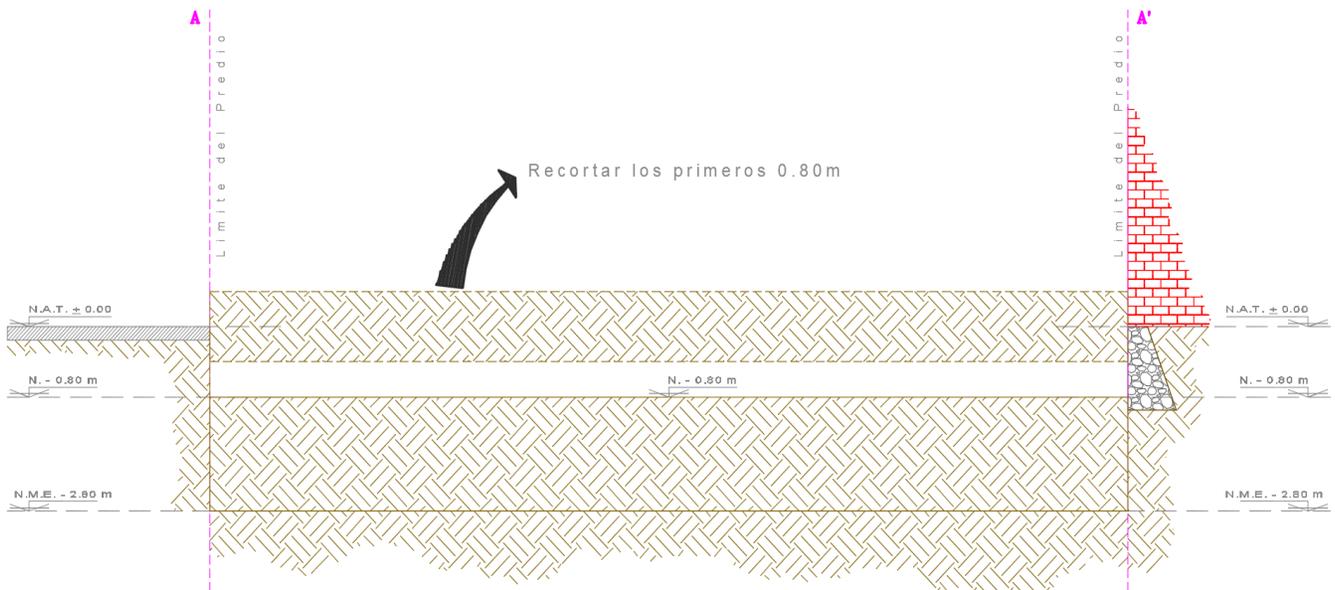
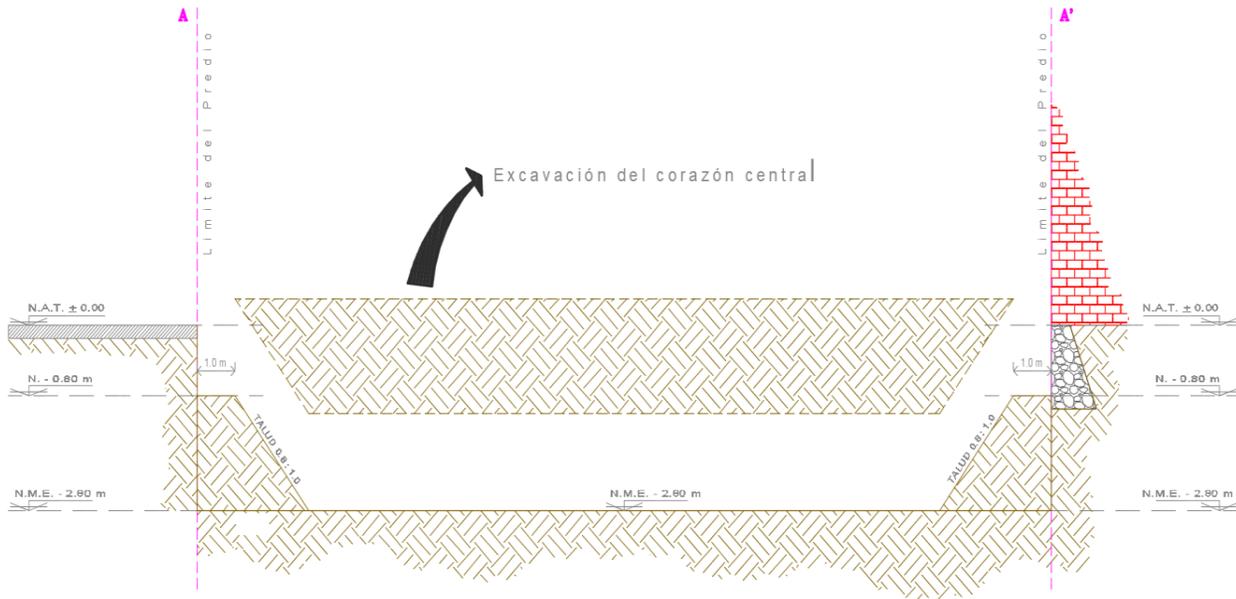


FIGURA 23.- ETAPAS DE EXCAVACION



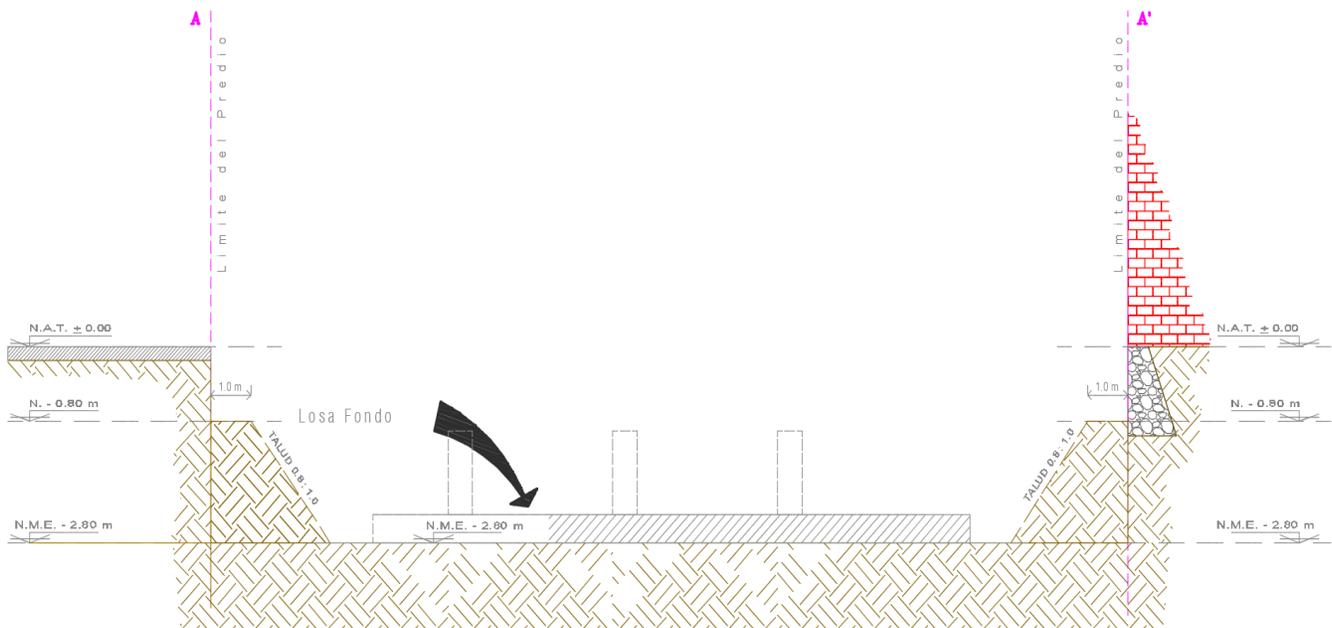
Paso 1. Se realizara una excavación inicial de 0.80m de profundidad en toda el área del predio.

FIGURA 24.- DESPALME INICIAL DE 0.80 m



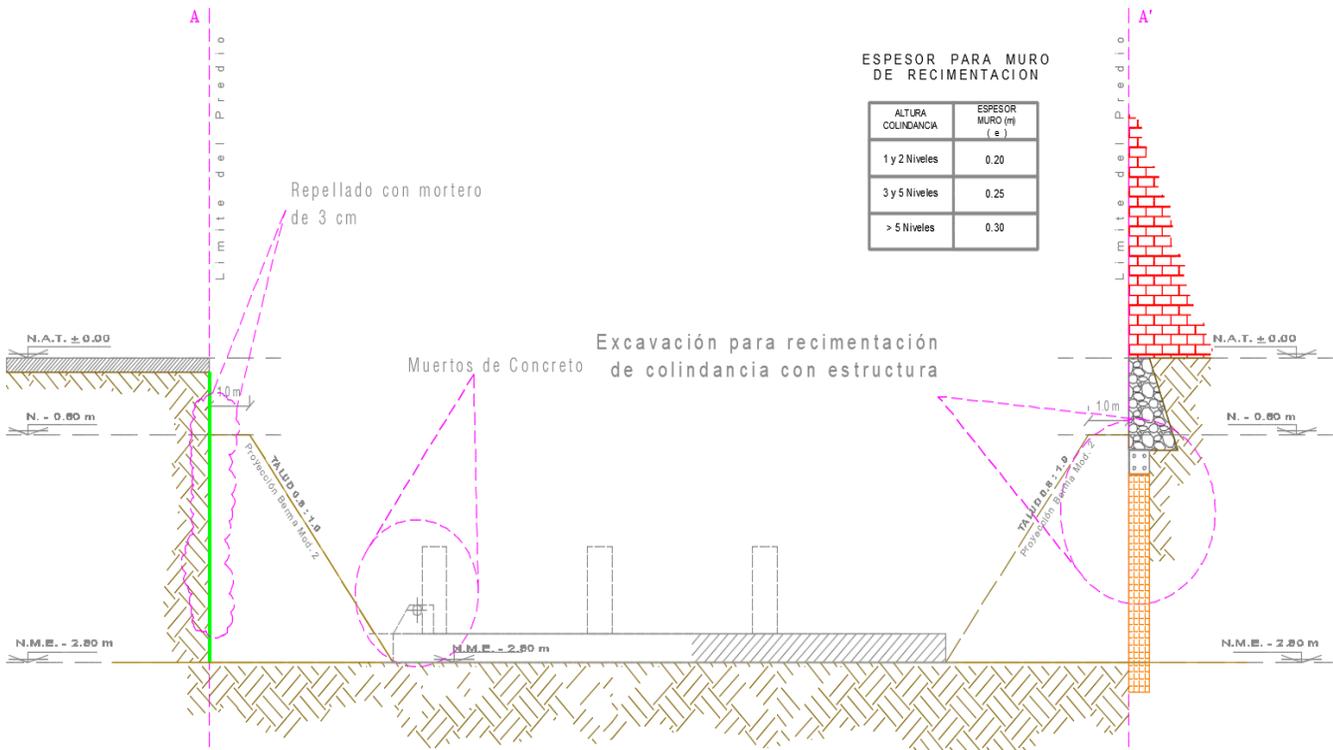
Paso 2. Se excavara el corazón central en dos etapas para dejar una banqueta de 1.00 m de ancho y un talud perimetral 0.8:1.0 (Horizontal:Vertical), hasta llegar al nivel de máxima excavación (-2.80 m).

FIGURA 25.- EXCAVACIÓN CENTRAL



Paso 3. Realizada la excavación del corazón central hasta llegar al nivel de máxima excavación, se procederá a construir la losa fondo con celdas de cimentación para iniciar la construcción del cajón de cimentación.

FIGURA 26.- COLOCACIÓN DE LOSA FONDO



Paso 4. Se realizara la excavación de los módulos correspondientes, de acuerdo a la secuencia indicada en la figura 22, para poder construir el muro de recimentación con el espesor indicado en la tabla adjunta. El empotramiento mínimo que debe tener el murete de recimentación será de 0.25 m por debajo del nivel de máxima excavación.

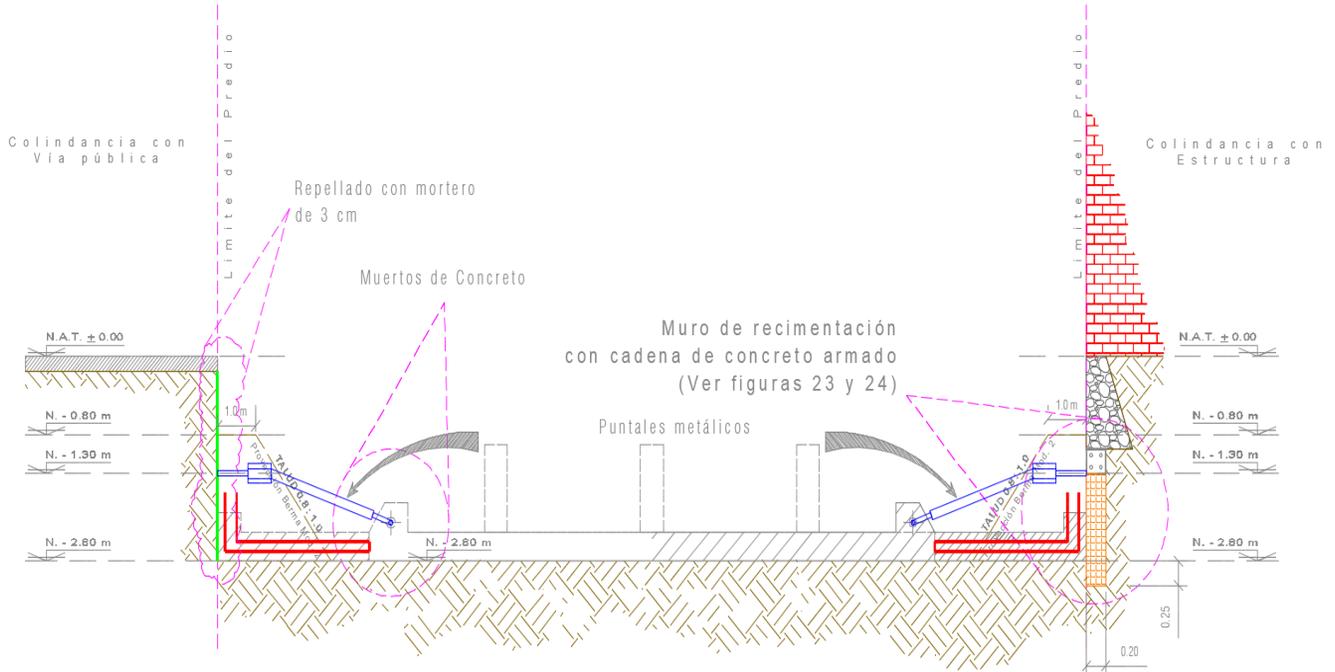
En las colindancias donde se tenga vía pública, se aplicara un repellado con mortero de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla de tipo gallinero anclada al talud.

También se coloran mueritos de concreto en los extremos de la losa para colocar el sistema de troquelamiento propuesto en la Mecánica de Suelos.

FIGURA 27.- CONSTRUCCIÓN DE LA ZONA CENTRAL Y RETIRO DE BERMA PERIMETRAL POR MÓDULOS

4	3	2	1	3	2	1	3	2	3	1	2	3	4	
3	ETAPA 1						ETAPA 2						3	
2	ETAPA 1						ETAPA 2						2	
3	ETAPA 1						ETAPA 2						3	
4	3	2	1	3	2	1	3	2	3	1	2	3	4	

FIGURA 28.- MODULACIÓN Y RETIRO DE BERMAS



Paso 5. Una vez realizado el repellado en colindancias con vía pública y construido el muro de recimentación en colindancias donde exista estructura, se procederá a colocar los troqueles y a continuar con la construcción de la losa.

FIGURA 29.- TROQUELAMIENTO

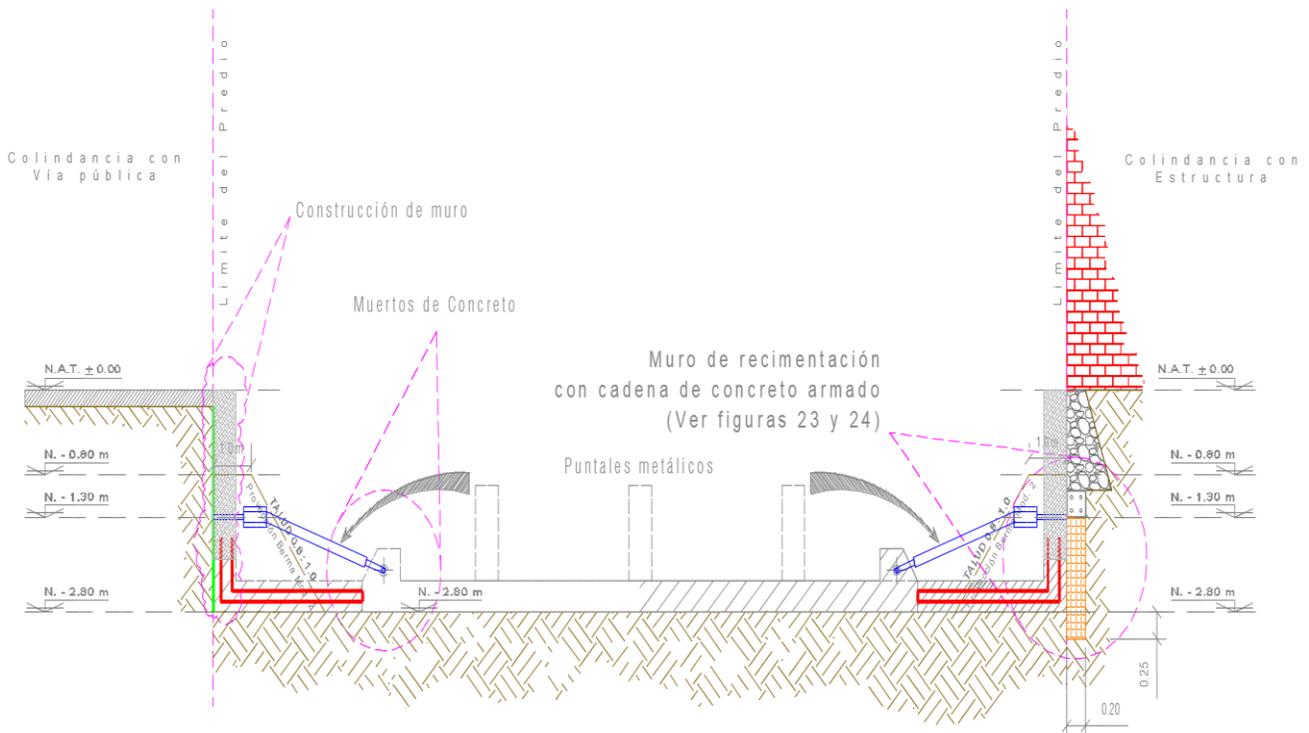
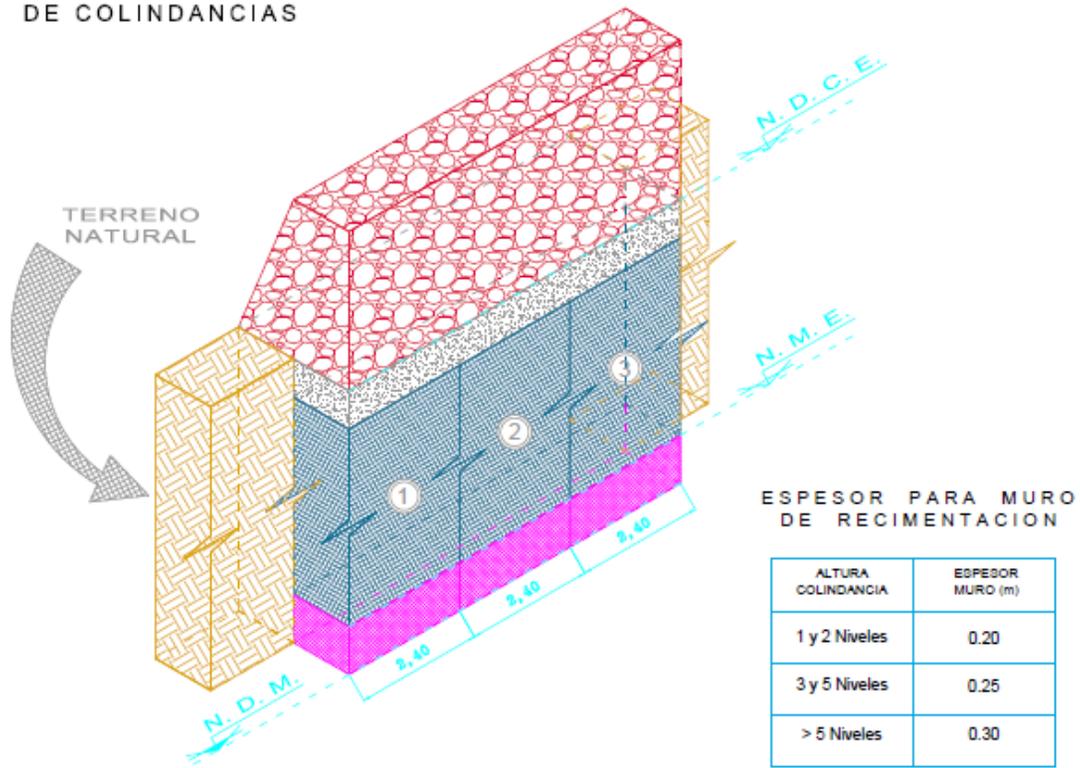


FIGURA 30.- RECIMENTACION CON MURETES

MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS



COLINDANCIAS MAYORES A DOS NIVELES

-  EMPOTRAMIENTO DE MURETE
-  MURETE DE CONCRETO ARMADO QUE DEPENDERA DE LA ALTURA DE LA COLINDANCIA
-  CADENA DE CONCRETO ARMADO CON 4 VARILLAS DE 1/2" Y ESTRIBOS @ 15 CM
-  CIMENTACIÓN EXISTENTE DE LAS COLINDANCIAS

N.D.C.E.: NIVEL DE DESPLANTE DE LA CIMENTACION EXISTENTE

N.M.E.: NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION

N.D.M.: NIVEL DE DESPLANTE DE MURETE COLADO 20 CM POR DEBAJO DEL N M E.

FIGURA 31.- MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS

**MURO DE RECIMENTACION
DE COLINDANCIAS**

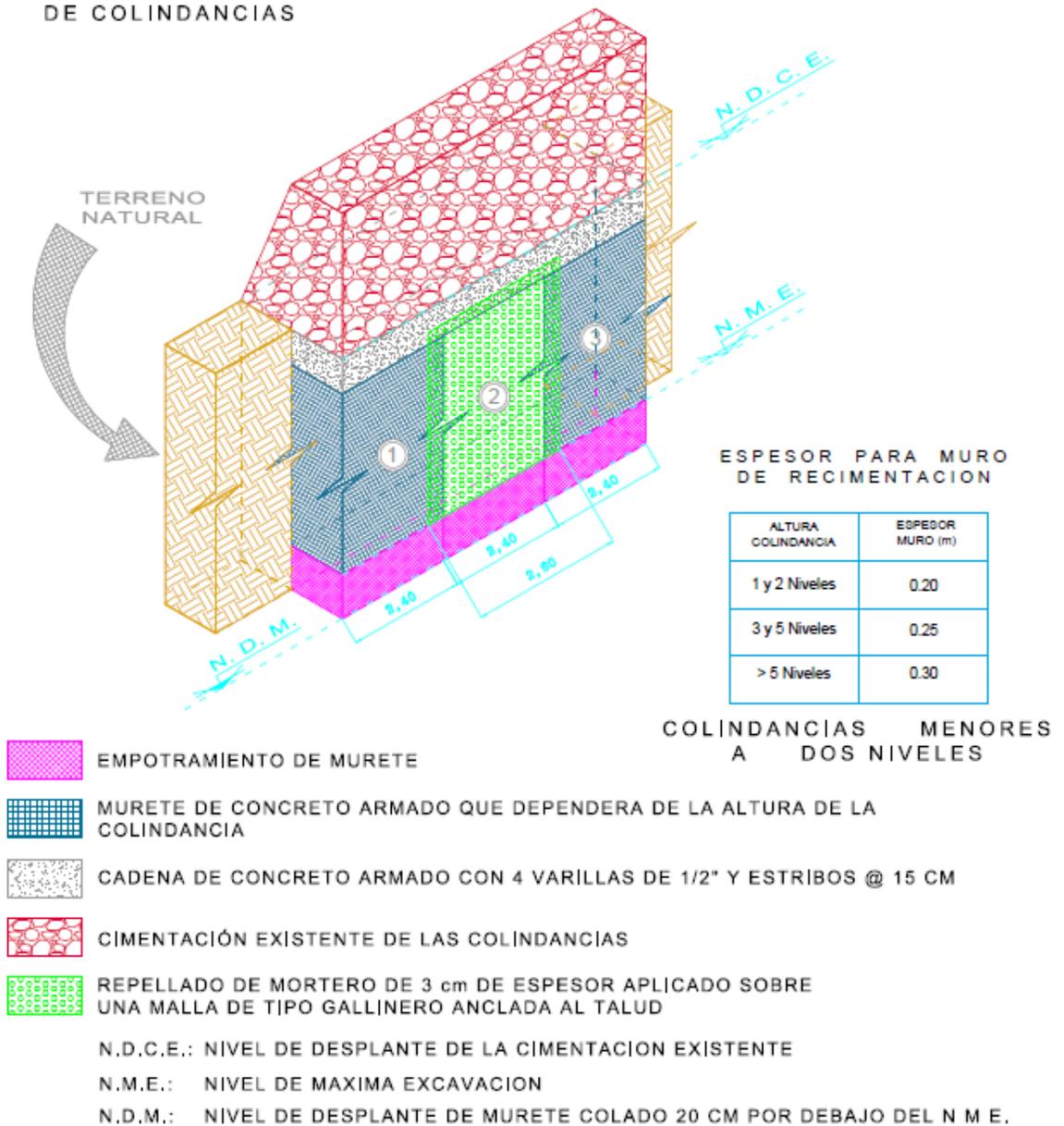


FIGURA 32.- MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS CON REPELLADO

ANEXO I

REPORTE FOTOGRÁFICO



EXPLORACIÓN DE CAMPO

EXPLORACIÓN DE CAMPO



EXPLORACIÓN DE CAMPO



EXPLORACIÓN DE CAMPO



EXPLORACIÓN DE CAMPO









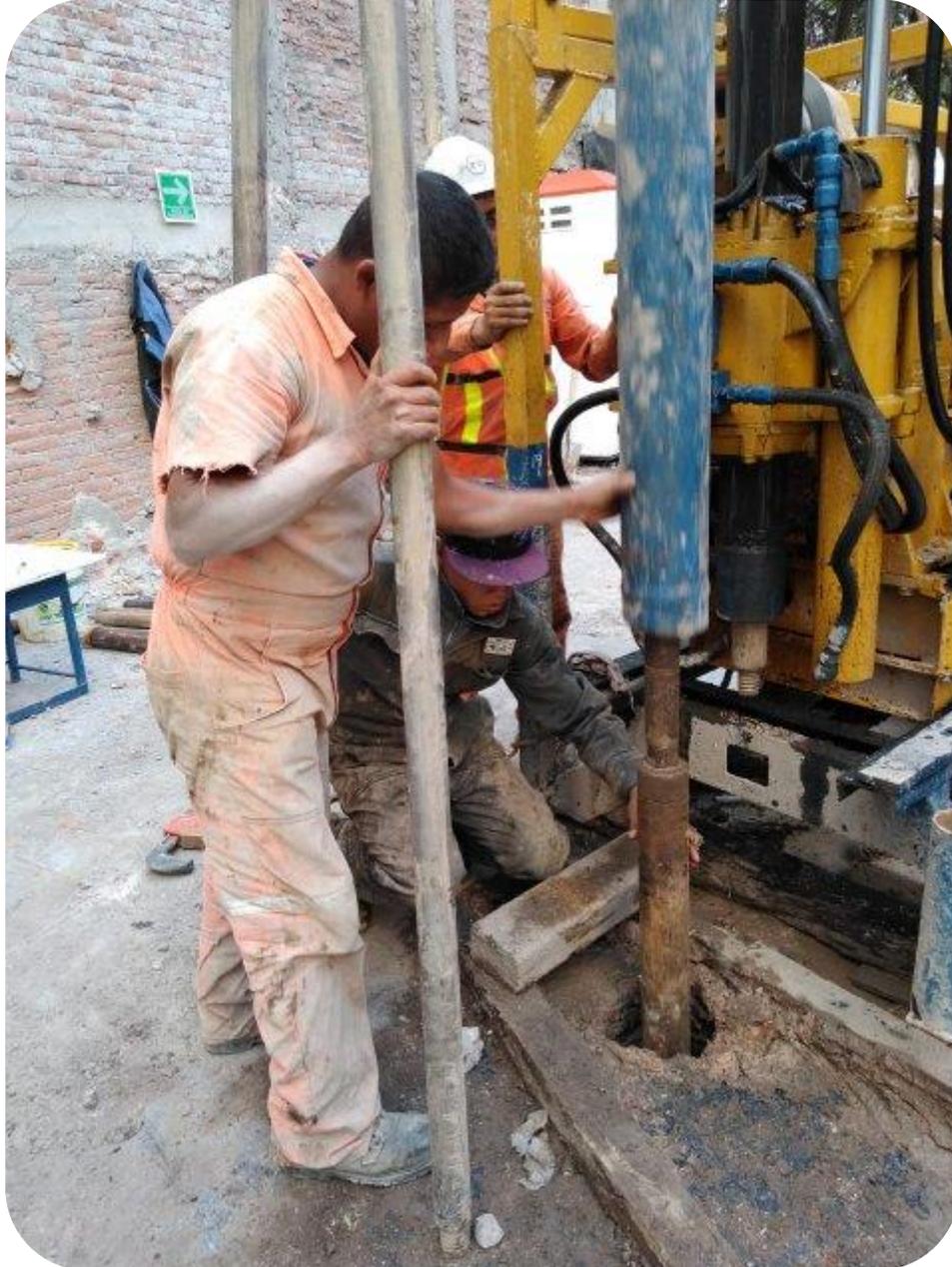






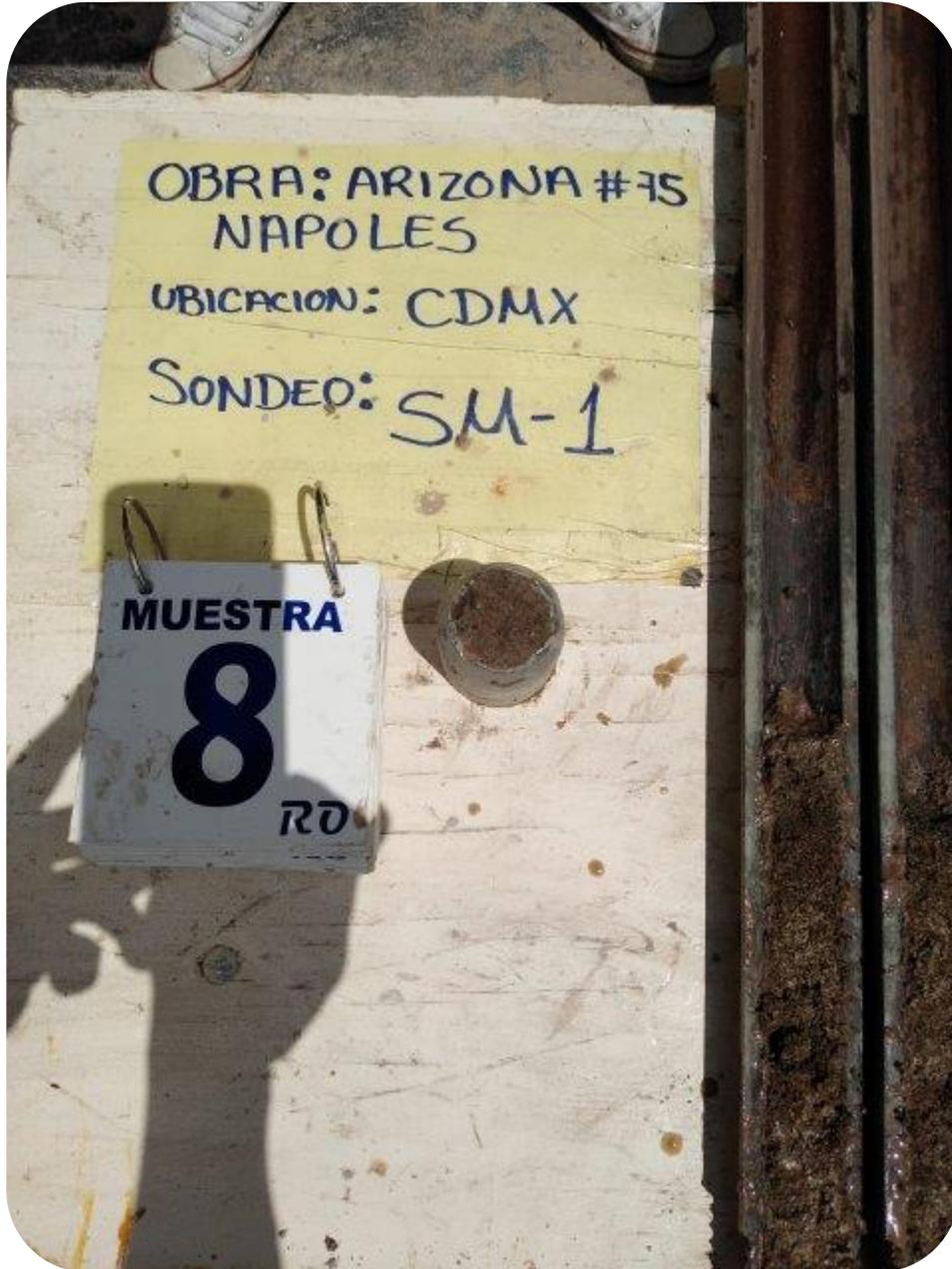






















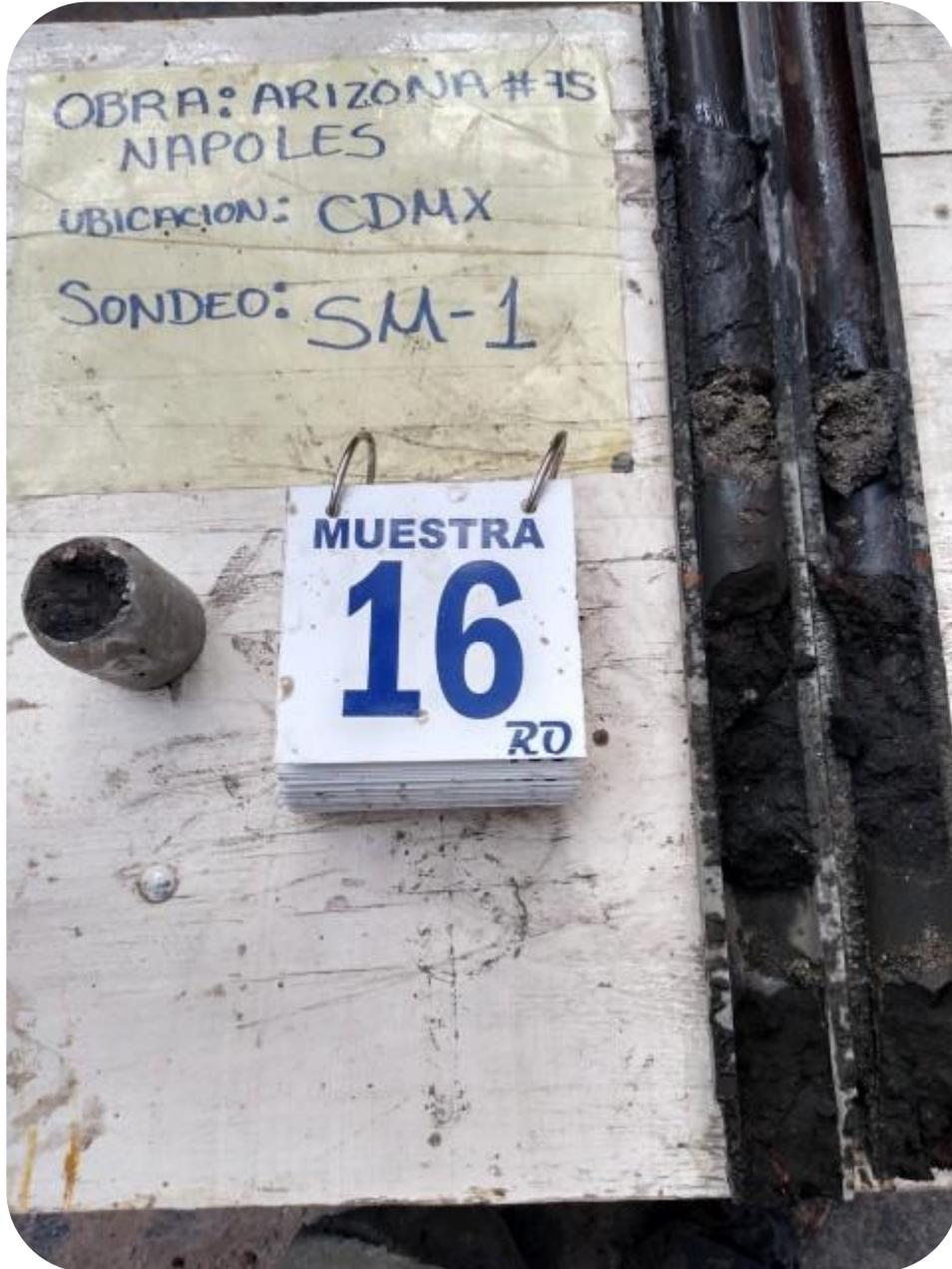
































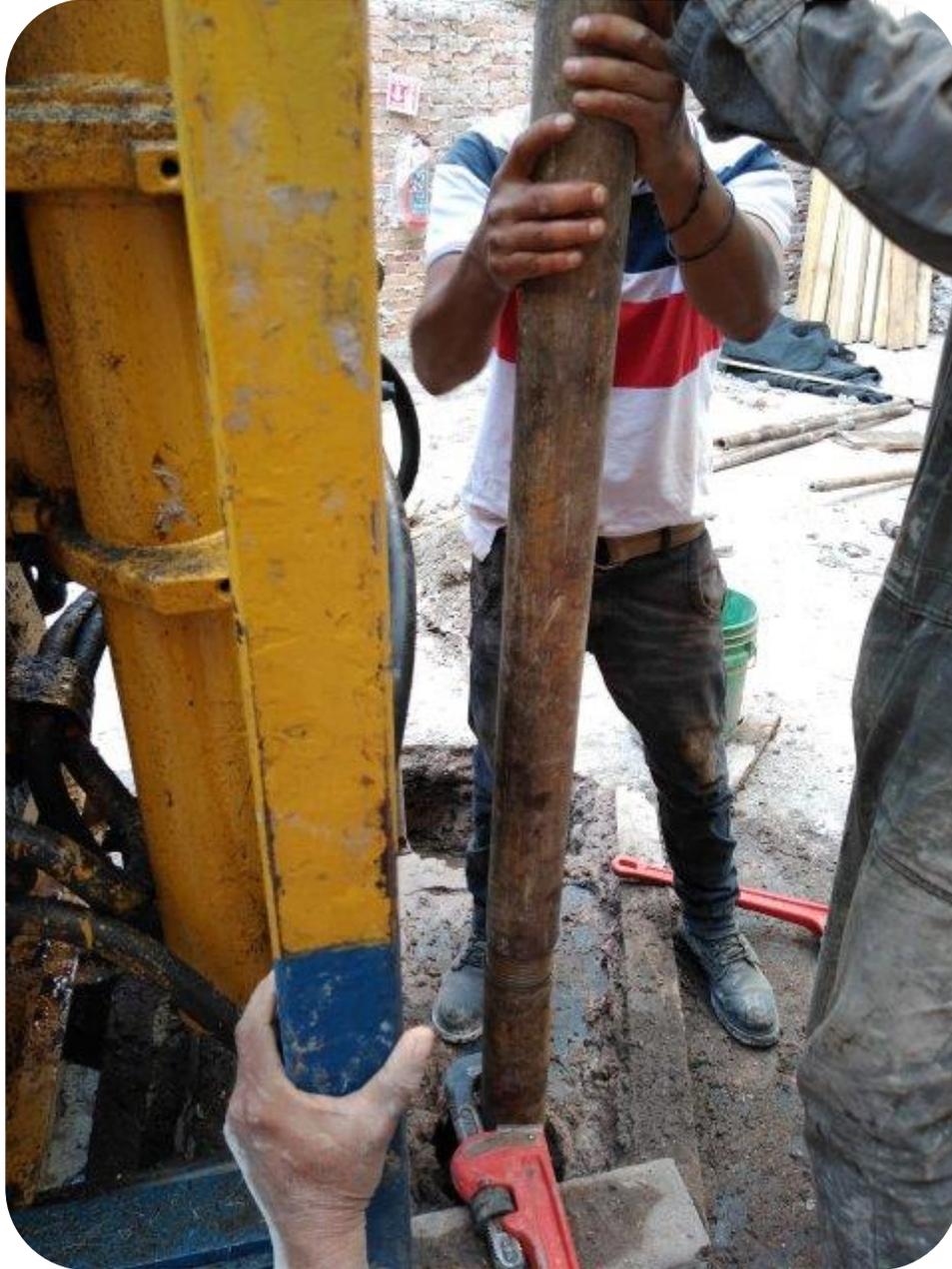








































































ANEXO II

PRUEBAS DE LABORATORIO

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: ARIZONA NO. 75								
SONDEO: SM-1						FECHA: 23-mar-19		
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº		Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
1	0,10 0,70	GM	24,40	92,70	83,60	15,37		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS (RELLENO)
2	0,70 1,30	70	24,10	88,60	75,40	25,73		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVILLAS (RELLENO)
3	1,30 1,90	2003	24,30	60,40	53,40	24,05		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO ARCILLOSA GRIS OBSCURO CON GRAVAS HASTA DE 3/4" (RELLENO)
4	1,90 2,50	2007	25,30	103,00	88,80	22,36		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON GRAVAS HASTA DE 1" (RELLENO)
5	3,10 3,70	18	23,80	89,20	77,40	22,01		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON FRAGMENTOS DE TABIQUE ROJO (RELLENO)
6	3,70 4,30	105	25,20	98,70	85,10	22,70		ARENA FINA Y MEDIA LIMOSA GRIS CLARO CON FRAGMENTOS DE TABIQUE ROJO (RELLENO)
7-UNICO	4,52 4,60	109	24,40	80,90	74,60	12,55		ARENA FINA Y MEDIA GRIS OBSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
8	4,60 4,90	2032	24,80	113,90	104,00	12,50		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON ALGUNAS GRAVILLAS
9	5,20 5,80	59	23,80	106,50	95,60	15,18		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON ALGUNAS GRAVILLAS
10	5,80 6,40	108	25,50	86,00	66,30	48,28		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
11	6,40 7,00	7	23,60	89,10	62,80	67,09		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
12	7,00 7,60	56	25,00	89,70	56,00	108,71		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA Y UNA GRAVA DE 1"
13	7,60 8,20	2023	25,40	89,20	61,70	75,76		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
14	8,20 8,80	T-1	24,40	92,30	60,30	89,14		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
15	8,80 9,40	20	22,90	76,80	52,40	82,71		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
16	10,30 10,90	116	24,50	92,80	59,60	94,59		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
17	11,80 12,40	N-1	24,30	95,10	69,20	57,68		ARENA FINA Y MEDIA GRIS OBSCURO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: ARIZONA NO. 75								
SONDEO: SM-1 FECHA: 23-mar-19								
Muestra N°	Profundidad	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
18	12,40 13,00	15	24,50	97,60	63,20	88,89		ARCILLA GRIS OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
19-1	13,42 13,66	2035	25,00	68,20	47,00	96,36		ARCILLA GRIS OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
19-2	13,66 13,90	51	23,50	62,40	36,80	192,48		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
20	13,90 14,50	69	24,10	66,50	38,50	194,44		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
21	14,50 15,10	100	24,20	76,80	42,50	187,43		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
		54	24,30	43,50	38,30	37,14		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA
22	15,10 15,70	58	23,60	63,90	42,70	110,99		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
23	15,70 16,30	DM	23,00	78,70	53,20	84,44		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
		2001	25,00	59,40	46,20	62,26		ARCILLA CAFÉ VERDOSO OBSCURO
24	16,30 16,90	2029	25,10	64,40	46,30	85,38		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
25	16,90 17,16	2021	24,20	95,20	83,90	18,93		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO CON POCA ARENA FINA
26	17,50 17,95	CM	23,60	85,00	66,60	42,79		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
27	18,10 18,44	FM	23,20	74,10	62,80	28,54		LIMO POCO ARCILLOSO GRIS CLARO CON POCA ARENA FINA
28	18,70 19,09	104	25,60	72,70	62,40	27,99		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO CON POCA ARENA FINA
29	19,30 19,61	HM	24,30	104,80	86,00	30,47		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
30	19,90 20,05	67	23,90	80,00	68,80	24,94		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
31	20,50 20,84	10-100	24,80	86,90	75,20	23,21		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON POCA ARENA FINA

PRUEBA TRIAXIAL UU					
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO					
PROYECTO: ARIZONA NO. 75					
SONDEO: SM-1		FECHA:			
MUESTRA: 19-2		CONSTANTE: 0,175			
PROFUND.: 13.66-13.90		PRESION: 0,25 kg/cm ²			
OPERADOR:		VELOCIDAD: 0,01667			
ds=	3,60	cm	Wo=	111,40	gr
dm=	3,60	cm	Wt=	24,60	gr
di=	3,60	cm	Wt+sh=	135,80	gr
d prom=	3,60	cm	Wt+ss=	62,80	gr
h1=	8,95	cm	Ss=	2,18	
h2=	8,95	cm	W(%)=	91,10	
h prom=	8,95	cm	pvhi=	1,223	ton/m ³
Ao=	10,179	cm ²	pvhf=	1,221	ton/m ³
Vo=	91,100	cm ³	pvs=	0,640	ton/m ³
ei=	2,407		Gi=	82,51	(%)
ef=	4,199		Wi=	191,62	(%)
si=	99,49	(%)	Wf=	191,10	(%)
sf=	99,22	(%)			
tiempo	anillo	f	Def.	Ac	Esfuerzo
mm	mm	Kg	%	cm ²	Kg/cm ²
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,1788	0,0000
10	2,00	0,3500	0,1667	10,1958	0,0343
20	4,00	0,7000	0,3334	10,2128	0,0685
30	6,00	1,0500	0,5001	10,2299	0,1026
40	8,00	1,4000	0,6668	10,2471	0,1366
50	12,00	2,1000	0,8335	10,2643	0,2046
60	16,00	2,8000	1,0002	10,2816	0,2723
80	22,00	3,8500	1,3336	10,3163	0,3732
100	28,00	4,9000	1,6670	10,3513	0,4734
120	38,00	6,6500	2,0004	10,3865	0,6403
150	50,00	8,7500	2,5005	10,4398	0,8381
180	68,00	11,9000	3,0006	10,4936	1,1340
240	85,00	14,8750	4,0008	10,6030	1,4029
245	84,00	14,7000	4,0842	10,6122	1,3852
250	82,00	14,3500	4,1675	10,6214	1,3510
					1,4029

DATOS PARA GRAFICAR LAS CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION			
Def. %	Esfuerzo Kg/cm²	Esfuerzo Kg/cm²	Esfuerzo Kg/cm²
0,00	0,000		
0,17	0,034		
0,33	0,069		
0,50	0,103		
0,67	0,137		
0,83	0,205		
1,00	0,272		
1,33	0,373		
1,67	0,473		
2,00	0,640		
2,50	0,838		
3,00	1,134		
4,00	1,403		
4,08	1,385		
4,17	1,351		

PRUEBA TRIAXIAL UU					
PROYECTO:	ARIZONA NO. 75				
SONDEO:	SM-1				
MUESTRA:	19-2				
PROFUND.:	13.66-13.90				
PRESION:	0,50 kg/cm²				
ds=	3,60	cm	Wo=	111,70	gr
dm=	3,60	cm	Wt=	24,50	gr
di=	3,60	cm	Wt+sh=	136,00	gr
d prom=	3,60	cm	Wt+ss=	62,80	gr
h1=	9,00	cm	Ss=	2,18	
h2=	9,00	cm	W(%)=	191,12	
h prom=	9,00	cm	pvhi=	1,219	ton/m ³
Ao=	10,179	cm ²	pvhf=	1,217	ton/m ³
Vo=	91,609	cm ³	pvs=	0,419	ton/m ³
ei=	4,205		Gi=	99,08	(%)
ef=	4,214		Wi=	191,64	(%)
si=	99,136	(%)	Wf=	191,12	(%)
sf=	98,865	(%)			
tiempo	anillo	f	Def.	Ac	Esfuerzo
mm	mm	Kg	%	cm ²	Kg/cm ²
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,1788	0,0000
10	3,00	0,5250	0,1667	10,1958	0,0515
20	6,00	1,0500	0,3334	10,2128	0,1028
30	9,00	1,5750	0,5001	10,2299	0,1540
40	12,00	2,1000	0,6668	10,2471	0,2049
50	16,00	2,8000	0,8335	10,2643	0,2728
60	20,00	3,5000	1,0002	10,2816	0,3404
80	26,00	4,5500	1,3336	10,3163	0,4410
100	36,00	6,3000	1,6670	10,3513	0,6086
120	46,00	8,0500	2,0004	10,3865	0,7750
150	60,00	10,5000	2,5005	10,4398	1,0058
180	74,00	12,9500	3,0006	10,4936	1,2341
240	88,00	15,4000	4,0008	10,6030	1,4524
245	87,00	15,2250	4,0842	10,6122	1,4347
250	85,00	14,8750	4,1675	10,6214	1,4005
					1,4524

DATOS PARA GRAFICAR LAS CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION			
Def. %	Esfuerzo Kg/cm²	Esfuerzo Kg/cm²	Esfuerzo Kg/cm²
0,00		0,000	
0,17		0,051	
0,33		0,103	
0,50		0,154	
0,67		0,205	
0,83		0,273	
1,00		0,340	
1,33		0,441	
1,67		0,609	
2,00		0,775	
2,50		1,006	
3,00		1,234	
4,00		1,452	
4,08		1,435	
4,17		1,400	

PROYECTO: ARIZONA NO. 75					
SONDEO:	SM-1				
MUESTRA:	19-2				
PROFUND.:	13.66-13.90				
PRESION:	1,00 kg/cm²				
ds=	3,60	cm	Wo=	111,10	gr
dm=	3,60	cm	Wt=	24,40	gr
di=	3,60	cm	Wt+sh=	135,30	gr
dprom=	3,60	cm	Wt+ss=	62,50	gr
h1=	8,90	cm	Ss=	2,18	
h2=	8,90	cm	W(%)=	191,08	
h prom=	8,90	cm	pvhi=	1,226	ton/m ³
Ao=	10,179	cm ²	pvhf=	1,224	ton/m ³
Vo=	90,591	cm ³	pvs=	0,421	ton/m ³
ei=	4,174		Gi=	99,79	(%)
ef=	4,183		Wi=	191,60	(%)
si=	99,844	(%)	Wf=	191,08	(%)
sf=	99,571	(%)			

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,1788	0,0000
10	4,00	0,7000	0,1667	10,1958	0,0687
20	8,00	1,4000	0,3334	10,2128	0,1371
30	12,00	2,1000	0,5001	10,2299	0,2053
40	16,00	2,8000	0,6668	10,2471	0,2732
50	20,00	3,5000	0,8335	10,2643	0,3410
60	26,00	4,5500	1,0002	10,2816	0,4425
80	32,00	5,6000	1,3336	10,3163	0,5428
100	40,00	7,0000	1,6670	10,3513	0,6762
120	50,00	8,7500	2,0004	10,3865	0,8424
150	64,00	11,2000	2,5005	10,4398	1,0728
180	78,00	13,6500	3,0006	10,4936	1,3008
240	91,00	15,9250	4,0008	10,6030	1,5019
245	90,00	15,7500	4,0842	10,6122	1,4841
250	89,00	15,5750	4,1675	10,6214	1,4664
					1,5019

**DATOS PARA GRAFICAR LAS
CURVAS
ESFUERZO-DEFORMACION**

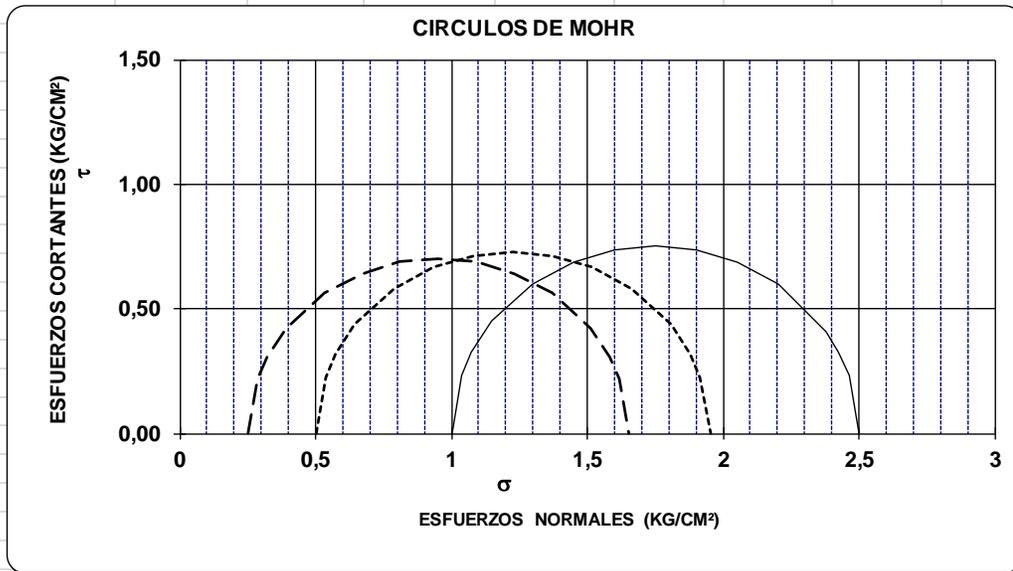
Def. %	Esfuerzo Kg/cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0,00			0,000
0,17			0,069
0,33			0,137
0,50			0,205
0,67			0,273
0,83			0,341
1,00			0,443
1,33			0,543
1,67			0,676
2,00			0,842
2,50			1,073
3,00			1,301
4,00			1,502
4,08			1,484
4,17			1,466

RESUMEN

ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	(s1-s3)/2 RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0,25	1,40	0,70	1,653
2	0,50	1,45	0,73	1,952
3	1,00	1,50	0,75	2,502

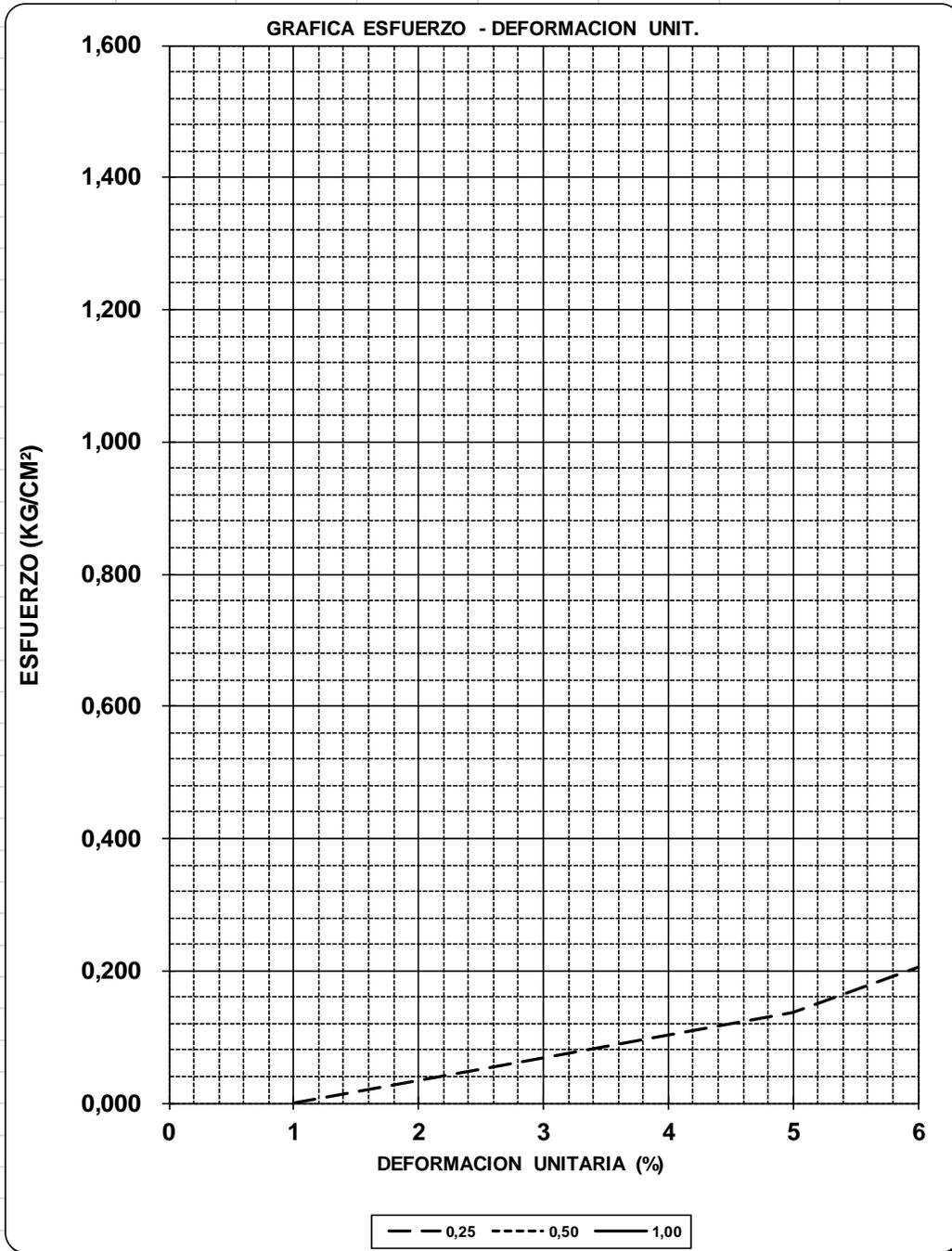
DATOS PARA GRAFICAR LOS CIRCULOS DE MOHR			
X	0,25	0,5	1
0,25	0		
0,28507274	0,2190292		
0,32014548	0,30575707		
0,39029097	0,4208729		
0,53058193	0,56116386		
0,6708729	0,64289397		
0,81116386	0,68728256		
0,95145483	0,70145483		
1,0917458	0,68728256		
1,23203676	0,64289397		
1,37232773	0,56116386		
1,51261869	0,4208729		
1,58276418	0,30575707		
1,61783692	0,2190292		
1,65290966	0		
0,5		1,05367E-08	
0,5363106		0,226759643	
0,57262121		0,316548498	
0,64524241		0,435727235	
0,79048482		0,580969647	
0,93572724		0,665584346	
1,08096965		0,711539596	
1,22621206		0,726212059	
1,37145447		0,711539596	
1,51669688		0,665584346	
1,66193929		0,580969647	
1,80718171		0,435727235	
1,87980291		0,316548498	
1,91611351		0,226759643	
1,95242412		4,59285E-08	
1			0
1,03754846			0,23449009
1,07509693			0,32733992
1,15019386			0,45058157
1,30038772			0,60077543
1,45058157			0,68827472
1,60077543			0,73579663
1,75096929			0,75096929
1,90116315			0,73579663
2,051357			0,68827472
2,20155086			0,60077543
2,38178349			0,40746572
2,42684165			0,32733992
2,46439011			0,23449009
2,50193856			0,00015019

OBRA:	ARIZONA NO. 75				DESCRIPCIÓN DEL SUELO :		
SONDEO:	SM-1				ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO		
MUESTRA:	19-2	PROF.:	13.66-13.90				
ENSAYO	PRESION	ESF.	PESO	Gwi	ei	VALORES PROMEDIO	
	CONF.	A LA FALLA	NATURAL			Ss=	2,18
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton/m ³)	(%)		wi=	191,62 %
1	0,25	1,40	1,223	82,5	2,407	wf=	191,10 %
2	0,50	1,45	1,219	99,1	4,205	Gw=	93,80 %
3	1,00	1,50	1,226	99,8	4,174	Gwf=	99,22 %
DATOS FINALES						PVN=	1,223 ton/m ³
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1,221 ton/m ³
1	0,25	4,199	99,216	191,10	1,221	ei=	3,60
2	0,50	4,214	98,865	191,12	1,217	ef=	4,20
3	1,00	4,183	99,571	191,08	1,224		



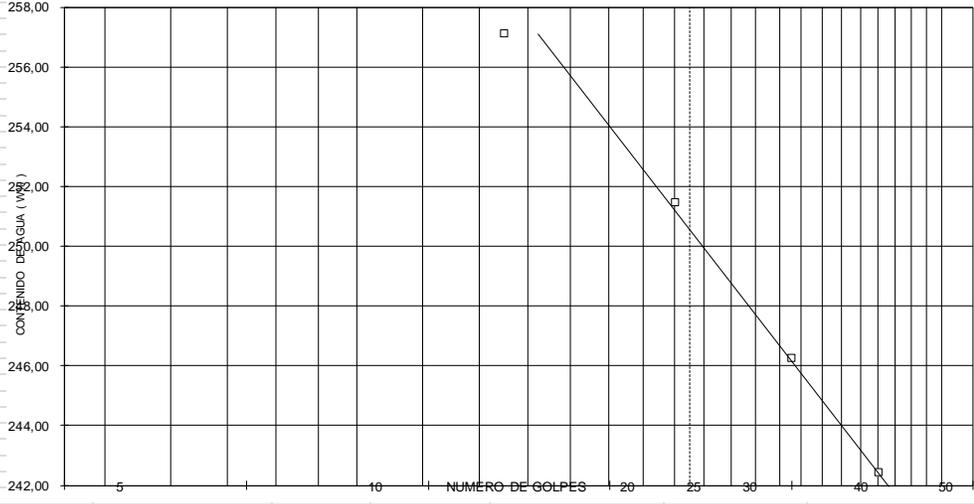
C=		kg/cm ²
Ø=		grados
E=		kg/cm ²
μ=	0,45	

OBRA:	ARIZONA NO. 75				
SONDEO:	SM-1	MUESTRA:	19-2		
PROF:	13.66-13.90				



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	ARIZONA NO. 75					
SONDEO N°:	SM-1	MUESTRA:	19-2	PROF.:	13.66-13.90	m.
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO					
LIMITE LIQUIDO						
N° GOLPES	N° tara	Wh+T	ws+t	Wt	W%	
42	134	14,80	5,95	2,30	242,47	
33	113	13,90	5,65	2,30	246,27	
24	127	17,80	6,71	2,30	251,47	
15	112	14,80	5,80	2,30	257,14	
LIMITE PLASTICO						
	103	6,20	4,60	2,30	69,57	
	118	6,10	4,50	2,30	72,73	
CONTRACCION LINEAL						
	barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)		
	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S		
	250,30	71,15	179,15	CH		



LIMITE INFERIOR	242,00
LIMITE SUPERIOR	258,00

REFERENCIAS

- **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.**
- **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.**
- **Google Maps CDMX.**
- **Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño. (SASID).**
- **Mecánica de Suelos tomo I y II.- Juárez Badillo Eulalio.**
- **Normas técnicas complementarias para el Diseño por Sismo Gaceta Oficial del Departamento de la Ciudad de México.**
- **Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana.**
- **Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.**

México 2019.