



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**Estudio Geotécnico para un Edificio constituido
por Dos Sótanos y Medio, Planta Baja, Nueve
Niveles Superiores en Zona de Lago.**

DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL.

PRESENTA:

MONTES DE OCA LÓPEZ HUGO ALBERTO.

ASESOR:

INGENIERO GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA.



Ciudad Nezahualcóyotl Estado de México 2018.



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

A Dios.

Por darme la dicha de vivir, estar conmigo en cada paso que doy, por haberme permitido llegar hasta este punto de mi vida y sobre todo por darme fuerzas para proseguir en este arduo camino.

En especial a mi Madre Maricruz

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, valores, por ser el pilar fundamental que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor y confianza que siempre ha puesto en mí, todo lo que he logrado te lo debo a ti, no hubiera sido posible sin ti. Gracias por todo mamá.

A mi padre Juan

Por creer en mí y brindarme su apoyo incondicional durante todos estos años de esmero y sacrificio.

A mi hermana Brenda

Por su apoyo infinito, amor, compañía y palabras de ánimo en todo momento. Gracias por haber confiado en mí.

A mi novia Isamar

Que durante estos años de carrera ha sabido alentarme para continuar y no desistir en el camino, por su amor, comprensión y por estar en todo momento a mi lado.

A la Facultad de Aragón

Que me abrió las puertas del conocimiento, dándome todo lo necesario para hacer realidad este sueño.

A mi asesor

Ingeniero Gabriel Álvarez por su paciencia, ayuda, tiempo y dedicación.

A mis Profesores de Carrera

Por sus conocimientos, consejos, y formación.

Al honorable Jurado

Por su atención y apoyo que me han brindado.

ÍNDICE

1.- ANTECEDENTES	1
1.1.- Localización	1
1.2.- Topografía y condiciones actuales.....	1
1.3.-Descripción del proyecto	4
1.4.- Colindancias	10
1.5.- Objetivos	11
2.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO	12
2.1.- Generalidades	12
2.2.- Pozos a cielo abierto	14
2.3.- Sondeo profundo con equipo mecánico.....	18
3.- PRUEBAS DE LABORATORIO	24
3.1.- Muestras alteradas	25
3.2.- Muestras inalteradas	25
4.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO	27
5.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	33
6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS	55
7.- CONCLUSIONES	123
ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO	130
ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO	137
BIBLIOGRAFÍA	149

1.- ANTECEDENTES

1.1.- Localización

Se solicitó la realización del Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio que se ubica en la Calle Canela No. 592, en la Colonia Granjas México, Delegación Iztacalco, Ciudad de México. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

El sitio de interés se encuentra ubicado en la zona de Lago, donde se encuentran depósitos de tipo arcilloso de baja resistencia y alta deformabilidad.

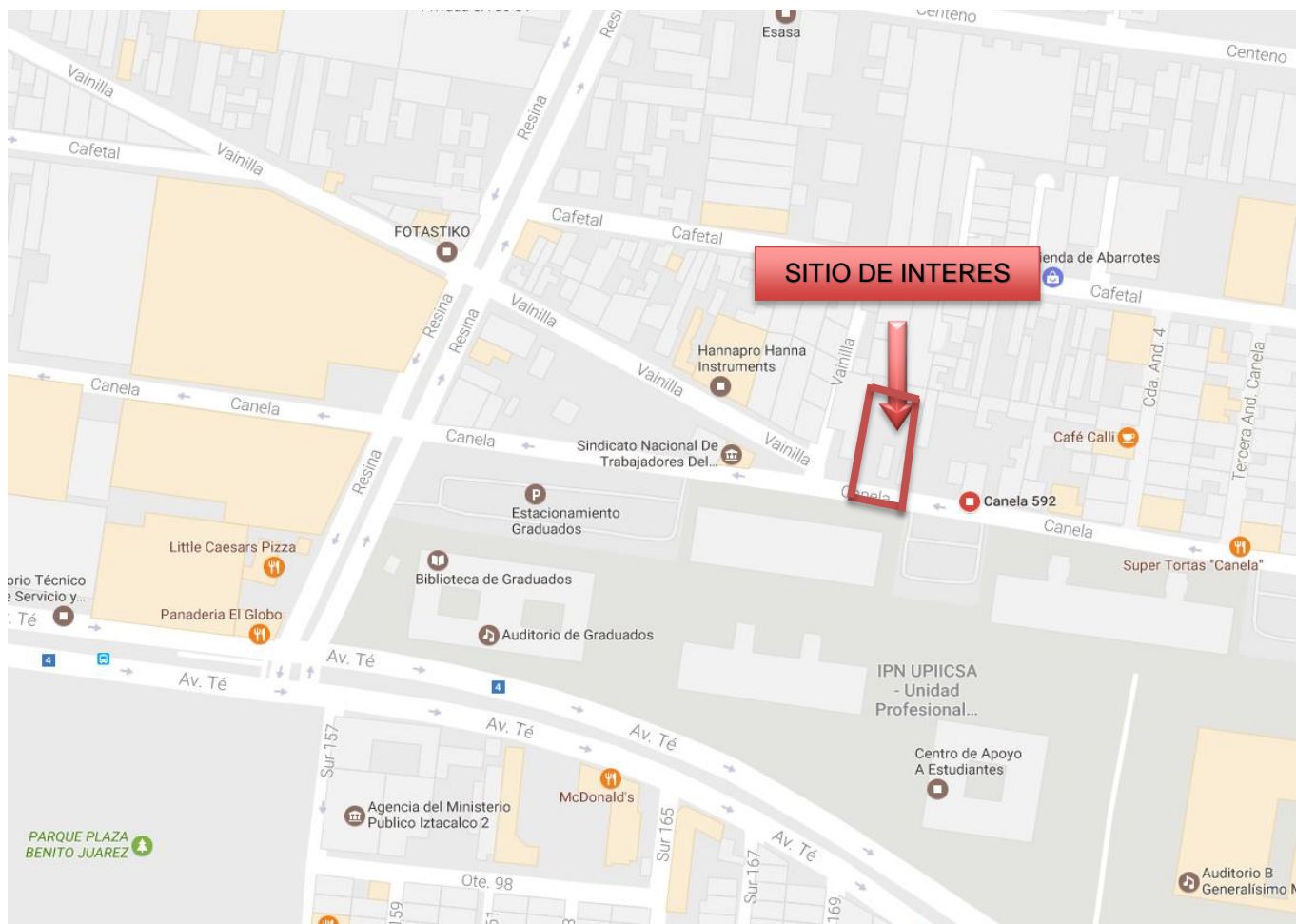


FIGURA 1. UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS

1.2.- Topografía y condiciones actuales

El predio de interés tiene forma rectangular, con un área de 1,082.82 m² aproximadamente. La superficie del terreno es visiblemente horizontal, y el predio se encuentra actualmente ocupado por estructuras de uno o dos niveles, así como por un firme de concreto en su parte frontal, como se observa en la figura 2.



PANORÁMICAS DEL SITIO DE INTERÉS

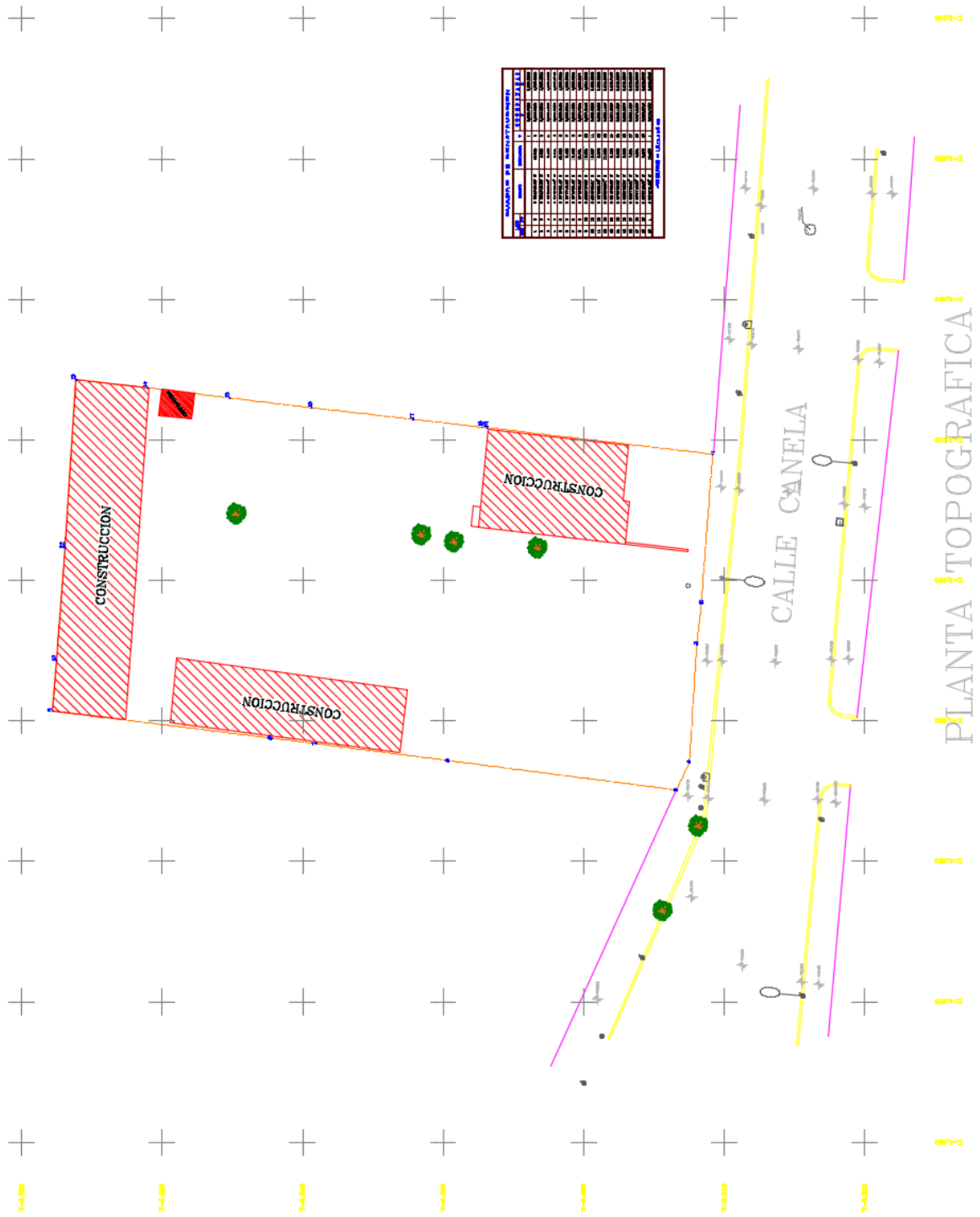


FIGURA 2. TOPOGRAFÍA DEL SITIO DE INTERÉS

1.3.-Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por dos sótanos y medio para estacionamiento, planta baja, nueve niveles superiores y roof garden, donde el nivel de piso terminado del tercer sótano se encuentra en la cota (-7.20m), el piso terminado del segundo sótano se encuentra en la cota (-4.40m), el primer sótano (sótano y medio) se encuentra en la cota (-1.60m), la planta baja se está localizada en la cota +1.20m, el primer nivel se encuentra a +4.20m, el segundo nivel a +7.20m, el tercer nivel a +10.20m, cuarto nivel a +13.20m, el quinto nivel a +16.20m, el sexto nivel a +19.20m, el séptimo nivel a +22.20m, el octavo nivel a +25.20m, el noveno nivel a +28.20m, el roof garden se encuentra a nivel a +31.20m y el piso terminado de la azotea se encuentra en la cota de +34.20m.

En la figura 3a a 3i se muestran las plantas arquitectónicas del proyecto, y en la figura 3j se muestra el corte longitudinal del proyecto.

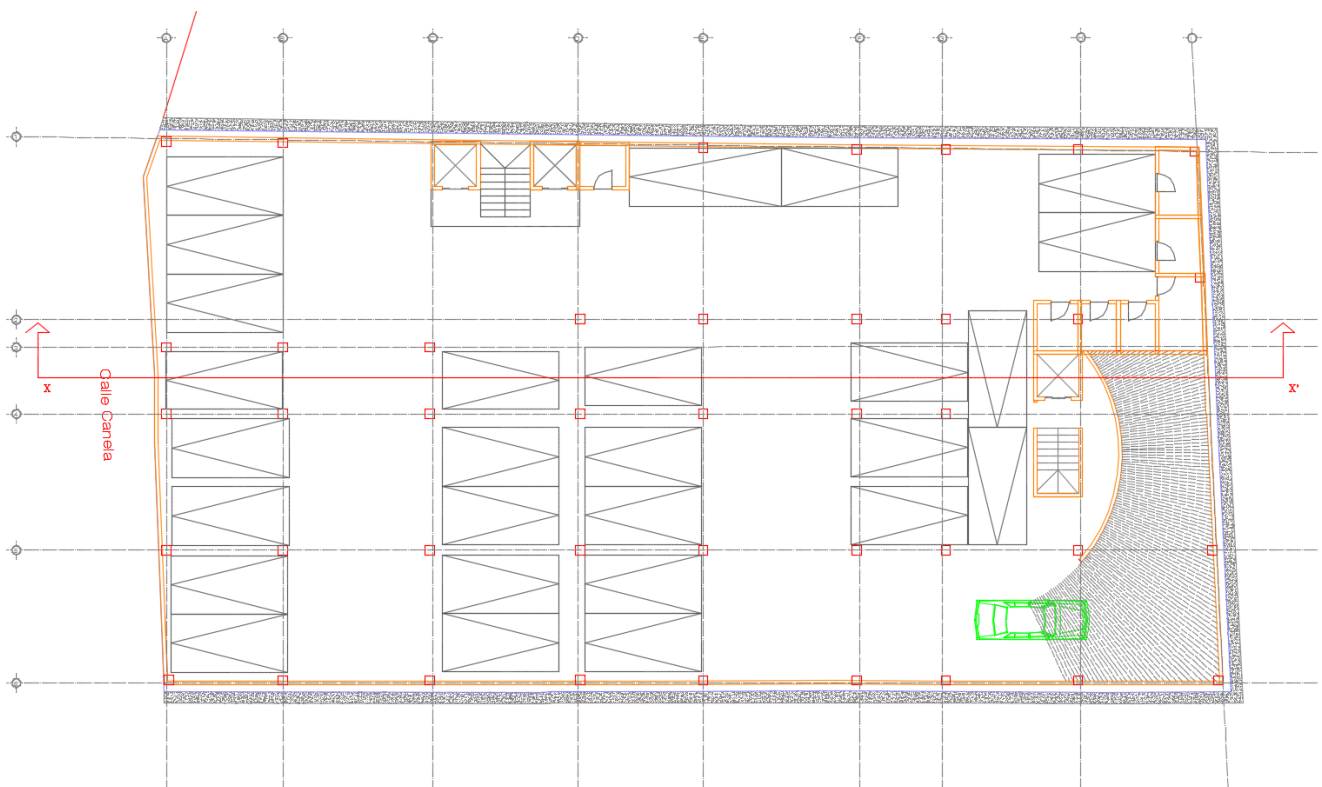


FIGURA 3a.- PLANTA ARQUITECTÓNICA SÓTANO 3

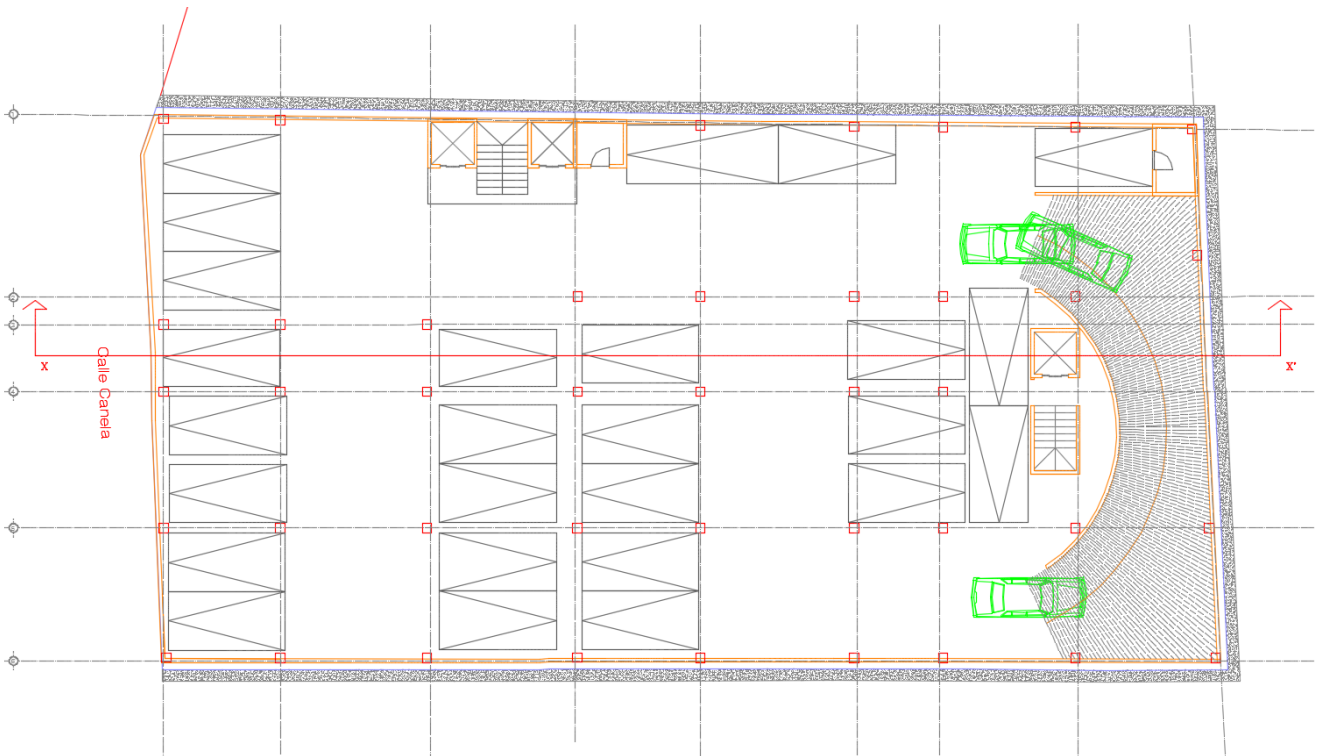


FIGURA 3b.- PLANTA ARQUITECTÓNICA SÓTANO 2

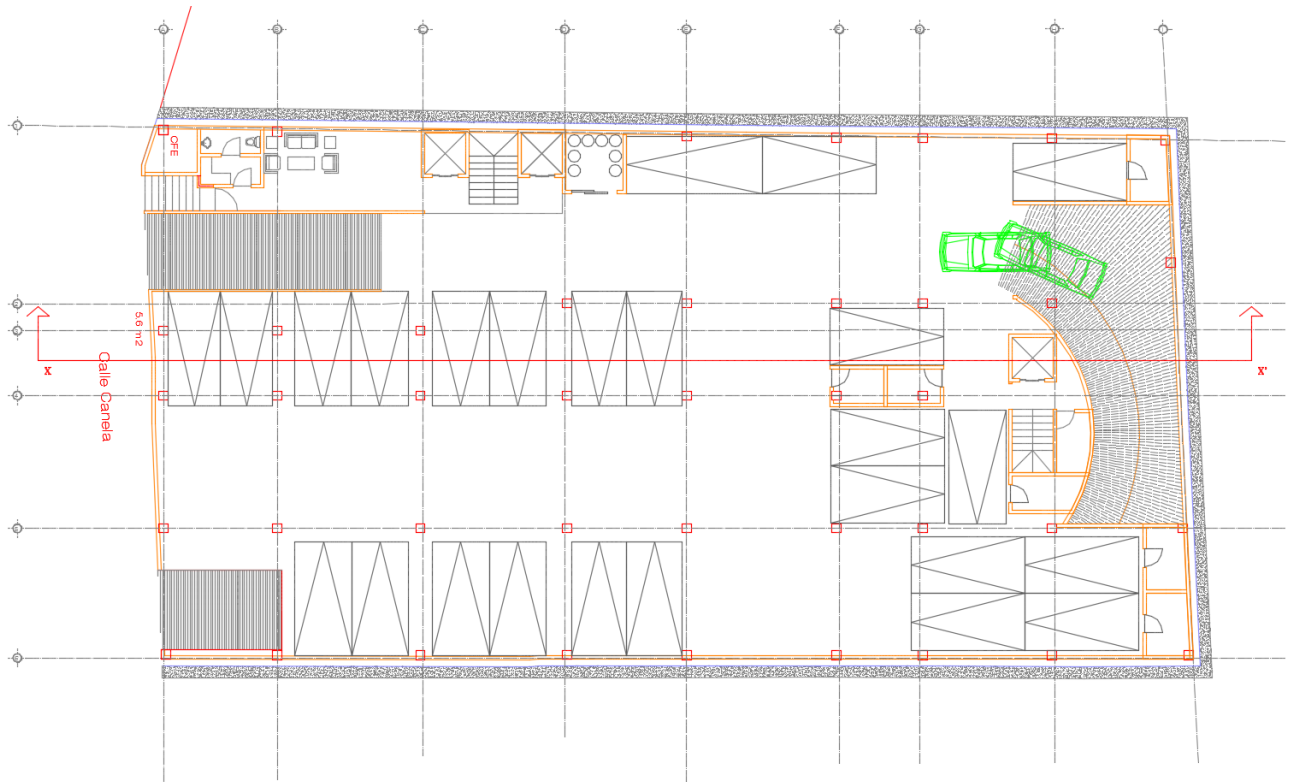


FIGURA 3c.- PLANTA ARQUITECTÓNICA SÓTANO 1

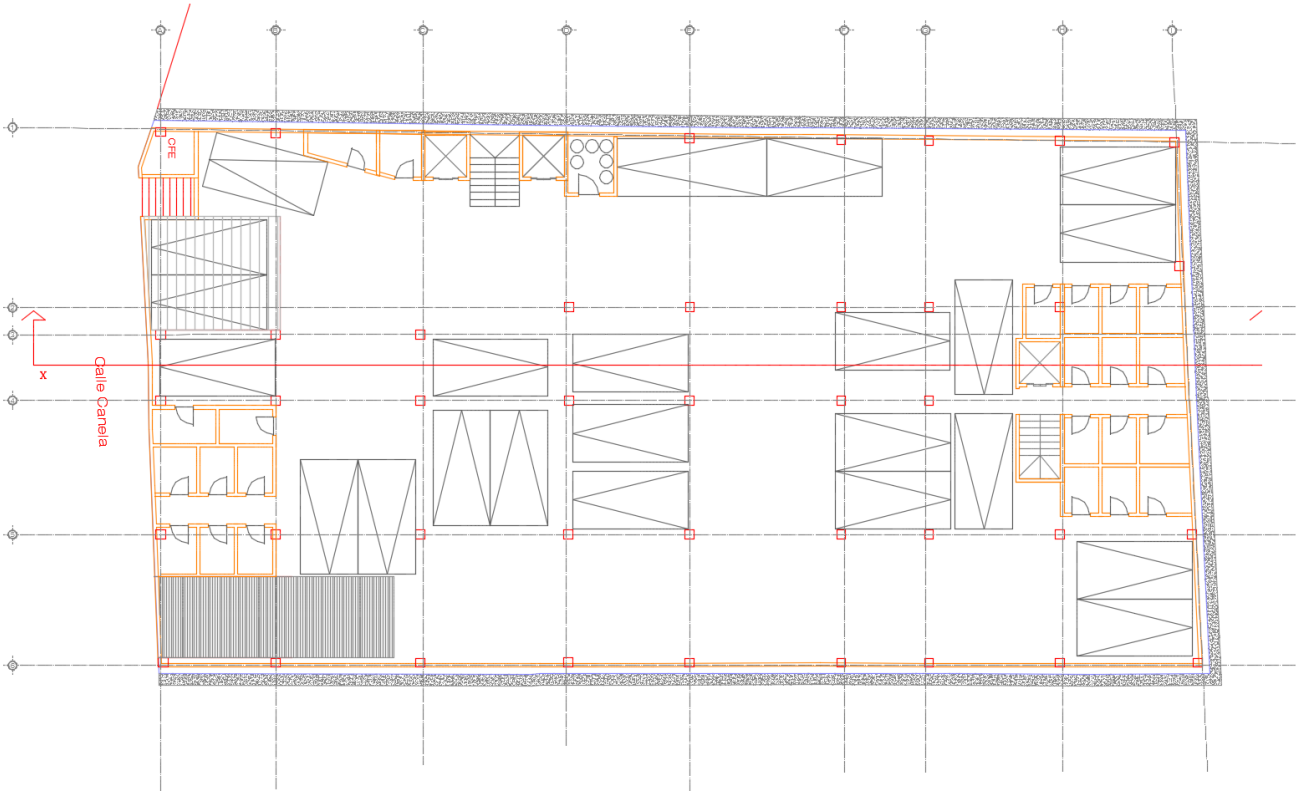


FIGURA 3d.- PLANTA ARQUITECTÓNICA PLANTA BAJA

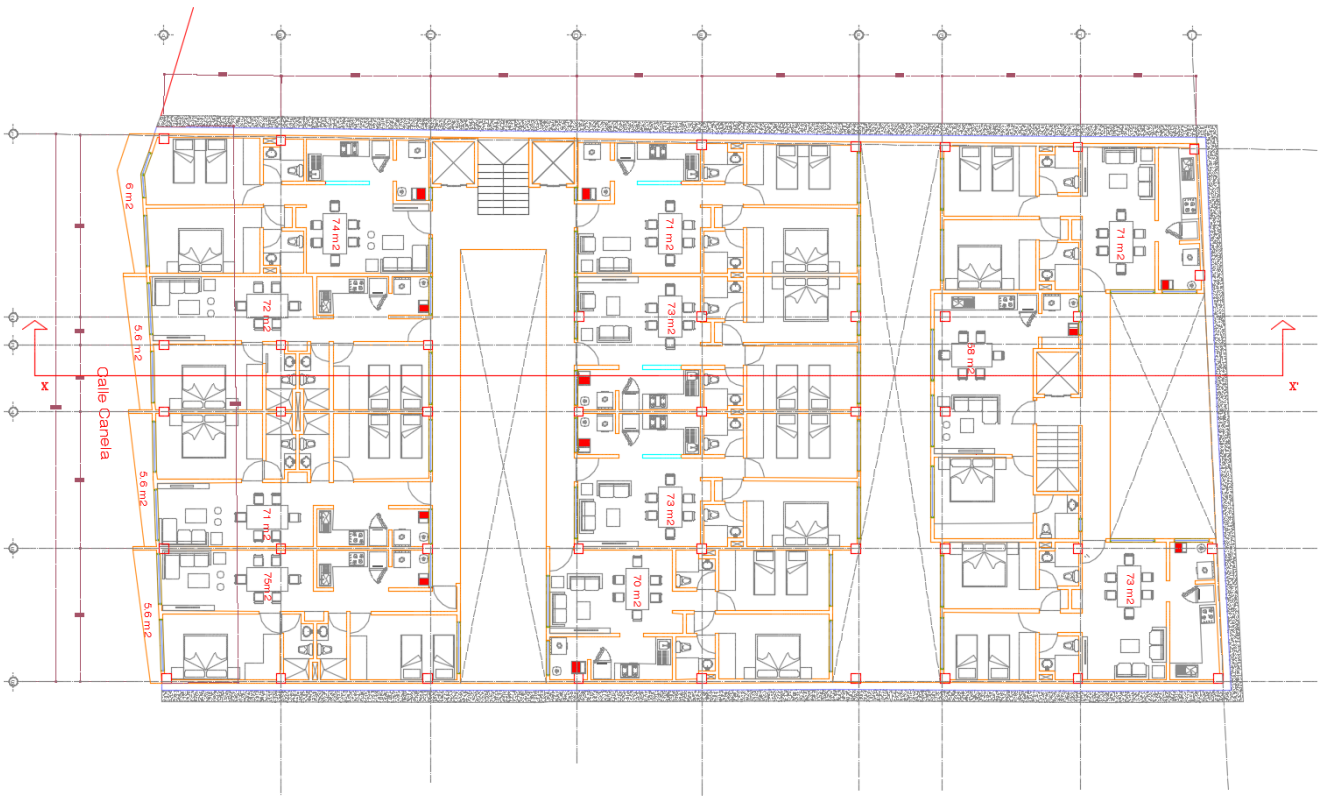


FIGURA 3e.- PLANTA ARQUITECTÓNICA PLANTA TIPO 2, 4, 6 y 8

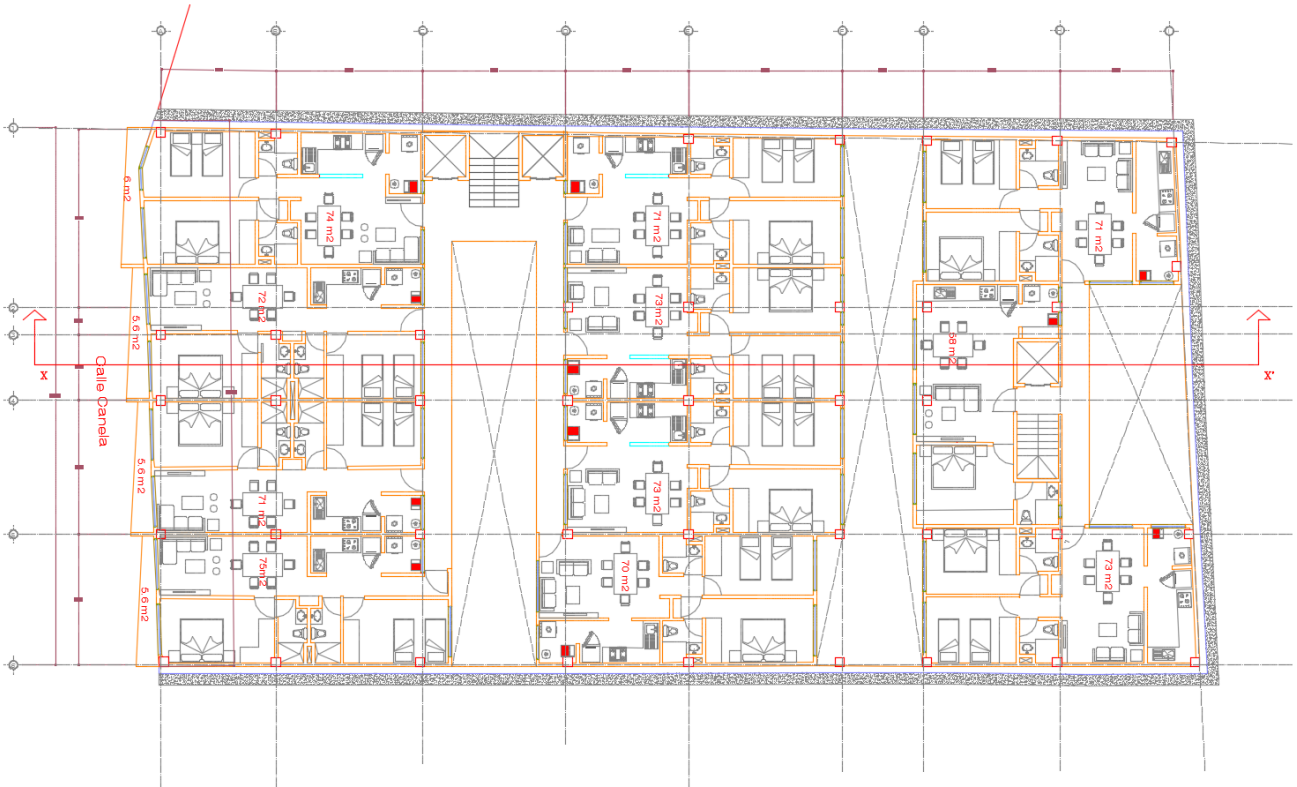


FIGURA 3f.- PLANTA ARQUITECTÓNICA PLANTA TIPO 3, 5 y 7

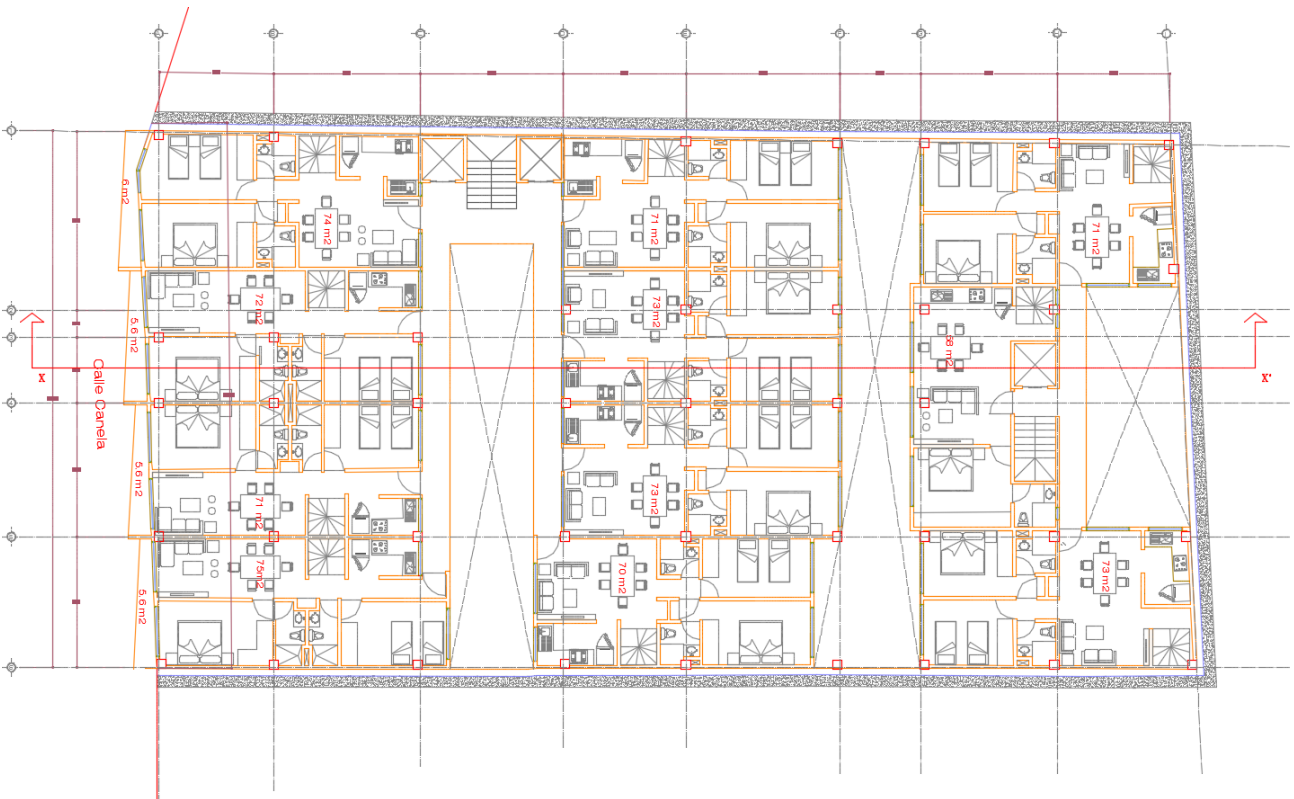


FIGURA 3g.- PLANTA ARQUITECTÓNICA PLANTA P.H.

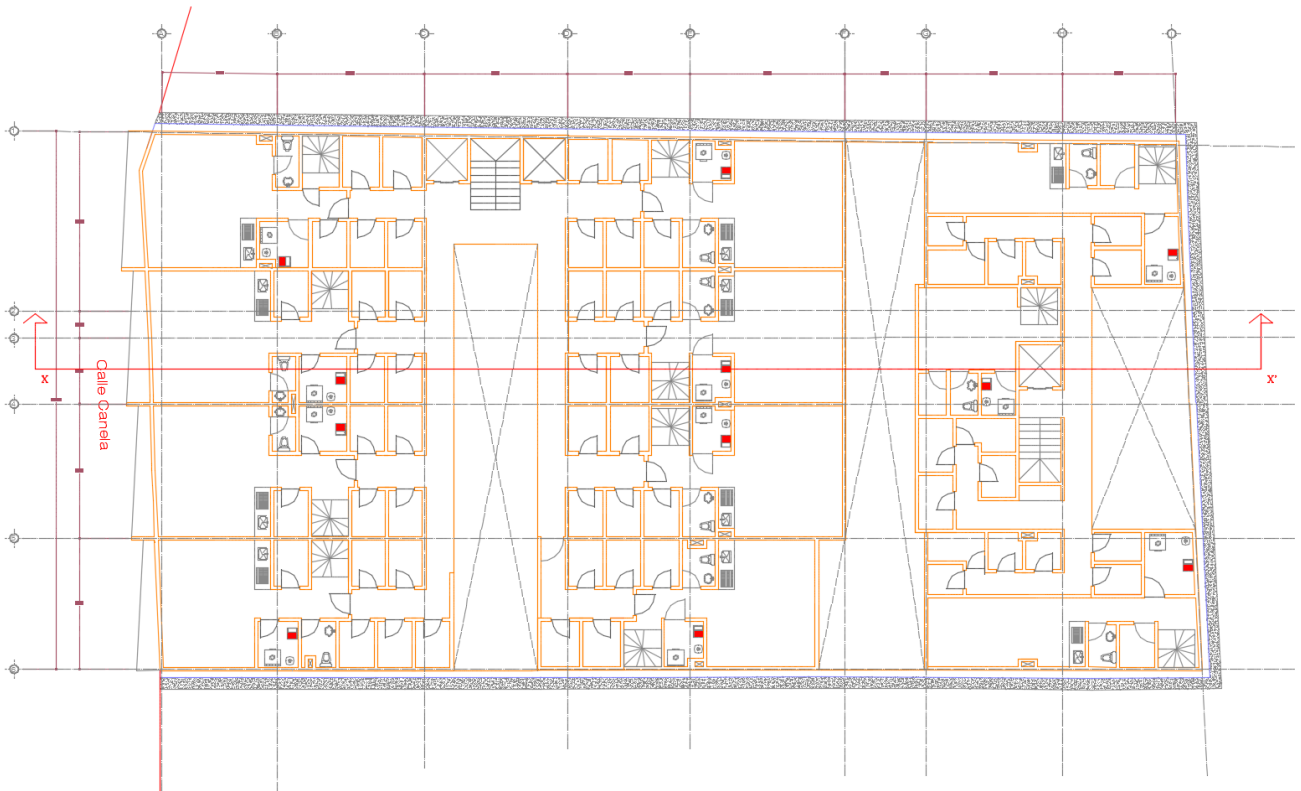


FIGURA 3h.- PLANTA ARQUITECTÓNICA ROOF GARDEN

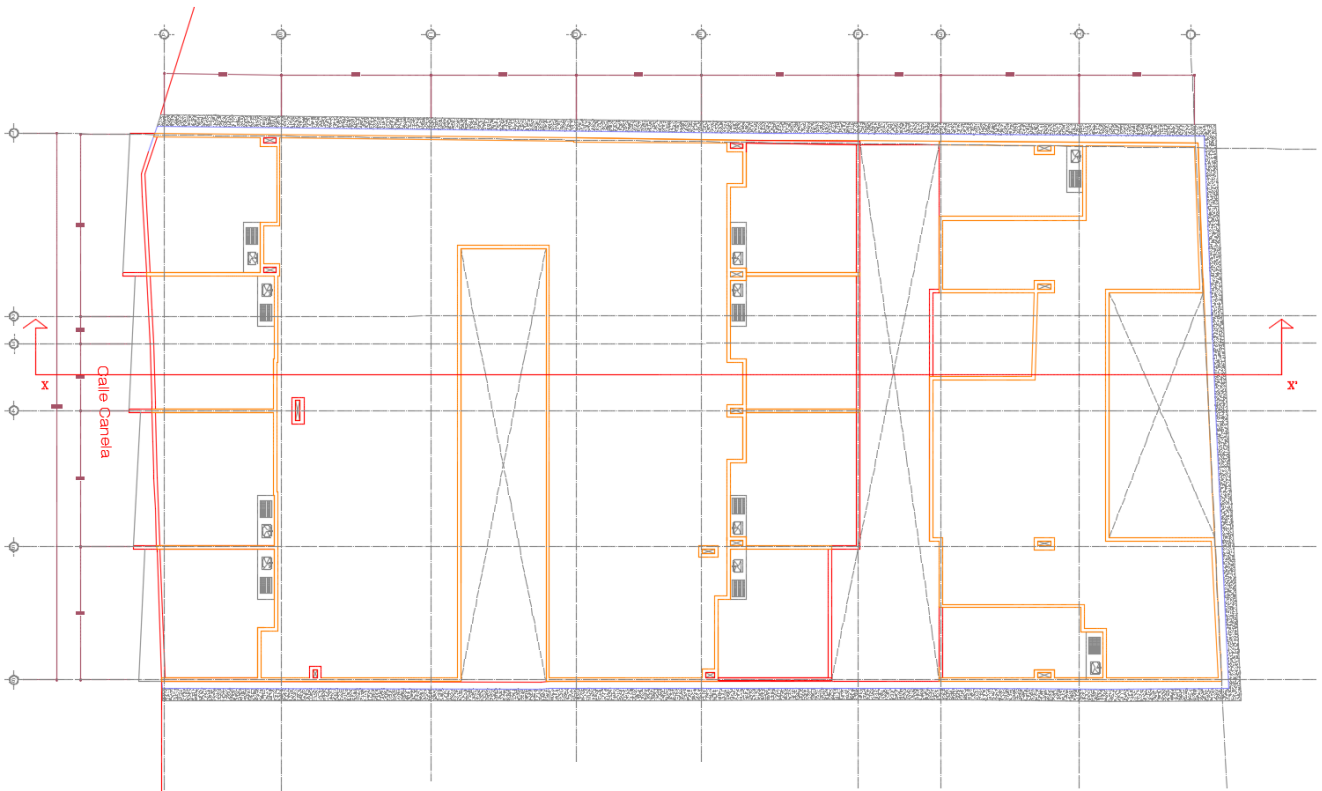


FIGURA 3i.- PLANTA ARQUITECTÓNICA TECHOS

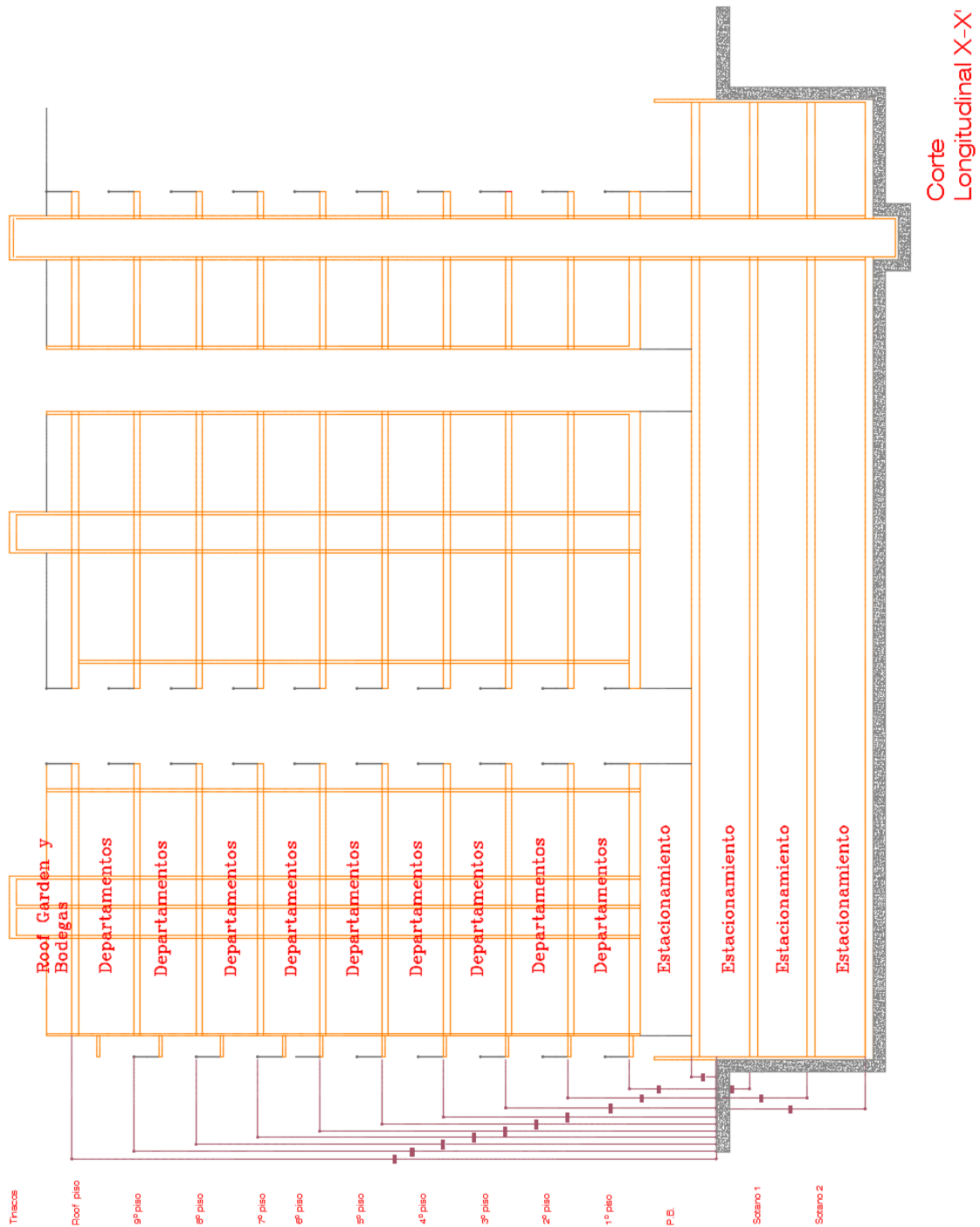


FIGURA 3j.- CORTE LONGITUDINAL X-X'

1.4.- Colindancias

El sitio de interés colinda al Norte con estructuras de 2 y 3 niveles, al Poniente se delimitan con estructuras desde 1 a 5 niveles, al Oriente con estructuras de 2 niveles, y finalmente al Sur colinda con la Calle Canela, como se observa en la figura 4.

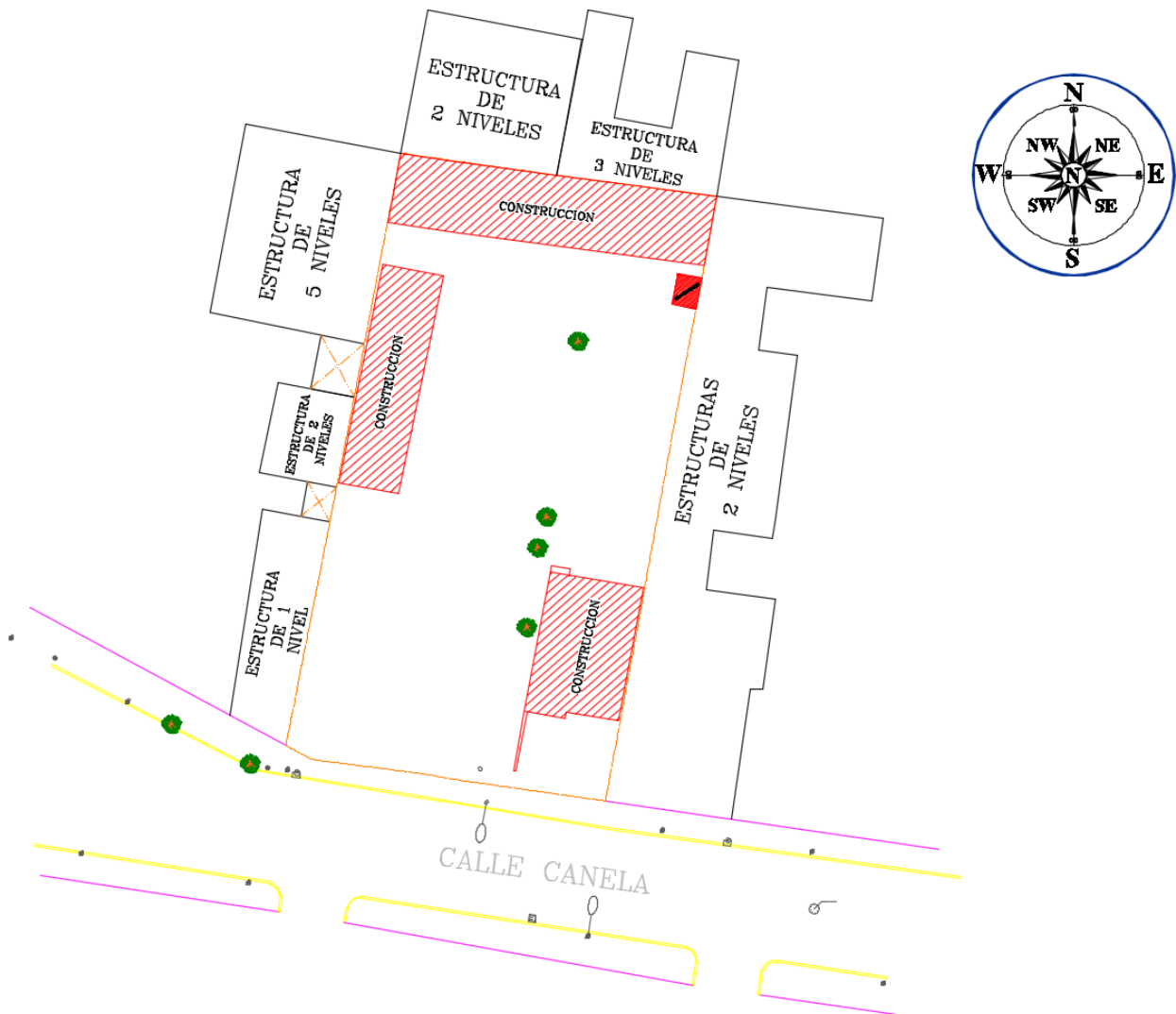


FIGURA 4.-COLINDANCIAS



1.5.- Objetivos

El objeto del estudio es:

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

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

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

2.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2.1.- Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, **para lo anterior se realizó dentro del predio de interés un sondeo profundo de tipo mixto a una profundidad de 25 m, y tres pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.00 y 2.70 metros.**

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 5.

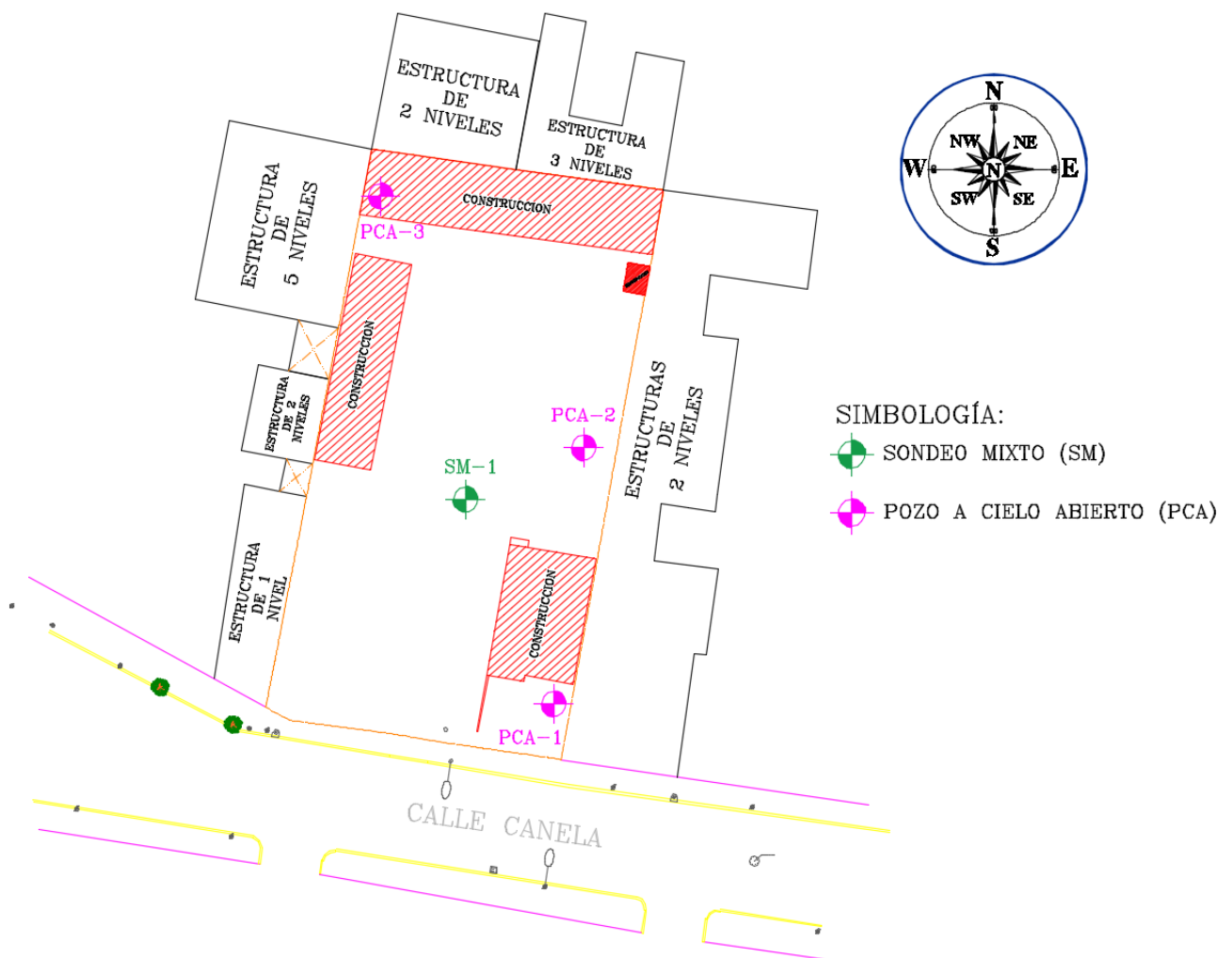


FIGURA 5.- UBICACIÓN DE SONDEO MIXTO Y POZOS A CIELO ABIERTO

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.



EXPLORACIÓN REALIZADA DENTRO DEL PREDIO EN ESTUDIO



2.2.- Pozos a cielo abierto

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 de entre 2.00 y 2.70 m denominados PCA-1 a PCA-3; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

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

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

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso se detectó a 3.0 m de profundidad.

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

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

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

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

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, 7 y 8.

En la figura 9 se presenta una planta donde se indican los espesores de relleno de mala calidad detectados mediante los pozos a cielo abierto.

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	CONCRETO SIMPLE		
0.20	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA ARENOSA CON PEQUEÑAS GRAVAS Y GRAVILLAS, COLOR CAFÉ CLARO, CON PEDACERÍA DE TABIQUE ROJO		
0.40			
0.60	ARCILLA POCO LIMOSA DE CONSISTENCIA BLANDA, COLOR GRIS OSCURO		
0.80			
1.00	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA Y PEQUEÑAS OQUEDADES, DE CONSISTENCIA MEDIA		
1.20			
1.40			
1.60	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO CON PEQUEÑAS OQUEDADES, DE CONSISTENCIA MEDIA		
1.80			
2.00			
2.20	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON ESCASA ARENA FINA Y PEQUEÑAS OQUEDADES, CONSISTENCIA DURA		
2.40			
2.60			



FIGURA 6.-PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 1

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	<p>MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA ARENOSA DE GRANO FINO, COLOR CAFÉ CLARO, CON ESCOMBRO Y POCAS RAICILLAS</p>		
0.10			
0.20			
0.30			
0.40			
0.50			
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00	<p>ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO, CON POCAS ARENA FINA Y PEQUEÑAS OQUEDADES, DE CONSISTENCIA MEDIA</p>		
1.10			
1.20			
1.30			
1.40			
1.50	<p>ARCILLA POCO LIMOSA CON FÓSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES DE CONSISTENCIA MEDIA</p>		
1.60			
1.70			
1.80			
1.90			
2.00			



FIGURA 7.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 2

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	CONCRETO SIMPLE	
0.20	MATERIAL DE RELLENO: LIMO ARENOSO DE GRANO FINO CON PEQUEÑAS RAICILLAS Y PEDACERÍA	
0.40	RELLENO DE ESCOMBRO CON ARENA DE GRANO FINO, COLOR CAFÉ CLARO	
0.60		
0.80	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA POCO ARENOSA CON PEDCERÍA DE TABIQUE ROJO	
1.00		
1.20	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO, CON ESCASA ARENA FINA Y PEQUEÑAS OQUEDADES, DE CONSISTENCIA MEDIA	
1.40		
1.60		
1.80	ARCILLA POCO LIMOSA CON FÓSILES, COLOR GRIS OSCURO Y PEQUEÑAS OQUEDADES, CONSISTENCIA MEDIA	
2.00		
2.20		
2.40	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON PEQUEÑAS OQUEDADES Y BETAS DE CARBONATO DE CALCIO, CONSISTENCIA DURA	
2.60		
2.80		



FIGURA 8.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA – 3

La zonificación de los rellenos existentes que se encontraron durante la ejecución de los pozos a cielo abierto excavados se muestra en la figura 9.

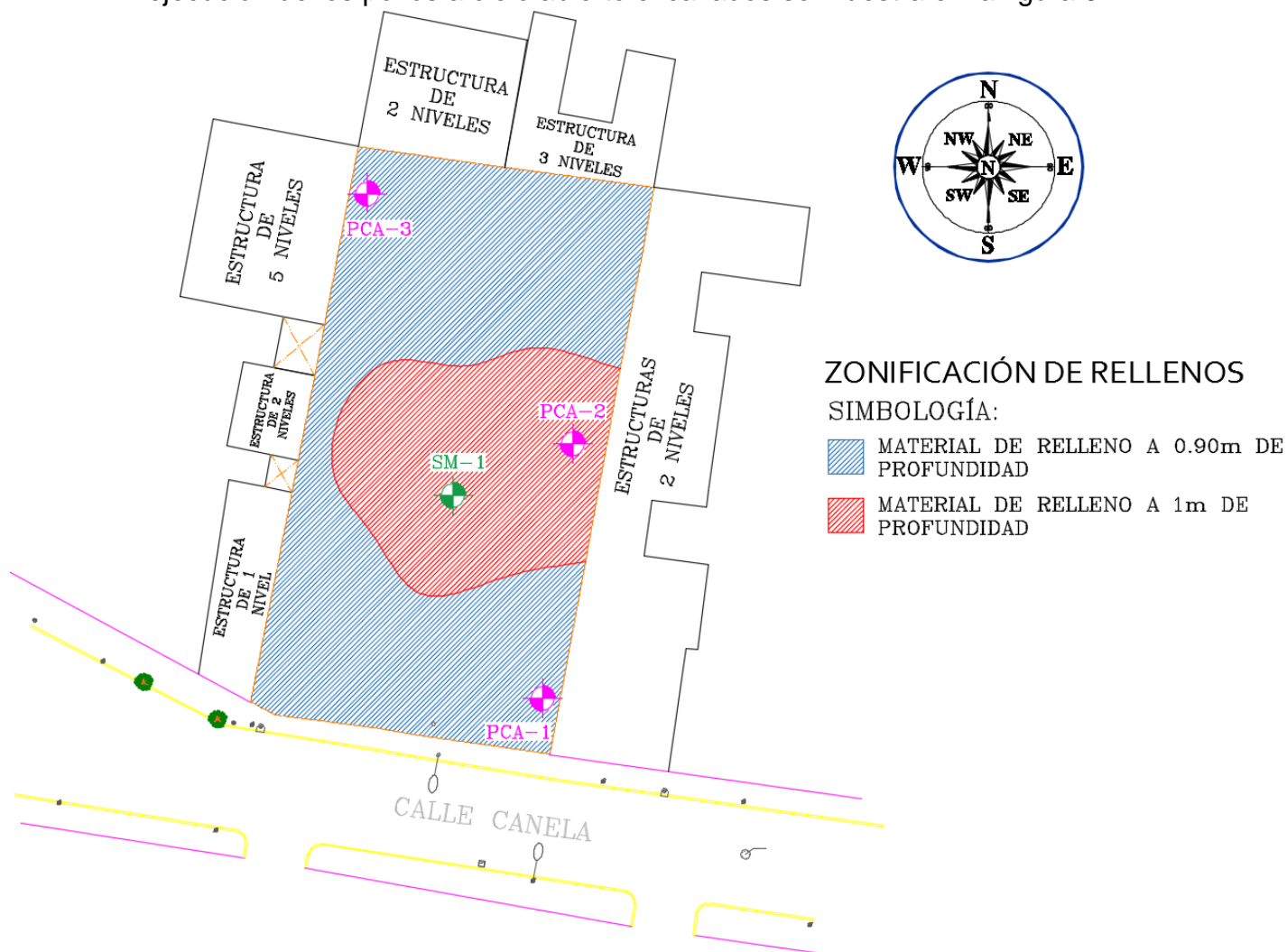


FIGURA 9.- ZONIFICACION DE RELLENOS

2.3.- Sondeo profundo con equipo mecánico

Como parte fundamental del Estudio de Mecánica de Suelos, se efectuó un sondeo profundo realizado con maquinaria rotatoria Long Year 34 en el sitio de interés.

Como se mencionó anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió efectuar un sondeo de tipo Mixto denominado SM-1, y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga. El sondeo profundo realizado se efectuó a 25 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante.



2.3.1.- Método de penetración estándar (SPT)

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.

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

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

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

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



2.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada

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

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

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

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

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

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

En la figura 10 se presenta el registro de campo del sondeo ejecutado, y en la figura 11 se presenta en forma gráfica el perfil stratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto realizado dentro del sitio de interés, para este estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CANELA #592	HOJA 1
UBICACIÓN:	CIUDAD DE MEXICO	
SONDEO:	SM-1	
N.A.F.:	3.0 mts.	
PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA: M OYNO 3L6
FECHA DE INICIO:	14-feb-17	FECHA DE TERMINACION: 14-feb-17



FIGURA 10.- REGISTRO DE CAMPO (PARTE 1)

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
1	0.00	0.60	9	36	20	31			TP	Arena arcillosa con gravas empacadas color café grisáceo
2	0.60	1.20	20	40	9	46			TP	Arcilla con gravas empacadas color café grisáceo
3	1.20	1.80	1	3	2	24			TP	Arcilla color café claro
4	1.80	2.40	1	17	6	52			TP	Arcilla con gravillas empacadas color café grisáceo
5	2.40	3.00	2	5	2	40			TP	Arcilla color café grisáceo
6	3.00	3.60	2	10	1	14			TP	Arcilla con gravas empacadas color café grisáceo
SM	3.60	4.20	3	12	5	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
7	4.20	4.80	2	2	2	12			TP	Arcilla poca arenosa con gravillas empacadas color café verdoso
8	4.80	5.40	1	PH	PH	10			TP	Arcilla color gris oscuro
9	5.40	6.00	1	PH	PH	34			TP	Arcilla color café verdoso
10	6.00	6.60	1	PH	PH	11			TP	Arcilla color café verdoso
11	6.60	7.20	PH	PH	PH	36			TP	Arcilla color café verdoso
12	7.20	7.80	1	3	2	46			TP	Arcilla color café verdoso
13	7.80	8.40	2	6	2	34			TP	Arcilla color café verdoso
14	8.40	9.30	SHELBY	A	PRESION	65			TSH	Arcilla color café oscuro ambos lados
15	9.30	9.90	21	20	1	31			TP	P/S arena fina café verdoso P/I arcilla color café claro
SM	9.90	10.50	2	5	3	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
16	10.50	11.10	2	3	2	22			TP	Arcilla color café verdosa
17	11.10	11.70	1	PH	PH	27			TP	Arcilla color café rojizo
18	11.70	12.30	1	PH	PH	34			TP	Arcilla color café rojizo
19	12.30	13.20	SHELBY	A	PRESION	55			TSH	P/S arcilla color café verdosa P/I arcilla con varios tonos
20	13.20	13.80	PH	PH	PH	35			TP	Arcilla con varios tonos
21	13.80	14.40	PH	PH	PH	38			TP	Arcilla color gris verdosa
22	14.40	15.00	PH	PH	PH	45			TP	Arcilla color gris verdosa
23	15.00	15.60	PH	PH	PH	42			TP	Arcilla con varios tonos
SM	15.60	16.20	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
24	16.20	17.10	SHELBY	A	PRESION	77			TSH	Arcilla color gris verdosa (ambos lados)
25	17.10	17.70	PH	PH	PH	15			TP	Arcilla color gris verdosa
26	17.70	18.30	PH	PH	PH	35			TP	Arcilla color café verdosa
27	18.30	18.90	PH	PH	PH	45			TP	Arcilla color gris verdosa
SM	18.90	19.50	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
28	19.50	20.10	PH	PH	PH	57			TP	Arcilla color gris verdosa
29	20.10	20.70	PH	PH	PH	45			TP	P/S arcilla color gris verdosa P/I arcilla color café rojiza
30	20.70	21.30	PH	PH	PH	36			TP	Arcilla color gris verdosa
31	21.30	21.90	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color gris verdosa
SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: PERDIDA DE AGUA EN UN 90% DESDE LOS 10.00 MTS SE OCUPA 1500 LTS DE AGUA SE QUITO LA TORRE P/PODER METER Y SACAR EL EQUIPO MANIOBRAS DE 1.00 HRA C/MOVIMIENTO									Operador: NESTOR EUGENIO Supervisor: ING. ERICK FRANCISCO

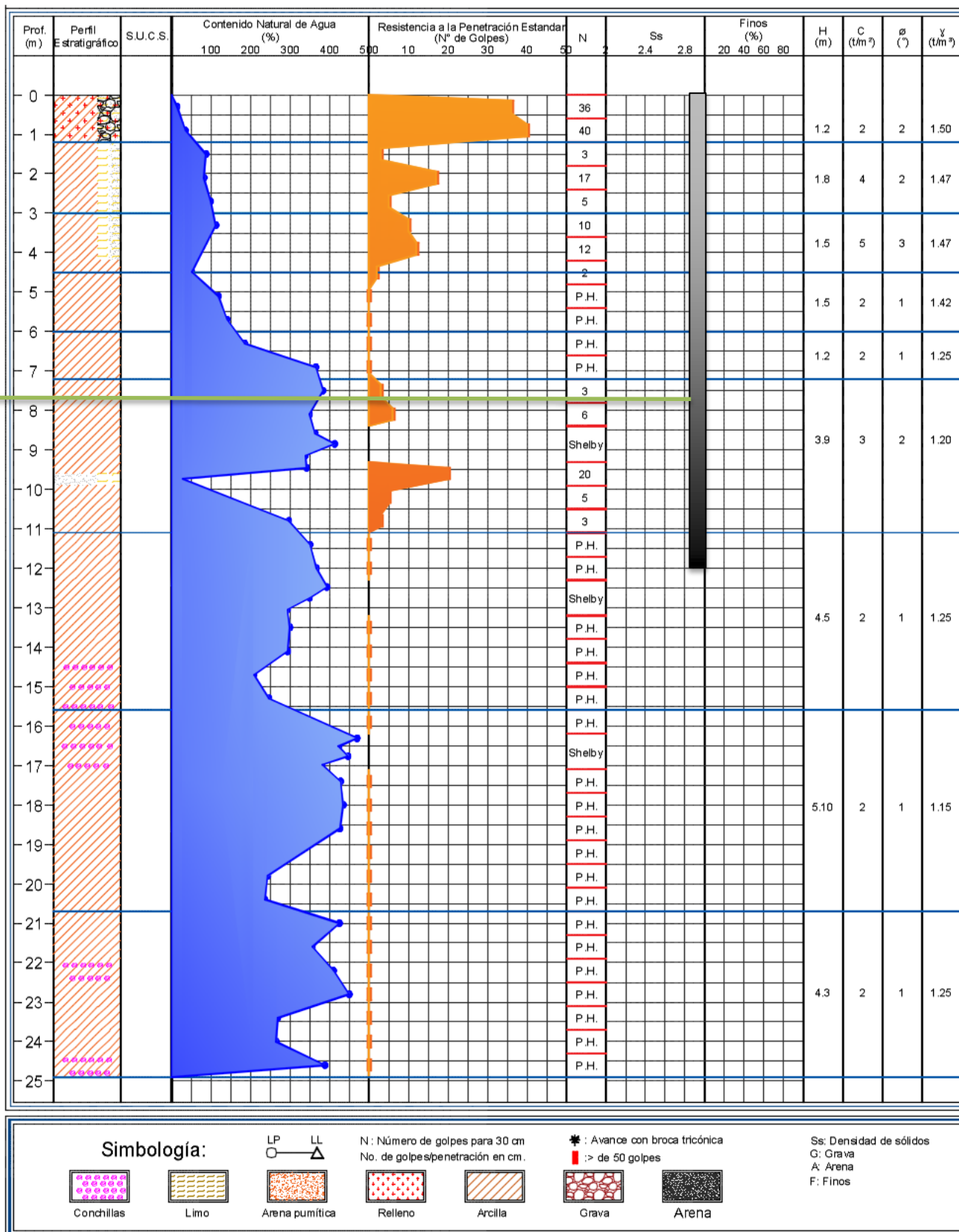


FIGURA 11.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO MIXTO SM -1

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 lo descrito a continuación 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

En las muestras representativas alteradas, se harán 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, además de las pruebas anteriores también se les realizaron las siguientes pruebas:



Propiedades Mecánicas

- 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.



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.



4.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentoníticas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos; con algunas lentes de limo y arena fina gris (Ver figura 12).

4.1.- Descripción estratigráfica

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir, se realizó un sondeo profundo de tipo mixto SM-1 a 25 m de profundidad.

Es importante aclarar que los materiales superficiales y que subyacen al nivel de piso actual del terreno corresponden a materiales arcillosos de alta plasticidad, los materiales de relleno que se llegasen a detectar en el predio y no hayan sido detectados por los sondeos realizados, serán retirados fuera de la obra a donde lo indique la Dirección de la misma.

Los materiales producto de la excavación no podrán utilizarse como relleno controlado ni mejorarse al incorporándole cal debido a que su plasticidad que es muy alta y en caso necesario deberán suministrarse materiales controlados (tepetate) es decir materiales de banco.

En general las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, definidas mediante el Sondeo Mixto SM-1 realizado en el sitio de interés, presentan la siguiente secuencia:

**SONDEO MIXTO SM-1**

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00-1.20	Mat. de relleno: arcilla poco limosa con poca arena, color gris, y gravas, contenido de agua variable entre 14 y 35%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) entre 36 y 40 golpes, consistencia dura.
1.20-1.80	Arcilla poco limosa, color café grisáceo, con escasa arena, contenido de agua del 87%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 3 golpes, consistencia blanda.
1.80-4.20	Arcilla poco limosa, color gris, con escasa arena, contenido de agua variable entre 82 y 112%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable entre 5 y 17 golpes, consistencia media a firme.
4.20-4.80	Arcilla color gris verdosa oscura, con contenido de agua del 52%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 2 golpes, consistencia blanda.
4.80-7.80	Arcilla, color gris verdosa, con contenido de agua variable entre 117 y 383%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable entre peso de herramienta y 3 golpes, consistencia muy blanda a blanda.
7.80-9.60	Arcilla, color café, con contenido de agua variable del 338% al 413%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable entre 6 y 20 golpes, consistencia media a muy firme.
9.60-9.90	Arena fina poco limosa, color gris oscuro, contenido de agua del 26%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de 20 golpes, compacidad media.
9.90-11.10	Arcilla, color gris verdoso, con manchas café rojizo, con contenido de agua del 297%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) variable de 3 a 5 golpes, consistencia media.
11.10-14.40	Arcilla, color café y/o gris verdosa, con contenido de agua variable entre 293 y 393%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.
14.40-17.10	Arcilla, color gris verdoso, con fósiles, con contenido de agua variable entre 207 y 470%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.
17.10-20.10	Arcilla, color gris verdoso, con escasa arena fina, contenido de agua variable entre 243 y 435%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.

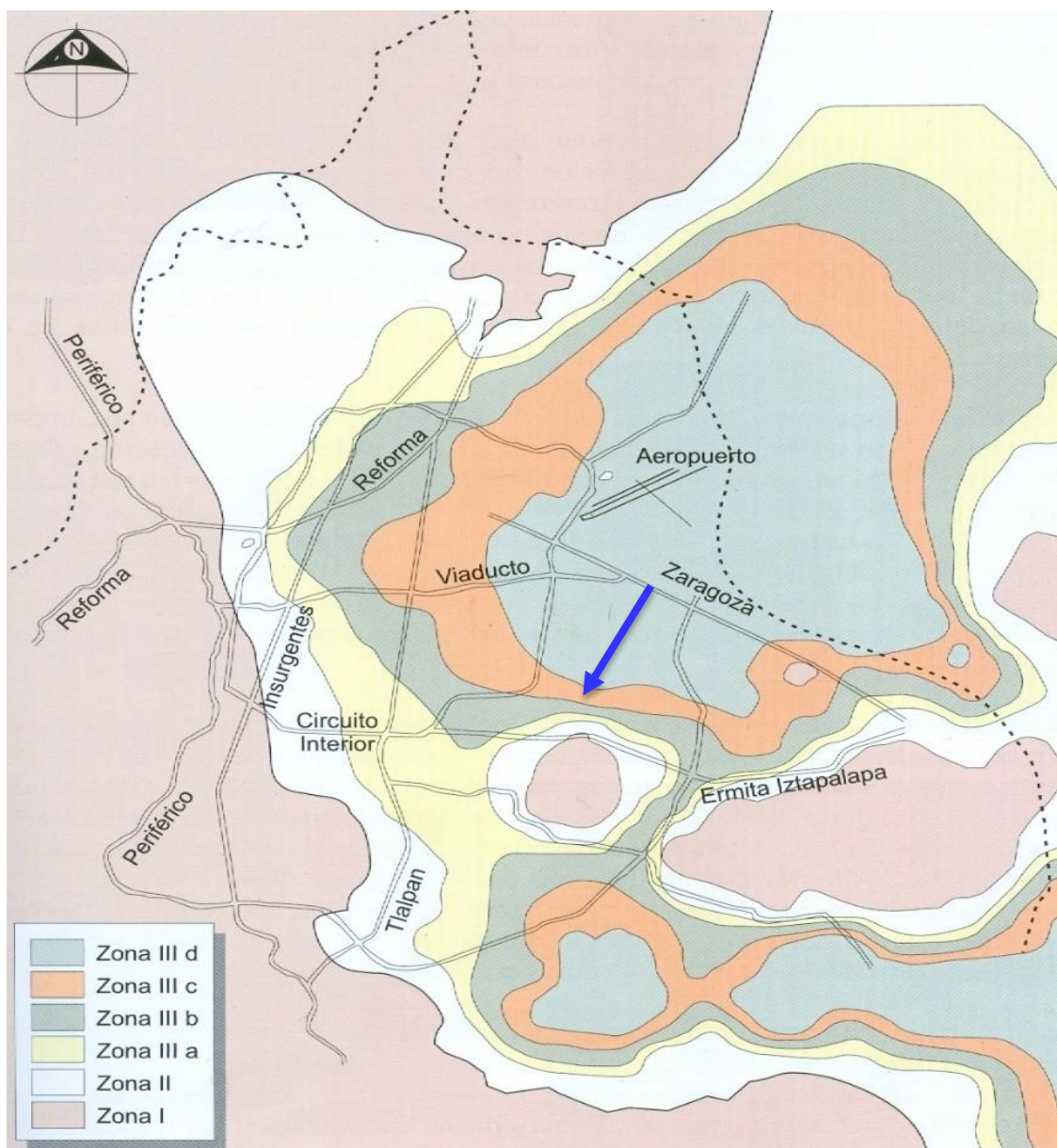


PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
20.10-20.70	Arcilla, color gris verdoso, con manchas rojizas, con contenido de agua de 236%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.
20.70-21.90	Arcilla, color gris verdosa, contenido de agua variable entre 357 y 425%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.
21.90-22.50	Arcilla, gris verdosa, con fósiles, contenido de agua del 410%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.
22.50-23.10	Arcilla, café rojiza, y manchas grises, contenido de agua del 450%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.
23.10-23.70	Arcilla, gris verdosa, contenido de agua del 269%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.
23.70-24.30	Arcilla, café rojiza, con manchas gris claro, contenido de agua del 265%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.
24.30-24.90	Arcilla, gris verdosa, con fósiles, contenido de agua del 388%, resistencia a la penetración estándar (I.R.P.E.) de peso de herramienta, consistencia muy blanda.

El nivel de aguas freáticas, se detectó a 3.0m de profundidad aproximadamente. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

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 1.5 kg/cm^3 .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona IIIc denominada Zona de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40 (Indicado en la figura 13).



Coefficients Sísmicos según las NTC D.F. 2001

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

FIGURA 13.- ZONIFICACIÓN SÍSMICA

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 14, mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); donde se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados, donde se consideran preconsolidados.

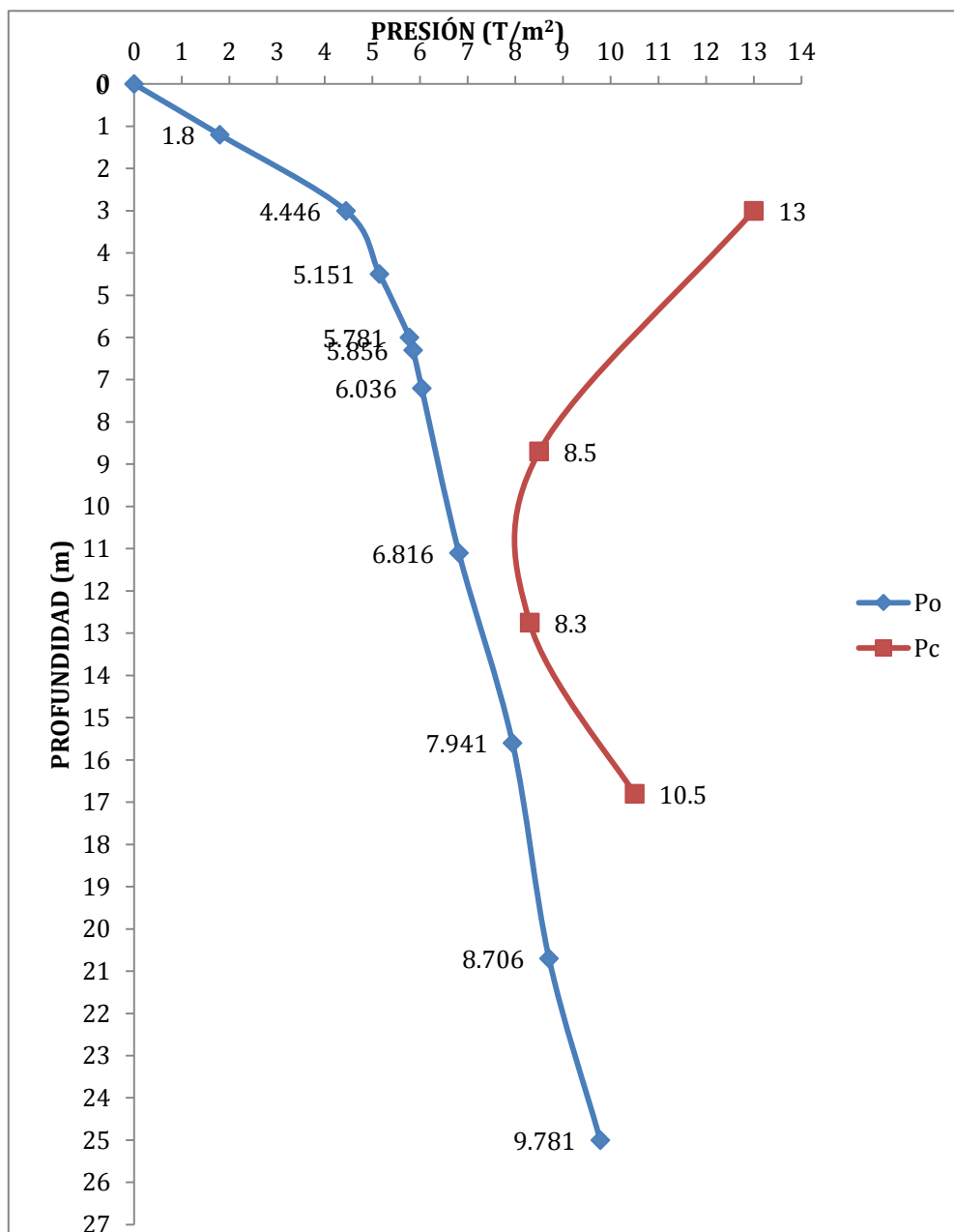


FIGURA 14.- DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

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

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

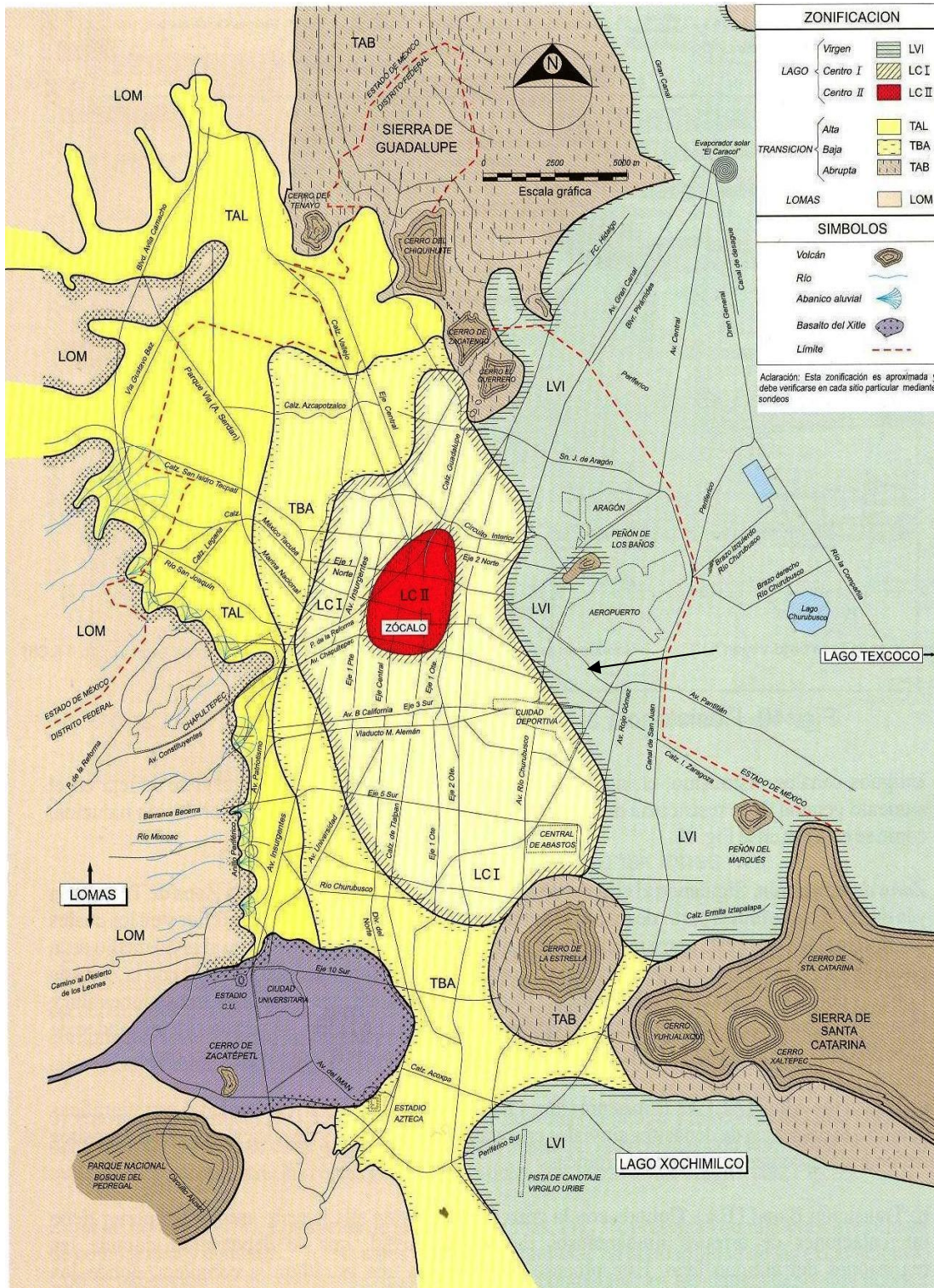


FIGURA 12.- GEOLOGÍA DEL SITIO EN ESTUDIO



5.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del edificio, y las propiedades estratigráficas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante entre los 3 y 25 m de profundidad, se establece que la alternativa de cimentación se deberá resolver mediante una cimentación constituida por un cajón de cimentación totalmente compensado con pilotes de fricción desplantados a -18.0 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del sótano 3, es decir, con un desplante a 25.2 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, considerando que el cajón de cimentación será a base de concreto reforzado constituido por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, tomando en cuenta una losa de cimentación de 40 cm de peralte sobre una plantilla de concreto pobre de 5 cm (espesor que deberá ser corroborado por el estructurista); cabe mencionar que el cajón cuenta con un nivel de piso terminado de -7.20 m, por lo que su nivel de desplante estará ubicado en el nivel -7.65 m con respecto al nivel de banqueteta. La cimentación mixta distribuirá la carga de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación en forma uniforme.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Material de relleno hasta la profundidad de 1.20 m con respecto al nivel de banqueteta.
- 22.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad.
- Nivel de aguas freáticas a 3.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta.

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:

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

La función de los pilotes será trabajar a tensión para reducir la compensación, las tensiones sobre la base en la losa fondo, y la excentricidad que se genere en el cajón de cimentación, así como reducir los asentamientos que se generen dentro del suelo de apoyo debido a las descargas de la estructura proyectada.



5.1.- Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presentara las siguientes características geométricas:

- El nivel de piso terminado del último sótano para estacionamiento corresponde a -7.20 m.
- La relación entre la altura del edificio (34.20 m) y la dimensión menor promedio de la planta baja (14.4 m).

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Espesor de costra superficial de 3.0 m, y espesor de arcilla lacustre 22 m de baja resistencia y alta deformabilidad.
- Nivel de aguas freáticas a 3.00 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, 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:

- 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 que alojara a los sótanos debe ser monolítico, continuo y sin juntas constructivas.

Con base en lo anterior, se hace la valoración de un cajón de cimentación, en toda el área del predio, desplantado a 7.65 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, con pilotes de fricción desplantados a 25.2 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta.

5.1.2.- Cargas estimadas del proyecto

De acuerdo a las cargas proporcionadas, considerando 1.5 ton/m² para los sótanos de estacionamiento que se alojaran en el cajón de cimentación y, 0.9 ton/m² para los niveles superiores.

Área Total sótano= 1,082.82 m²

Áreas vacíos (por nivel)= 226.56 m²

Área de construcción (por nivel)= 856.26 m²

Peso de la estructura = 13,034.37 ton (incluye peso de cimentación y no está factorizada) en condiciones gravitacionales y de 11,730.93 ton (incluye peso de cimentación y no está factorizada) en condiciones medias.

$W_E = 12.04 \text{ ton/m}^2$ condiciones máximas estimadas sin factorizar

11.44 ton/m² condiciones instantáneas estimadas sin factorizar

10.83 ton/m² condiciones medias estimadas sin factorizar

NOTA: Para los análisis presentados, aunado con la bajada de cargas por columna, más el peso de la cimentación, también se consideró en la sumatoria de las descargas el efecto que produce la Fricción Negativa a lo largo de las paredes del cajón de cimentación, con el fin de que éste quede totalmente compensado.

Excavación

Esfuerzo Total = 10.83 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de losa de cimentación)

Esfuerzo Neto = 0.01 ton/m² (considerando una compensación de 10.83 ton/m²)
Por lo que la cimentación quedará totalmente compensada.

5.1.3.-Cimentación mediante cajón de cimentación desplantado a 7.65 m de profundidad

La cimentación estará constituida por un cajón de cimentación desplantado a 7.65 m de profundidad, con la finalidad de que la cimentación quede totalmente compensada, debido al incremento de esfuerzos que se tendrá en la estructura y por las colindancias existentes en la parte Norte y Poniente del predio, más pilotes de fricción desplantados a 18 m de profundidad por debajo del nivel de piso terminado del sótano 3.

El área en planta de la losa propuesta será la que se indica en la figura 15.

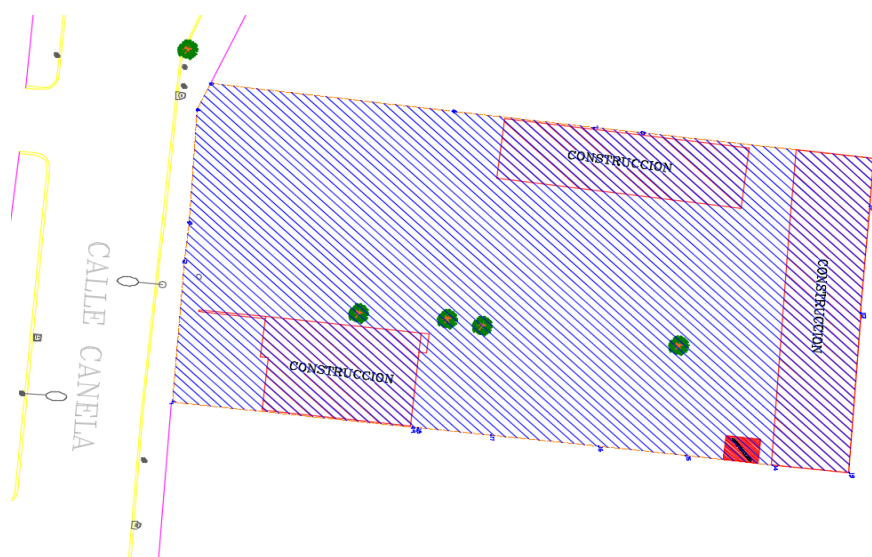


FIGURA 15.- SEMBRADO DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

De acuerdo a las cargas estimadas, se tiene un peso de 12,994.5ton repartidas sobre una losa de cimentación de 1,082.82 m², resulta una carga uniformemente repartida de 12.04 ton/m² en condiciones máximas que no están factorizadas.

En condiciones medias para la estructura conformada por dos sótanos, planta baja y nueve niveles superiores, se tendrá un peso unitario en su área cubierta de 10.83 ton/m², y considerando el área cubierta propuesta para la losa de cimentación que es un área igual a la cubierta por sembrado del edificio, que



permita disipar la carga transmitida por la estructura a un valor mínimo que no repercuta en el comportamiento de los mismos evitando que se presenten asentamientos mayores a los admisibles por medio de los pilotes de fricción.

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

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 -0.02 ton/m^2 , como resultado de la diferencia del peso de la estructura y de la compensación del subsuelo que existe a la profundidad de -7.65 m .

En este caso se presentó excentricidad tomando en cuenta la información de cargas proporcionadas:

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

$$\begin{aligned} X &= 22.25 \text{ m} \\ Y &= 11.89 \text{ m} \end{aligned}$$

Y el CENTRO DE CARGAS con cargas proporcionadas resulta de:

$$\begin{aligned} \bar{X} &= 21.25 \text{ m} \\ \bar{Y} &= 11.72 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo que comparativamente

$$\begin{aligned} \text{C.G.} &= (22.25\text{m}, 11.89\text{m}) \\ \text{C.C.} &= (21.25 \text{ m}, 11.72\text{m}) \end{aligned}$$

Se tiene una excentricidad de:

$$\begin{aligned} e_x &= -1.00 \text{ m} \\ e_y &= -0.17 \text{ m} \end{aligned}$$

De acuerdo a las cargas estimadas la excentricidad se encuentra dentro del rango permisible de acuerdo a las NTC's, en ambos sentidos.

5.2.- Determinación de la capacidad de carga

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantará el cajón de cimentación se determinó considerando que los materiales afectados



por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos aplicando la siguiente expresión¹:

$$Q_a = c N_c F_R + P_v$$

en donde:

Q_a : capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m²

c : cohesión del material de apoyo, en ton/m².

N_c : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

en la cual :

D_f : profundidad de desplante la cimentación en m.

B : ancho del cimiento, en m.

L : largo del cimiento, en m.

F_R : factor de resistencia, adimensional

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

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos poco limo arenosos, de baja resistencia y alta compresibilidad, con una cohesión de 2.50 ton/m², un peso volumétrico variable entre 1.20 y 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 de cimentación de 21.70 ton/m², y de 26.05 ton/m² en condiciones dinámicas, considerando el empotramiento de 7.65 m de profundidad.

5.3.- Dimensionamiento de la cimentación

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

a) Combinación de cargas estimadas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación fue de 13,034.37ton para la estructura de interés. Estas cargas se afectaran por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas estimadas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación fue de 12,382.65 ton para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura

¹Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F. Octubre 2004.



analizada. Las cargas se afectaran por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas estimadas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación fue de 11,730.93 ton que se afectaran por un factor de carga de 1.0 y se emplearan 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 1.4, 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 1.4

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

F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

A: Área de cimentación.

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

$$\frac{Q F_c}{A} = 16.85 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 21.70 \text{ ton/m}^2$$

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 0.7
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:
 $e = M_s / M_t$

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 0.40
Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).
q₁: 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_o: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.40 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 1.5, $a_o = 0.40 \times 9.81/2.0 = 1.962$ m/seg², 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:

$$1,903.72 \text{ ton.} < 5,321.90 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

5.6.- Estado de falla local con cajón de cimentación

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

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

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, 3.0 ton/m² y 5°

$$N_{\phi} = \tan^2 (45^{\circ} + \phi_{cu} / 2) = 1.20$$

Fs = factor de seguridad, 1.0

K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 6.17 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es 9.45 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:

$$I_x = 50,800.41 \text{ m}^4$$

$$I_y = 187,751.03 \text{ m}^4$$

$$x = 22.81 \text{ m}$$

$$y = 11.865 \text{ m}$$

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 $\approx 26.17 \text{ ton/m}^2$ y $\Delta\sigma$ sismo mín $\approx -1.01 \text{ ton/m}^2$

5.8.- Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (16.85 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (21.70 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (26.17 ton/m^2) es **mayor a la capacidad de carga dinámica admisible** (26.05 ton/m^2) del subsuelo.

El incremento de esfuerzo por sismo min es igual a $-1.01 < 0.00 \text{ ton/m}^2$, **por lo tanto hay tensiones sobre la base.**

El incremento de esfuerzo por sismo máx. es igual a 26.17 ton/m^2 , resultado que es menor a la capacidad de carga última del suelo (15.56), y **por lo tanto no satisface.**

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo **es mayor al esfuerzo límite en la orilla** (9.45 ton/m^2).

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación **no cumple** con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, por lo tanto, es recomendable una cimentación mixta con cajón de cimentación más pilotes de fricción.



5.9.- Estado límite de servicio

Asentamientos diferidos

Debido a que el cajón estará totalmente compensado, los asentamientos diferidos por consolidación primaria son nulos, ya que la presión neta es de 0.01 ton/m^2 , siendo así que únicamente se tienen asentamientos regionales, los cuales son de 5 a 8 cm por año.

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, igual a 9.34 ton/m^2 .
- 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/m^2 .
- u: relación de Poisson, adimensional.

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

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

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



Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
7.65-11.10	550	0.5
11.10-15.60	550	0.5
15.60-20.70	550	0.5
20.70-25.00	550	0.5

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 15.90 cm y en la esquina de 3.40 cm, las cuales resultan inadmisibles.

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.- 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 presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, debido a que hasta la máxima profundidad de excavación no existen abatimientos piezométricos.
- + La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- + Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago).

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



En la figura 16 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 4 ton/m².

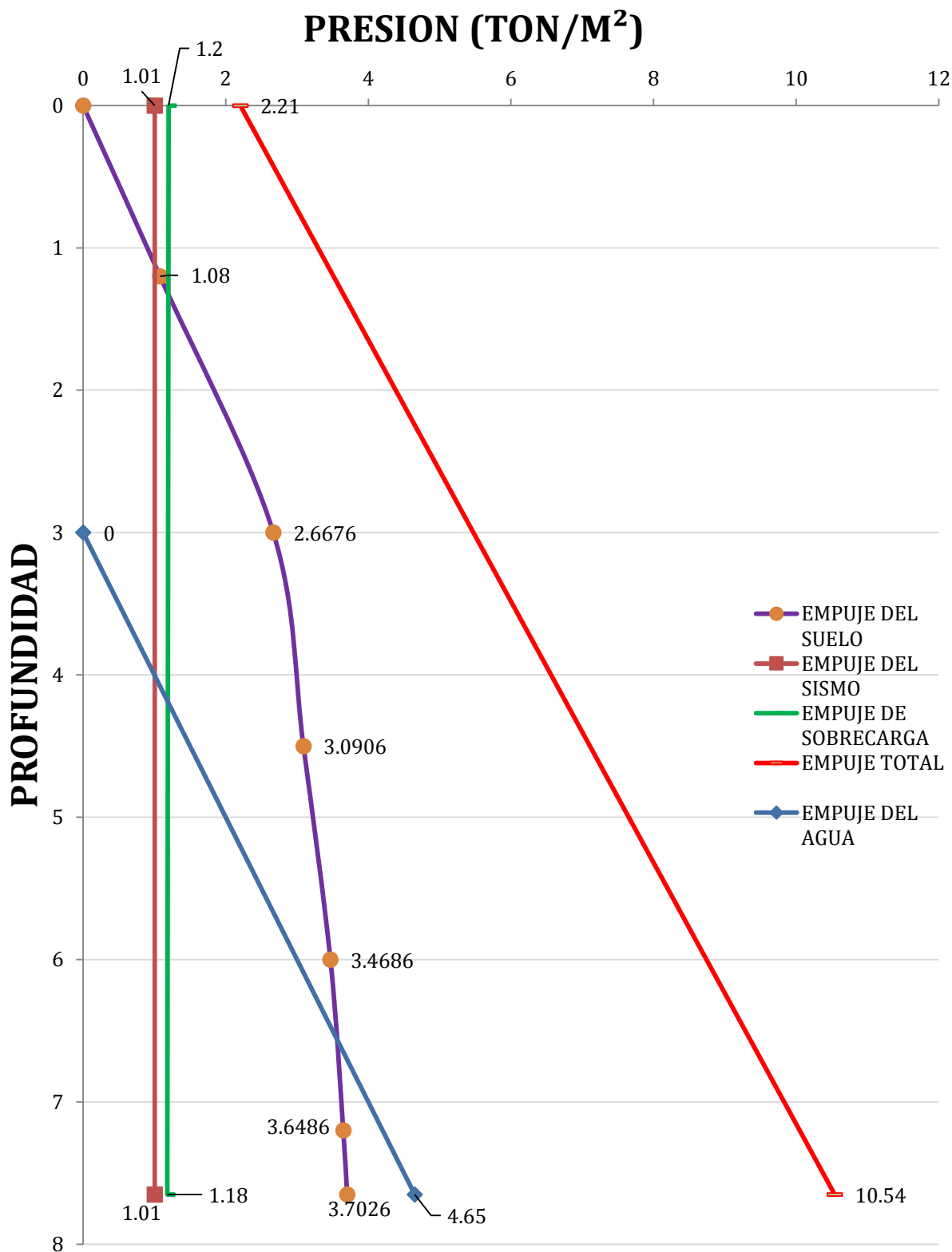


FIGURA 16.- EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS



5.12.- 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 4 ton/m²

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

c: cohesión del material que subyace a la excavación

N_c: coeficiente de capacidad de carga

F_R: factor de resistencia

Para una excavación a 7.65 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$19.15 \text{ ton/m}^2 > 10.89 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 4 \text{ ton/m}^2$$

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

5.13.- Estabilidad de Taludes para excavación

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo la revisión mediante el cumplimiento de la desigualdad

$$F_c \gamma H + q < U_q N_e c F_R$$

donde:

F_c: factor de carga, igual a 1.4

γ : peso volumétrico del material, 1.45 Ton/m³

H: altura máxima de la excavación, 7.65m

q: sobrecarga igual a 4.0 ton/m²

U_q: factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q / γ H.

N_e: número de estabilidad que depende del ángulo del talud.

c: cohesión media a la altura de la excavación, 2.3 Ton/m²

F_R: factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

$$16.85 \text{ ton/m}^2 > 5.40 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo a lo anterior, la excavación de los taludes para alojar el cajón de cimentación no son estables a corto plazo, por seguridad de la estructura y al momento de alojar el cajón de cimentación, se deberán estabilizar las paredes mediante un sistema de retención empleando un muro Milán, además de que al realizar la excavación se deberá ir conformando una berma perimetral 1.0:1.0 (horizontal: vertical) con banquetta 1.0 m como se indica en el siguiente capítulo.



5.14.- Alternativa con pilotes de fricción

Diseño geotécnico de pilotes de fricción

De acuerdo a los análisis anteriores, dado que el cajón de cimentación no es estable en condiciones dinámicas, además de presentar tensiones sobre su base y con el fin de disminuir las deformaciones del suelo originadas por la aplicación de carga de la estructura, se propone una cimentación mixta formada por un cajón de cimentación que se apoye sobre pilotes de fricción colados *in situ* con diámetros variables desplantados a -18 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del último sótano, por lo que su desplante estará ubicado en la cota -25.2 m con respecto al nivel de banqueteta; la capacidad de carga se calculó como se indica a continuación:

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

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D}; Q_u = CpL$$

donde

Q_u = carga última del pilote de fricción

F_D = factor de diseño en condiciones estáticas y dinámicas

C = cohesión promedio del suelo, igual a 2.50 ton/m²

p = perímetro del pilote, en m

L = longitud efectiva del pilote, 16.5 m.

Sustituyendo los datos anteriores, se obtiene lo siguiente:

CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DE FRICCIÓN							
Diámetro (m)	Perímetro (m)	Área (m ²)	Cohesión (Ton/m ²)	Longitud (m)	Qu (Ton)	Qadm estática (Ton)	Qadm dinámica (Ton)
0.40	1.26	0.13	2.5	16.50	51.84	36.29	41.47
0.45	1.41	0.16	2.5	16.50	58.32	40.82	46.65
0.50	1.57	0.20	2.5	16.50	64.80	45.36	51.84
0.55	1.73	0.24	2.5	16.50	71.27	49.89	57.02

TABLA. CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DESPLANTADOS A 25.2 m CON UNA LONGITUD EFECTIVA DE 16.50 m

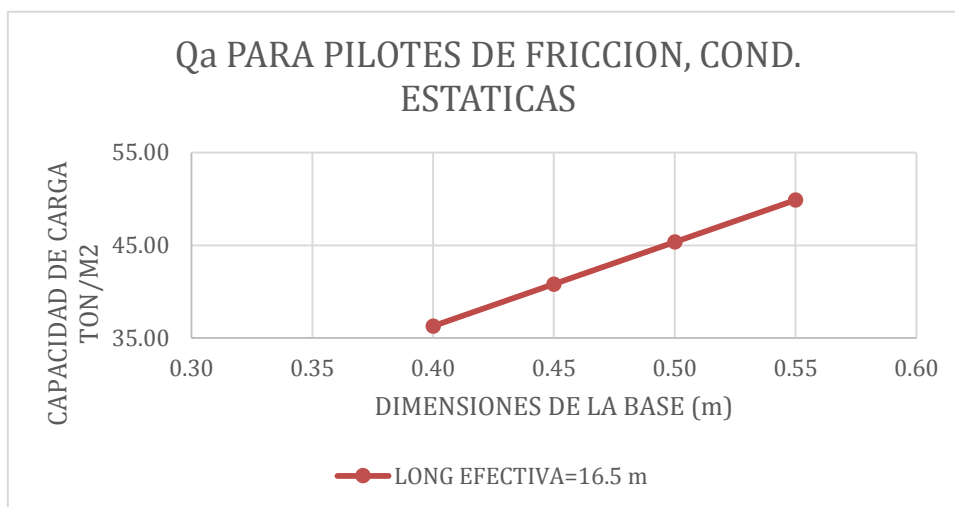


TABLA. CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

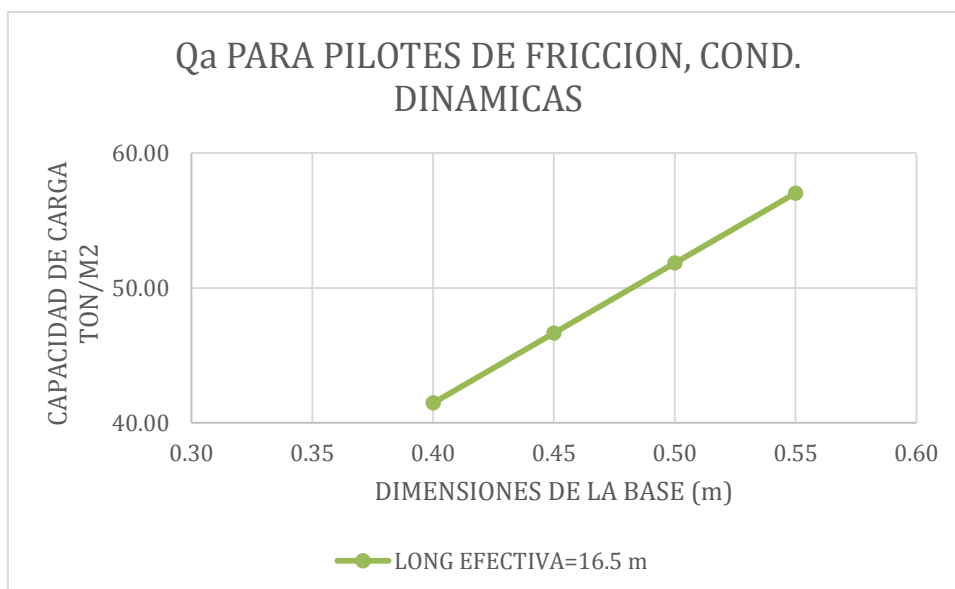


TABLA. CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES DINÁMICAS

La capacidad de carga por tensión para pilotes de fricción individuales y desplantados a 25.2 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta se calculó con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = \frac{2}{3} CPLF_R + W_p$$

donde

C = cohesión promedio del suelo, igual a 2.50 ton/m²

p = perímetro del pilote, en m

L = longitud efectiva del pilote, 16.50 m

F_R = factor de resistencia adimensional, igual a 0.6

W_p = peso propio del pilote, en ton



La capacidad de carga por tensión para diferentes diámetros en pilotes se presenta en la siguiente tabla:

Diámetro (m)	Q tensión (Ton)
0.40	25.71
0.45	29.62
0.50	33.69
0.55	37.92

TABLA. CAPACIDAD DE CARGA POR TENSIÓN EN PILOTES DESPLANTADOS A 25.2 M DE PROFUNDIDAD

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo. Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga. En cada caso se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones.

$$Q_{netatributaria} \leq Q_{ademestatica}$$

$$Q_{netatributaria} + \Delta Q_{sismo} \leq Q_{admindinamicaestatica}$$

$$| Q_{netatributaria} - \Delta Q_{sismo} | \leq Q_{admindinamicaestatica}$$

El incremento de carga por sismo se calcula con la siguiente expresión:

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

Donde:

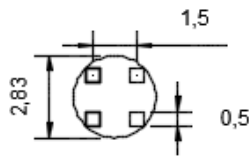
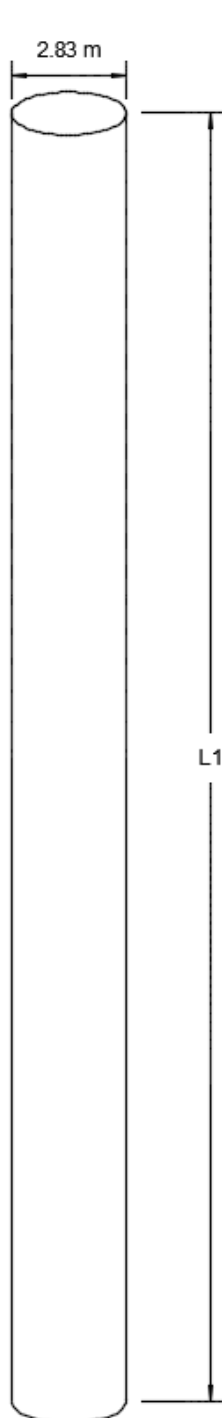
$\Delta \sigma_{sismo}$ = incremento de carga de sismo, ton

$M y_{sismo}$ = momento de volteo sísmico, ton-m

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

I_{min}, I_{max} = momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide de la losa de cimentación.

Ahora bien, para la revisión como grupo de pilotes se consideró lo siguiente: por ejemplo, para 4 pilotes de $\varnothing=0.50$ m, se genera una envolvente de $\varnothing=2.83$ m tomando en cuenta la separación mínima de eje a eje entre pilotes igual a 3 veces el diámetro del pilote. Además se tienen los siguientes parámetros y características geométricas:



\varnothing de la envolvente = 2.83 m
 Perimetro de la envolvente = 8.88 m
 Longitud₁ = 16.3 m
 Cohesión₁ = 2.50 t/m²
 W_p (por pilote) = 7.77 ton
 W_p (4 pilotes) = 31.08 ton

$$Q_{\text{FRICCIÓN}} = CPL * F_R$$

$$CPL = \left[\left(2.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (8.88 \text{ m})(16.5 \text{ m}) \right] = 366.3 \text{ ton}$$

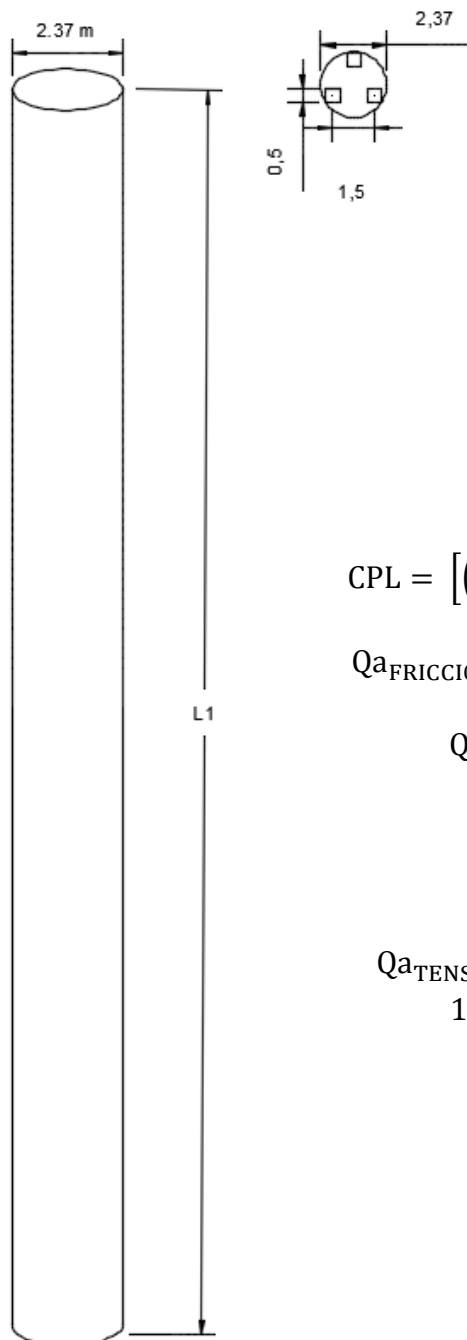
$$Q_{\text{FRICCIÓN ESTÁTICA}} = 366.3 \text{ ton} * 0.7 = 256.41 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{FRICCIÓN DINÁMICA}} = \frac{366.3}{1.25} = 293.04 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = \frac{2}{3} CPL F_R + W_p$$

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = \frac{2}{3} 366.3(0.6) + 31.08 \text{ ton} = 177.62 \text{ ton}$$

Por otro lado, para la revisión como grupo de pilotes y considerando 3 pilotes de $\varnothing=0.50$ m, se genera una envolvente de $\varnothing=2.37$ m tomando en cuenta la separación mínima de eje a eje entre pilotes igual a 3 veces el diámetro del pilote. Además se tienen los siguientes parámetros y características geométricas:



\varnothing de la envolvente = 2.37 m
 Perímetro de la envolvente = 7.45 m
 Longitud₁ = 16.3 m
 Cohesión₁ = 2.30 t/m²
 Wp (por pilote) = 7.77 ton
 Wp (3 pilotes) = 23.31 ton

$$Q_{\text{FRICCIÓN}} = CPL * F_R$$

$$CPL = \left[\left(2.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (7.45 \text{ m})(16.5 \text{ m}) \right] = 307.31 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{FRICCIÓN ESTÁTICA}} = 307.31 \text{ ton} * 0.7 = 215.12 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{FRICCIÓN DINÁMICA}} = \frac{307.31 \text{ ton}}{1.25} = 245.85 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = \frac{2}{3} CPL F_R + W_p$$

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = \frac{2}{3} (307.31 \text{ ton})(0.6) + 23.31 \text{ ton} = 146.25 \text{ ton}$$

En las siguientes tablas se presenta la condensación de los cálculos anteriores para diámetros de 0.40, 0.45, 0.50, 0.55 m, desplantados a 25.2 m con respecto al nivel de banquetta, y longitudes efectivas de 16.5 m.



PROPIEDADES DE LA ENVOLVENTE GENERADA POR GRUPOS DE PILOTES							
No. Pilotes de $\varnothing=0.40$ m	Diámetro m	Área m ²	Perímetro m	Longitud m	Q _a FRICCIÓN ESTÁTICA ton	Q _a FRICCIÓN DINÁMICA ton	Q _a TENSÓN ton
2	0.9	0.64	2.83	16.5	81.72	93.39	56.65
3	1.9	2.83	5.97	16.5	172.38	197.01	113.43
4	2.26	4.02	7.11	16.5	205.30	234.63	137.22
5	2.61	5.34	8.2	16.5	236.78	270.60	160.18

TABLA. CAPACIDAD DE CARGA PARA GRUPO DE PILOTES CON UN DIÁMETRO DE 0.40 m Y LONGITUD EFECTIVA DE 16.5 m

PROPIEDADES DE LA ENVOLVENTE GENERADA POR GRUPOS DE PILOTES							
No. Pilotes de $\varnothing=0.45$ m	Diámetro m	Área m ²	Perímetro m	Longitud m	Q _a FRICCIÓN ESTÁTICA ton	Q _a FRICCIÓN DINÁMICA ton	Q _a TENSÓN ton
2	1.02	0.808	3.2	16.5	92.40	105.60	65.40
3	2.13	3.58	6.71	16.5	193.75	221.43	129.61
4	2.55	5.09	7.99	16.5	230.71	263.67	157.03
5	2.93	6.73	9.2	16.5	265.65	303.60	183.29

TABLA. CAPACIDAD DE CARGA PARA GRUPO DE PILOTES CON UN DIÁMETRO DE 0.45 m Y LONGITUD EFECTIVA DE 16.5 m

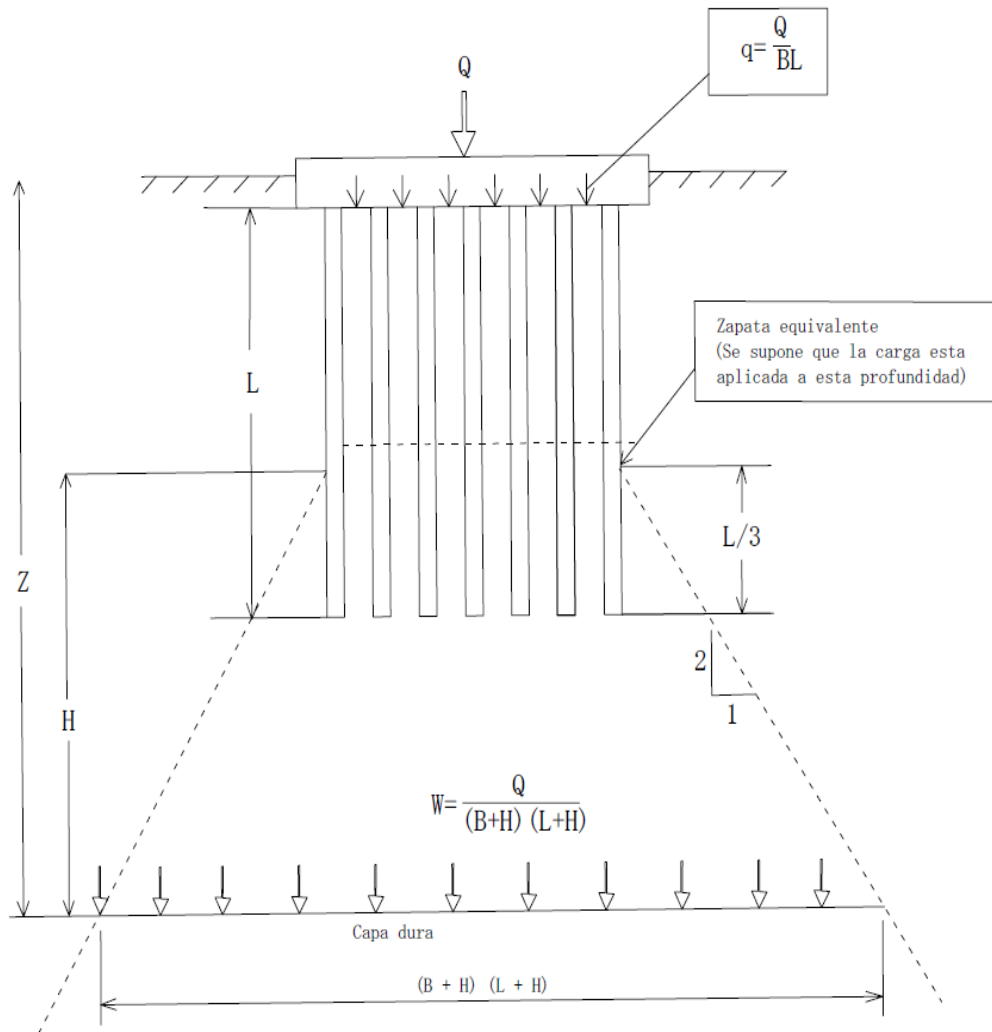
PROPIEDADES DE LA ENVOLVENTE GENERADA POR GRUPOS DE PILOTES							
No. Pilotes de $\varnothing=0.50$ m	Diámetro m	Área m ²	Perímetro m	Longitud m	Q _a FRICCIÓN ESTÁTICA ton	Q _a FRICCIÓN DINÁMICA ton	Q _a TENSÓN ton
2	1.13	1	3.55	16.5	102.51	117.15	74.13
3	2.37	4.42	7.45	16.5	215.12	245.85	146.25
4	2.83	6.28	8.88	16.5	256.41	293.04	177.62
5	3.25	8.31	10.22	16.5	295.10	337.26	207.51

TABLA. CAPACIDAD DE CARGA PARA GRUPO DE PILOTES CON UN DIÁMETRO DE 0.50 m Y LONGITUD EFECTIVA DE 16.5 m

PROPIEDADES DE LA ENVOLVENTE GENERADA POR GRUPOS DE PILOTES							
No. Pilotes de $\varnothing=0.55$ m	Diámetro m	Área m ²	Perímetro m	Longitud m	Q _a FRICCIÓN ESTÁTICA ton	Q _a FRICCIÓN DINÁMICA ton	Q _a TENSÓN ton
2	1.24	1.21	3.9	16.5	112.61	201.09	83.17
3	3.11	7.6	9.77	16.5	282.11	322.41	189.43
4	2.62	5.41	8.24	16.5	237.93	271.92	173.59
5	3.58	10.05	11.24	16.5	324.56	370.92	232.50

TABLA. CAPACIDAD DE CARGA PARA GRUPO DE PILOTES CON UN DIÁMETRO DE 0.55 m Y LONGITUD EFECTIVA DE 16.5 m

Asentamientos en pilotes



El asentamiento por consolidación primaria del grupo de los pilotes es igual a la compresión de la capa de espesor H bajo la distribución de cargas indicadas y se calcula con la ecuación:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o}$$

donde:

ΔH : asentamiento por consolidación primaria.

C_c : índice de compresibilidad, igual al cambio en la relación de vacíos para un ciclo logarítmico de esfuerzo aplicado, en la curva $e - \log p'_o$ del suelo.

Δp : incremento de presión efectiva. Δ

e_o : relación de vacíos inicial.

H : espesor del estrato arcillosos considerando, medido a partir del tercio inferior de los pilotes

p'_o : presión vertical inicial efectiva.



Sustituyendo la ecuación anterior se obtuvieron asentamientos para grupos de pilotes al centro de 14.8 cm y de 5.10 cm en la esquina, que son admisibles pero al límite, desplantados a 18 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del último sótano.

De acuerdo a los análisis efectuados, en la figura 16a se presenta una planta esquemática con el sembrado propuesto del número de pilotes que deberán implementarse en el proyecto; se recomienda que la separación de los pilotes por debajo de las columnas sea al menos 3 veces su diámetro medido a paño externo. El diámetro de los pilotes a colocar será de 45 cm y de sección cuadrada, ya que éstos serán hincados en sitio.

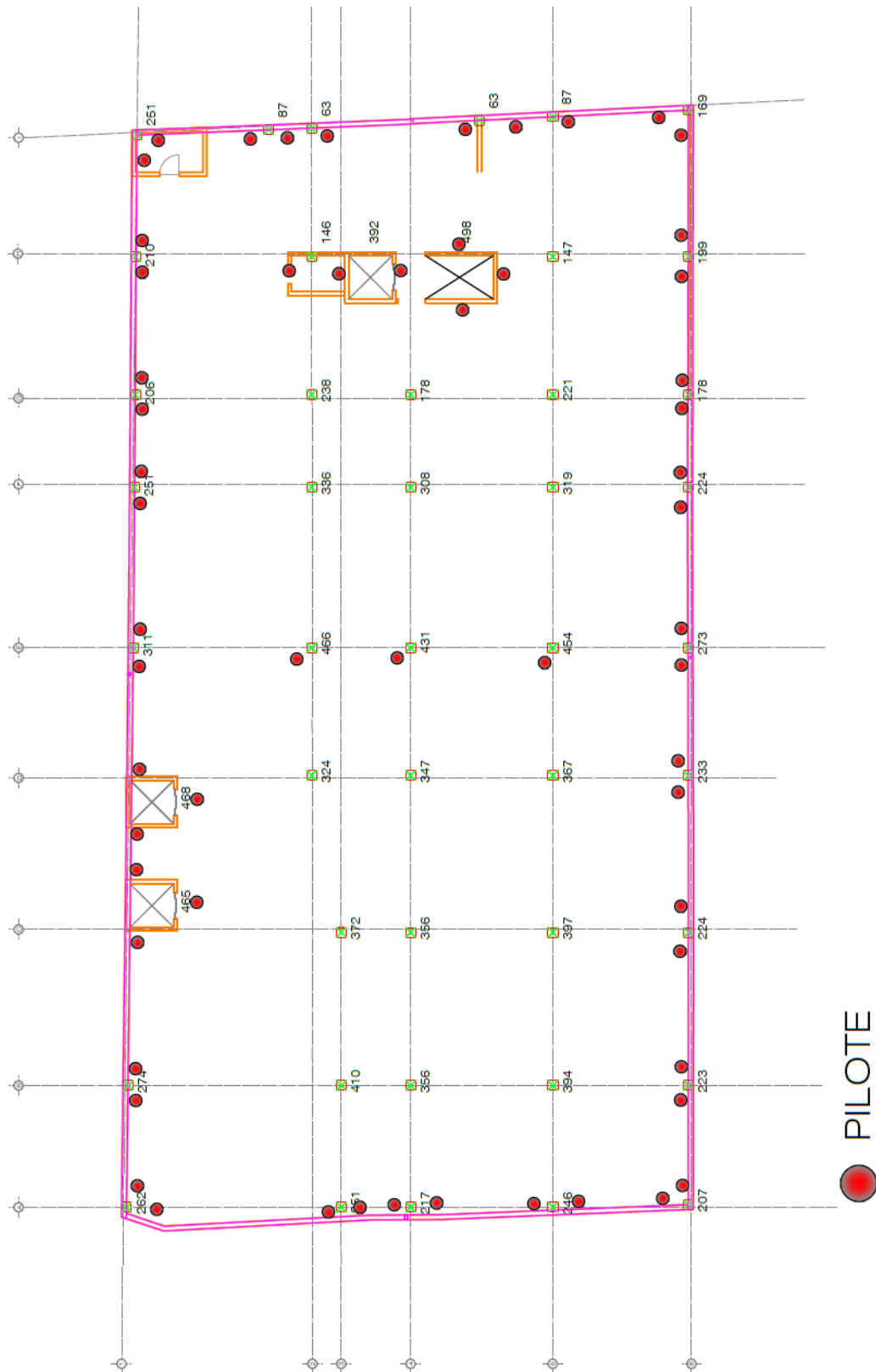


FIGURA 16a.- SEMBRADO EN PLANTA DE LOS PILOTE DE CIMENTACIÓN PROPUESTOS TENTATIVAMENTE



6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

Muro Milán es un elemento estructural que puede ser colado en sitio o prefabricado cuya finalidad es la de contener los empujes del terreno y mantener la estabilidad de las construcciones aledañas, durante los trabajos de excavación de sótanos (en el caso de edificaciones) o núcleos de trabajos posteriores (cajones del metro o construcción de cimentaciones superficiales o profundas). El Muro Milán puede funcionar como elemento estructural de contención de taludes, temporal o permanente (auxiliado con anclajes de fricción). Como parte permanente de la cimentación (auxilia a la cimentación al ligarse con la superestructura) cargando las zonas perimetrales de cualquier edificación: además de que sirve de tablaestaca con pocas filtraciones (estas son fáciles de controlar) para trabajos de abatimiento del nivel freático.

El Muro Milán se ha popularizado en la construcción del metro de la Ciudad de México. Principalmente en las líneas que requieren de la construcción de cajones subterráneos. Dependiendo de las características del terreno y del análisis del proyectista. El Muro Milán construido puede quedar como Muro de acompañamiento de un Muro Estructural o como Muro Estructural por sí solo. (Ver Fig 5.14). El Muro Milán también tiene aplicación en la construcción de lumbrera, de gran profundidad, como es el caso de las lumbreras para la construcción del drenaje profundo, cuya profundidad fue mayor a los 30mts.

Construcción del Brocal Guía para Equipo Guiado

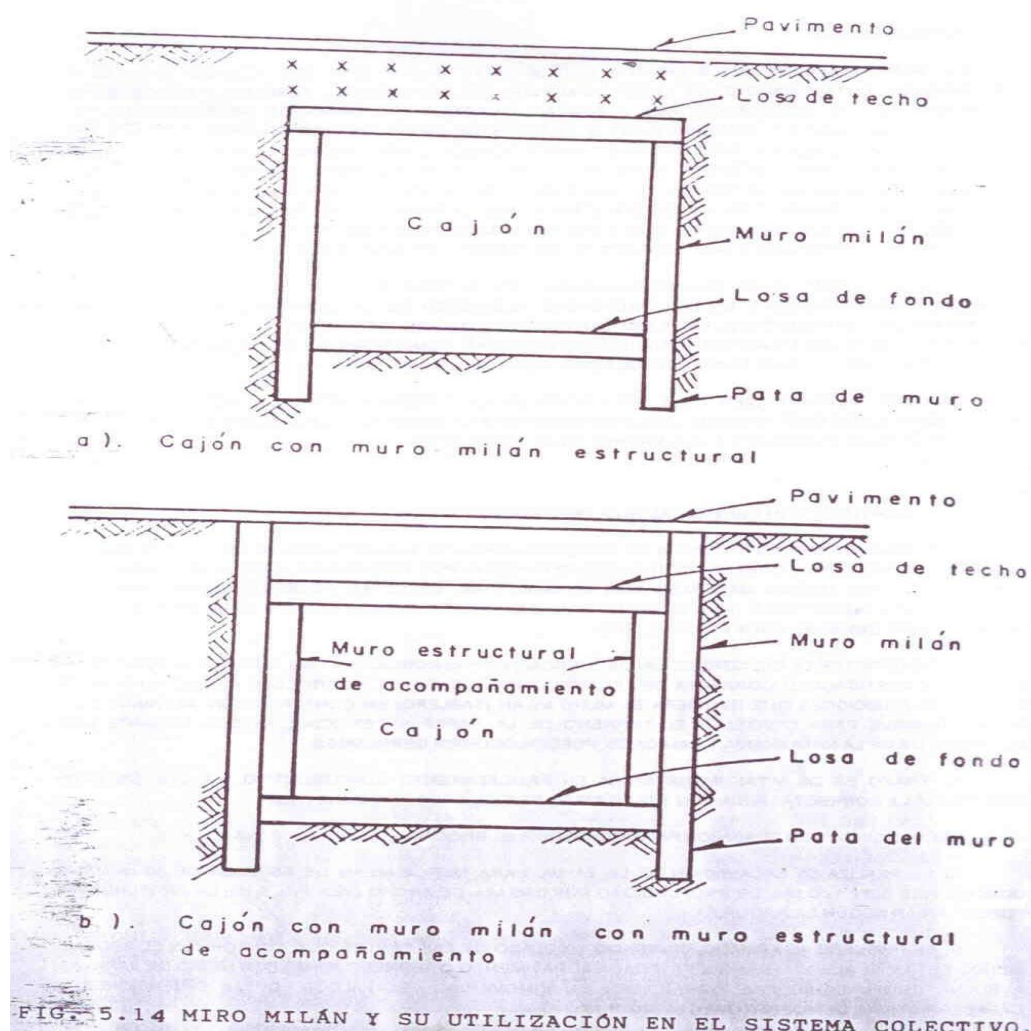
El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente hecha (Fig 5.15) cuya construcción puede ser hecha por maquinaria, siendo recomendable que se haga por medios manuales con el efecto de detectar posibles interferencias e instalaciones municipales (REF.9) como son: cableado de teléfonos y energía eléctrica, líneas de gas, drenaje, agua potable etc. El objetivo de la construcción del brocal, es proporcionada una guía que garantice la posición y verticalidad correcta del equipo guiado, durante el proceso de excavación de unas de las posiciones que requiera el Muro Milán (tablero) en construcción.

Además de lo anterior sirve para contener el terreno de la parte superficial, ya que durante los movimientos de la maquinaria y camiones, pueden ocurrir

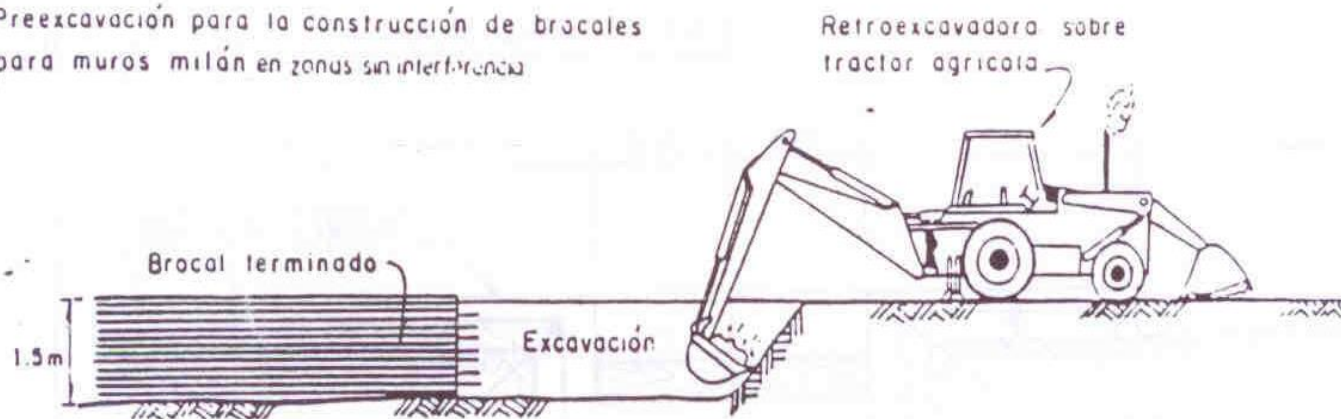
derrumbes. El trazo de vital importancia en procedimiento constructivo, ya que de este dependerá la correcta ubicación y el número de tableros por construir.

Secuencias de los Trabajos para Construir el Brocal

- A) Se realiza la excavación de la zanja, para Muros Milán de espesor de 60cm, sus dimensiones son: 1.60mts de profundidad por 0.95mts de ancho (Ver Fig.5.16) la profundidad puede variar según se requiera.
- B) Se procede al armado, cimbrado y colado de las partes de conforman el brocal, siendo estas: el alero o banqueta (fijada al pavimento o terreno firme por medio de varillas a buena profundidad que garantice su inmovilidad), el faldón, cuyas dimensiones y características se muestran



Preexcavación para la construcción de brocales para muros milán en zonas sin interferencia



UNA VARIANTE DEL ARMADO PARA EL BROCAL,
CON MALLA ELECTROSOLDADA 11x11.

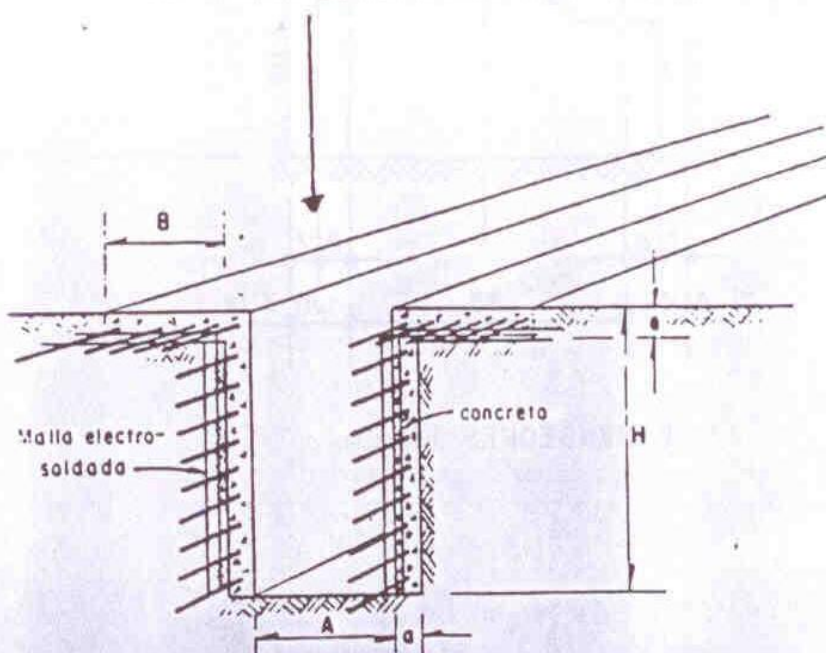
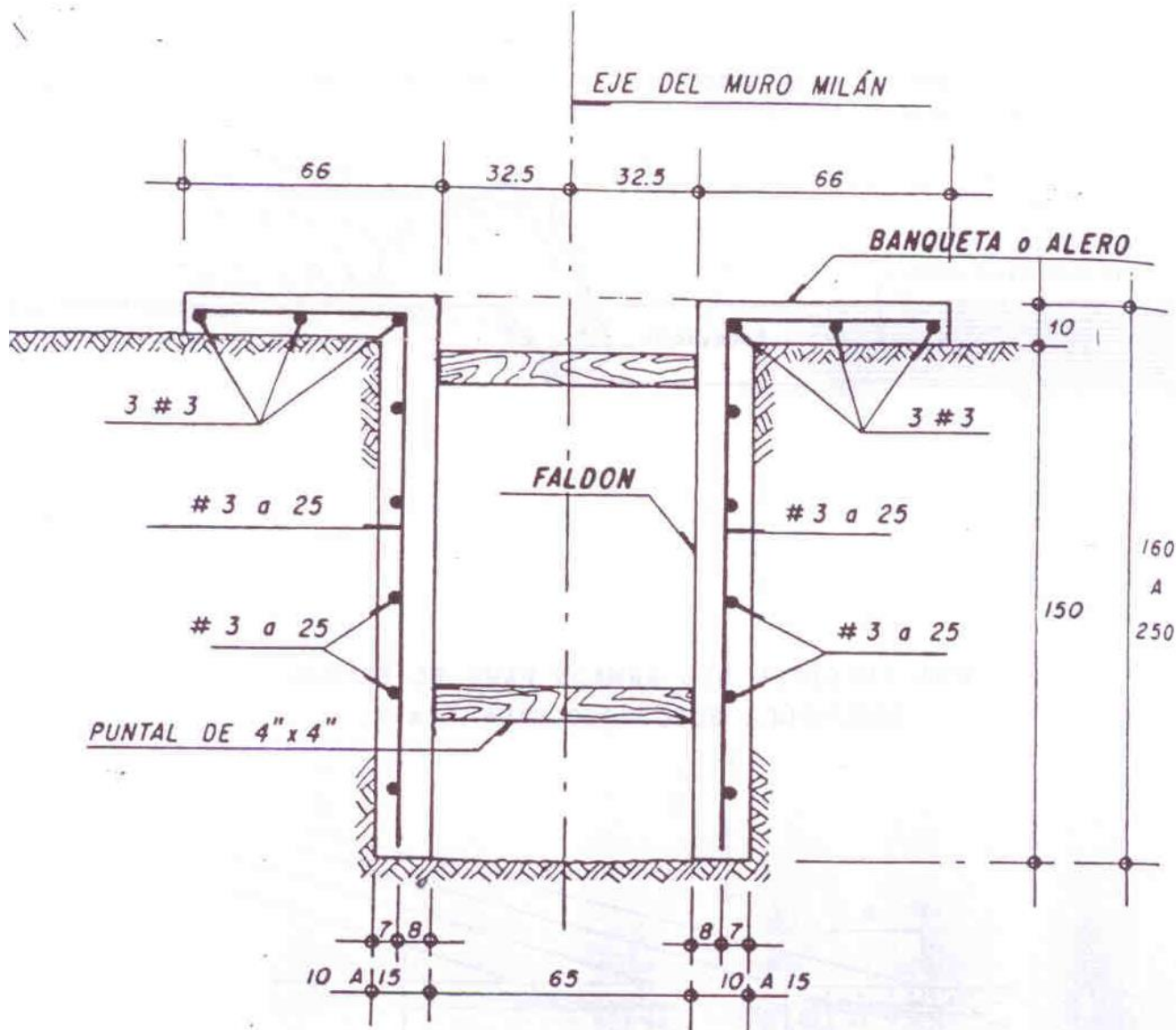


FIG. 5.15 PREECAVACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL GUÍA.



BROCAL

(DIMENSIONES GENERALES)



DIMENSIONES EN cm.

FIG. 5.16 ARMADO Y DIMENSIONES TÍPICAS DE UN BROCAL.



Excavación del Tablero

La excavación del tablero se inicia una vez terminado la construcción del brocal y el concreto a alcanzado su madurez se debe de contar con una secuencia de trabajo progresiva, ya programado de antemano, los tableros comúnmente dimensionan con 0.66mts con 6mts y una profundidad variable: el largo mínimo que puede tener un tablero está determinado por la abertura de las quijadas de la almeja (2.50mts).

Definido el tablero a construir, se procede a realizar la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante según proyecto, debiendo usar agua o lodo bentonítico para garantizar la estabilidad de las paredes (en el siguiente subcapítulo se dará la solución a la inestabilidad excesiva), manteniendo el nivel constante, el cual no debe de ser menor a 2mts por debajo del borde superior de los brocales.

El uso de agua en lugar de bentónita ha sido una alternativa en la construcción del Muro Milán, sin embargo, la bentónita otorga un grado mayor de seguridad y es conveniente procurar su utilización, en seguida se da una serie de recomendaciones para la excavación:

- 1) Es necesario señalar la secuencia conveniente de construcción de los tableros, para la fácil identificación, por lo que es necesario usar un plano que incluya la ubicación o despiece de todos los tableros por construir y asignándoles un número progresivo de ejecución, en el alero del brocal se marca la numeración de los muros. Esta técnica acarrea como beneficio el conservar un orden en el habilitado y armado de las parrillas para su uso secuencial, identificar a los tableros con posibles fallas en el procedimiento constructivo y finalmente mantener una correcta secuencia de trabajo en la generación de las estimaciones.
- 2) Marcar en el brocal las posiciones de la grúa (eje de la máquina) con el objeto de asegurar la extracción total de material, incluido en los extremos del muro para finalizar en el centro del muro.
- 3) Al señalar las posiciones de la draga o grúa, deberá incluirse en la longitud del muro el ancho correspondiente a las juntas metálicas que se colocan para sostener la banda de P.V.C.



- 4) Colocar la máquina sobre terreno firme, debiendo quedar sensiblemente horizontal lo más posible, para ayudar a conservar la verticalidad del equipo guiado, si el terreno no ofrece las condiciones para que el equipo a plomo, se procederá a la compensación de desnivel, rellenando la parte que produce el desnivel.
- 5) Colocar taponés de madera en los extremos del muro por excavar, sellados con material local, para evitar la fuga del agua o lodo bentonítico durante el proceso de excavación y colado del muro.
- 6) Checar constantemente el plomo del equipo guiado, para garantizar durante todo el proceso de excavación, que las parees queden verticales.
- 7) Para evitar las deformaciones del equipo es necesario, impedir el golpe brusco de este sobre el terreno, logrando con esta acción eliminar los desprendimientos del propio terreno.
- 8) Mantener una constante vigilancia en el funcionamiento del equipo, para lo cual es necesario revisar mangueras, cables y poleas principalmente.
- 9) Es recomendable la limpieza de la almeja en cada una de las salidas de la zanja.
- 10) Garantizar la profundidad de desplante del Muro Milán se marcara en el Kelly del equipo, la medida necesaria haciendo un chequeo constante mediante el uso de una sonda referida al nivel de la superficie del alero.
- 11) Una vez terminada la excavación, es recomendable realizar un nuevo sondeo de la excavación terminada mediante el uso mismo de la almeja, ubicada en el nivel de desplante del Muro, en cada una de las tres posiciones.
- 12) Es recomendable mantener una constante limpieza en el área de trabajo para evitar accidentes.
- 13) Para mantener un mejor aprovechamiento del equipo, la secuencia de construcción de los tableros se efectuara de manera alterna, es decir, se construirá un tablero y se dejara un tablero intermedio sin construir, se procede a construir el tablero siguiente, así sucesivamente los tableros se dejaron sin construir serán terminados de regreso, quedando intermedios entre muros con el concreto ya resistente. (Ver Fig.5.19).



- 14) Es muy importante evitar trabajos y movimientos innecesarios de la maquinaria y equipo durante los trabajos, es decir procurar respetar en lo posible el plan de trabajo ya programado para evitar daños en los mismos y con esto generar tiempos perdidos.
- 15) En caso de fugas de lodo bentonítico en la excavación, como consecuencia de grietas en el terreno, presencia de lentes de arena, instalaciones municipales no detectadas, etc: se procede de la siguiente manera.
 - I) Si la excavación se encuentra en la primera posición, es conveniente retirar el equipo y rellenar de inmediato con material local, e informar a la supervisión para consultar al proyectista y dar solución al problema.
 - II) Si la excavación se encuentra en segunda o tercera posición se recomienda acelerar la excavación para de inmediato colar.

Sin Caídos

La estabilidad de las paredes de una zanja excavada o excavación, depende de la cohesión de los suelos en que se realizan los trabajos, la profundidad de la misma y del empuje hidrostático del fluido que llena dicha perforación, si el lodo espontaneo es suficiente para estabilizar la excavación se prosigue con los trabajos; de no suceder esto y se detecten derrumbes se procede a la colocación de lodos bentoníticos sódicos o cálcicos con menos del 3.5% de arena, en caso de que sigan los derrumbes se procede de la manera que se describen en el subcapítulo siguiente.

Con Caídos

El efecto de los caídos durante la perforación se debe a la presencia de una capa de suelo inestable. Cuando el agregado de agua para producir lodo espontaneo, ni el vaciado de lodo bentonítico es suficiente, para detener los derrumbes, se utilizan productos estabilizantes alternativos; como es el caso de la bárta que aumenta la densidad del lodo (lodo pesado) y logra estabilizar la perforación; existen otros productos como: el gel a base de polímeros, mezclas de aceites con polímeros o arcillas atapulgitas (se usa en aguas).



Es necesario tener en cuenta el análisis de fuerzas que actúan durante la obstrucción. Así como el correcto uso de un coeficiente de seguridad, esto para tener una idea clara del tipo de terreno que se va a trabajar.

Tabla 5.1 Factores de Seguridad en Función de la Profundidad (REF.10)

Profundidad de la Excavación (MTS)	Factor de Seguridad	
	Con Agua	Con Lodo
2	5.3	5.41
4	2.98	3.06
6	2.17	2.31
8	1.88	2
10	1.63	1.75
12	1.59	1.72

Esta Tabla es Aplicable en la Ciudad de México y con Arcillas que tengan una Cohesión por lo menos de 3 Ton/m² o más.

Colocación de Juntas y Armado

- A) Maniobra de lanzado de juntas. Una vez alcanzado el nivel de desplante según proyecto, se procede a colocación en los extremos de la perforación abierta, las juntas de colado, las cuales son elementos metálicos huecos de forma trapezoidal, abiertos en su parte baja (para facilitar su colocación y evitar que floten), en cuya cara frontal lleva una ranura donde se aloja una banda de P.V.C. Que quedara ahogada en el muro colado. La punta inferior debe de quedar clavada en el fondo de la perforación, por lo que debe tener la forma tipo “Espada” mostrada en la Fig. 5.21 para evitar movimientos durante las maniobras del lanzado del armado y hacer que la junta de P.V.C. Se caiga o se mueva de su lugar. Estas juntas funcionan como cimbra tapón para contener el concreto del muro que se ha colar y darle la forma machimbrada al muro, que a su vez protege la banda P.V.C. En la excavación del muro complementario cabe mencionar que entre dos muros colados con estas juntas e construye un muro complementario, pero ya sin estas, debido a que las paredes de los muros ya existentes funcionan como cimbra y con la banda de P.V.C. Fijada el motivo de poner bandas P.V.C es sellar las juntas frías que se generan entre los muros durante su construcción, y para su colocación se utilizan grúas de pluma rígida o telescópica comúnmente llamadas



maquinas nodrizas (Fig.5.22). A continuación se da una serie de recomendaciones para este trabajo:

- 1) Es necesario verificar la verticalidad de las juntas al ser introducidas estas siempre deben de estar a plomo.
 - 2) La cara de la junta que quede en contacto con el concreto, debe de aplicársele una película de grasa para chasis o cualquier desmoldante de marca, para evitar la adherencia innecesaria con el concreto y de esta manera facilitar la de su extracción.
 - 3) La banda de P.V.C debe de quedar completamente fijada en la ranura de la junta, esto se logra retacando el espacio anular entre la ranura y la banda, con estopa alquitranada que es completamente antiadherente y a su vez evita el paso de la lechada del concreto a la ranura.
 - 4) La banda P.V.C nunca debe ser perforada para su sujeción o cualquier otro motivo, dado que si esto se hace no se cumplirá la finalidad que tiene dicha junta, que es evitar el paso del agua freática a través de la junta constructiva que se crea por la construcción de los muros en manera independiente.
 - 5) Al retirar las juntas es necesario la limpieza de estas y de todo el equipo utilizado, con esto se prolonga su vida útil y buena conservación.
- B) Maniobra del lanzado del armado, estando las juntas en su posición correcta (en caso de muros que lleven), se procede a la colocación del acero de refuerzo o parrilla de refuerzo como se le conoce, esta maniobra también la realiza una grúa nodriza. A continuación se dan una serie de recomendaciones para los trabajos del lanzado del armado:
- 1) Se debe de programar con detalle, la secuencia de construcción de los tableros y por consiguiente el armado de las parrillas correspondientes, el armado de las parrillas siempre deben de estar adelantado respecto a la excavación y no tener tiempos muertos por este concepto.



- 2) Debido a que el armado de la parrilla de acero no es simétrico en ambas caras, es necesario al finalizar el armado, identificar perfectamente ambas caras para su correcta colocación.
- 3) Es necesario realizar una constante revisión de la soldadura, en tensores y orejas de izaje, es necesario contar con soldadores calificados para este importante trabajo.
- 4) Contar con el número suficiente de estribos con la medida adecuada, balancín de izaje para que el armado no sufra deformaciones indeseadas o rupturas de la soldadura durante el levante y lanzado (Ver Fig. 5.24).
- 5) Es importante fijar correctamente la parrilla del armado, ya que esta no debe quedar asentada en el fondo, es decir debe de quedar suspendida en el nivel correcto, con esto se evita que descansa en el fondo o que flote el armado durante el colado, deberá de anclarse al brocal colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal que impidan los movimientos ya mencionados (Ver Fig. 5.25).
- 6) Es requisito la colocación de roles de concreto en la distribución correcta y el número exacto (en ambas caras y fijados con pedacería de varilla), para un buen desplazamiento de la parrilla a lo largo de la excavación, estos también sirven de separadores, evitando que el acero quede sin recubrimiento de concreto y sea atacado por los agentes corrosivos de las sales minerales presentes en el agua freática para los roles funcionen las paredes de la excavación deben ser suficientemente resistente, para que los roles giren sin hundirse (Fig.5.26) ; para garantizar el centrado correcto se pueden utilizar roles más grandes o en su caso utilizar centradores de P.T.R que serán retirados una vez terminado el colado lo antes ser posible.
- 7) Durante el almacenaje de las parrillas, es necesario etiquetarlas para no perder la programación establecida y su secuencia de uso, es frecuente utilizar un armado en una perforación que no le

correspondía, siendo el armado más chico que esta y generando el problema m de tener un armado grande de sobra.

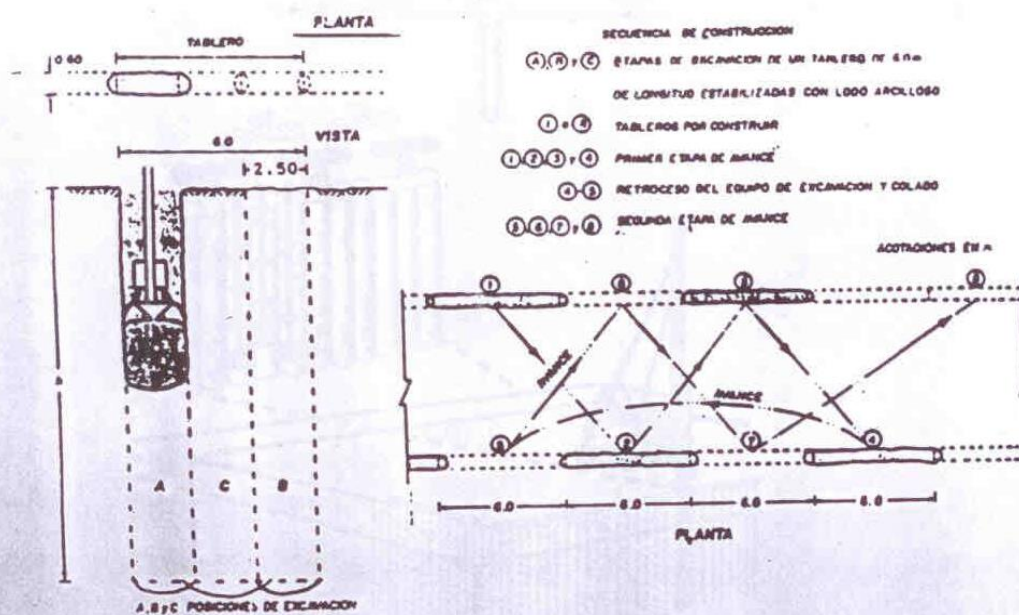
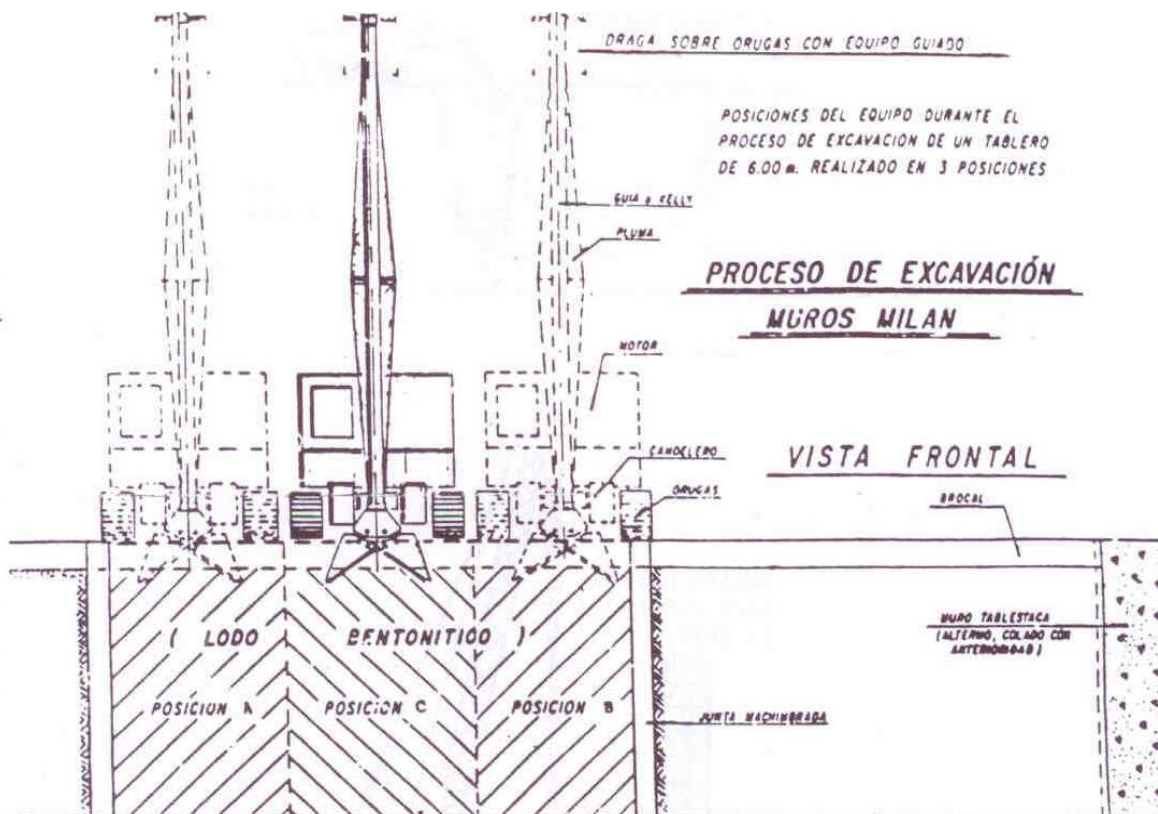
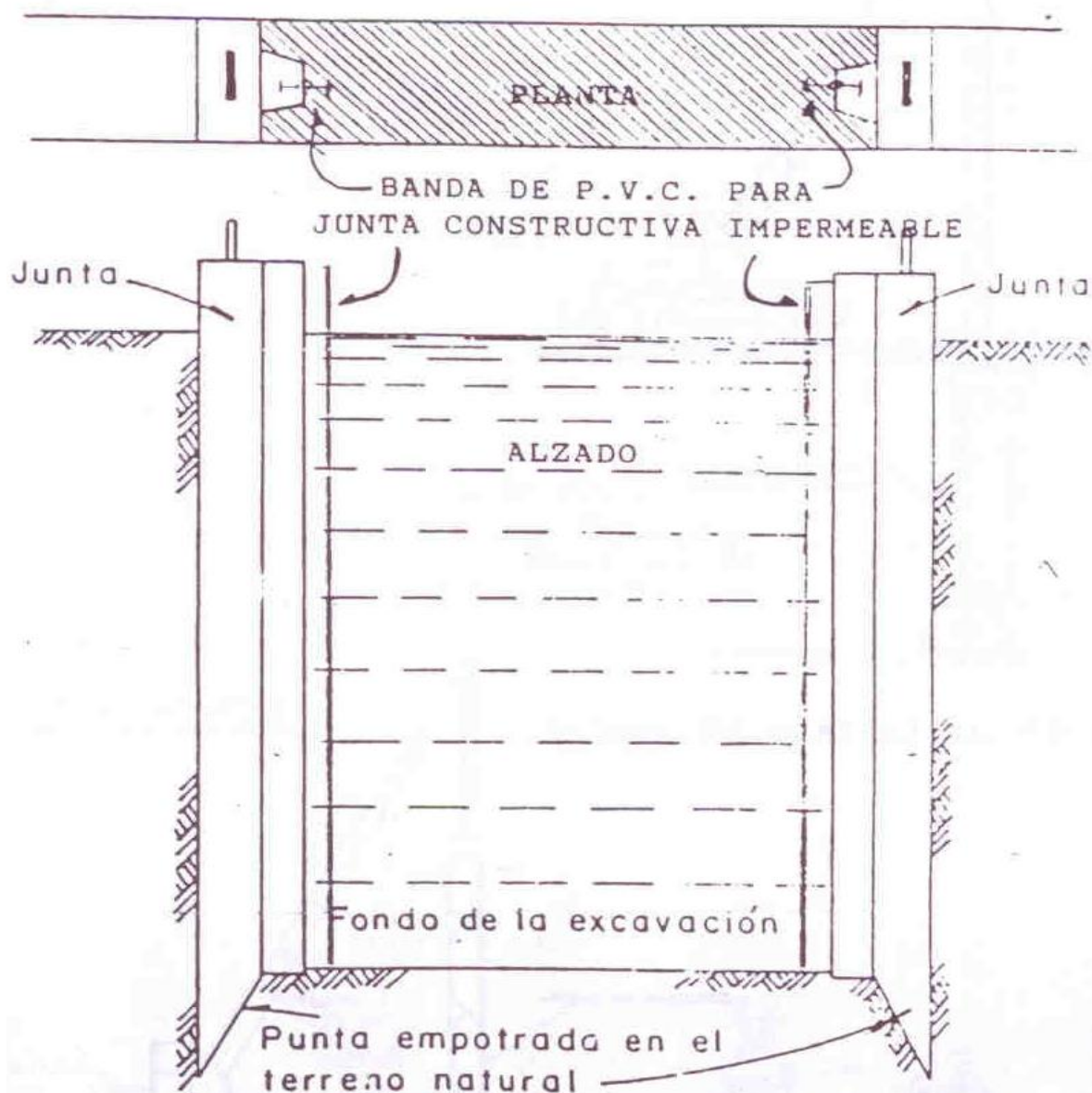


FIG. 5.19-A POSICIONES DE EXCAVACIÓN Y SU SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN.



Excavación para un tablero con las juntas colocadas lista para recibir el acero de refuerzo

FIG. 5.21 JUNTAS METÁLICAS MACHIMBRADAS PARA MURO MILÁN (POSICIÓN Y USO CORRECTO).

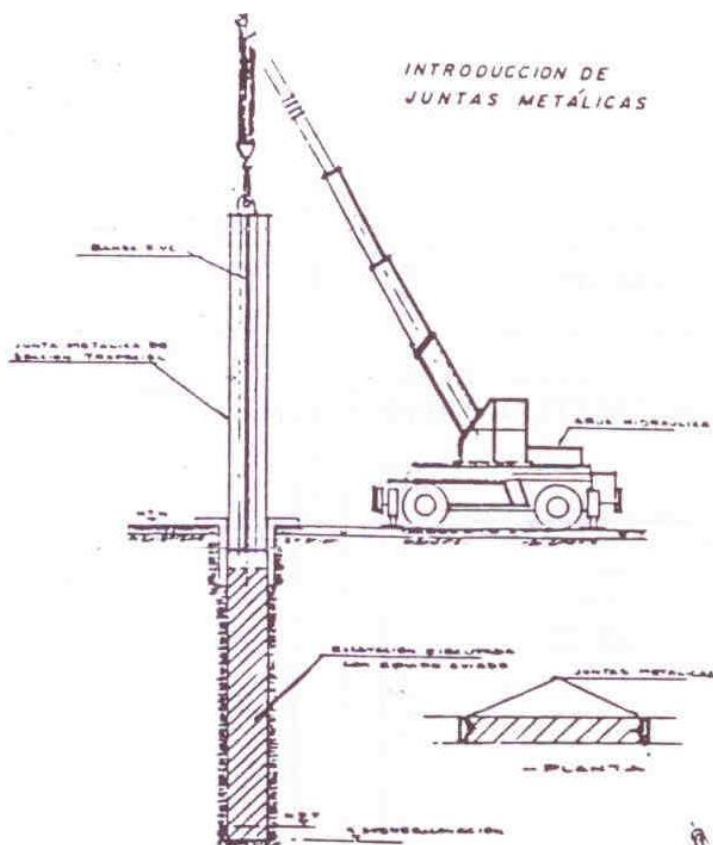


FIG. 5.22 MANIOBRA DE LANZADO DE JUNTAS.

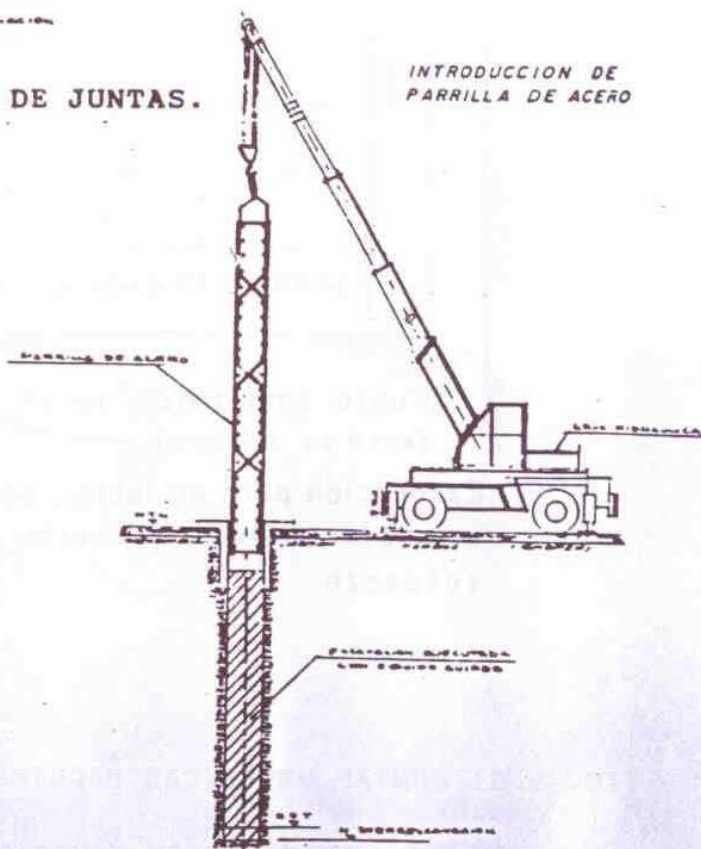


FIG. 5.23 MANIOBRA DE LANZADO DEL ARMADO.

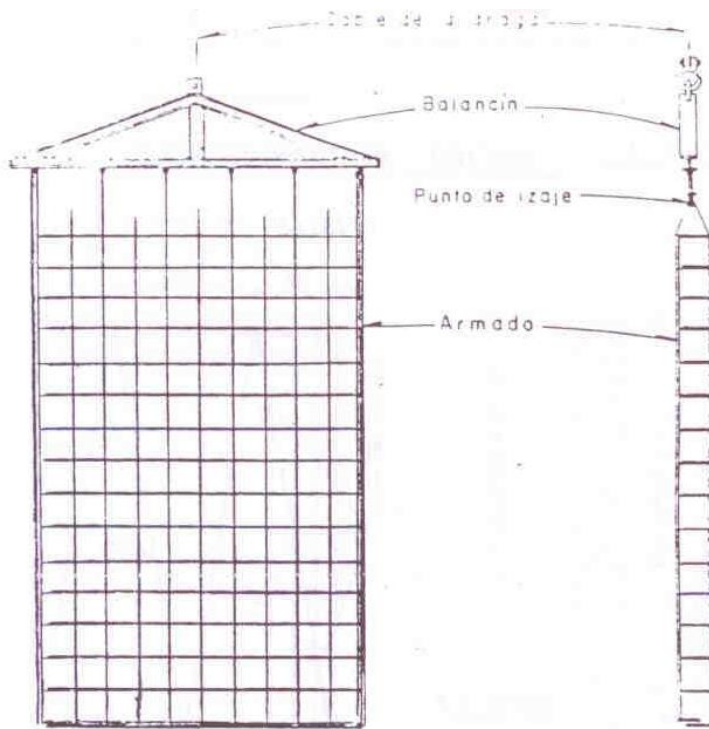


FIG. 5.24 IZADO DEL ARMADO DE ACERO DE REFUERZO CON BALANCÍN, PARA EVITAR DEFORMACIONES.

Empleo de balancín con 6 puntos de izaje para el manejo de los armados.

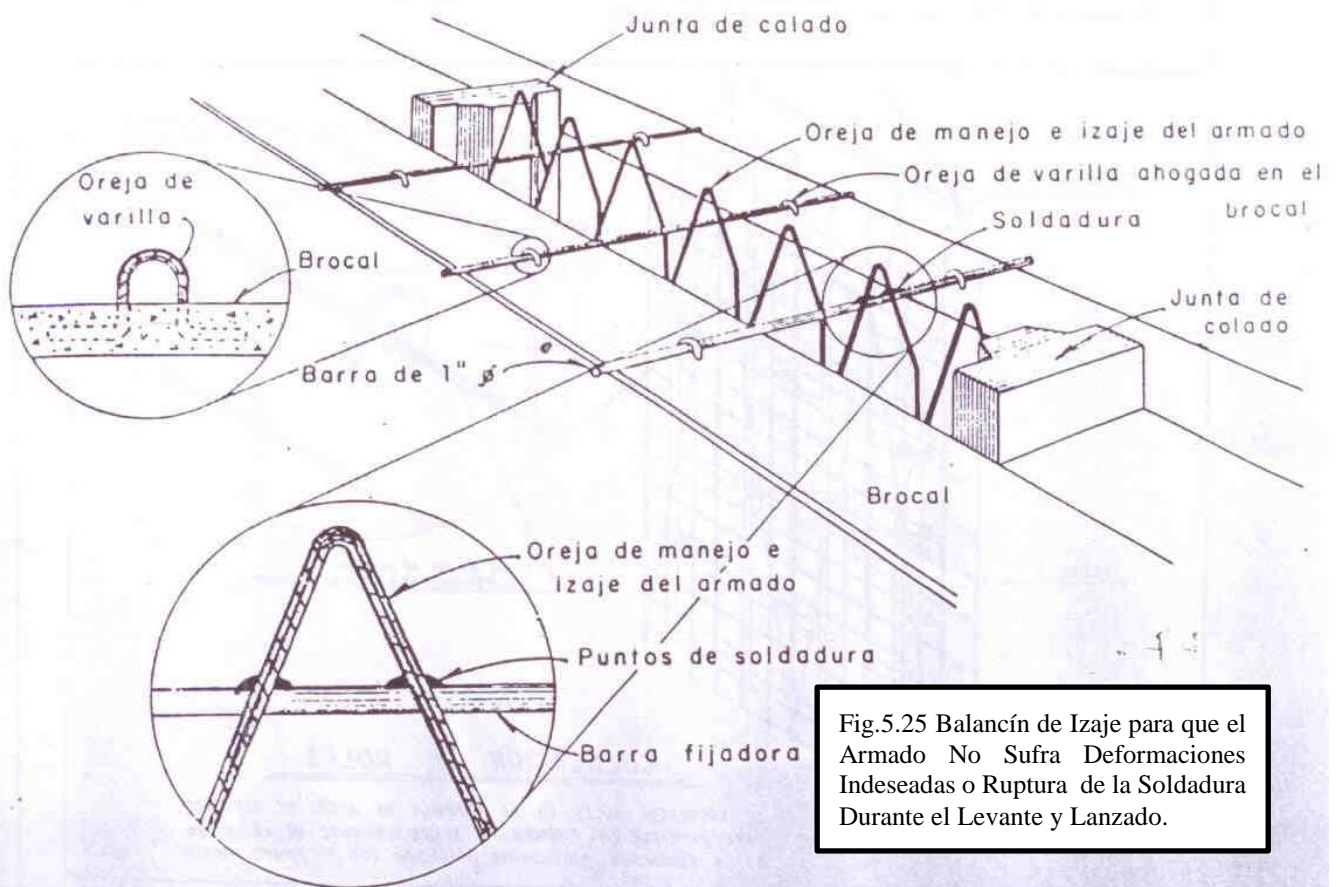


Fig.5.25 Balancín de Izaje para que el Armado No Sufra Deformaciones Indeseadas o Ruptura de la Soldadura Durante el Levante y Lanzado.

Anclaje del acero de refuerzo

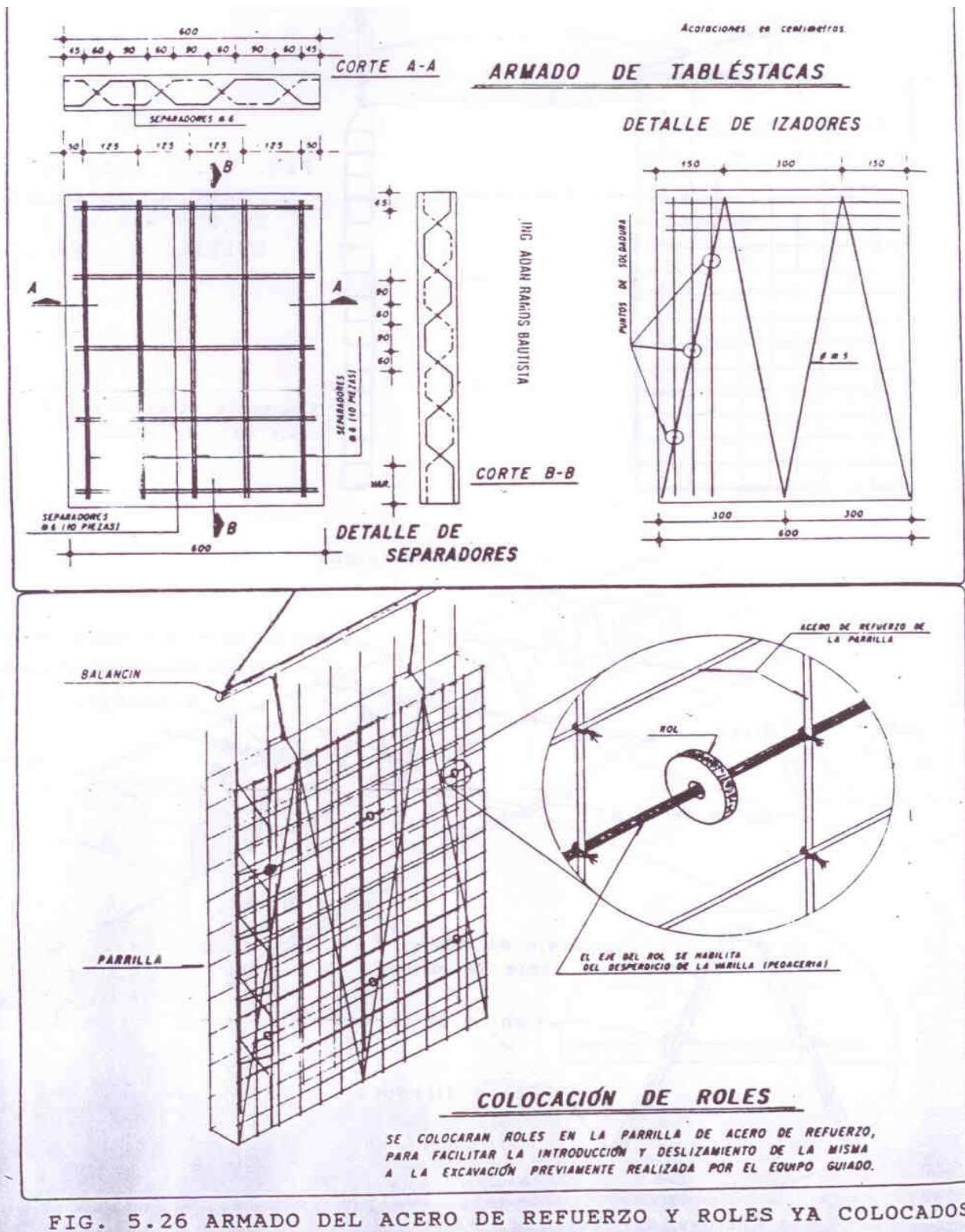


FIG. 5.26 ARMADO DEL ACERO DE REFUERZO Y ROLES YA COLOCADOS

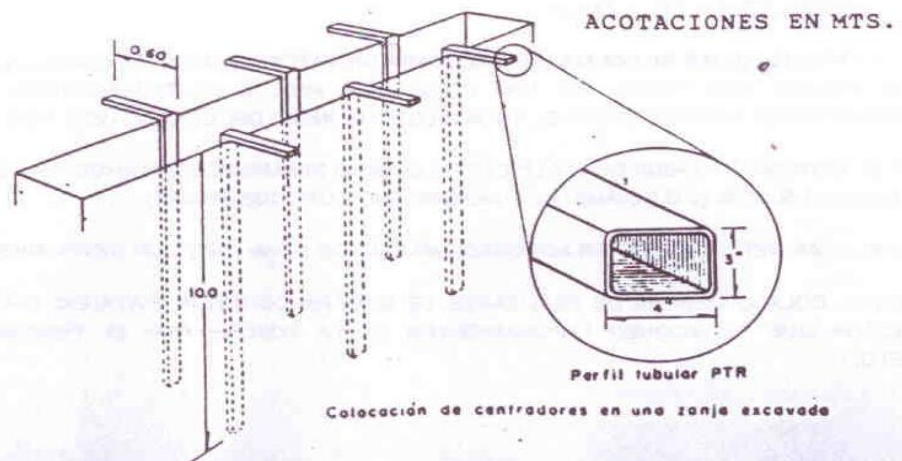
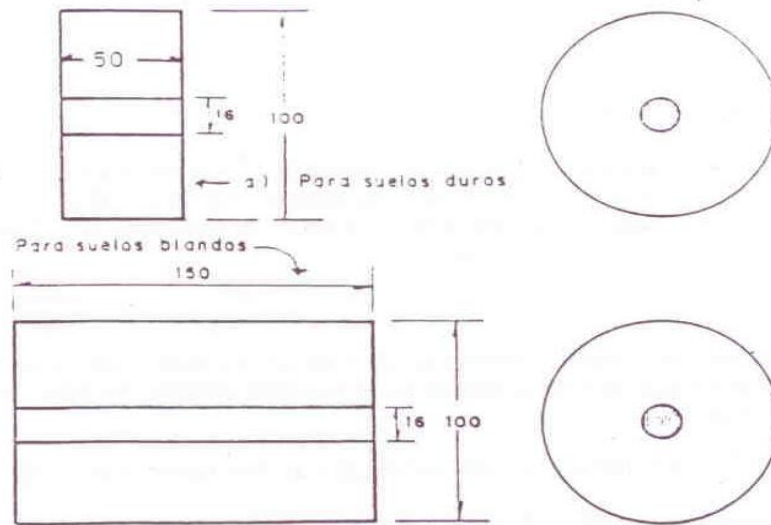


FIG. 5.27 ROLES Y CENTRADORES PARA GARANTIZAR LA CORRECTA COLOCACIÓN Y RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO.



Colado del Elemento

Una vez que la parrilla ha sido colada, centrada y nivelada en su posición correcta, se procede al colado (Fig.5.28) este se realiza por el método Tremie.

A) Colado con tubo Tremie, siempre el colado de los Muros Milán se realizan por el Método Tremie, debido a que se realizan bajo agua o lodos, siendo los siguientes puntos más importantes a cuidar:

- 1) El diámetro de la tubería debe ser entre 20 y 30cm (8 y 12 pulgadas).
- 2) La longitud de los tramos de tubería serian de 3 metros como máximo.
- 3) La tubería debe ser lisa por dentro y por fuera, para que el concreto fluya libremente y evitar atoramientos en el armado.
- 4) Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, es decir no se permitirá que el agua o lodo penetre a través de ellas.
- 5) Las cuerdas de cada tramo de tubería deben de estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.
- 6) Deben de emplearse dos líneas de colado para cada tablero de Muro Milán, cuya longitud se tal que el extremo inferior quede a una distancia no mayor de 30 centímetros del fondo de la zanja.
- 7) Antes de iniciar el colado se colocara un tapón deslizante (diablo) dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con el agua o lodo al inicio del colado (Ver Fig. 5.28).
- 8) El extremo inferior de las líneas de colado permanecerán ahogadas en el concreto cuando menos 1.50mts (5 o 6 diámetros, dependiendo del que se use).
- 9) El concreto debe tener agregado máximo de 19mm (3/4") y un revenimiento de 18 ± 2 cm.
- 10) El colado deberá de realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoquen taponamiento en la tubería por el fraguado inicial del concreto.



B) Recomendaciones para el Colado

- 1) Siempre se debe de contar con suficientes balones de látex o diablos de reserva y para colados nocturnos, de no contar con estos se puede artificar una bola de papel (costales de cemento o bentónita que es muy resistente).
- 2) En medida que el concreto es vaciado el nivel de este en la excavación aumenta y esto provoca que el concreto se desplace con dificultad, por lo que es necesario recortar tubería, esto debe de realizarse con las debidas precauciones y teniendo cuidado de no sacar la parte inferior de la tubería del concreto, ya que esto provocaría que el concreto se contamine.
- 3) Si teniendo la longitud de tubería mínima y el concreto no fluye, es necesario provocar una serie de movimientos repetidos y verticales de arriba hacia abajo o “chaqueteo” este se realiza por medio de la maquina nodriza, pero también puede ser efectuado por un malacate (Fig 5.28), esta maniobra evita también que la tubería quede atrapada en el concreto.
- 4) El vaciado del concreto debe de realizarse de manera alterna y pausada, entre las dos líneas de colado, para mantener una distribución uniforme del concreto y evitar taponamiento durante el colado.
- 5) Es necesario contar con una bomba de lodos activa durante el colado, ya que al ser depositado el concreto este desplaza al agua o lodo hacia afuera de la zanja por arriba del brocal regándose y provocando incomodidades durante los trabajos.
- 6) Es necesario llevar un control del colado, midiendo en forma permanente la variación del nivel de la superficie del concreto a lo largo del tablero y anotarlo en un registro apropiado, esto permite asegurar un llenado homogéneo a los niveles de proyecto y a su vez el retiro oportuno de los tramos de tubería.

- 7) Para verificar los niveles de excavación y vaciado de concreto en un Muro Milán, es conveniente usar sondas con “buzo”, esto es un alambre con un trozo de placa en el extremo que sirve de lastre.
- 8) Al término del colado es necesario mover las juntas de colado, esto puede hacerse ya iniciado el primer fraguado (fraguado inicial) en el lapso de la primera hora. Se recomienda obtener testigos del concreto vaciado para saber cuándo el concreto empieza a fraguar y efectuar los movimientos de despegue de las juntas metálicas, es importante contar varios pares de juntas, por si se da el caso que algunas se queden pegadas y su recuperación tenga que realizarse tiempo después, cuando se realice la excavación del tablero intermedio (el que no requiere de juntas metálicas).

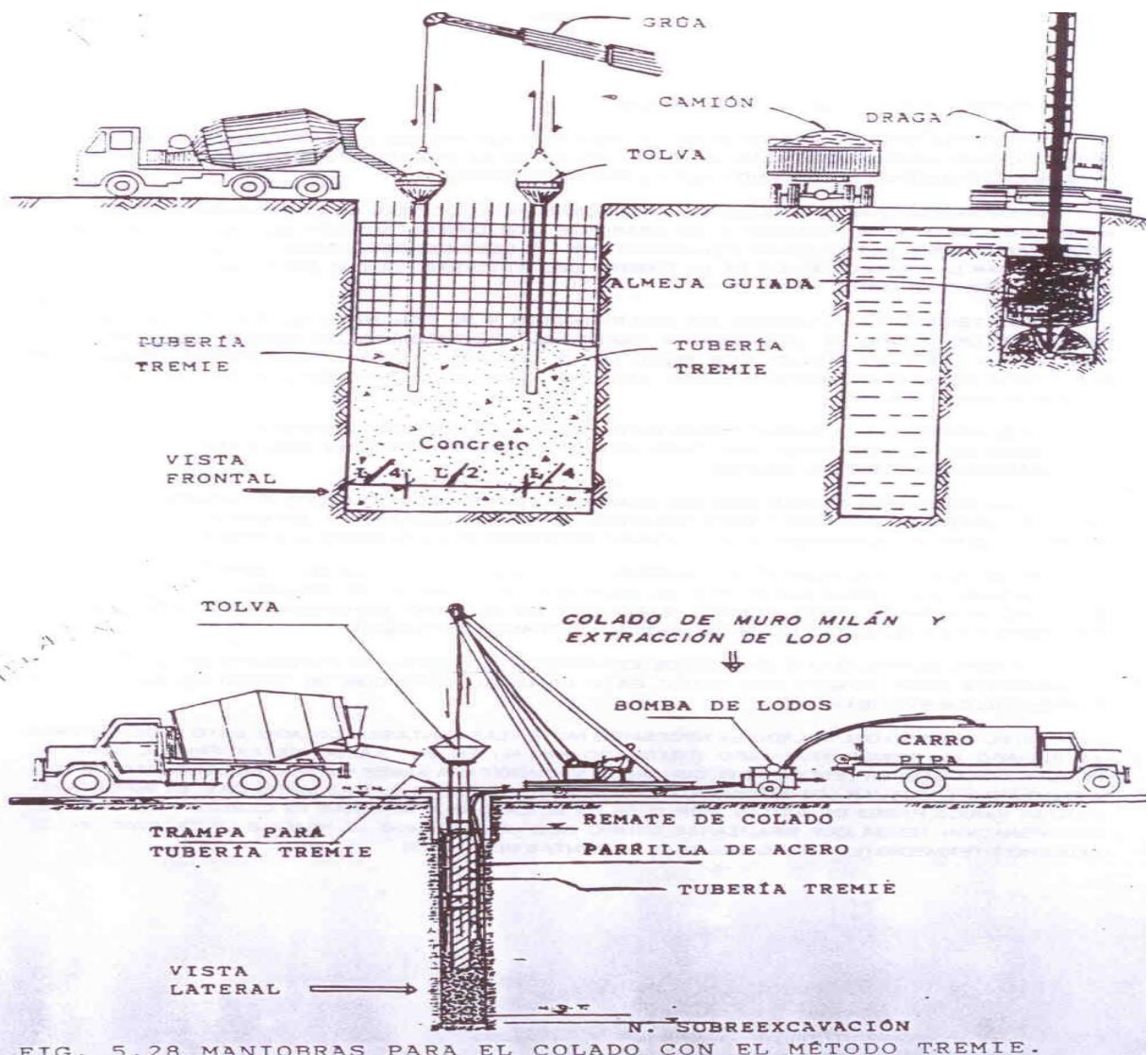


FIG. 5.28 MANIOBRAS PARA EL COLADO CON EL MÉTODO TREMIE.



- 5) La almeja debe ser operada con sumo cuidado, evitando dejarla caer sobre el lodo y en general provocar movimientos bruscos que puedan producir caídos en la excavación, el corte del material debe ser firme y sin sacudir ni arrancar de súbito.
- 6) Las excavaciones de las zanjas se harán en forma alternada, es decir no se harán excavaciones continuas en forma simultánea, así mismo no se excavara ningún tablero hasta que el concreto del continuo haya alcanzado el fraguado inicial.
- 7) Durante la excavación deberá efectuarse el control de las propiedades del lodo bentonítico (en caso de ser usado), este control consistirá en efectuar las pruebas necesarias para confirmar que el control de calidad sea cumplido.
- 8) Todo lodo de primer uso que sea utilizado en la perforación debe de tener un periodo de hidratación de por lo menos 18hrs.
- 9) El lodo es suministrado por medio de pipas, el lodo contaminado de ser sustituido por lodo nuevo, conservando siempre el nivel del lodo dentro de la zanja 80cm. Abajo del nivel superior del brocal.
- 10) Nunca debe ser abatido el nivel de lodo, debido a que se producirán succiones gradientes de flujo en el manto freático, que favorecen la desintegración y derrumbes de las paredes, el lodo puede ser utilizado más de una vez antes de ser desechado, siempre y cuando lo determine el laboratorio.
- 11) Se debe de contar con un área e instalaciones suficientes para producir, almacenar y recircular el lodo que se utiliza en la obra, así como un almacén techado para los bultos de bentónita (Fig 5.29).
- 12) Cuando se perciba una fuga de lodo durante la excavación, debe de apuntarse todas sus características y anotarse de inmediato en la bitácora de obra, por ningún motivo se debe de colar el tablero sin antes solucionar el problema.
- 13) No debe de dejarse mucho tiempo abierta la perforación por lo que no deberá de pasar 24hrs entre el inicio de la excavación y el inicio del colado siguiendo el mismo criterio no se debe dejar pasar más de 6hrs entre la terminación de la perforación y el colado.



- 14) Debido a la curvatura que presenta la almeja, al cierre de sus quijadas, debe de dársele un poco más de profundidad a la excavación, entre 20 y 40cm será suficiente. Terminada la excavación deberá procederse a la limpieza del azolve del fondo de la perforación, por medio de un tubo eyector de agua a presión o con la misma almeja.
- 15) Terminada completamente la perforación, se procede con la colocación de las juntas metálicas con sus respectivas bandas de P.V.C seguido del armado de refuerzo, ambos deben quedar completamente fijos.
- 16) Las juntas de colado deben de estar con una aplicación de descofrante o desmoldante (hecho en obra o de marca) para facilitar su extracción al termino del colado, así también el acero de refuerzo debe estar libre de grasas u otros productos que impidan una perfecta adherencia con el concreto.
- 17) El tiempo máximo que puede transcurrir entre la introducción de la parrilla del armado en la zanja y el colado será de 14hrs más tiempo hace que se forme un enjarre o cake en el acero, impidiendo con esto la completa adherencia del concreto en el acero de refuerzo.
- 18) Para garantizar un correcto recubrimiento el armado debe ser introducido con sus respectivos roles.
- 19) Es necesario dejar espacio suficiente entre el armado, para que la tubería Tremie pueda tener libre paso, este paso debe ser por lo menos el doble del diámetro de la tubería.
- 20) Si el muro será ligado con la losa de fondo o alguna intermedia, es necesario dejar las preparaciones, como: las varillas necesarias para el futuro anclaje y tapadas con cajas poliuretano para su rápida localización.
- 21) Al iniciar el colado se debe de tener la certeza de que la tubería no quede completamente apoyada en el fondo ni muy retirado de este, para dejar que el concreto baje libremente y a su vez sea tan solo el primer concreto (que es poco 50cm aprox.) el que se contamine este quedara en la parte superior del muro para su futura demolición, no se debe dejara pasar la colocación del diablo, evitando el contacto temprano del concreto con el lodo.



22) El concreto debe tener 19mm (3/4") como agregado máximo y un revenimiento de 18 ± 2 cm para que pueda tener un buen acomodo y fluidez si después de empezado el colado el concreto empieza a bajar con dificultad es necesario chaquetear, recortar la tubería Tremie (sin sacarla del concreto) o ambas cosas, el tiempo máximo entre olla y olla no debe ser mayor a los 15min, el lodo desplazado por el concreto debe ser recolectado por medio de bombeo hacia pipas, tanques o piletas de almacenamiento.

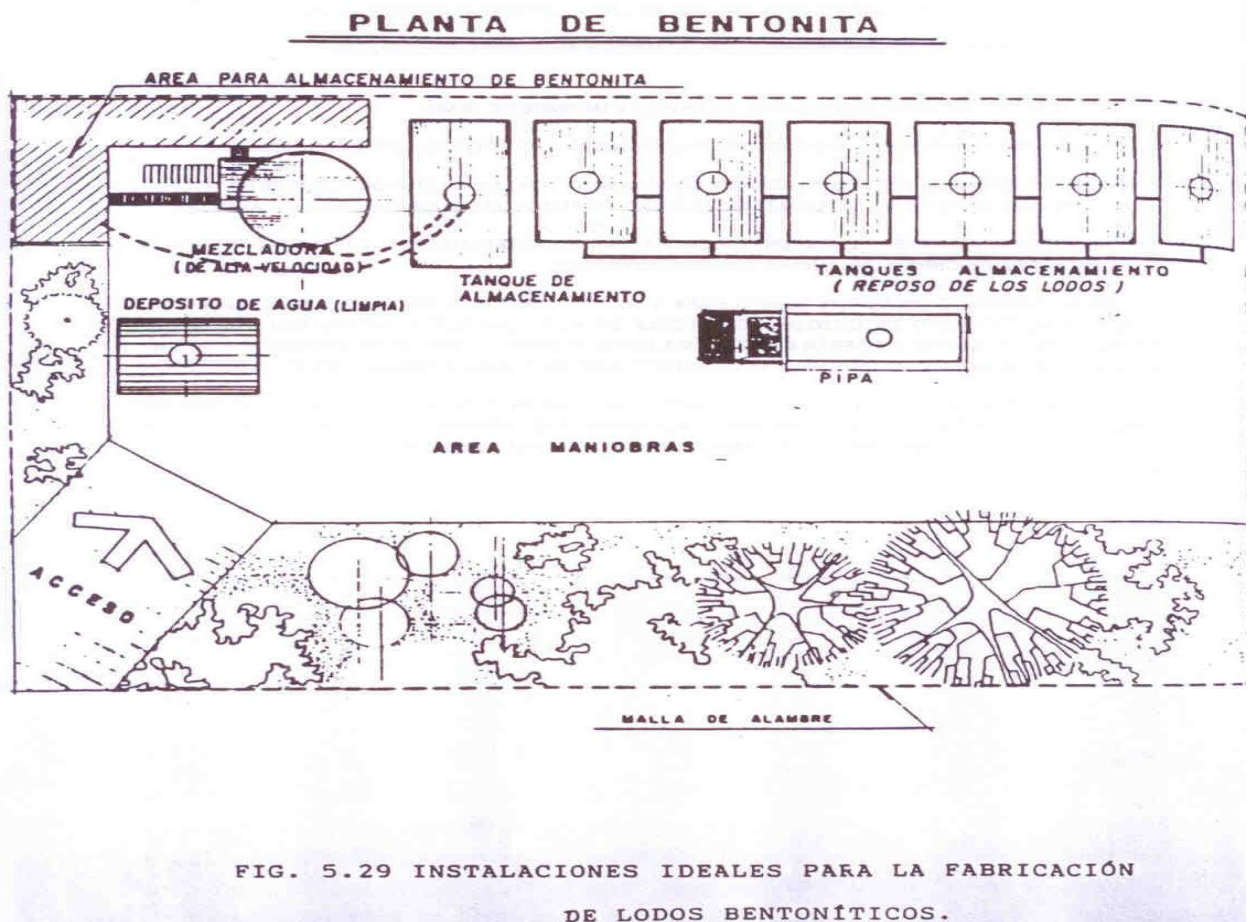
23) Es necesario llevar un riguroso control del colado midiendo en forma permanente la variación del tirante de concreto y anotarlo en el registro, con el objeto de poder decidir el retiro oportuno de los tramos de tubería Tremie y programar adecuadamente el suministro de concreto para evitar los recesos.

24) Dos líneas de colado por tableros son suficientes para un buen trabajo de colado y este debe de cumplir los siguientes puntos: 1) Tener el control de calidad adecuado en lodos. 2) Contar con un concreto fluido de las características ya mencionadas. 3) Mantener la tubería Tremie completamente ahogada en el concreto entre 1.0 y 1.5 metros.

IV) Hacer el colado continuo con intervalos máximos de 15min. Evitar todo movimiento brusco con las tuberías de colado dentro del tablero y recolectar el lodo desplazado y compararlo con el volumen del concreto vaciado esto nos ayuda a detectar posibles fugas de concreto en la excavación, estas actividades y las eventualidades que se presente deben ser anotadas en la bitácora de obra y discutidas con la supervisión.

25) El concreto de muros debe llegar a un nivel de 50cm arriba del nivel superior, indicado en el proyecto estos 50cm de más es la zona de concreto contaminado y tiene que ser demolido. Los Muros no serán sometidos a trabajo estructural (contención de terreno periférico), sino pasado 14 días para el concreto tipo (III) y 28 días para el tipo (I).

26) Se deberá de contar con supervisión constante en todos los trabajos y por personal calificado que verifique que se cumplan las especificaciones en cada una de las etapas.



Control de Calidad Durante el Proceso Constructivo

Control de calidad consiste en el cumplimiento de las normas y especificaciones preestablecidas es por esto que los trabajos en cualquier área productiva deben de cumplir con un mínimo de requisitos indispensables (dentro de ciertos límites) o vitales, para que puedan dicho producto cumplir su cometido.

En el campo de la Ingeniería el control de calidad es asistido por una serie de herramientas como son: La Metrología, Pruebas de Laboratorio (Físico-Químicas), Historiales Estadísticos, etc. En el campo de la Ingeniería de Cimentaciones el consultor y la empresa encargada de supervisar, son las encargadas que en la construcción de una cimentación profunda se cumpla o realice de acuerdo a las especificaciones, dentro de las normas de control de calidad, esto persigue que las consideraciones Teóricas de Diseño de la Cimentación se cumplan.



Lodos Bentoníticos

En la construcción de Pilas y Muros colados en sitio en suelos bajo el nivel freático se hace necesario el empleo de lodos bentoníticos para mantener estable las paredes durante los trabajos de su construcción.

- A) La acción estabilizadora de los lodos se puede analizar con el auxilio de las Teorías de Rankine (REF.5), para el caso de empujes activos de suelo. (Fig.6.1).

$$\text{Ec.6.1} \quad \mathbf{EA + EH \leq E1}$$

$$\text{Ec.6.2} \quad \mathbf{F.S = E1 / (EA + EH)}$$

Donde:

EA= Empuje Activo del Suelo.

EH= Empuje Hidrostático.

E1= Empuje del Lodo Bentonítico.

F.S= Factor de Seguridad.

Además del factor de seguridad, es necesario conocer el peso volumétrico del lodo bentonítico para estabilizar la perforación o zanja.

- B) Propiedad de los lodos de la misma manera que las técnicas de construcción se modernizan y su aplicación se generaliza, los materiales que intervienen requieren de un mayor control, es así como los lodos deben de cumplir primeramente una serie de requisitos como son:

- 1) Enfriar y lubricar las brocas y barretones de la perforadora.
- 2) Remover el material cortado en el fondo de la perforación o excavación.
- 3) Permitir la separación de las partículas sólidas por sedimentación.
- 4) Formación de un enjarre, elástico e impermeable sobre las paredes de la excavación o perforación.
- 5) Evitar flujos y caídos hacia el interior del barreno.
- 6) Limitar el desgaste de las herramientas por abrasión.
- 7) Estabilizar las perforaciones y excavaciones.
- 8) Evitar la creación de azolves en el fondo manteniendo la arena en suspensión.



- 9) Permitir un desplazamiento eficiente del concreto durante el colado.
10) Mantener su bombeabilidad.
- C) Las características más importantes de los lodos desde el punto de vista del control de calidad en trabajos de perforación son las siguientes:
- I) Densidad en (gr/cm^3)
 - II) Viscosidad Plástica en (centipoises)
 - III) Viscosidad Marsh
 - IV) Contenido de Arena
 - V) Filtrado
- I) Densidad: Es la característica de los lodos que se refieren a su peso volumétrico el cual depende de la cantidad y peso específico de las partículas en suspensión, en otras palabras es la cantidad de materia contenida en la unidad de volumen se acostumbra determinar en laboratorio mediante una balanza diseñada y llamada balanza de lodos.
- II) Viscosidad Plástica: Es la fricción interna, la resistencia a fluir o como la resistencia al esfuerzo cortante para determinarla se emplea un viscosímetro rotacional y básicamente depende de tres factores:
- 1) Viscosidad de la Base Líquida.
 - 2) Tamaño, Forma y Cantidad de las Partículas en Suspensión.
 - 3) Fuerzas entre Partículas.
- III) Viscosidad Marsh: Es la característica indicada en el grupo de espesamiento de los lodos, sin que tenga una relación directa con la viscosidad plástica; esta propiedad se mide en el cono del mismo nombre (Fig.6.4), se expresa en los segundos para que escurra 946cm^2 de lodo a través de un orificio calibrado.
- Es una prueba de control de calidad, típica de obra, que proporciona un criterio de reutilización o desecho para un lodo bentonítico dado, cuyas propiedades iniciales son aceptables esta prueba no es adecuada para determinar propiedades más específicas, porque varía en función de la viscosidad plástica, del punto de cedencia y de la densidad del lodo.

- IV) Contenido de Arena: Es el porcentaje de arena que se encuentra en suspensión con respecto al lodo, se mide por medio de una probeta calibrada y pasando el lodo por la malla 200 al aumentar el contenido de arena de un lodo con relación agua bentonita constante, aumenta el volumen de agua libre.
- V) Filtrado: Parte del agua que se emplea en la elaboración de un lodo y permanece libre entre los granos sólidos, al efectuar una prueba de filtrado, es expulsada dejando un residuo plástico llamado enjarre o "cake".

Empleando fluidos de igual peso volumétrico que el lodo bentonítico pero que no forma enjarre, no es posible lograr estabilidad de paredes excavadas. El enjarre tiene importancia en la estabilidad de la perforación o zanja ya que crea una membrana impermeable que permite transmitan las presiones hidrostáticas de la columna de lodo y evita derrumbes locales en la paredes.

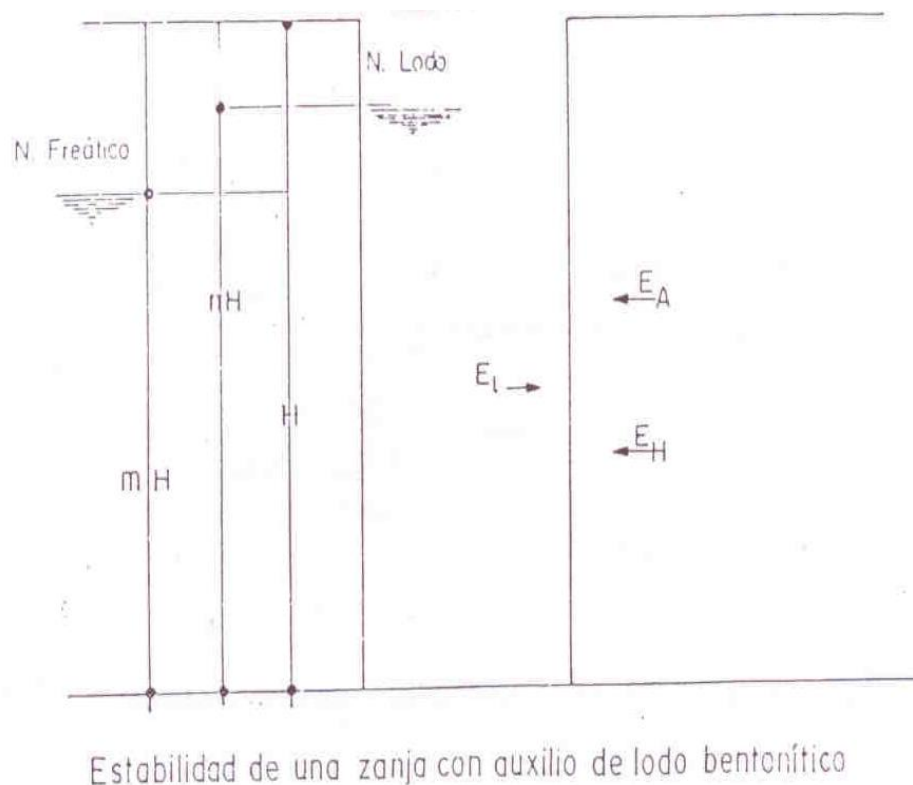
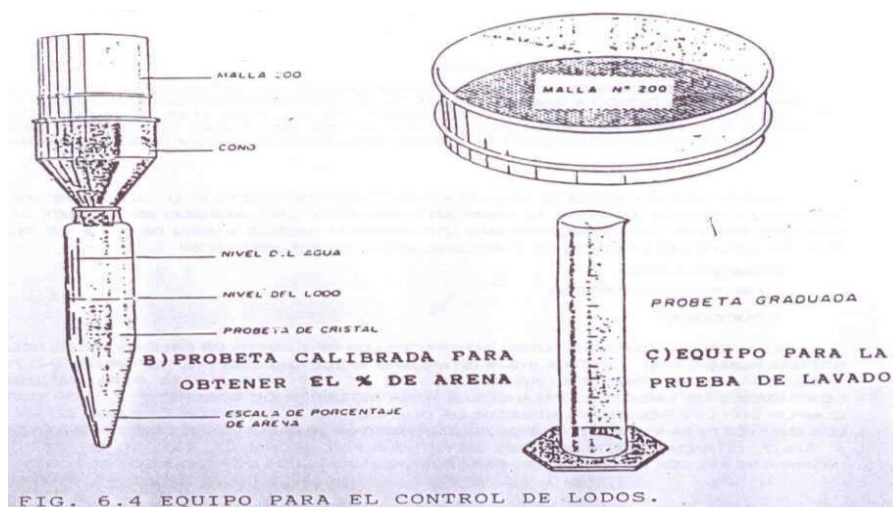


FIG. 6.1-A FUERZAS ACTUANTES EN UNA PERFORACIÓN CON LODOS (REF.5).



D) Preparación de Lodos: Antes de elaborar lodos en grandes volúmenes es aconsejable efectuar ensayos de laboratorio de las mismas primas como son principalmente bentonita y agua, para determinar la proporción de mezclado y en caso de ser necesario la utilización de un aditivo para alcanzar las propiedades que requiere el control de calidad.

- I) Rendimiento de la Bentónita: Es la cantidad de lodo (m^2) con 15 centipoises que se pueden preparar con una tonelada de bentonita.
- II) Calidad de Agua: El agua a utilizarse debe de estar libre de excesos de sales y carbonatos (principalmente calcio y magnesio) que afectan notablemente las propiedades del lodo bentonítico al impedir una adecuada hidratación de la arcilla e inclusive lo pueden inutilizar si no se emplean aditivos correctivos, debe de elaborarse pruebas en los lodos de manera particular en cada caso.
- III) Calidad de la Bentónita: Se puede emplear cualquier tipo de bentónita marca o procedencia de la bentónita en polvo buscando siempre que su rendimiento sea el óptimo.
- IV) Aditivos: La selección del aditivo correctivo para hacer posible la elaboración del lodo bentonítico debe efectuarse en base a análisis químicos y ensayos de laboratorio siempre de manera particular en cada caso.



Acero de Refuerzo y Soldadura

El acero de refuerzo es uno de los materiales más importantes en la construcción de cimentaciones debido a que la mayoría de las cimentaciones (prefabricadas y coladas en sitio) se construyen de concreto reforzado, en los traslapes se hacen por medio de soldadura eléctrica. Estos materiales y su control de calidad se rigen por normas de la A.S.T.M, que cuenta con sus propias pruebas específicas para cada uno de estos materiales.

A) Acero de Refuerzo: El acero para reforzar concreto se utiliza en distintas formas, las barras corrugadas que se fabrican tanto de acero laminado en caliente como acero laminado en frío. Los diámetros más utilizados en México varían en “ $\frac{1}{4}$ a $1 \frac{1}{2}$ ” (REF.17). Los requisitos que debe cumplir el acero de refuerzo son:

- 1) Limite Elástico.
- 2) Esfuerzo de Ruptura.
- 3) Ductilidad

El acero de refuerzo debe satisfacer los requisitos de calidad establecidos en las normas NOM-B-6-1980 y ASTM A 615-78 (ESTÁNDAR EPECIFICATIONS FOR DEFORMED AND PLAIN BILLET STEEL BARS FOR CONCRETE REINFORCEMENT). “Especificaciones para Varillas Lisas y Corrugadas de Lingote o Palanquilla para Refuerzo de Concreto” y por consiguiente cumplir con los requisitos químicos de corrugación de tensión y de dobléz ahí indicados.

Los ensayos para verificar dichos requerimientos se efectuaron conforme a la norma ASTM A 370-77 (STANDARD METHODS AND DEFINITIIONS FOR MECHANICAL TESTING OF STEEL PRODUCTS). “Normas de Prueba y Definiciones para Ensayes Mecánicos de Productos de Acero”

La norma ASTM A 615-78 contempla el uso de dos tipos de acero, designándolos con el valor de esfuerzo a tensión en su punto de fluencia así los denomina acero grado 40 ($f_y=40,000 \text{ lb/pulg}^2= 2,800 \text{ kg / cm}^2$) y grado 60 ($f_y= 60,000 \text{ lb / pulg}^2= 4,200 \text{ kg / cm}^2$).

Los requerimientos químicos tienen por objeto la determinación de los contenidos de carbón, manganeso, fósforo y azufre de muestras tomadas



durante el colado de la hornada para esta condición se limita el contenido máximo de fosforo al 0.5%.El contenido de fósforo determinado en nuestras tomadas de un lote ya salido de la fábrica no debe ser mayores de 0.062%.

En la tabla 6.1 y 6.2 se dan los valores nominales a los que se deben ajustar las propiedades físicas del acero de refuerzo en cuanto a diámetro, peso, altura y espaciamiento de las deformaciones o corrugaciones área y perímetro, así como los esfuerzos de fluencia y de ruptura. El acero de refuerzo que se utiliza en México y sus características se muestran en la tabla 6.3, y los requisitos químicos se pueden consultar en la norma A.S.T.M A 510-77.

Tabla 6.1 Números para Identificar Varillas Corrugadas, pesos Nominales, Dimensiones Nominales y Requisitos para las Corrugaciones (Fuente: ASTM A 615-78 REF.7).

Número para Identificar la Varilla No.*	Peso Nominal Kg/m	Dimensiones Nominales **			Requisitos para la Corrugación mm		
		Diámetro mm	Sección Transversal cm ²	Perímetro Máx.Prom.	Espaciamiento Máx.Prom.	Altura Mín.Prom.	Espaciamiento Libre Máx.(12.5%D/Perímetro Nominal)
3	0.56	9.52	0.71	29.9	6.7	0.38	3.5
4	0.994	12.7	1.29	39.9	8.9	0.51	4.9
5	1.552	15.88	2	49.9	11.1	0.71	6.1
6	2.235	19.05	2.84	59.8	13.3	0.96	7.3
7	3.042	22.22	3.87	69.8	15.5	1.11	8.5
8	3.973	25.4	5.1	79.8	17.8	1.27	9.7
9	5.059	28.65	6.45	90	20.1	1.42	10.9
10	6.403	32.26	8.19	101.4	22.6	1.62	11.4
11	7.906	35.81	10.06	112.5	25.1	1.8	13.6
14	11.384	43	14.52	135.1	30.1	2.16	16.5
18	20.238	57.33	25.81	180.1	40.1	2.59	21.9
*Los Números que Identifican a las Varillas, son Iguales al Número de Octavos de Pulgada que Contiene el Diámetro Nominal de las Varillas.				**Las dimensiones Nominales de una Varilla Corrugada son Equivalentes a las de una Varilla Lisa que Tenga el Mismo Peso por Unidad de Longitud que la Varilla Corrugada			



Tabla 6.2 Requisitos de Tensión (Fuente ASTM A 615-78 REF. 7).

	Grado 40*	Grado 60
Resistencia a la Tensión Mínima		
Mpa	483	621
(psi)	(70,000)	(90,000)
Límite de Fluencia Mínimo		
Mpa	276	414
(psi)	40,000	60,000
Alargamiento en 203mm (8*)mínimo,%		
3	11	9
4,5,6	12	9
7	11	8
8	101	8
9	9	7
10	8	7
11	7	7
14,18	-	7

***Las Varillas de Grado 40 se Suministran en los Tamaños 3 11.Los Tamaños 7 a 11 no son Fáciles Conseguir Inmediatamente debe de Consultarse con el Fabricante para Verificar su Disponibilidad.**

Tabla 6.3 Características de las Varillas *de Acero Fabricadas en México (Fuente: DGN –V-32-1972 REF.7).

Varilla Número	Diámetro		Peso Kg/m	Área cm ²	Perímetro cm
	mm	Pulg			
2	6.3	1/4	0.248	0.32	1.99
2.5	7.9	5/16	0.384	0.49	2.48
3	9.5	3/8	0.566	0.71	2.98
4	12.7	1/2	0.994	1.27	3.99
5	15.9	5/8	1.552	1.98	5
6	19	3/4	2.235	2.85	6
7	21.2	7/8	3.042	3.88	6.97
8	25.4	1	3.973	5.07	7.98
9	28.6	1 1/8	5.033	6.42	8.99
10	31.8	1 1/4	6.255	7.94	9.99
12	38.1	1 1/2	8.938	11.4	11.97

***Todas Estas Varillas Exceptuando la del No. 2, son Corrugadas y Pueden Obtenerse con Límite de Fluencia de 2,300 o 4,200 kg/cm². La varilla del No.7 no se Encuentra Comercialmente.**



B) Soldadura

La soldadura es el proceso de unir metales mediante la aplicación de calor, presión o una combinación de ambas, por lo que existe una gran variedad de métodos para llevarla a cabo estructuralmente, la soldadura que nos interesa es soldadura eléctrica de arco con la cual se unen las fuerzas del acero utilizando el calor generado por un arco eléctrico sin necesidad de presión.

La soldadura más común en los trabajos de construcción de cualquier tipo es la de electrodo y este puede ser de varillas individuales o de carrete el electrodo consiste en un barra metálica protegida por un recubrimiento a base de fundente, este recubrimiento al establecerse el arco que genera gran temperatura, funde una zona del material base así como el extremo en contacto del electrodo: lográndose la fusión de ambos metales. Existen muy variadas pruebas para llevar el control de calidad que depende de lo que se requiera obtener.

Concreto y sus Agregados

El concreto es un material pétreo, artificial obtenido de la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agregados y agua el cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados constituyendo un material heterogéneo algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicionantes que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto; el concreto hidráulico se define como una piedra artificial y sus componentes son (REF 17):

- A) Agregados Finos y Gruesos (Arenas y Gravas).
- B) Cemento.
- C) Agua.
- D) Aditivos (En caso de Requerirlo).
 - A) Agregados Finos y Gruesos (Arenas y Gravas).
 - I) Finos: (Arena)
 - II) Gruesos: (Gravas, Escorias de Altos Hornos, Tabique Triturado, Arcillas Expandidas, Aire en Grandes Proporciones, Basalto Visicular Etc.)



Las pruebas o propiedades que con mayor frecuencia deben cumplir los agregados para concreto hidráulico son en nuestro país (solo se describen las dos primeras):

1. Granulometría.
2. Densidad o Gravedad Específica.
3. Peso Unitario.
4. Absorción.
5. Humedad Superficial.
6. Solidez o Sanidad.
7. Resistencia del Agregado a la Absorción.
8. Limpieza o Contaminación y Substancias Deletéreas.
9. Dureza del Agregado Grueso.

En su mayoría coinciden con las que reporta el A.C.I, así las pruebas que de manera poco frecuente se especifica o que marca límites que se deban cumplir son:

10. Rigidez.
11. Resistencia a la Compresión.
12. Módulo de Elasticidad y Relación de Poisson.
13. Forma de la Partícula.
14. Textura Superficial.
15. Porosidad.
16. Estructura de los Poros.
17. Permeabilidad.
18. Calor Específico.
19. Difusibilidad Térmica.
20. Coeficiente de Expansión Térmica.

Los análisis petrográficos y los registros bien documentados de comportamiento de los agregados pueden servir de base para solucionar los problemas que se presentan rutinariamente es básico utilizar la experiencia acumulada en su uso.



Los antecedentes de comportamiento de materiales similares en apariencia no necesariamente constituyen índices confiables del comportamiento de algún material, salvo en los casos en que se restringen a la misma área geológica.

En la práctica la selección de agregados comúnmente se basa en la observación de su comportamiento en pruebas de laboratorio que se efectúan para determinar resistencias a la compresión y resistencia a la flexión del concreto elaborado con ellos o en pruebas de sanidad que se efectúan en muestras de los agregados que se desean usar.

En nuestro país es poco común efectuar análisis petrográficos para su desarrollo se requiere de laboratorios bien equipados que solamente las grandes instituciones pueden mantener.

El requerimiento más importante que puede exigir a un agregado para concreto es que sea durable y químicamente inerte en las condiciones de trabajo a las que estará expuesto. La reactividad potencial de un agregado de características físicas aceptables puede volverse inofensiva utilizando cemento de bajo contenido de álcalis o sustituyendo una parte del cemento en el concreto por un tipo específico de puzolana.

En cualquier proceso de obtención producción y manejo de los agregados debe tenerse cuidado para evitar que se altere de manera considerable características importantes como son:

A.a) Granulometría. A.b) Contenido de Humedad. A.c) Limpieza. A.d) Forma de las Partículas.

En general puede decirse que los agregados buena calidad son los que tienen partículas libres de fracturas que no se desgastan fácilmente bien graduados y que su forma no es plana ni alargada que se fracturan al humedecerse que tiene textura superficial relativamente rugosa y poco absorbente que no presentan capilaridad desfavorable y que además no contengan minerales que interfieren con el proceso de hidratación del concreto o reaccionen con el cemento causando expansión.



1) Granulometría de los Agregados

- I) Arena o Agregados Fino: Se utilizan comúnmente los siguientes tamaño: 3/8 y número 4, 8, 16, 30, 50 ,100 y en algunos casos la Núm.200, debajo de las cuales se coloca una charola para colectar el material que pasa por cualquiera de las dos últimas.

I.a) Granulometría y Modulo de Finura de Agregado Fino

Para definir la granulometría se emplea el juego de mallas descrito con anterioridad, siendo el módulo de finura la suma de los retenidos acumulados de la malla 3/8" a la No. 100, dividido entre 100. La granulometría de la Arena o Agregado Fino y el Módulo de Finura: Son características físicas importantes en que se basan algunos métodos de diseño, para establecer la cantidad de agregado grueso que se puede ser usado en la elaboración de concreto de una manejabilidad deseada y para obtener la información requerida por la especificación que se debe cumplir el material analizado

- II) Grava o Agregado Grueso se Utilizan: 3", 2", 1/2", 3/4", 1/2", 3/8", No.4 y en algunos casos la No. 8, debajo de las cuales se coloca una charola.

2) Densidad o Gravedad Especifica de Manera Simple

Se considera como la relación que existe entre el peso del volumen solido de un material y el peso de un volumen igual de agua.

La obtención de la densidad de los agregados seleccionados el peso de las muestras saturadas y superficialmente secas, como el volumen de agua que desplazan puede hacerse con canastas de densidades, picnómetros de frasco o de sifón o probeta cuando se seleccionan los agregados para la elaboración de concreto, hay que tener presentes que:

2.a) En muy pocas ocasiones pueden obtenerse los agregados ideales.

2.b) El principal problema para la selección de los agregados es que se tenga bien determinado el nivel de comportamiento requerido para cada caso específico y decidir si el cubrirlo es económicamente aceptable.

2.c) Todas las pruebas para evaluar las propiedades de los agregados tienen limitaciones, por lo que no se puede defender totalmente de sus resultados.

2.d) Los antecedentes del comportamiento en la elaboración de concreto constituye una buena información, si se puede disponer de ella y si se interpreta adecuadamente.

2.e) Puede cometerse una gran equivocación al rechazar el uso de algún agregado tomado como base su presencia en algún concreto defectuoso, las causas que pueden producir que el concreto se deteriore son muchas y se observa comúnmente que los expertos consultados en algún caso específico tienen opiniones que no son concordantes.

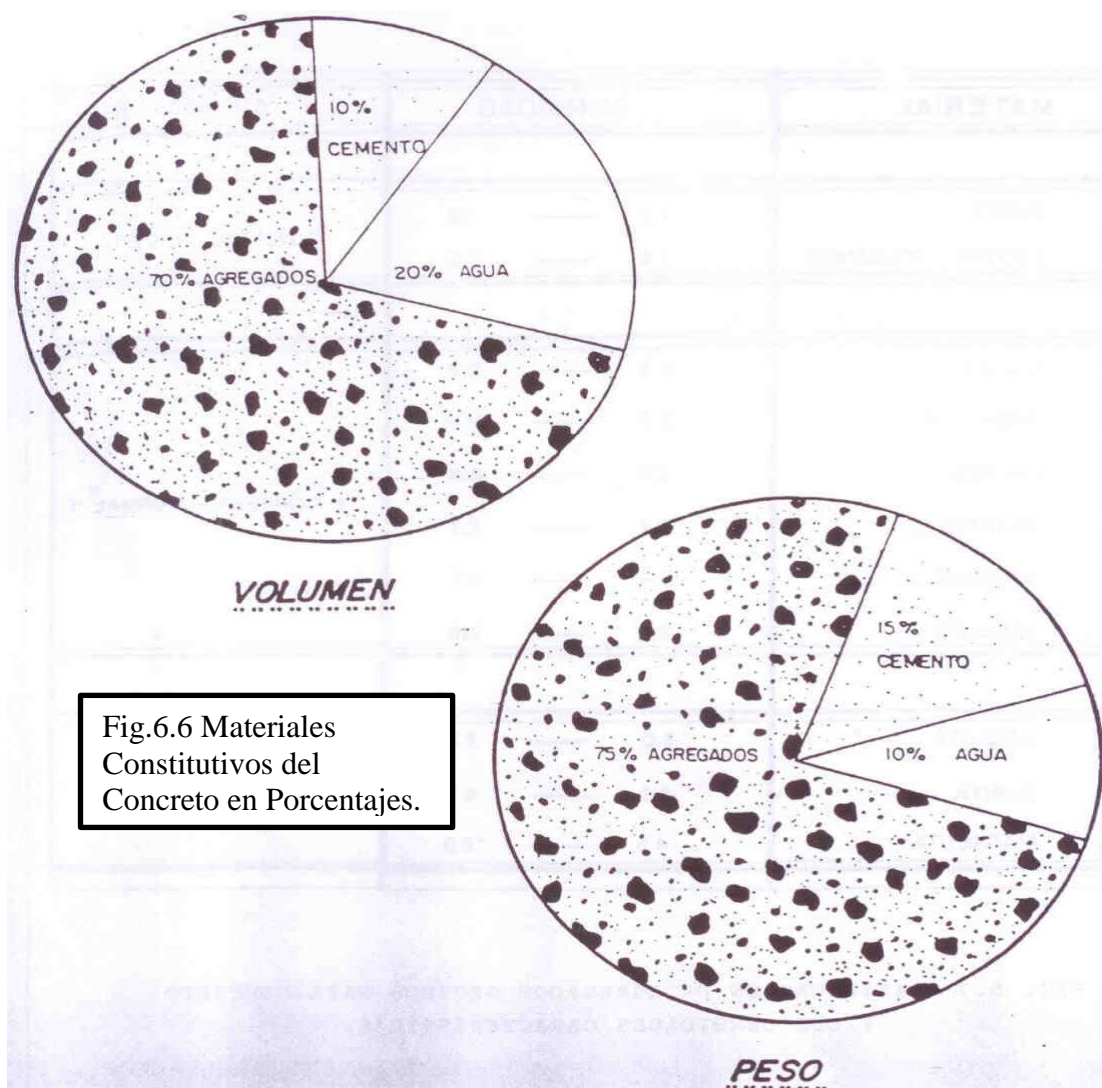


Fig.6.6 Materiales Constitutivos del Concreto en Porcentajes.



Fig.6.7 Clasificación de Agregados Gruesos para Concreto y sus Densidades Características.

Material	Densidad	Aplicación
Pómez	1.2-1.8	Concreto Ligero
Escoria Volcánica	1.6-2.2	
Caliza	2.3-2.8	"Concreto Normal"
Arsénica	2.3-2.6	
Cuarzo	2.4-2.6	
Granito	2.4-2.7	
Andesita	2.4-2.7	
Basalto	2.5-2.9	
Limonita	3.0-3.8	Concreto Pesado
Barita	4-4.5	
Magnetita	4.5-*5	

Fig.6.8 Clasificación de Arena por Módulo de Finura

Arena	M.	F.
Muy Fina	<	2
Fina	2	2.3
Medio Fina	2.3	2.6
Media	2.6	2.9
Medio Gruesa	2.9	3.2
Gruesa	3.2	3.5
Muy Gruesa	>	3.5

El Módulo de Finura en la Arena para Concreto Comprendido entre 2.3 o 3.2, Además no Debe Tener más de 45% Retenido entre 2 Mallas Consecutivas.

Fig.6.9 Límites Máximos de Sustancias, Nocivas o Contaminantes y Requisitos de Propiedades Físicas.

Concepto	% Máximo en Peso	
	Arena	Grava
Carbón y Lignito		
Concretos Aparentes	0.5	0.5
Otros Concretos	1	1
Grupos de Arcilla y Partículas Desmenuzables	3	3
Contenido de Finos en Prueba de Sedimentación	3	-
Pérdida de Abrasión	-	50
Retenido Parcial en Cualquier Criba no Debe ser Mayor	45	45



B) El cemento es el material aglutinante de todo tipo de concretos y al entrar en contacto con el agua se activa produciéndose una reacción química exotérmica de esta manera aglomera a los agregados complementarios todo lo anterior con un proporcionamiento adecuado y entro de límites temporales dan origen al concreto. Los primeros cementos se elaboraron por la cocción de rocas margas calizas y arcillosas de composición apropiada, con el objeto de deshidratar parcialmente o totalmente dichas rocas, así como su pulverización por medio de molinos giratorios.

- I) Cemento Portland* : Es el más conocido y se fabrica por medio de materiales previamente seleccionados (no como se encuentran en la naturaleza), dosificados y mezclados artificialmente de acuerdo con normas precisas en un porcentaje aproximado del 25% de arcillas (a temperaturas entre los 1400° – 1500°C); la composición media aproximada del cemento portland es : 19-25% de sílice (SiO_2), 4-10% de alúmina (Al_2O_3), 62-65% de óxido de calcio, aparte de pequeñas cantidades de otros de óxido (hierro y magnesio principalmente), este cemento inicia su proceso de fraguado inicial unos momentos después de entrar en contacto con el agua y alcanza su madures, mayor al 90% a los 28 días (gráficamente su comportamiento o tiende a ser infinito).
- II) Cemento Aluminoso*: Se fabrica a temperaturas muy elevadas, partir de bautixtas fragua muy rápido (24Hrs. Aprox.) y ofrece elevada resistencia siempre que su fabricación haya sido esmerada.

*NOTA: Tomado de la Enciclopedia de la Ciencia y la Técnica Tomo 1. Ediciones Nauta s.s.1982.

C) Agua

El agua para la fabricación del concreto (y de lodos de perforación) deberá ser potable, limpia, fresca, y libre de materia orgánica e inorgánica, ácidos y álcalis, en suspensión o solución, en cantidad que puedan afectar la calidad y durabilidad del lodo o del concreto. Podrá obtenerse de fuentes públicas o de pozos pero no de las excavaciones. No deberá usarse agua de mar o agua salada, salvo para la preparación de lodos siempre que se incorporen aditivos para hacer viables su utilización.



Los ensayos para determinar la aceptación del agua para la fabricación de concretos (y lodos), deben de hacerse de acuerdo a las normas A.A.S.H.T.O. T26 (Quality of Water Be Use in Concrete).

Tabla 6.7 Criterios de Aceptación para Fuentes de Calidad Dudosa.
(Fuente A.S.TM. C 685-9 REF.7)

	Límites	Método de Ensaye
Resistencia a la Compresión %. Mínimo de Control a 7 días.	90	C 109*
Tiempo de Fraguado, Desviación del Control, Horas Minutos	Desde 1:00 a lo más Temprano a 1.30 más Tarde	C 109*
*Las Comparaciones Deben Basarse en Proporciones Fijas Usando el Mismo Volumen de Agua de Pruebas que en la Mezcla de Control donde se usa Agua Potable de la Ciudad o Agua Destilada.		

Tabla 6.8 Limitaciones Químicas Para Agua de Lavado (Fuentes A.S.TM. 685-79 REF. 7)

Requisitos Químicos, Concentraciones Máximas en el Agua de Mezclado, ppm**	Límites	Método de Ensaye*
Cloruro como Cl. Ppm		D512
Concreto Presforzado o en Losas Puentes	500***	
Otros Concretos Reforzados en Ambiente Húmedo o Contenido Insertos de Aluminio o Metales Parecidos o con Cimbras Permanentes de Metal Galvanizado	1000****	
Sulfato como SO ₄ ,ppm	3000	D516
Álcalis como (Na ₂ O + 0.658 K ₂ O),ppm	600	
SÓLIDOS Totales, ppm	50,000	AASHTO T26
*Puede Usarse Otros Métodos que Hayan Demostrado Conducir a Resultados Comparables.		
** El agua de Lavado Reutilizada como Agua de Mezclado en el Concreto, Puede excederse las Concentraciones Indicadas de Cloruros y Sulfatos, Si se puede Demostrar que la Concentración Calculada en el Agua Total de Mezclado Incluyendo el Agua de Mezclado en los Agregados y en Otras Fuentes no Excede los Límites Establecidos.		
***Cuando se permite el Uso de CaCl₂ COMO Aditivo Acelerante, el Comprador Puede Desistirse de la Limitación de Cloruro.		



D) Aditivo

Los aditivos que se utilizan en la fabricación de concreto deben cumplir con las especificaciones A.S.T.M. C 260 el aditivo inclusor de aire par concretos; Método C618 para cenizas volantes y puzolanas naturales crudas o calcinadas para usarse en concreto de cemento portland; la especificación C494 para aditivos químicos para concreto.

Resumen Todo concreto utilizado en la construcción de cimentaciones profundas y todo tipo de estructuras de concreto deben cumplir con los siguientes requisitos:

- 1) Tamaño o Tamaños del Agregado Grueso.
- 2) Revenimiento Más o Menos Tolerancia.
- 3) El porcentaje de Aire y Tolerancias, Cuando sea concreto con Inclusor de Aire.
- 4) Cumpliendo los Puntos 1,2 y 3 se determina la Calidad del Concreto en Obra.

Tabla 6.9 Resistencia Promedio Requerido para Limitar la Probabilidad de Fallas Debajo de las Resistencias Especificas, $f'c$, al 10%.

Resistencia Especificada	Resistencia Requerida Promedio				
150	161	173	186	201	221
200	214	230	248	268	294
250	268	288	310	335	367
300	321	345	372	402	441
350	375	403	434	469	515
Coefficiente de Variación	5	10	15	20	25
Factor de Sobrediseño Requerido	1.07	1.15	1.24	1.34	1.47
Tomado de las Normas A.S.T.M Revista del I.M.C.Y.C. Vol.8, No.47 Nov-Dic.1970					



Tabla 6.11 Tipo y Número Mínimo de Especímenes y Ensayes (Fuente: ASTM C494-80 REF.7)

	No. de Tipos de Especímenes *	No. de Edades de Prueba	Numero de Condiciones del Concreto **	No. de Especímenes Mínimo
Contenido de Agua	-	1	2	A
Revenimiento	1	1	2	A
Contenido de Aire	1	1	2	A
Tiempo de Fraguado	1	B	2	6
Resistencia a la Compresión	1	5	2	30
Resistencia a la Flexión	1	3	2	18
Congelamiento y Deshielo	1	1	2	12
Cambio de Longitud	1	1	2	6
*Ver Secciones 14 y 16.2 (Normas ASTM 494-80)				
**Ver Sección 12.2 (Norma C ASTM 494-80)				
A Determinarse en Cada Bachada de Concreto Mezclado				
B Ver Sección 14.4 (Normas ASTM C 494-80)				

Impermeabilizantes y Aditivos

Los impermeabilizantes en esencia son aditivos, pero su importancia e utilización requiere de un tratamiento especial en este trabajo. Los impermeabilizantes y los aditivos son productos o materiales que se encuentran en estado natural o son fabricados su presentación se da en los tres estados de la materia (sólido, líquido y gaseoso).

A) Impermeabilizantes

En el capítulo 3 se mencionaron las fuerzas que interviene en la posible falla de una cimentación o cualquier tipo de estructura de concreto. La presencia de agua freática produce deterioro en los materiales que constituyen a las cimentaciones (sean de acero o concreto armado); por lo que es necesario protegerlas de la acción corrosiva de las sales presentes en el agua freática, ya que los trabajos de mantenimiento son considerablemente costosos.

En el artículo 260 del reglamento de construcción del Distrito federal menciona sobre los impermeabilizantes lo siguiente: *los elementos estructurales que se encuentran en ambientes corrosivos o sujetos a la acción de agentes físicos, químicos o biológicos que puedan hacer disminuir su resistencia, deberán ser de material resistente a dichos efectos, o recubiertos con materiales o sustancias protectoras y tendrán un mantenimiento preventivo que asegure su



funcionamiento dentro de las condiciones previstas en el proyecto*. En este se refiere a elementos estructurales incluye especialmente a las cimentaciones y su mantenimiento preventivo, que inicia desde la misma construcción con la aplicación de impermeabilizantes en el concreto fresco. Durante la construcción de cimentaciones es necesario saber el tipo de impermeabilizante que se está utilizando, ya que este debe ser compatible con cualquier otro aditivo que se pretenda utilizarse durante la construcción.

B) Aditivos

Los aditivos son productos que modifican las propiedades de un material, siempre tendiendo a mejorarlas, pero con uso y proporciones controladas ya que de no cumplir con esto el aditivo pierde su utilidad y en ocasiones provoca que el producto a ser mejorado se inhabilite en su totalidad.

Los aditivos son sustancias químicas o minerales, líquidas o sólidas (en polvo), que se agregan al concreto al lodo de perforación, antes o durante el mezclado para modificar sus propiedades.

I) Aditivos Químicos: Los aditivos químicos para concreto deben satisfacer los requisitos de la norma A.S.T.M. C 494-80) “Especificaciones Estándar para Aditivos Químicos para Concreto”.

1) Tipo A Reductor de Agua, Tipo B Retardante de Fraguado, Tipo C Acelerante de Fraguado, Tipo D Reductor de Agua y Retardante de Fraguado Tipo E Reductor de Agua y Acelerante de Fraguado.

1.a) Includor de Aire: Cuando se prevea que eventualmente los agregados puedan reaccionar con los álcalis del cemento, o que el concreto estará sometido a condiciones climáticas severas y extremas o a de exposición severa en medios con alto contenido de sulfatos, es recomendable la inclusión de aire en el concreto, en determinados porcentajes que dependen del tamaño del agregado que se esté usando en la fabricación del concreto.

Este aditivo generalmente líquido se incorpora a la mezcla por medio del agua de mezclado y se conoce como includor de aire debe satisfacer los requerimientos de la norma A.S.T.M.C 260-77 “Especificaciones Estándar Para Aditivos Includores de Aire en Concreto”.



Tabla 1.12 Requisitos Físicos *Del Concreto, Cuando se Usan Aditivos A.S.T.M.C 494.

		Tipo A Reductor de Agua	Tipo B Retardante	Tipo C Acelerante	Tipo D Reductor de Agua y Retardante	Tipo E Reductor de Agua y Acelerante
		95	-	-	95	95
Tiempo de Fraguado, Desviación Permissible del Concreto, Hrs.Min.						
Fraguado Inicial	Por Lo Menos	-	Más 1:00 Tarde	Más 1:00 Temprano	Más 1:00 Tarde	Más 1:00 Temprano
	No más De	Más 1:00 Temprano Pero No Más 1:30 Tarde	Más 3:30 Tarde	Más 3:30 Temprano	Más 3:00 Tarde	Más 3:00 Temprano
Fraguado Final	Por Lo Menos	-	-	Más 1:00 Temprano	-	Más 1:00 Temprano
	No más De	Más 1:00 Temprano Pero No Más 1:30 Tarde	Más 3:30 Tarde	-	Más 3:30 Tarde	-
Resistencia a la Compresión, Mínimo Porcentaje de Control**						
3 Días		100	90	105	110	125
7 Días		110	90	100	110	110
28 Días		110	90	100	110	110
6 Meses		100	90	90	100	100
1 Año		100	90	90	100	100
Resistencia a la Flexión, Mínimo Porcentaje de Control						
3 Días		100	90	110	100	110
7 Días		100	90	100	100	100
28 Días		100	90	90	100	100
Cambio en Longitud, Contracción Máxima (Requisitos Alternativos)***						
Porcentaje del Control		135	135	135	135	135
Incremento Sobre él %		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Factor de Durabilidad Relativa Mínimo ****		80	80	80	80	90
*Los Valores en la Tabla Incluyen Tolerancias para Variaciones Normales en los Resultados de las Pruebas. El Objetivo del Requisito al 90% de la Resistencia a la Compresión Para el Aditivo Tipo 3 es Para Alcanzar un Nivel de Comportamiento Comparable al del Concreto de Referencia.						
**La Resistencia a la Compresión y a la Flexión del Concreto, que Contiene el Aditivo Bajo Prueba en Cualquier Edad, no Debe ser Menor del 90% de la Obtenida en Cualquier Prueba Previa, el Objetivo de este Límite es Establecer que la Resistencia a la Compresión o a la Flexión del Concreto que Contiene el Aditivo Bajo Prueba, Endurezca con la Edad.						
***Para Requisitos Alternativos, Ver la Sección 17.1.4 de la Norma A.S.T.M. C494-80, el Porcentaje Límite del Control se Debe Aplica Cuando el Cambio de Longitud del Control sea 0.30% o Mayor, El Límite Incremento Sobre el Control se Aplica Cuando el Cambio de longitud del Concreto es Menor de 0.030%.						
****Este Requisito se Aplica Solamente Cuando el Aditivo se Usara en un Concreto con Aire Incluido, El Cual Puede Estar Expuesto a Congelación y Deshielo Mientras esta Húmedo.						



- II) Aditivos Minerales: Estos aditivos generalmente se presentan pulverizados, con finura mayor a la del cemento, y sirven para mejorar las propiedades físicas del concreto fresco, especialmente cuando se están usando agregados de granulometría deficiente estos aditivos se clasifican en tres tipos:
- 1) Los Químicamente Inertes: Son la bentónita, la cal hidratada, el talco los suelos cuarzosos y los suelos calizos.
 - 2) Los Pozolánicos: Son materiales silíceos o sílico-alumínicos, que si no poseen poco valor cementante, pero que finamente pulverizados y en presencia de la humedad, reaccionan con el hidróxido de calcio, a temperaturas normales, formando un compuesto que posee propiedades cementantes entre los pozolánicos se encuentran las cenizas y vidrio volcánicos las tierras diatomáceas y algunas lútitas.
 - 3) Los Cementantes: Son los cementos naturales, cales hidráulicas, los cementos de escoria (mezclas de escoria de fundición con cal y escorias de fundición de hierro granulado).

Tabla 6.13 Requisitos Químicos (Fuente: A.S.T.M C 618-80)

	Clases de Aditivos Minerales*			
	N	F	C	S
Bióxido de Silicio (Sílice) más Óxido de Aluminio (Al ₂ O ₃) más Óxido de Hierro (Fe ₂ O ₃)	70	70	50	50
Trióxido de Azufre (SO ₃), máximo,%	4	5	5	4
Contenido de Agua, máximo, %	3	3	3	3
Pérdida de Ignición, máximo,%	10	12	6	10
*Clase N: Pozolanas Naturales o Calcinadas				
Clase F: Ceniza Fina, Producida al Quemar Antracita o Carbón Bituminoso				

6.1.- Alternativa general del proceso constructivo

De conformidad con las condiciones del proyecto y de los análisis realizados, se propuso la siguiente alternativa general del proceso constructivo, incluyendo excavación, estabilidad de taludes, protección a colindancias y construcción de la cimentación:

6.2.- Alternativa de excavación

En función de las condiciones colindantes del proyecto, se propone realizar la excavación en dos etapas, iniciando del fondo del predio hacia su acceso (ver figura 17) y emplear un Muro Milán como sistema de retención.

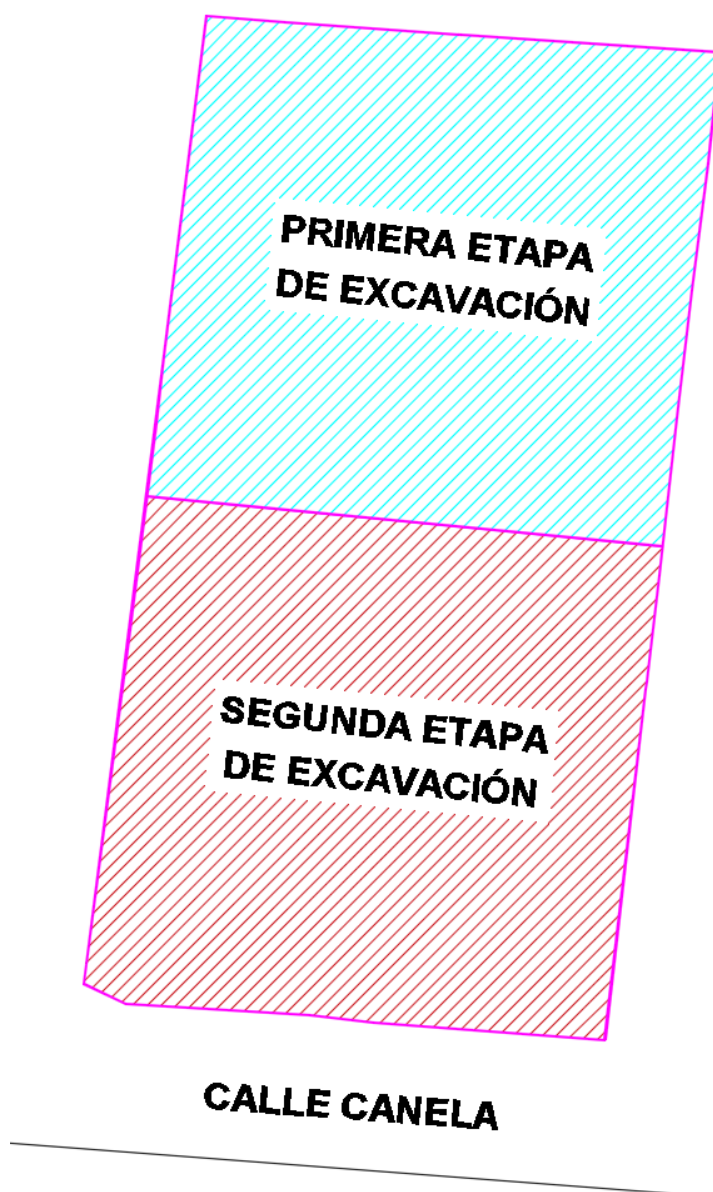


FIGURA 17.- ETAPAS DE EXCAVACIÓN

Se hará un despalme general de 0.8 m en todo el terreno para retirar parte de los rellenos de mala calidad y las cimentaciones antiguas existentes (ver figura 18), y en caso de encontrar cimentaciones antiguas con una profundidad mayor a la del despalme, restituir los huecos donde se alojaban con material de mejoramiento, pues pueden interferir con el hincado de las viguetas y colado de los pilotes.

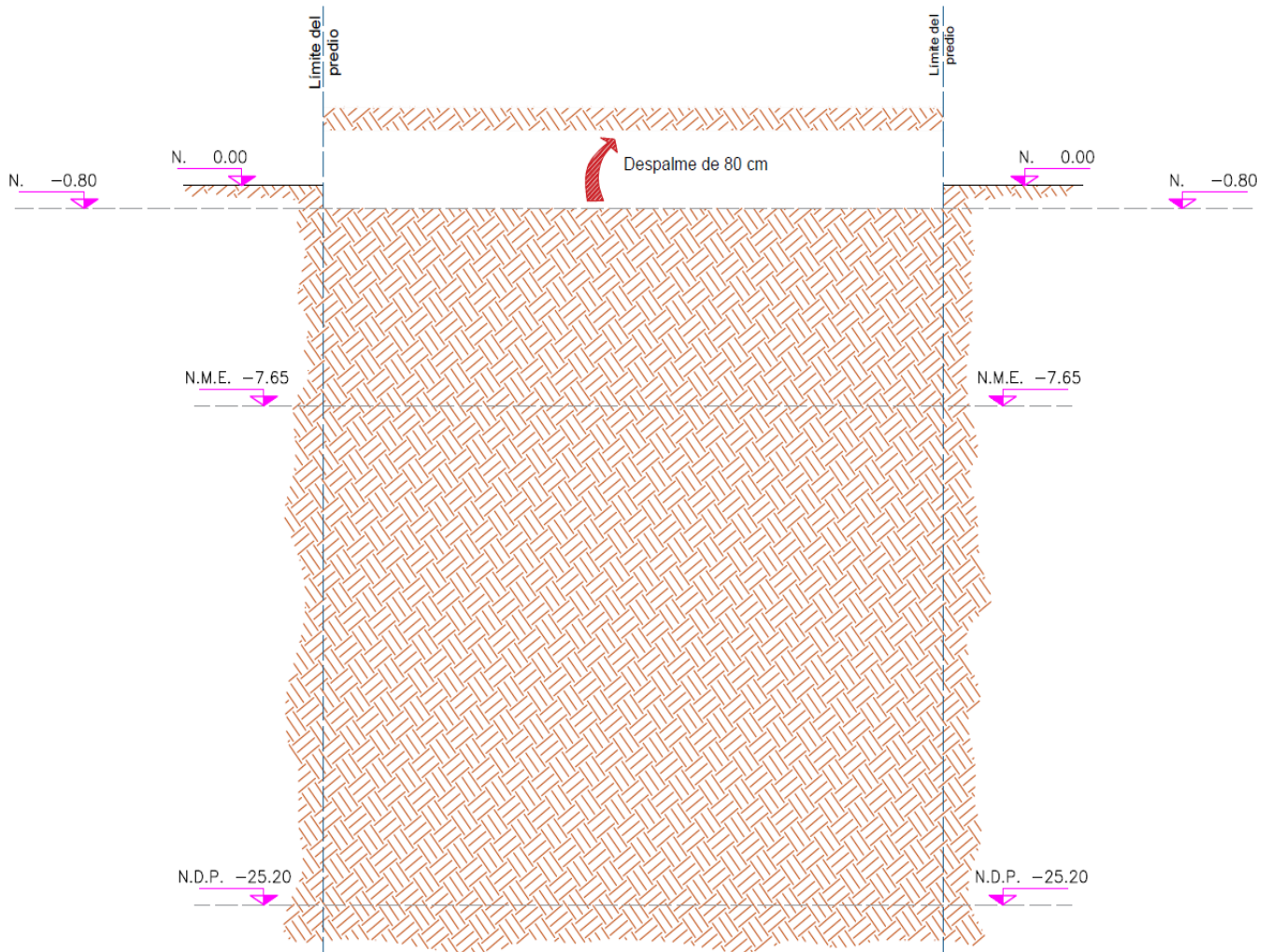


FIGURA 18.- DESPALME GENERAL DE 80 cm

Posteriormente se iniciará la colocación de los pilotes y seguidamente se realizará el hincado de las viguetas metálicas que conformarán al Muro Milán en forma perimetral. (Ver figuras 19 y 20).

Se construirá un Muro Milán constituido por viguetas IR 254 (10") x 32.9 kg/m hincadas hasta 12.00 m de profundidad con respecto al nivel actual de banqueta. El hincado de las viguetas se realizará con una *separación de 1.5 m entre ellas en todo el perímetro.* (Ver figura 21).

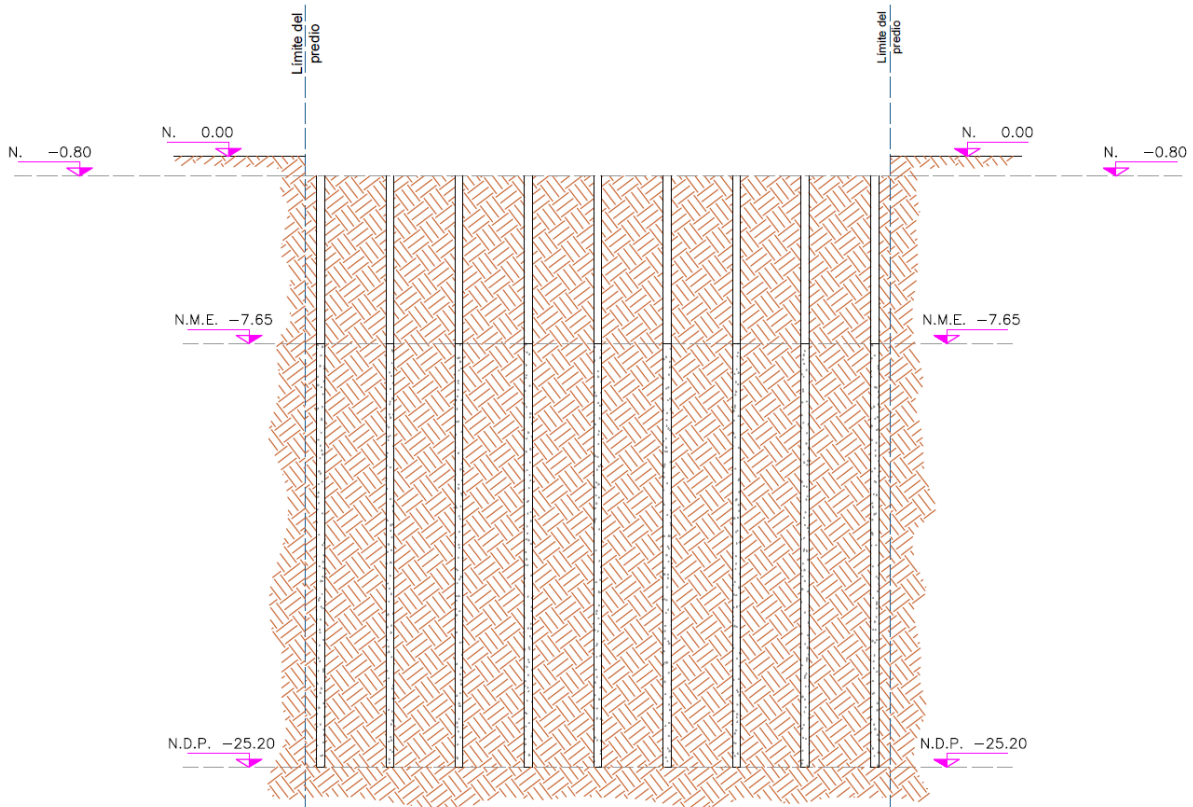


FIGURA 19.- HINCADO DE PILOTES DE FRICCIÓN

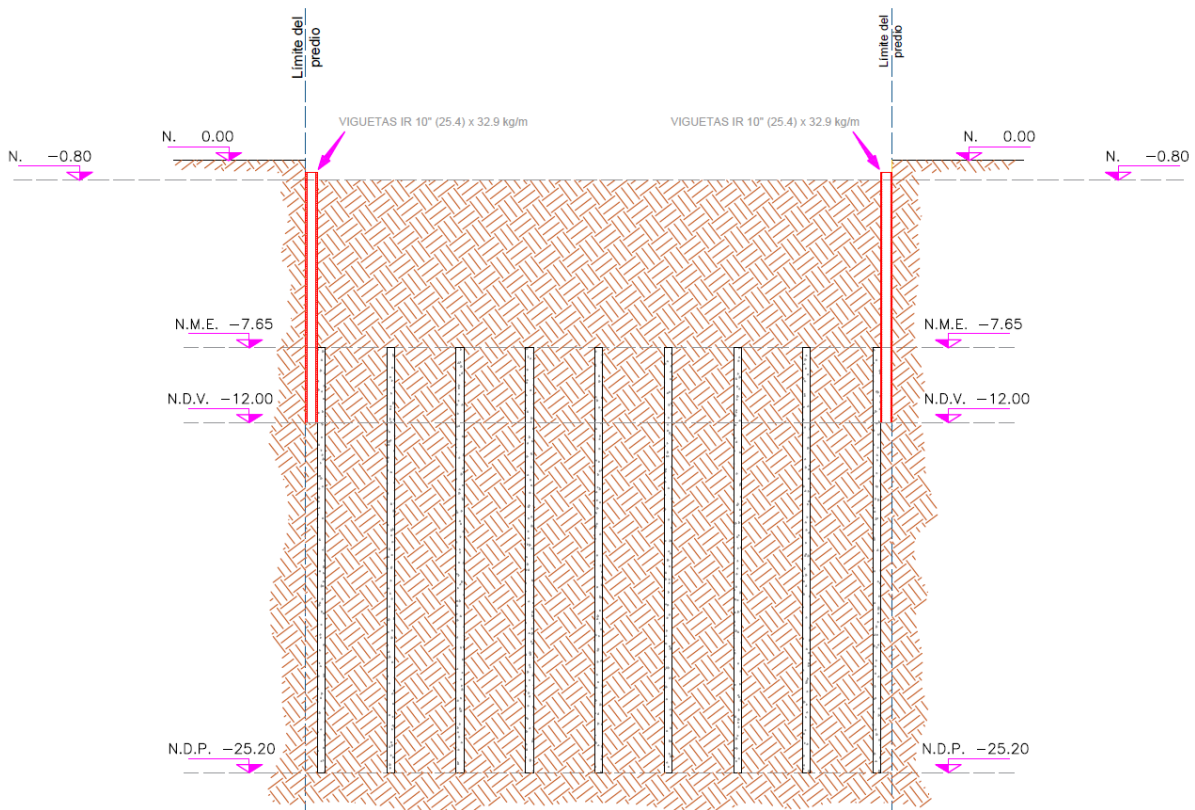
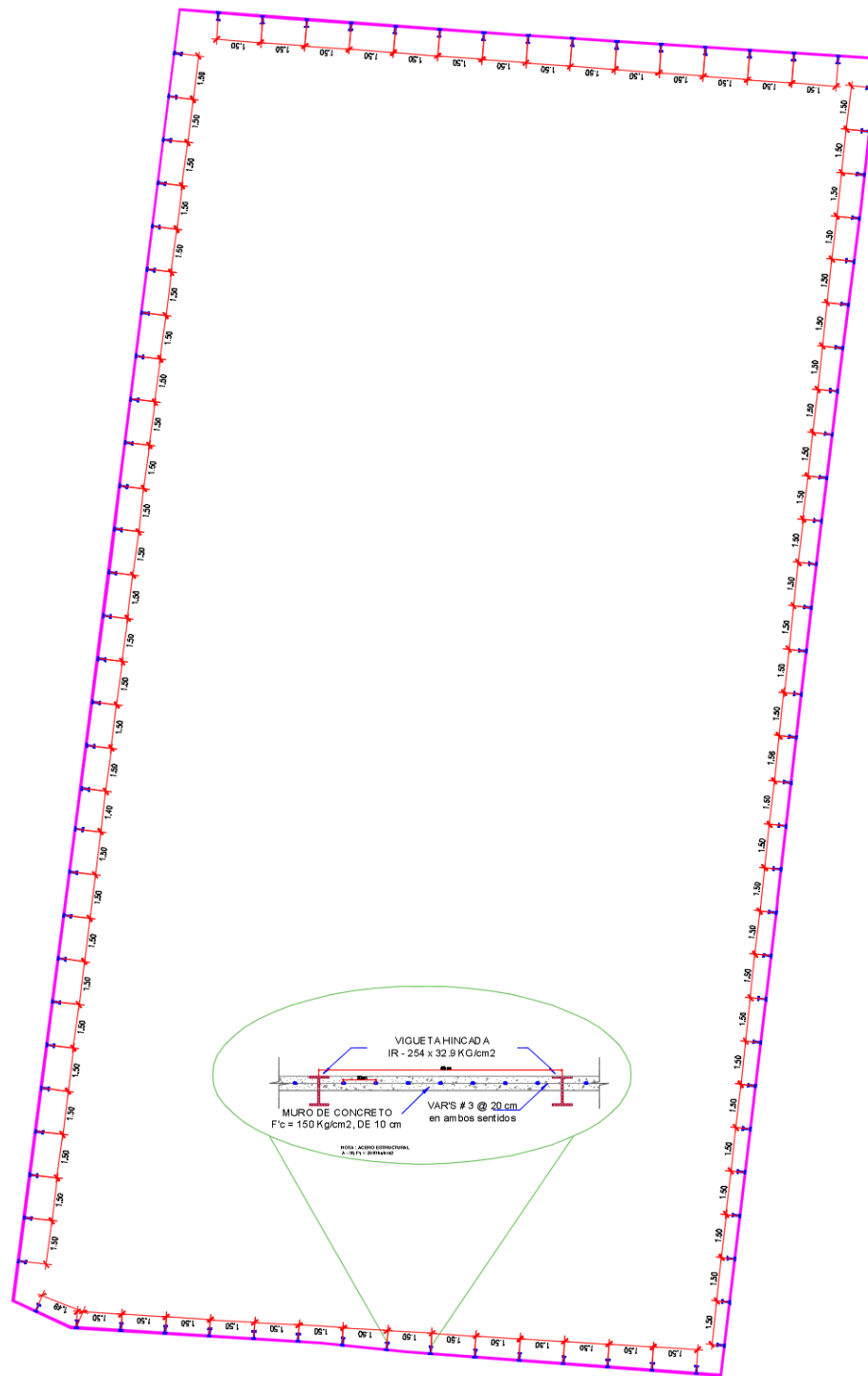


FIGURA 20.- HINCADO DE VIGUETAS



CALLE CANELA

FIGURA 21.- SEMBRADO DEL HINCADO DE VIGUETAS



En caso necesario se colocará una plataforma de mejoramiento de 30 cm de material controlado para operación y maniobras de la maquinaria con las que se construirán el Muro Milán y los pilotes.

Se construirá un Muro Milán constituido por viguetas IR 254 (10") x 32.9 kg/m hincadas hasta 12.00 m de profundidad con respecto al nivel actual de banqueteta. El hincado de las viguetas se realizará con una *separación de 1.5 m entre ellas en todo el perímetro*. Cabe mencionar que antes de realizar la excavación, se tendrá que llevar a cabo un bombeo profundo para abatir los niveles del agua y proceder a ejecutar la excavación en condiciones secas.

Sistema de bombeo

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

El objeto del bombeo profundo es trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de la cimentación, es necesario abatir el nivel freático, hasta una profundidad de 9.70m en la periferia y de 10.20m en los pozos centrales, para el nivel de excavación de -7.65m. El nivel dinámico del agua en los pozos perimetrales se mantendrá a 10.90m de profundidad en la periferia y a 11.4m en los pozos centrales para el nivel de excavación de -7.65m.

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

- Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante pozos perforados a 20 m con respecto al nivel de la banqueteta. Su ubicación será en toda el área evitando se intersecte con algún elemento estructural.
- Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o broca ahuer, inyectando agua a presión como fluido de perforación no se utilizaran lodos bentoníticos. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*). La disposición se muestra en la figura 22.

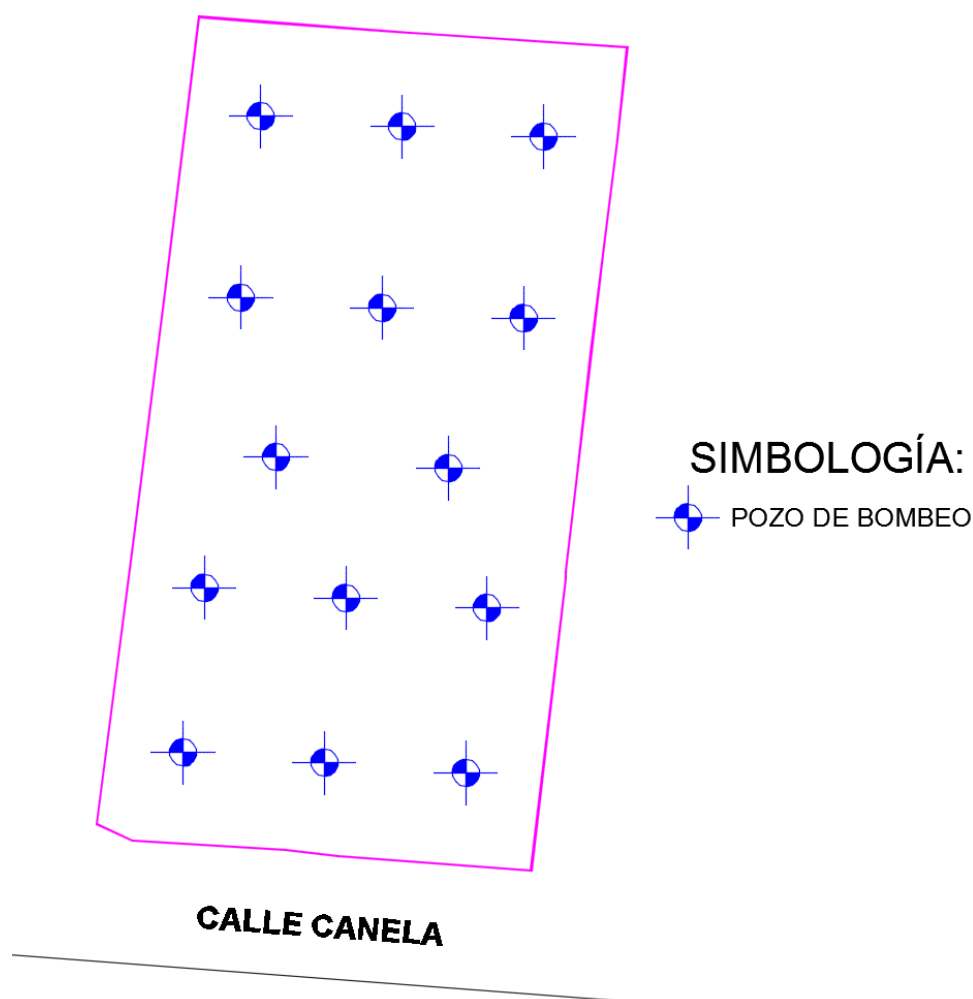


FIGURA 22.- UBICACIÓN DEL BOMBEO PROFUNDO

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior y sostenido por una armadura formada por 3 ángulos de $\frac{3}{4}$ por $\frac{1}{8}$. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm entre sí.

- El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada (confitillo) de tamaño máximo que ocupe el área que se tengas entre la pared de la perforación y el ademe; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m^2 alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm^2 o bombas sumergibles eléctricas de $\frac{1}{2}$ caballo; el nivel de succión de las mismas estará a 8.5 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 7.5 m, medidos con respecto a la superficie del terreno. El detalle de los pozos de bombeo profundo, dren y cárcamo se muestra en la fig. 23.

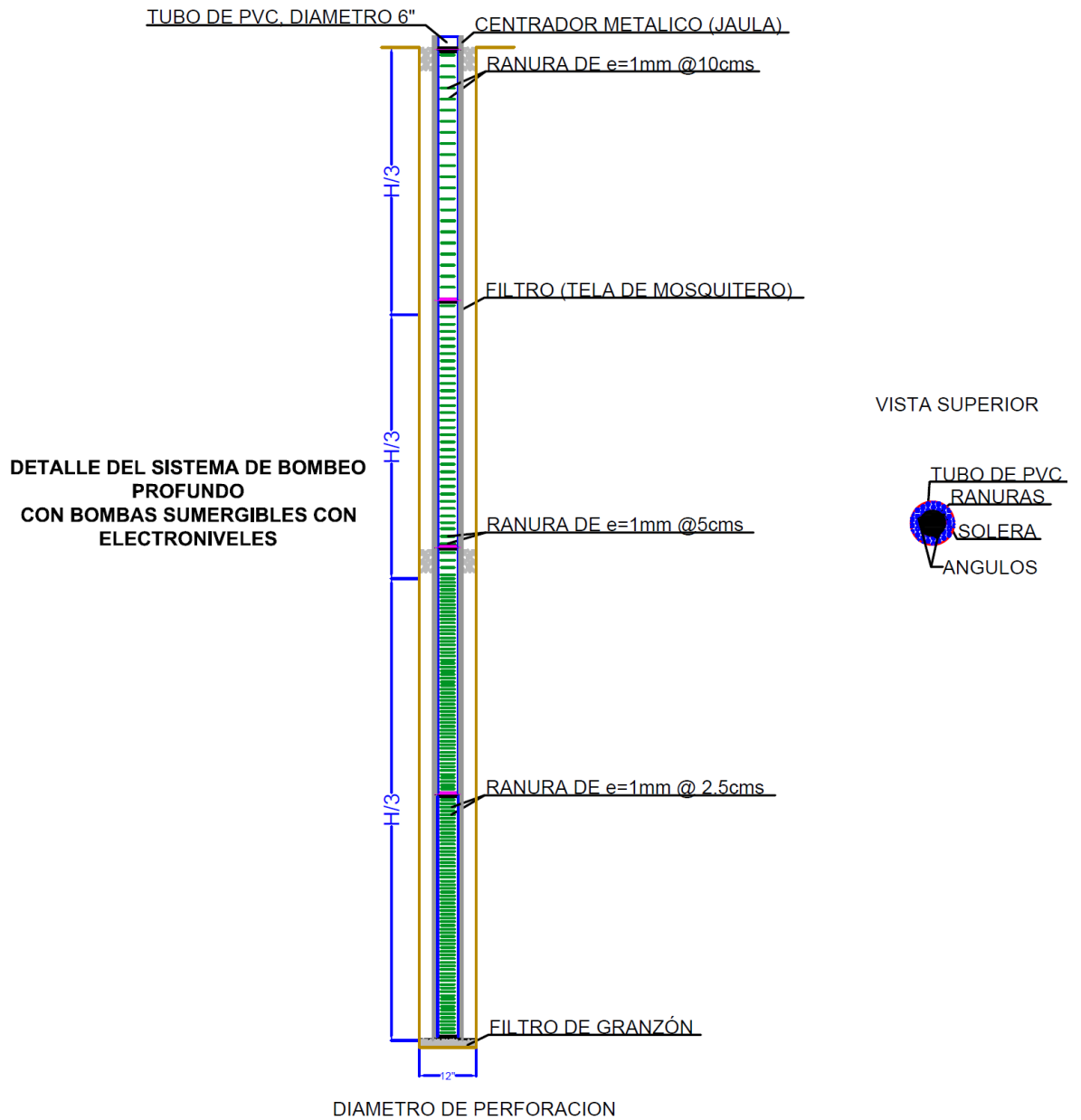


FIGURA 23a.- SISTEMA DE BOMBEO

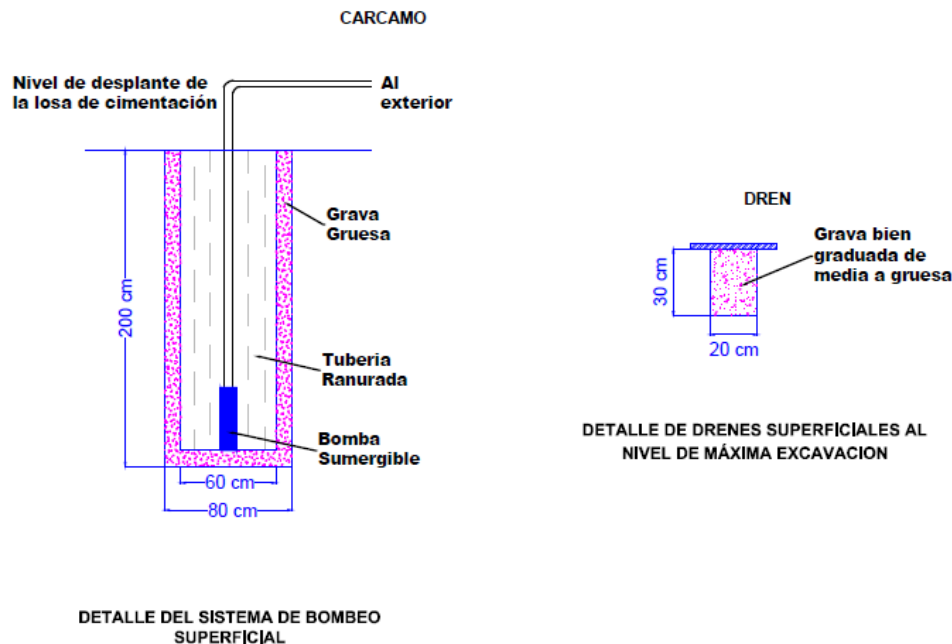


FIGURA 23b.- SISTEMA DE BOMBEO

- Se estima un total de 14 pozos con la posibilidad de que esta se reduzcan de acuerdo al comportamiento de la excavación y de las etapas de excavación (Ver figura 22).
- Estos pozos se irán recortando conforme se efectuó la perforación.
- Los electro niveles se manejarán en la zona lateral a -9.70 m y en la central a -10.20 m, para el nivel de excavación de -7.65 m.

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

En caso de que se realicen los trabajos de excavación ante la presencia de época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique complementario, además del sistema de bombeo profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.

El bombeo se iniciará entre 7 y 14 días (dependerá de la respuesta del bombeo en campo) antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación. De igual forma debe considerarse la perforación de un par de pozos de observación para monitoreo del abatimiento.

El sistema de bombeo se podrá dejar de operar una vez que se haya construido por lo menos hasta la planta baja en su totalidad, procediéndose a cortar y sellar cada uno de los pozos.

Terminada la colocación de las viguetas en todo el perímetro, se iniciará la excavación para alojar la losa del sótano a cielo abierto en la primera etapa, dejando una berma perimetral constituida por una banqueteta de un metro de ancho y un talud 1.0:1.0 (horizontal: vertical). (Ver figura 24)

Cuando se alcance el nivel de máxima excavación (-7.65 m) se procederá a construir cárcamos de bombeo de achique. (Ver figura 23).

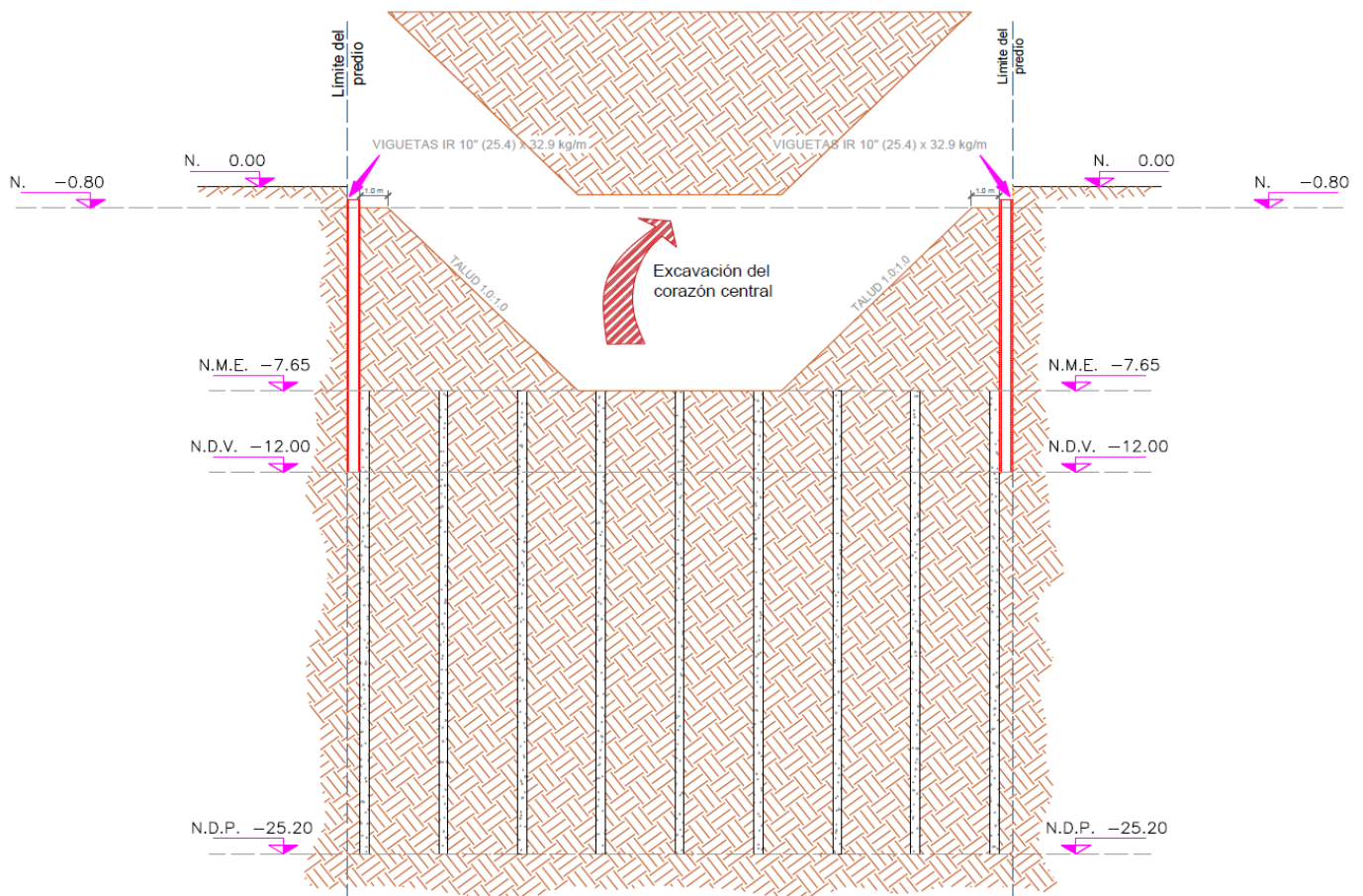


FIGURA 24.- EXCAVACIÓN DEL CORAZÓN CENTRAL

Se continuará con la excavación de las zanjas para alojar las contratrabes en la parte central, mediante taludes verticales, así como los dados de reacción en la parte superior de los pilotes; enseguida se colará la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y después del fraguado de la misma, se procederá a efectuar el colado de las contratrabes, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano, según las indicaciones del proyecto estructural.

Veinticuatro horas después de coladas las contratrabes, se procederá a colocar el armado y colado de la losa de piso del último sótano en la parte central (figura 25), tal como se indica en los planos estructurales correspondientes, dejando las preparaciones necesarias para efectuar la unión con el muro estructural y las columnas.

Adicionalmente, se colocarán los muertos de concreto que sirvan de apoyo para la colocación de los niveles de troquelamiento con objeto de recibir parte del empuje del suelo generado por la excavación.

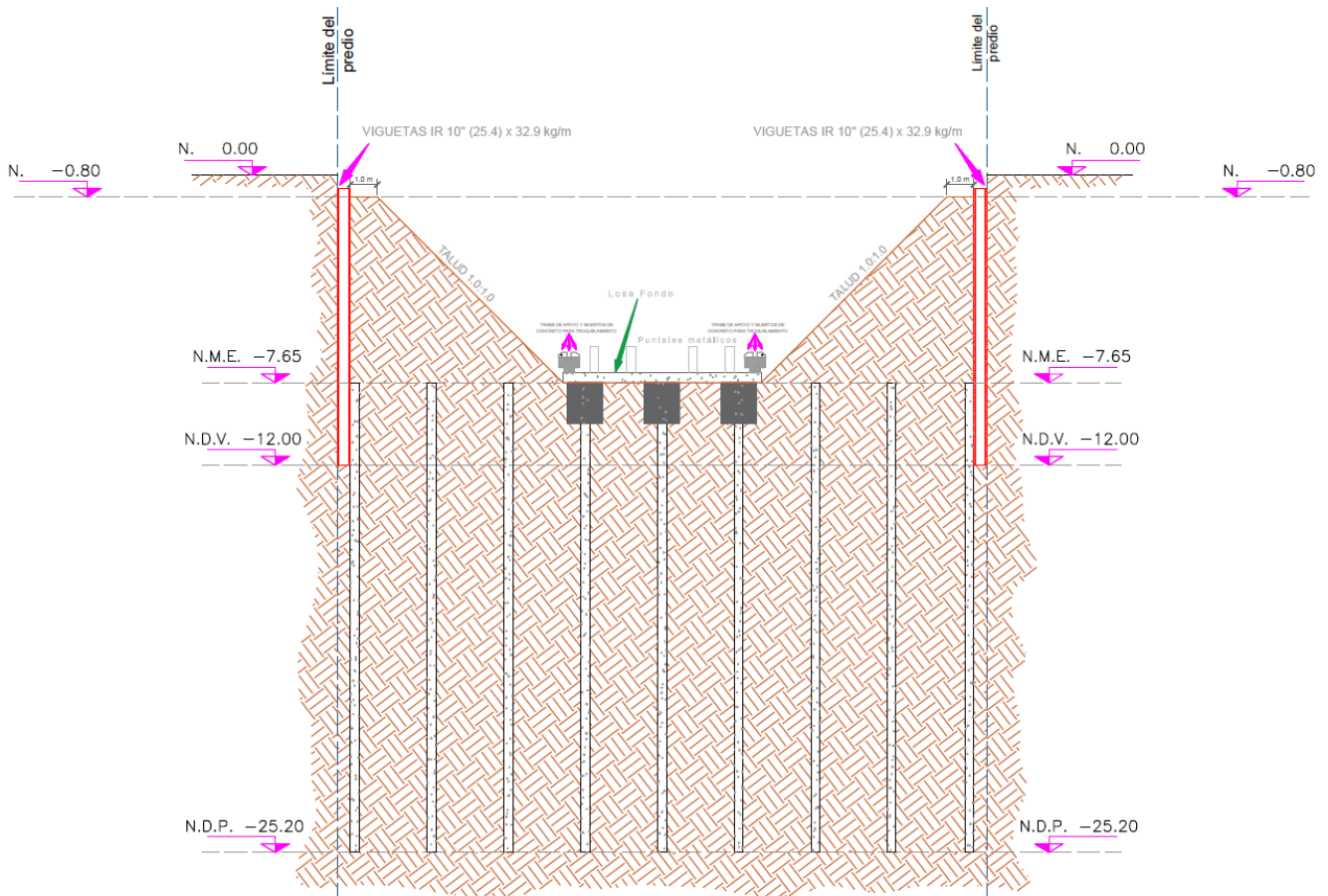


FIGURA 25.- COLADO DE DADOS Y LOSA FONDO EN LA PARTE CENTRAL

Cuando se ha terminado de construir la losa fondo en la parte central, se procederá a retirar la berma perimetral en módulos de 2.4 m de ancho, en forma simultánea y alternada a cada 9.60 m, es decir, primeramente se atacarán los módulos marcados con el número 1, posteriormente los del número 2, y del mismo modo hasta llegar a los número 4. (Ver figura 26).

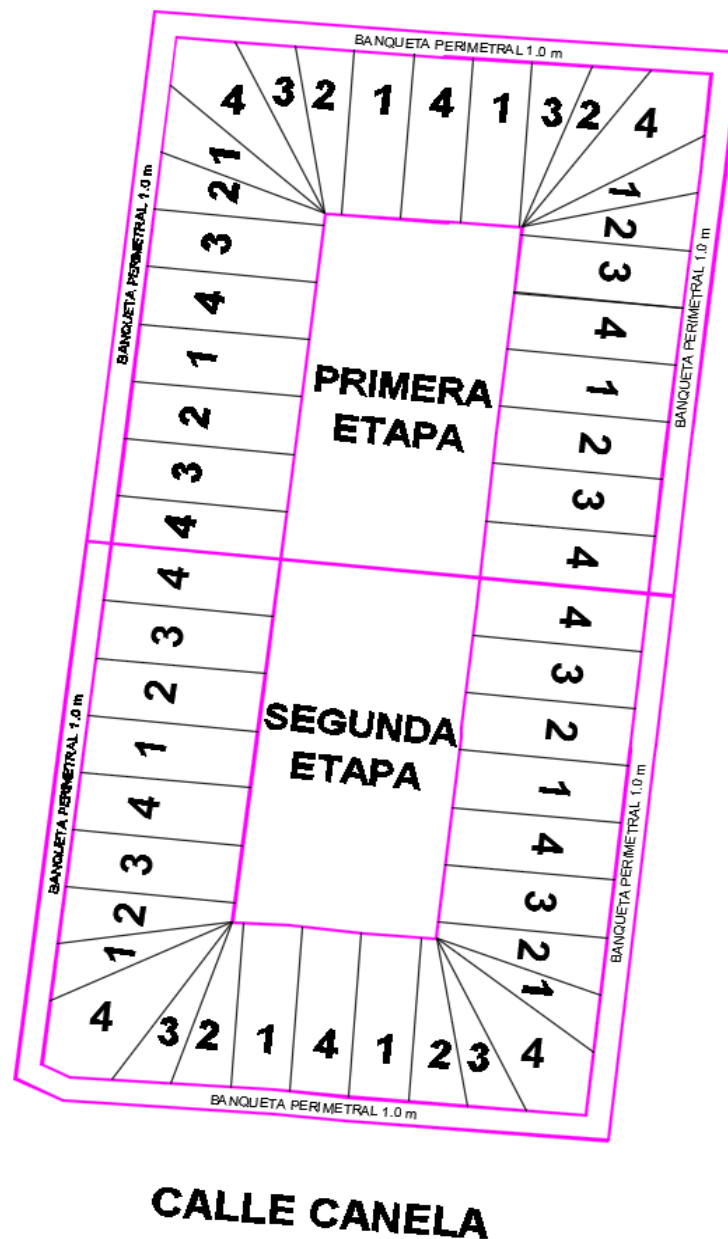


FIGURA 26.- MODULACIÓN DE BERMAS

Conforme se retire la berma se va perfilando el talud vertical en las colindancias y se colará entre las viguetas un ademe de concreto armado de 10 cm de espesor y armado con varillas del No. 3 a cada 20 cm en las dos direcciones. Se excavará hasta la profundidad de -2.75m con respecto al nivel de banquetta, que se encuentra por debajo del primer nivel de troqueles, el cual se propone a -2.50 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta (ver figura 27); se seguirá el retiro de bermas mostrado en la figura 26. Conforme se va profundizando se va troquelando.

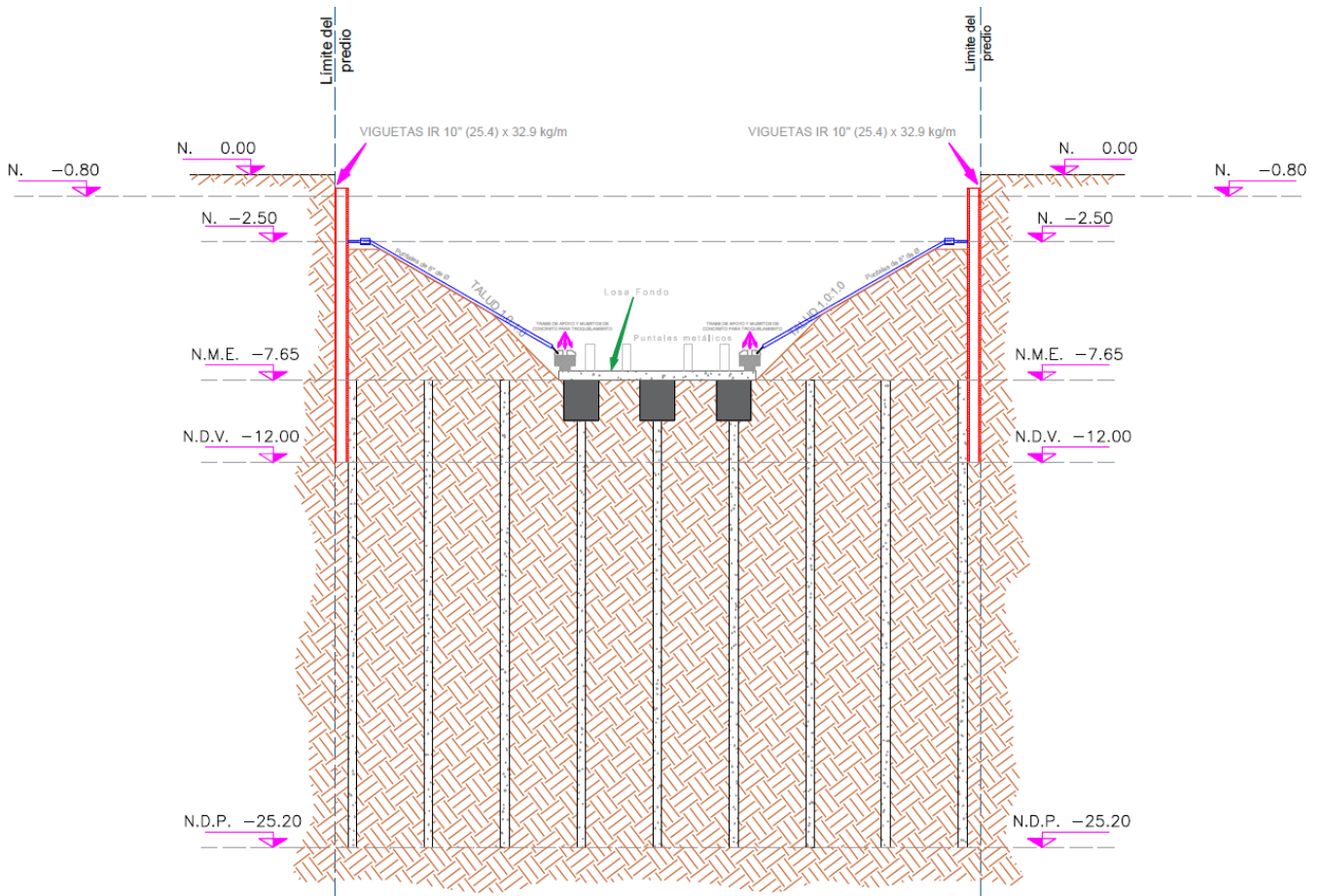
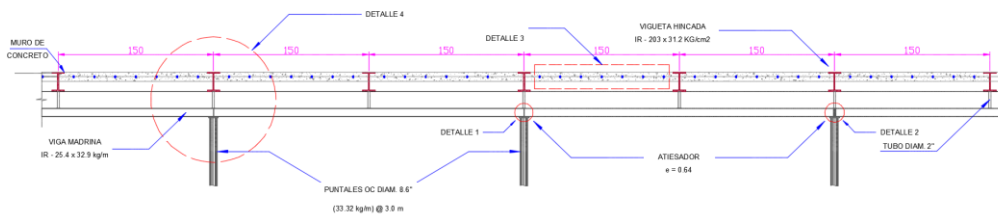


FIGURA 27.- COLOCACIÓN DEL PRIMER NIVEL DE TROQUELAMIENTO

Se colocarán vigas "madrinas" de acero IR de 10", separadas a 45 cm de las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldarán a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas. (Ver figuras 28 a 31)

P L A N T A



SISTEMA DE CONTENCIÓN EN COLINDANCIA

FIGURA 28.- SISTEMA DE CONTENCIÓN

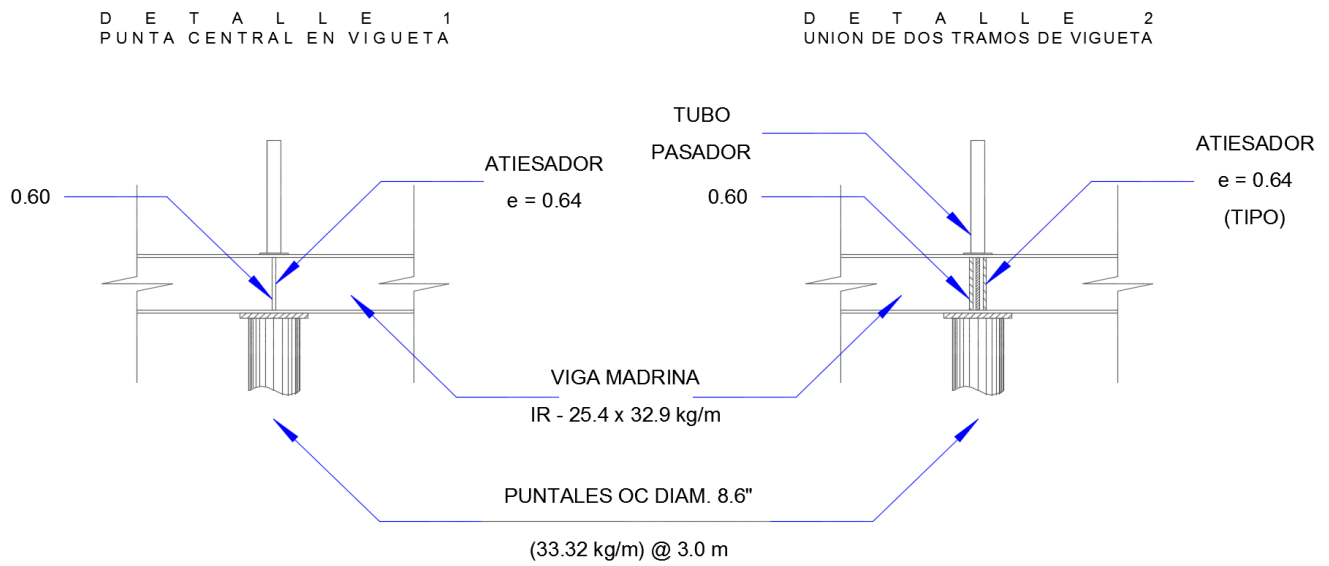
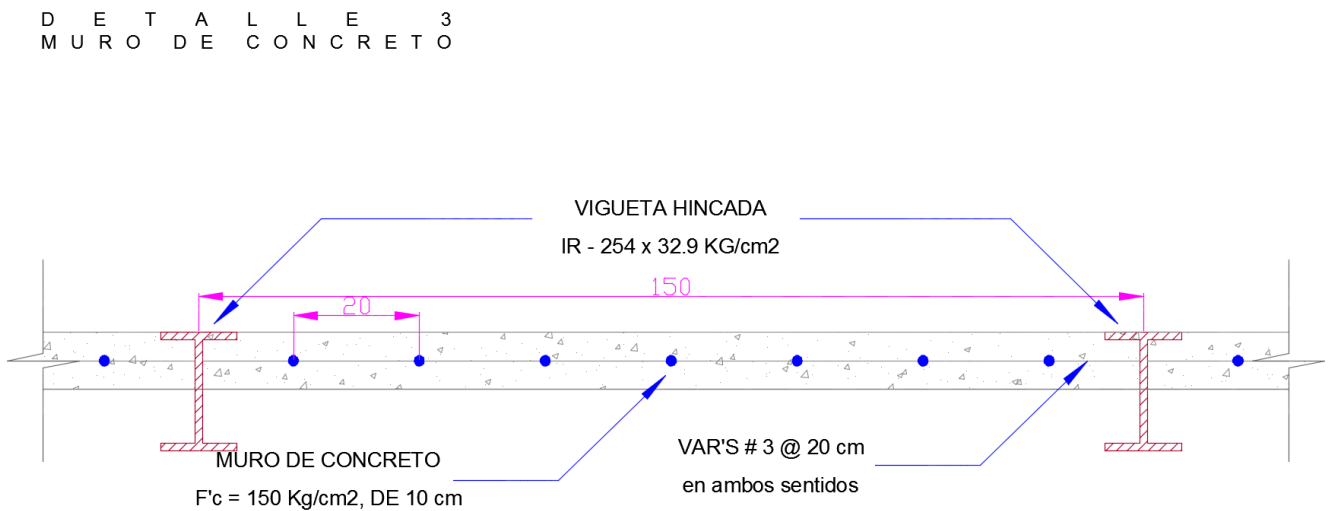


FIGURA 29.- DETALLES 1 Y 2



NOTA : ACERO ESTRUCTURAL
A - 36, $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

SISTEMA DE CONTENCION EN COLINDANCIA

FIGURA 30.- DETALLE 3

D E T A L L E 4

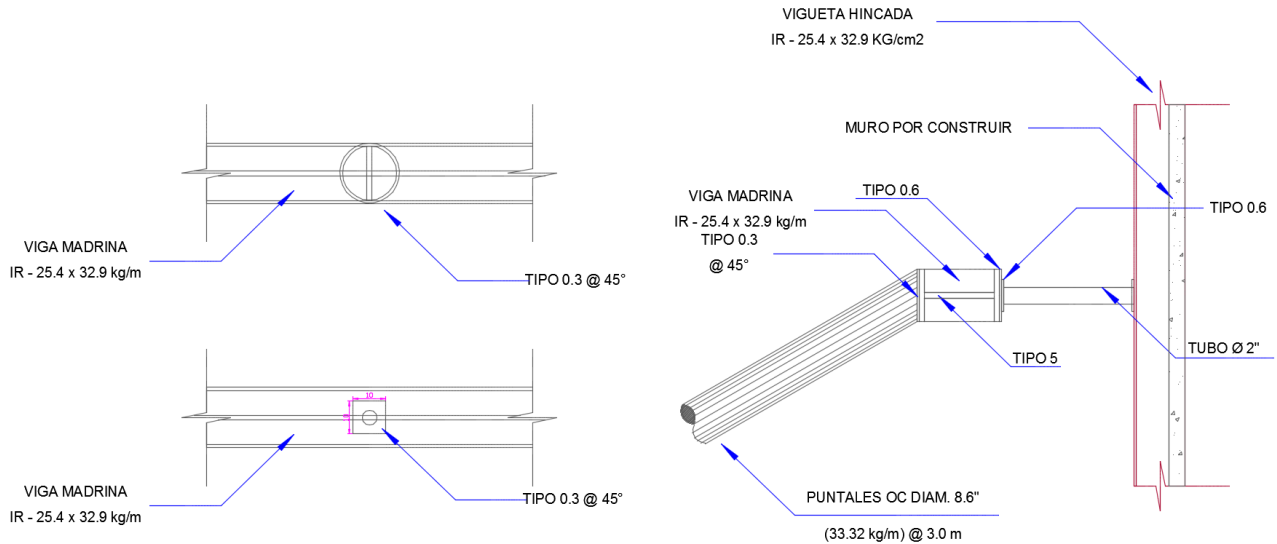


FIGURA 31.- DETALLE 4

Estas vigas "madrinas" se colocarán a 2.5 y 5.1 m de profundidad, y sobre ellas se colocarán puntales OC de 8.6" de diámetro. Se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga "madrina", apoyándose un extremo en la viga "madrina" y el otro, en los "muertos" de concreto colocados en la losa de fondo del sótano dos. (Ver figuras 27 y 32).

Una vez colocado el primer nivel de troqueles se procederá a continuar con el retiro de bermas hasta una profundidad de -5.35 m con respecto al nivel de banqueteta, que se encuentra por debajo del segundo nivel de troqueles que se propone a -5.10 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta; conforme se va profundizando se va troquelando. Se seguirá el mismo procedimiento para el retiro de bermas señalado en párrafos anteriores (ver figura 32).

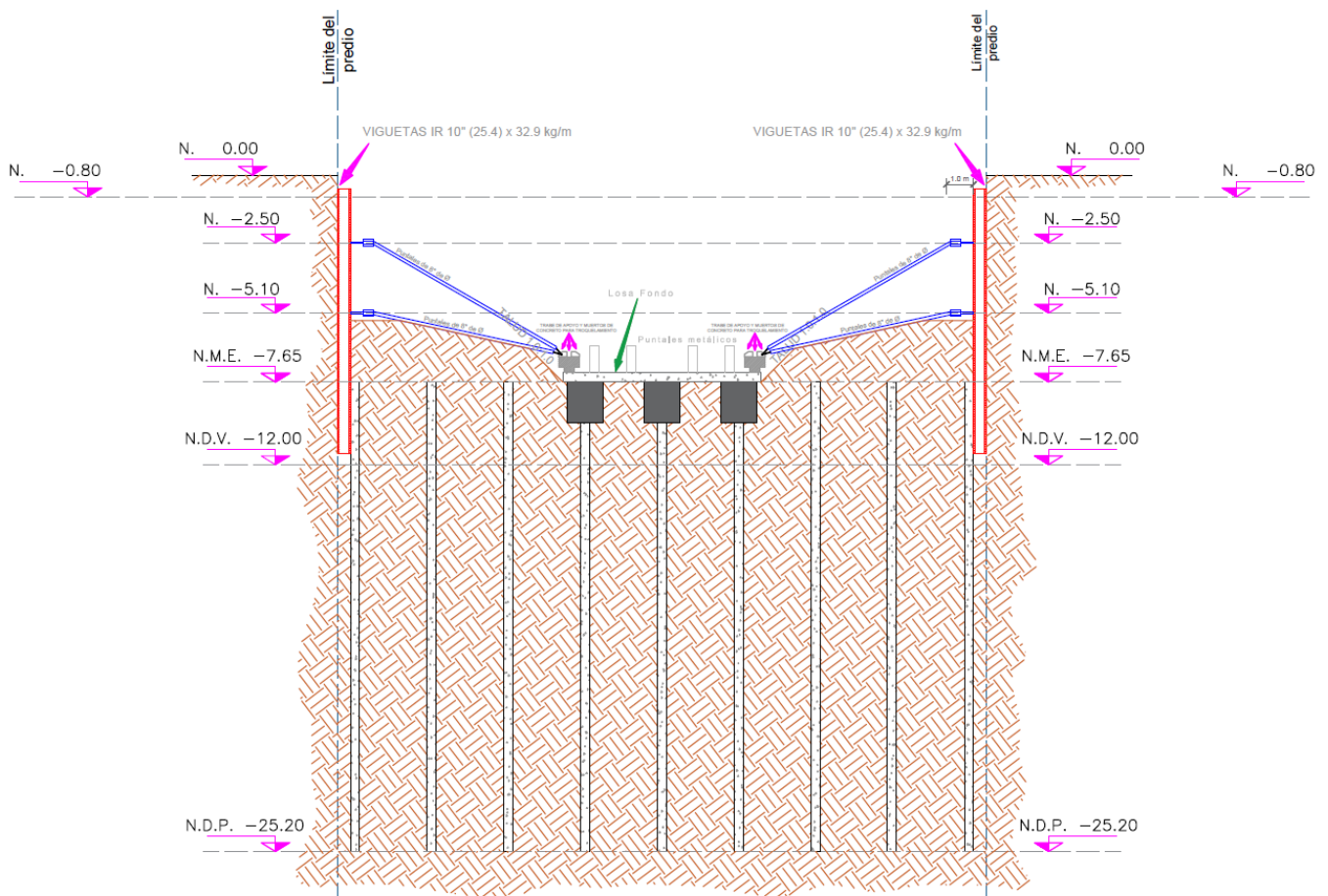


FIGURA 32.- COLOCACIÓN DEL SEGUNDO NIVEL DE TROQUELAMIENTO

Se procede a excavar en los extremos hasta el nivel de máxima excavación (profundidad -7.65 m con respecto al nivel de banquetta) para continuar con la excavación de las zanjas que alojarán a las contratrabes en las partes externas, mediante taludes verticales, así como los dados de reacción en la parte superior de los pilotes restantes; enseguida se colará la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, de $f'c. = 100 \text{ kg/cm}^2$ y después del fraguado de la misma, se procederá a efectuar el colado de las contratrabes, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano 2, según las indicaciones del proyecto estructural.

Veinticuatro horas después de coladas las contratrabes en las partes externas, se procederá a colocar el armado y colado de la losa de piso restante del último sótano (figura 33), tal como se indica en los planos estructurales correspondientes, dejando las preparaciones necesarias para efectuar la unión con el muro estructural y las columnas.

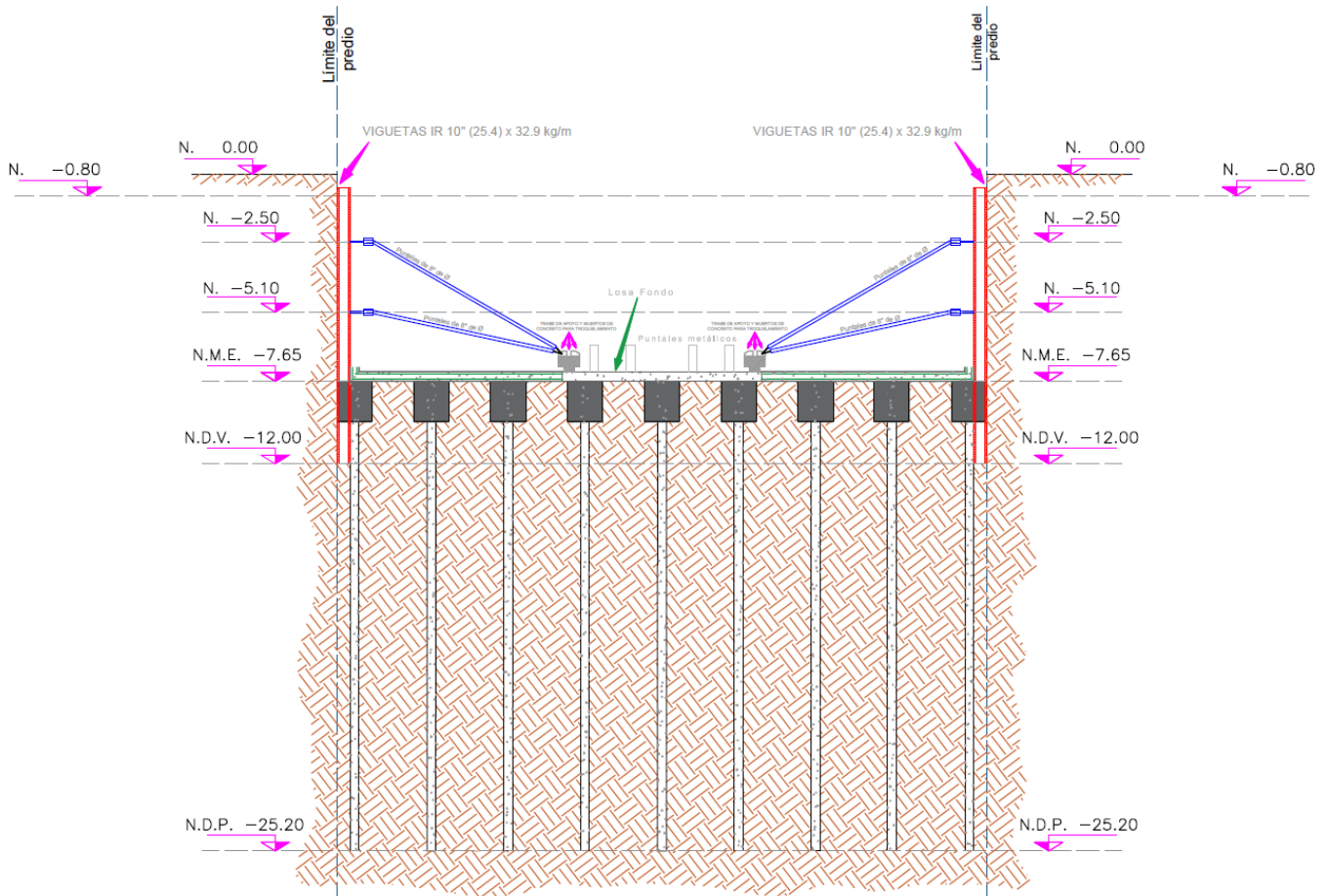


FIGURA 33.- COLADO DE DADOS Y LOSA FONDO EN LA PARTE RESTANTE DE LA PRIMERA ETAPA DE EXCAVACIÓN

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 fondo del sótano 2 en la primera etapa, se continuará con el armado, 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. Las viguetas quedaran ahogadas en el muro de acompañamiento. Ver figura 34.

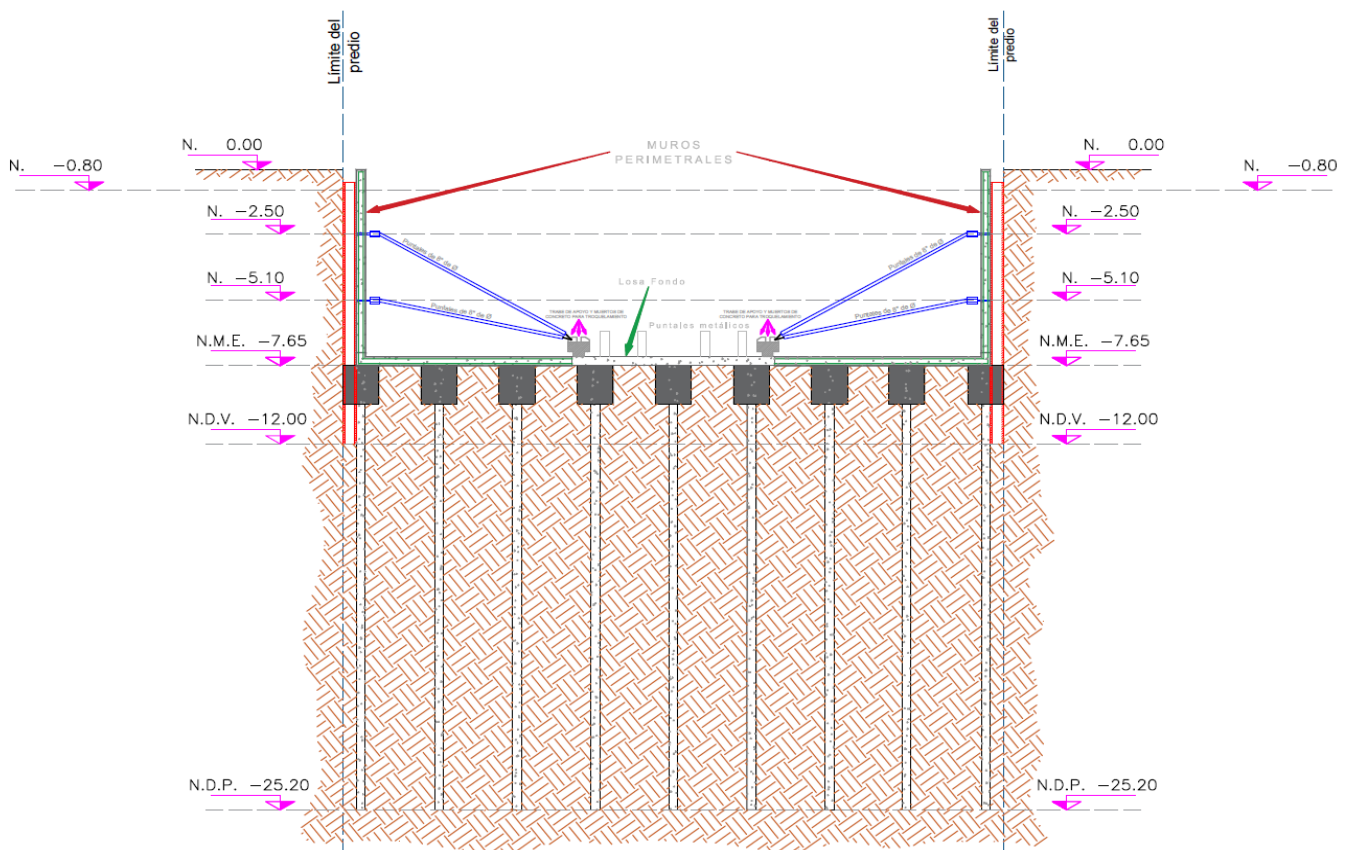


FIGURA 34.- CONSTRUCCIÓN DE MUROS PERIMETRALES

Después de descimbrar el muro estructural, traveses y columnas, se continuará con la construcción de la losa maciza del sótano muros perimetrales y losa del sótano 1, según el plano estructural correspondiente, dejando las respectivas preparaciones para la liga estructural con las columnas de planta baja. Una vez que se ha construido hasta el sótano 1 en la primera etapa, se procederá a excavar la segunda etapa siguiendo el mismo procedimiento de la etapa anterior.

6.3.- Diseño del troquelamiento

Durante la construcción, el sistema de muro perimetral deberá diseñarse para soportar los empujes provocados por las presiones horizontales a largo plazo presentadas, el sistema de troquelamiento que se requerirá será en dos niveles y se recomienda que tenga un espaciamiento horizontal a cada 3.0 m aproximadamente.

En la figura 16 se presentan los empujes para el diseño de la instalación de troqueles. Su ubicación no deberá interceptar las columnas de proyecto.

Al colocar cada puntal es conveniente aplicarle una carga previa contra el ademe, igual a la carga de diseño antes de acuñar, e incluso en puntales metálicos es fácil y práctico colocarles en un extremo un tornillo de ajuste.



Cada puntal se colocará con una precarga preliminar de 30Ton, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto (la precarga será corroborada por el estructurista). El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada.

También es importante señalar que en el diseño estructural de los puntales debe incluirse el efecto de deformaciones por cambios de temperatura que inducen cargas adicionales, mismas que pueden ser una fracción significativa de la carga ejercida por el suelo.

Considerando lo anterior es recomendable diseñar todos los puntales iguales con la máxima carga, para que puedan ser colocados en cualquier posición e incluso se recomienda revisar la precarga al inicio y al final de cada jornada, para evitar que estos pierdan carga por cambios de temperatura.

6.4.- Proceso constructivo de los pilotes de fricción

El procedimiento de construcción recomendado para los *pilotes hincados* se menciona a continuación:

Dentro del proceso de hincado se encuentran los siguientes puntos:

Después de despegue y transporte de los pilotes de las camas de colado al lugar del hincado se llevara a cabo la siguiente secuencia.

A) Colocar marcas a una separación máxima de un metro a lo largo de los dos tramos del pilote con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesarios, para cada metro de hincado.

B) Izar la primera sección del pilote (punta) manejado con un estrobo apoyado a una longitud $L/3$ en el punto correcto, siendo L: la longitud del pilote.

C) Colocarlo en el punto correcto de ubicación de la perforación previa, orientando las caras sobre el eje longitudinal de las celdas.

D) Izar la segunda sección del pilote (cabeza) manejándolo con un estrobo apoyado a una longitud $L/3$ en el punto correcto, y colocarlo sobre la placa de la primera sección del pilote.

E) Una vez colocadas en el sentido correcto las placas de las dos secciones del pilote se procederá a su unión por medio de soldadura 70-18.

F) Una vez soldadas las placas, colocar la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador, el cual tendrá una sufridera de cable de acero o cama de madera y sobre el pilote se colocará un colchón de madera.



G) Colocar el pilote y la resbaladera en forma vertical, para alcanzar dicha verticalidad del pilote, deberán emplearse dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90 grados, teniendo como vértice el pilote.

H) Accionar el disparador del martillo, con lo cual se inicia propiamente el hincado del pilote.

I) Una vez iniciado el hincado de cada pilote no se deberá suspender esta actitud hasta que la punta alcance la profundidad de proyecto.

J) Una vez que se haya alcanzado la profundidad en la cual coincida la cabeza del pilote con el nivel del terreno natural se empleará un seguidor que permita alcanzar la profundidad proyecto.

K) Durante el hincado deberá llevarse un registro del número de golpes necesarios para hincar la totalidad de los pilotes.

L) Una vez concluidos el hincado, se verificara el nivel de la cabeza debiendo corresponder al hincado en proyecto.

M) La desviación angular máxima admisible del pilote es de 2%, la tolerancia en la profundidad de hincado de +/-1%, de la longitud total.

A continuación se presenta el martillo diesel Delmag 30-32 y sus características principales, así como también un control de perforación e hincado.

Los martillos más comunes en México, son los siguientes:

Marca	Modelo	Peso del pistón Kg.	Energía por golpe Kg. – m	Peso máximo del pilote Kg.	Relación de pesos pistón pilote	Peso del martillo Kg.
Delmag	D5	500	1250	1500	0.30	1240
Delmag	D12	1250	3125	4000	0.31	2750
Delmag	D22-13	2220	6700-3350	6000	0.37	5160
Delmag	D30-13	3600	11500-5750	10000	0.36	8050
Delamg	D36-13	3600	14600-7300	15000	0.31	9050
Delmag	D62-12	6200	21330-11160	25000	0.25	12800
Kobe	K13	1300	3700			2900
Kobe	K25	2500	500			5200
Kobe	K35	3500	10500			7500
Kobe	K45	4500	13500			10500
Mitsubishi	MH15	1500	3900	3800	0.39	3800
Mitsubishi	MH25	2500	6500	6300	0.40	6000
Mitsubishi	MH35	3500	9100	8800	0.40	8400
Mitsubishi	MH45	4500	11700	11300	0.44	11100



A continuación se definirá como herramienta a aquellos implementos auxiliares empleados para el manejo e hincado de pilotes.

Resbaladeras. Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirven para que deslice tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo, pueden ser fijas, oscilantes y suspendidas por cable.

Gorros de protección. Para proteger la cabeza de los pilotes durante su hincado se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía de los impactos de martillo sobre la cabeza, evitando así daños mayores.

Los gorros están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se le coloca una “sufridera” que puede ser a base de madera, micarta, material plástico o trozos de cable de acero y sobre ella una placa metálica. En la caja inferior que es la parte de contacto entre martillo y pilote va colocado un colchón de madera.

La sufridera sirve para:

- Absorber la fuerza del impacto en pilotes frágiles.
- Proteger los pilotes en terrenos duros.
- Distribuir y transmitir uniformemente la fuerza en lo posible hacia el gorro y hacia el pilote.
- Ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía en la sufridera.
- Alargar la vida útil del gorro.

Equipo auxiliar del martillo

Draga Link-Belt LS-108-B.

Grúas. Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho.

Para facilitar su función, la unidad matriz y los diferentes mecanismos de la máquina le permiten girar alrededor de un eje vertical y a la pluma moverse sobre un plano vertical.

Puede ser fijas o móviles. Cuando la grúa es móvil, puede trasladarse por sí misma, sobre orugas o cuerdas dispuestas para tal fin.

Las plumas de las grúas pueden ser rígidas cuando están formadas por estructuras modulares, (de tubo o de ángulo estructural).

Las grúas son en la actualidad de gran funcionalidad, ya que además de realizar trabajos de movimientos variados de carga y descarga, mediante pequeñas



adaptaciones es posible lograr montarle perforadas, martillos y grúas para hincado, almejas, dragados, etc.

El proceso constructivo de la draga se encuentra en función directa de la operación del martillo y de la guía, en lo que se refiere al proceso de montaje del equipo de hincado.

- A) Montaje de base, tronco medio y punta nariz de la pluma de la draga.
- B) Montaje de la guía – resbaladera fija, en su parte alta a las poleas de la punta de la pluma de la draga y en la parte inferior por medio de telescopios a la base de la pluma de la draga.
- C) Montaje del disparador, martillo Delmag D30-32 y por último de gorro de protección del pilote. De ser necesario emplear el seguidor cuando así se requiera.

Es necesario hacer hincapié y dejar asentado que además de tener montado el equipo de hincado sobre la draga, esta tiene la capacidad de realizar las siguientes maniobras.

- a) Izaje para maniobrar los pilotes mediante dos ganchos simétricos colocados sobre las anclas de izaje.
- b) Izaje de la punta del pilote para ser lanzada en el interior de la perforación
- c) Izaje de la cabeza del pilote para ser colocada sobre la placa de la punta y permitir la unión de ambas placas de los pilotes.
- d) Una vez unidas por medio de soldadura las placas de los pilotes, la draga dará inicio al hincado de los pilotes al accionar el disparador del martillo.

Por lo anteriormente descrito se comprueba la capacidad y versatilidad de la draga para realizar los trabajos de maniobra, izaje e hincado de pilotes sin la necesidad de una draga madrina.

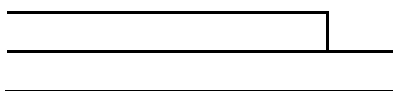
Soldadura de placas de pilotes

Procedimiento constructivo para unir las placas de las dos secciones de pilote mediante soldadura E-70xx.

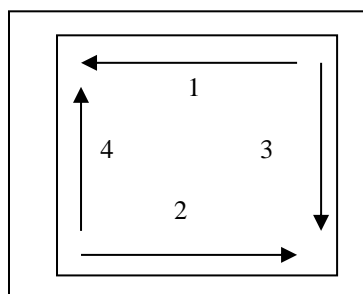
- A) Se lanza la punta del pilote a la perforación guía y se procede a hincar esta sección a una altura propia que oscile entre 0.50 y 0.80 cms. Sobre el nivel del terreno natural y permitir la aplicación de soldadura en las dos secciones de pilote.

- B) Se coloca la cabeza del pilote sobre la placa de la primera sección, cuidando el centrado entre placas y la verticalidad del pilote.
- C) Se procede a puntear las aristas de las placas con aproximadamente 3.0 cm, de soldadura 7018 con diámetro igual 5/32, para evitar que se muevan dichas placas y se fijen y así permitir la aplicación de la soldadura de unión.
- D) Se procede a limpiar perfectamente con cepillo de alambre, la unión de las 4 caras de las placas.
- E) Se aplica el primer cordón de soldadura en la unión de las dos placas con soldadura 7018 y diámetro igual 5/32.

Primer Cordón



- F) El procedimiento se realizará en las siguientes uniones en el sentido que se indica a continuación para aplicar los primeros cordones de soldadura. El número de soldaduras a emplear será el indicado en el proyecto estructural.



6.5.- Excavaciones

- Las excavaciones necesarias para retirar 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 realizará en dos etapas.
- La excavación del corazón 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 suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.
- Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:
 - a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material y en caso necesario protegerlo mediante un repellido 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 en el desplante del cajón, las capas ó 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 orear 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 en relación a su peso del 70 y 30%, respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.
 - e) Terminada la excavación se revisará el fondo de la 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.

Especificaciones de los materiales

En caso de requerir rellenos, deberán suministrarse materiales de banco con las siguientes especificaciones, y compactarse al 95% de acuerdo a la prueba AASHTO estándar, con espesor de 20 cm compactos por cada capa.

Los materiales de préstamo deberán de ser analizados por el laboratorio antes de ser colocados, para evitar tener que levantar rellenos ya colados.

a) El tepetate que se vaya a utilizar como material de relleno a base de materiales de banco, deberán satisfacer las siguientes especificaciones:

- Límite líquido	40% máximo (tolerancia + 5%)
- Índice plástico	15% máximo (tolerancia + 5%)
- Contracción lineal	5% máximo (tolerancia + 5%)
- Valor relativo de soporte	15% mínimo (tolerancia + 5%)

b) Durante la colocación de los rellenos a base de tepetate, se deberá verificar que en cada capa se alcance el grado de compactación especificada con una tolerancia de $\pm 1\%$. La verificación se hará mediante la ejecución de calas de 10 X 10 X 20 cm, para determinar el peso volumétrico seco en el sitio, las cuales se harán por cada capa de área compactada.

6.6.- 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 10.0 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banquetas. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm por lado.

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



7.- CONCLUSIONES

7.1.- Se solicitó la realización del Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio que se ubica en la Calle Canela No. 592, en la Colonia Granjas México, Delegación Iztacalco, Ciudad de México.

7.2.- El sitio de interés se encuentra ubicado en la zona de Lago, donde se encuentran depósitos de tipo arcilloso de baja resistencia y alta deformabilidad.

7.3.- El predio de interés tiene forma rectangular, con un área de 1.082.824 m² aproximadamente. La superficie del terreno es visiblemente horizontal, y el predio se encuentra actualmente ocupado por estructuras de uno o dos niveles, así como por un firme de concreto en su parte frontal, como se observa en la figura 2.

7.4.- El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por dos sótanos y medio para estacionamiento, planta baja, nueve niveles superiores y roof garden, donde el nivel de piso terminado del tercer sótano se encuentra en la cota (-7.20m), el piso terminado del segundo sótano se encuentra en la cota (-4.40m), el primer sótano (sótano y medio) se encuentra en la cota (-1.60m), la planta baja se está localizada en la cota +1.20m, el primer nivel se encuentra a +4.20m, el segundo nivel a +7.20m, el tercer nivel a +10.20m, cuarto nivel a +13.20m, el quinto nivel a +16.20m, el sexto nivel a +19.20m, el séptimo nivel a +22.20m, el octavo nivel a +25.20m, el noveno nivel a +28.20m, el roof garden se encuentra a nivel a +31.20m y el piso terminado de la azotea se encuentra en la cota de +34.20m.

7.5.- El sitio de interés colinda al Norte con estructuras de 2 y 3 niveles, al Poniente se delimitan con estructuras desde 1 a 5 niveles, al Oriente con estructuras de 2 niveles, y finalmente, al Sur colinda con la Calle Canela, como se observa en la figura 4.

7.6.- La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizó dentro del predio de interés un sondeo profundo de tipo mixto a una profundidad de 25 m, y tres pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.00 y 2.70 metros.

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, 7 y 8.

En la figura 9 se presenta una planta donde se indican los espesores de relleno de mala calidad detectados mediante los pozos a cielo abierto.



7.7.- En la figura 10 se presenta el registro de campo del sondeo ejecutado, y en la figura 11 se presenta en forma gráfica el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto realizado dentro del sitio de interés, para este estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

7.8.- El sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónicas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos; con algunas lentes de limo y arena fina gris (Ver figura 12).

7.9.- El nivel de aguas freáticas, se detectó a 3.00 m de profundidad aproximadamente. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

7.10.- Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 1.5 kg/cm^3 .

7.11.- De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona IIIc denominada Zona de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40 (Indicado en la figura 13).

7.12.- El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 14 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); donde se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados, donde se consideran preconsolidados.

7.13.- Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del edificio, y las propiedades estratigráficas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante entre los 3 y 25 m de profundidad, se establece que la alternativa de cimentación se deberá resolver mediante una cimentación constituida por un cajón de cimentación totalmente compensado con pilotes de fricción desplantados a -18.0 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del sótano 3, es decir, con un desplante a 25.2 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta, considerando que el cajón de cimentación será a base de concreto reforzado constituido por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, tomando en cuenta una losa de cimentación de 40 cm de peralte sobre una plantilla de concreto pobre de 5



cm (espesor que deberá ser corroborado por el estructurista); cabe mencionar que el cajón cuenta con un nivel de piso terminado de -7.20 m, por lo que su nivel de desplante estará ubicado en el nivel -7.65 m con respecto al nivel de banqueteta. La cimentación mixta distribuirá la carga de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación en forma uniforme.

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

- Material de relleno hasta la profundidad de 1.20 m con respecto al nivel de banqueteta.
- 22.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad.
- Nivel de aguas freáticas a 3.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta.

7.15.- **De acuerdo a las cargas proporcionadas**, considerando 1.5 ton/m² para los sótanos de estacionamiento que se alojaran en el cajón de cimentación y, 0.9 ton/m² para los niveles superiores.

Área Total sótano= 1,082.82 m²

Áreas vacíos (por nivel)= 226.56 m²

Área de construcción (por nivel)= 856.26 m²

Peso de la estructura = 13,034.37 ton (incluye peso de cimentación y no está factorizada) en condiciones gravitacionales y de 11,730.93 ton (incluye peso de cimentación y no está factorizada) en condiciones medias.

$W_E = 12.04 \text{ ton/m}^2$ condiciones máximas estimadas sin factorizar

11.44 ton/m² condiciones instantáneas estimadas sin factorizar

10.83 ton/m² condiciones medias estimadas sin factorizar

NOTA: Para los análisis presentados, aunado con la bajada de cargas por columna, más el peso de la cimentación, también se consideró en la sumatoria de las descargas el efecto que produce la Fricción Negativa a lo largo de las paredes del cajón de cimentación, con el fin de que éste quede totalmente compensado.

7.16.- Excavación

Área excavada = 1,082.82 m²

Profundidad de excavación = 7.65 m

Peso volumétrico del suelo excavado = variable entre 1.20 y 1.50 ton/m³

Peso del suelo excavado = 11,717.20 ton

Esfuerzo Total = 10.83 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de losa de cimentación)

Esfuerzo Neto = 0.01 ton/m² (considerando una compensación de 10.83 ton/m²)

Por lo que la cimentación quedará totalmente compensada.



7.17.- La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantará el cajón de cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos aplicando la siguiente expresión²:

$$Q_a = c N_c F_R + P_v$$

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos poco limo arenosos, de baja resistencia y alta compresibilidad, con una cohesión de 2.50 ton/m², un peso volumétrico variable entre 1.20 y 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 de cimentación de 21.70 ton/m², y de 26.05 ton/m² en condiciones dinámicas, considerando el empotramiento de 7.65 m de profundidad.

7.18.- 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:

$$\frac{Q F_c}{A} = 16.85 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 21.70 \text{ ton/m}^2$$

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

7.19.- 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:

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

²Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F. Octubre 2004.

F_R c g

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

$$1,903.72 \text{ ton.} < 5,321.90 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

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

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

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 $\approx 26.17 \text{ ton/m}^2$ y $\Delta\sigma$ sismo mín $\approx -1.01 \text{ ton/m}^2$

Con base en lo anterior, se concluye que el cajón rígido de cimentación **no cumple** con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas, por lo tanto, es recomendable una cimentación mixta con cajón de cimentación más pilotes de fricción.

7.21.- Asentamientos diferidos

Debido a que el cajón estará totalmente compensado, los asentamientos diferidos por consolidación primaria son nulos, ya que la presión neta es de 0.01 ton/m^2 , siendo así que únicamente se tienen asentamientos regionales, los cuales son de 5 a 8 cm por año.

7.22.- 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:

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

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 15.90 cm y en la esquina de 3.40 cm, las cuales resultan inadmisibles.

7.23.- 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.

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 16 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 4 ton/m².

7.24.- De acuerdo a los análisis anteriores, dado que el cajón de cimentación no es estable en condiciones dinámicas, además de presentar tensiones sobre su base y con el fin de disminuir las deformaciones del suelo originadas por la aplicación de carga de la estructura, se propone una cimentación mixta formada por un cajón de cimentación que se apoye sobre pilotes de fricción colados *in situ* con diámetros variables desplantados a -18 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado del último sótano, por lo que su desplante estará ubicado en la cota -25.2 m con respecto al nivel de banqueteta; la capacidad de carga se calculó como se indica a continuación:

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

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

Sustituyendo los datos anteriores, se obtiene lo siguiente:

CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DE FRICCIÓN							
Diámetro (m)	Perímetro (m)	Área (m ²)	Cohesión (Ton/m ²)	Longitud (m)	Qu (Ton)	Qadm estática (Ton)	Qadm dinámica (Ton)
0.40	1.26	0.13	2.5	16.50	51.84	36.29	41.47
0.45	1.41	0.16	2.5	16.50	58.32	40.82	46.65
0.50	1.57	0.20	2.5	16.50	64.80	45.36	51.84
0.55	1.73	0.24	2.5	16.50	71.27	49.89	57.02

TABLA. CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DESPLANTADOS A 25.2 m CON UNA LONGITUD EFECTIVA DE 16.50 m

La capacidad de carga por tensión para pilotes de fricción individuales y desplantados a 25 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta se calculó con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{TENSIÓN}} = \frac{2}{3} CPLF_R + W_p$$

La capacidad de carga por tensión para diferentes diámetros en pilotes se presenta en la siguiente tabla:



Diámetro (m)	Q tensión (Ton)
0.40	25.71
0.45	29.62
0.50	33.69
0.55	37.92

TABLA. CAPACIDAD DE CARGA POR TENSION EN PILOTES DESPLANTADOS A 25.2 M DE PROFUNDIDAD

7.25.- Asentamientos en pilotes

El asentamiento por consolidación primaria del grupo de los pilotes es igual a la comprensión de la capa de espesor H bajo la distribución de cargas indicadas y se calcula con la ecuación:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o}$$

Sustituyendo la ecuación anterior se obtuvieron asentamientos para grupos de pilotes al centro de 14.8 cm y de 5.10 cm en la esquina, que son admisibles pero al límite, desplantados a 18 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado.

7.26.- De acuerdo a los análisis efectuados, en la figura 16a se presenta una planta esquemática con el sembrado propuesto del número de pilotes que deberán implementarse en el proyecto; se recomienda que la separación de los pilotes por debajo de las columnas sea al menos 3 veces su diámetro medido a paño externo. El diámetro de los pilotes a colocar será de 45 cm y de sección cuadrada, ya que éstos serán hincados en sitio.

7.27.- La excavación del predio se realizará en dos etapas, como se indica en la figura 17.

7.28.- El procedimiento constructivo para alojar el cajón de cimentación se describe en el capítulo 6.

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

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.

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

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

ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO

VISTAS PANORÁMICAS DEL PREDIO UBICADO EN EL PREDIO UBICADO EN CALLE CANELA No. 592, COLONIA GRANJAS MEXICO, DELEGACIÓN IZTACALCO, CIUDAD DE MÉXICO.



CONDICIONES ACTUALES DEL PREDIO



CONDICIONES ACTUALES DEL PREDIO



POZO A CIELO ABIERTO No. 1



ESTRATIGRAFÍA DEL PCA 1.



PCA-1

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	CONCRETO SIMPLE		
0.20	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA ARENOSA CON PEQUEÑAS GRAVAS Y GRAVILLAS, COLOR CAFÉ CLARO, CON PEDACERÍA DE TABIQUE ROJO		
0.40			
0.60	ARCILLA POCO LIMOSA DE CONSISTENCIA BLANDA, COLOR GRIS OSCURO		
0.80			
1.00	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA Y PEQUEÑAS OQUEDADES, DE CONSISTENCIA MEDIA		
1.20			
1.40			
1.60	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO CON PEQUEÑAS OQUEDADES, DE CONSISTENCIA MEDIA		
1.80			
2.00			
2.20	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON ESCASA ARENA FINA Y PEQUEÑAS OQUEDADES, CONSISTENCIA DURA		
2.40			
2.60			

POZO A CIELO ABIERTO No. 2



ESTRATIGRAFÍA DEL PCA 2.



PCA-2			
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00			
0.10			
0.20			
0.30			
0.40	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA ARENOSA DE GRANO FINO, COLOR CAFÉ CLARO, CON ESCOMBRO Y POCAS RAICILLAS		
0.50			
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00			
1.10	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO, CON POCAS ARENAS FINAS Y PEQUEÑAS OQUEDADES, DE CONSISTENCIA MEDIA		
1.20			
1.30			
1.40			
1.50	ARCILLA POCO LIMOSA CON FÓSILES Y PEQUEÑAS OQUEDADES DE CONSISTENCIA MEDIA		
1.60			
1.70			
1.80			
1.90			
2.00			

POZO A CIELO ABIERTO No. 3



ESTRATIGRAFÍA DEL PCA 3.



PCA-3		
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico
0.00	CONCRETO SIMPLE	
0.20	MATERIAL DE RELLENO: LIMO ARENOSO DE GRANO FINO CON PEQUEÑAS RAICILLAS Y PEDACERÍA	
0.40	RELLENO DE ESCOMBRO CON ARENA DE GRANO FINO, COLOR CAFÉ CLARO	
0.60	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA POCO ARENOSA CON PEDCERÍA DE TABIQUE ROJO	
0.80	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO, CON ESCASA ARENA FINA Y PEQUEÑAS OQUEDADES, DE CONSISTENCIA MEDIA	
1.00	ARCILLA POCO LIMOSA CON FÓSILES, COLOR GRIS OSCURO Y PEQUEÑAS OQUEDADES, CONSISTENCIA MEDIA	
1.20	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON PEQUEÑAS OQUEDADES Y BETAS DE CARBONATO DE CALCIO, CONSISTENCIA DURA	
1.40		
1.60		
1.80		
2.00		
2.20		
2.40		
2.60		
2.80		

SONDEO MIXTO SM-



MUESTRAS OBTENIDAS





ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN SONDEO MIXTO

DATOS INICIALES					
Anillo No.:	1	Peso anillo :	204.90 gr	Peso Probeta + Anillo :	320.30 gr
Peso probeta saturada + anillo :		281.20 gr			
Peso probeta + Anillo después de consolida + Tara :		281.20 gr			
Cápsula No.:		P. cápsula :	42.90 gr	Peso Probeta seca + Cápsula :	119.2 gr
Espesor ini. :	2.00 cm	Diámetro:	8.01 cm	Área :	50.39 cm ²

ANTES CONSOLIDACIÓN					
$W_H =$	115.40 gr	$V_T =$	100.78 cm ³	$w_i =$	51.25%
$W_s =$	76.30 gr	$V_s =$	31.02 cm ³	$e_i =$	2.249
$W_w =$	39.10 gr	$V_v =$	69.77 cm ³	$G_i =$	56.04%

DESPUES CONSOLIDACIÓN					
$W_H =$	76.30 gr	$E_T =$	1.6313 cm	$w_f =$	0.00%
$W_s =$	76.30 gr	$V_T =$	82.20 cm ³	$e_f =$	1.650
$W_w =$	0.00 gr	$V_v =$	51.19 cm ³	$G_f =$	0.00%

CONTENIDO DE AGUA TESTIGO					
$W_H + C =$	72.90 gr	$W_w =$	37.80 gr		
$W_s + C =$	35.10 gr	$W_s =$	10.80 gr		
Cáp. No. =	31	$C =$	24.3 gr		
$w =$	350.00 %			Lec. Inicial =	6.797
				Lec Final =	3.11
γ Seco =	0.757 T/m ³			$\Delta =$	3.687 0.3687
γ Húmedo =	1.145 T/m ³				
γ Sat =	1.449 T/m ³				

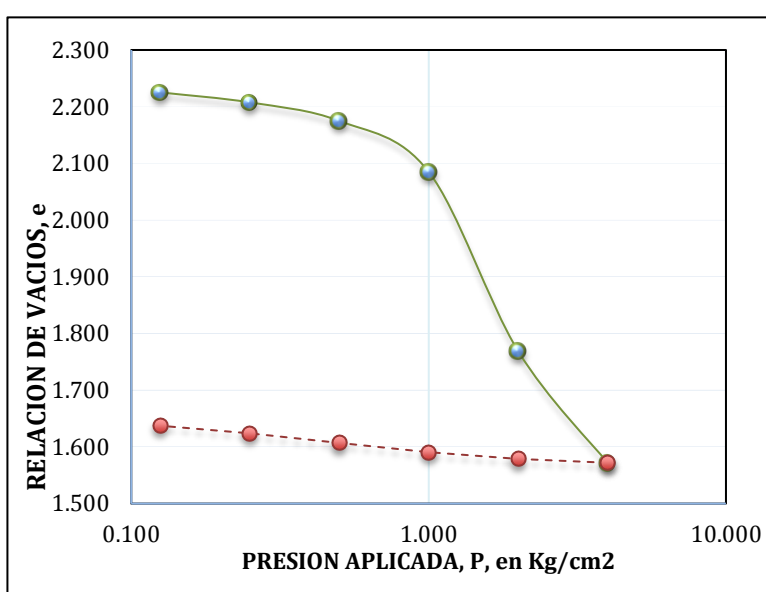
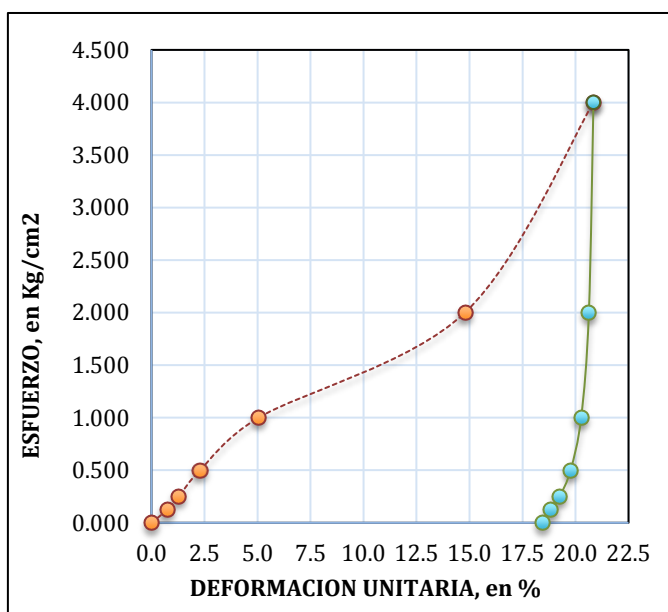


CONSOLIDACIÓN-REGISTRO

PRESION P Kg/cm ²	DEFORMACION LINEAL δ mm	DEFORMACION UNITARIA ε %	ESPESOR COMPRIMIDO 2H mm	2H- 2Ho mm	$e = 2H - 2Ho / 2Ho$	H _m cm	H _m ² cm ²	t ₅₀ seg	a _v cm ² /kg	C _v cm ² /seg	e _m	P _m Kg/cm ²
0.000	0.000	0.000	20.000	13.845	2.249		0					
0.125	0.148	0.740	19.852	13.697	2.225		0		0.192		2.237	0.063
0.250	0.257	1.285	19.743	13.588	2.208		0		0.142		2.216	0.188
0.500	0.458	2.290	19.542	13.387	2.175		0		0.131		2.191	0.375
1.000	1.010	5.050	18.990	12.835	2.085		0		0.179		2.130	0.750
2.000	2.957	14.785	17.043	10.888	1.769		0		0.316		1.927	1.500
4.000	4.169	20.845	15.831	9.676	1.572		0		0.098		1.670	3.000
2.000	4.126	20.630	15.874	9.719	1.579		0		0.003		1.576	3.000
1.000	4.053	20.265	15.947	9.792	1.591		0		0.012		1.585	1.500
0.500	3.953	19.765	16.047	9.892	1.607		0		0.032		1.599	0.750
0.250	3.850	19.250	16.150	9.995	1.624		0		0.067		1.615	0.375
0.125	3.767	18.835	16.233	10.078	1.637		0		0.108		1.631	0.188
0.000	3.687	18.435	16.313	10.158	1.650		0		0.104		1.644	0.063
							0				0.825	0.000

GRÁFICAS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

DENSIDAD DE SÓLIDOS S _s	RELACIÓN DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL e _i --	FINAL e _f --	INICIAL w _i %	FINAL w _f %	INICIAL G _{wi} %	FINAL G _{wf} %	HUMEDO γ _h Ton/m ³	SECO γ _s Ton/m ³	
2.460	2.249	1.650	51.25	0.00	56.04	0.00	1.145	0.757	CH





**PRUEBA DE CONTENIDO DE HÚMEDAD
SONDEO MIXTO**

Muestra No.	Profundidad (m)	Tara No.	Tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	W %	CLASIFICACIÓN
1	0.00 0.60	111	15.40	104.60	93.40	14.36	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA POCO LIMOSA CON POCA ARENA COLOR GRIS Y GRAVAS.
2	0.60 1.20	103	15.40	118.80	91.90	35.16	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA POCO LIMOSA CON POCA ARENA COLOR GRIS Y GRAVAS.
3	1.20 1.80	189	15.70	89.90	55.40	86.90	MATERIAL NATURAL: ARCILLA POCO LIMOSA COLOR CAFÉ GRISÁCEO CON ESCASA ARENA.
4	1.80 2.40	89	15.00	97.80	60.60	81.58	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON ESCASA ARENA.
5	2.40 3.00	136	15.60	85.80	51.10	97.75	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON ESCASA ARENA.
6	3.00 3.60	162	14.00	62.60	36.90	112.23	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON ESCASA ARENA.
7	4.80 4.80	82	15.40	76.00	55.20	52.26	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA OSCURA.
8	4.80 5.40	93	15.50	62.30	37.00	117.67	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
9	5.40 6.00	140	15.30	90.00	46.40	140.19	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
10	6.00 6.60	186	15.20	61.60	31.50	184.66	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
11	6.60 7.20	141	15.30	69.70	27.00	364.96	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
12	7.20 7.80	163	15.30	79.50	28.60	382.71	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
13	7.80 8.40	101	14.50	78.70	28.80	348.95	ARCILLA COLOR CAFÉ.
14-1	8.67 8.88	155	15.50	92.40	32.10	363.25	ARCILLA COLOR CAFÉ.
14-2	8.88 9.09	181	16.00	92.90	31.00	412.67	ARCILLA COLOR CAFÉ CON FISURAS NATURALES.
14-3	9.09 9.30	150	15.20	92.30	32.80	338.07	ARCILLA COLOR CAFÉ CON FISURAS NATURALES.
15	9.30 9.90	188	15.40	69.80	27.70	342.28	P. SUPERIOR: ARCILLA COLOR CAFÉ.
15	9.30 9.90	183	14.70	75.30	62.60	26.51	P. INFERIOR: ARENA FINA POCO LIMOSA COLOR GRIS OSCURO.



Muestra No.	Profundidad (m)	Tara No.	Tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	W %	CLASIFICACIÓN
16	10.50 11.10	144	15.60	75.50	30.70	296.69	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSO CON MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
17	11.10 11.70	73	16.00	78.60	29.90	350.36	ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZO.
18	11.70 12.30	185	15.40	74.30	28.00	367.46	ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZO.
19-1	12.66 12.84	164	15.40	81.90	28.90	392.59	ARCILLA COLOR CAFÉ.
19-2	12.84 13.02	95	15.30	93.50	32.70	349.43	ARCILLA COLOR CAFÉ.
19-3	13.02 13.20	105	15.60	84.30	33.10	292.57	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
20	13.20 13.80	115	16.20	88.00	34.15	300.00	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
21	13.80 14.40	161	15.20	79.10	31.40	294.44	ARCILLA COLOR CAFÉ.
22	14.40 15.00	123	16.10	73.30	34.70	207.53	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES.
23	15.00 15.60	175	15.30	79.50	33.80	247.03	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES.
24-1	16.34 16.53	117	15.20	99.00	29.90	470.07	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES.
24-2	16.53 16.72	156	15.20	98.30	31.10	422.64	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES.
24-3	16.72 16.91	145	15.90	94.60	30.30	446.53	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES.
24-4	16.91 17.10	72	15.60	93.60	31.80	381.48	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES.
25	17.10 17.70	71	15.20	70.60	25.70	427.62	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
26	17.70 18.30	87	15.20	74.00	26.20	434.55	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
27	18.30 18.90	143	15.80	77.90	27.60	426.27	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
28	19.50 20.10	170	15.70	77.10	33.60	243.02	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
29	20.10 20.70	193	15.50	75.30	33.30	235.96	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON MANCHAS CAFÉ ROJIZO.
30	20.70 21.30	154	15.90	74.70	27.10	425.00	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.
31	21.30 21.90	179	15.60	102.90	34.70	357.07	ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA.



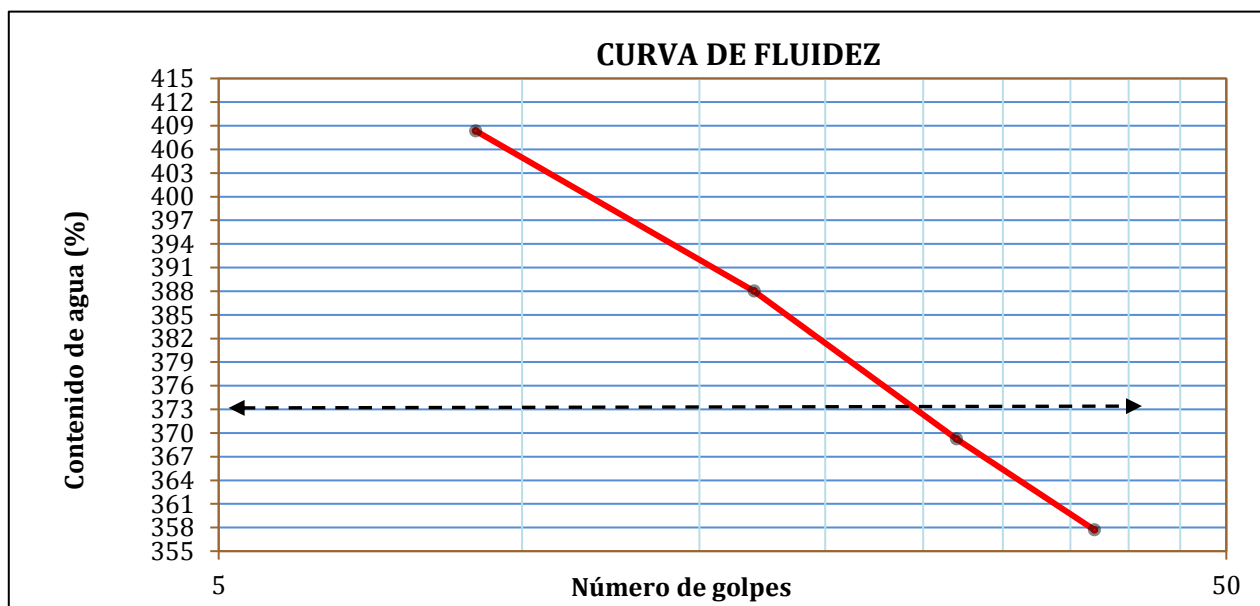
PRUEBA LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO, E ÍNDICE DE PLASTICIDAD SONDEO MIXTO

LÍMITE LÍQUIDO

Prueba no.	Cápsula número	W cap (g)	No. de golpes	W cap + W sh (g)	W cap + W Ss (g)	W agua (g)	W sólidos (g)	Contenido de agua (%)
a	38	12.10	37	24.00	14.70	9.30	2.60	357.69
b	39	12.30	27	24.50	14.90	9.60	2.60	369.23
c	116	13.00	17	25.20	15.50	9.70	2.50	388.00
d	95	10.20	9	22.40	12.60	9.80	2.40	408.33

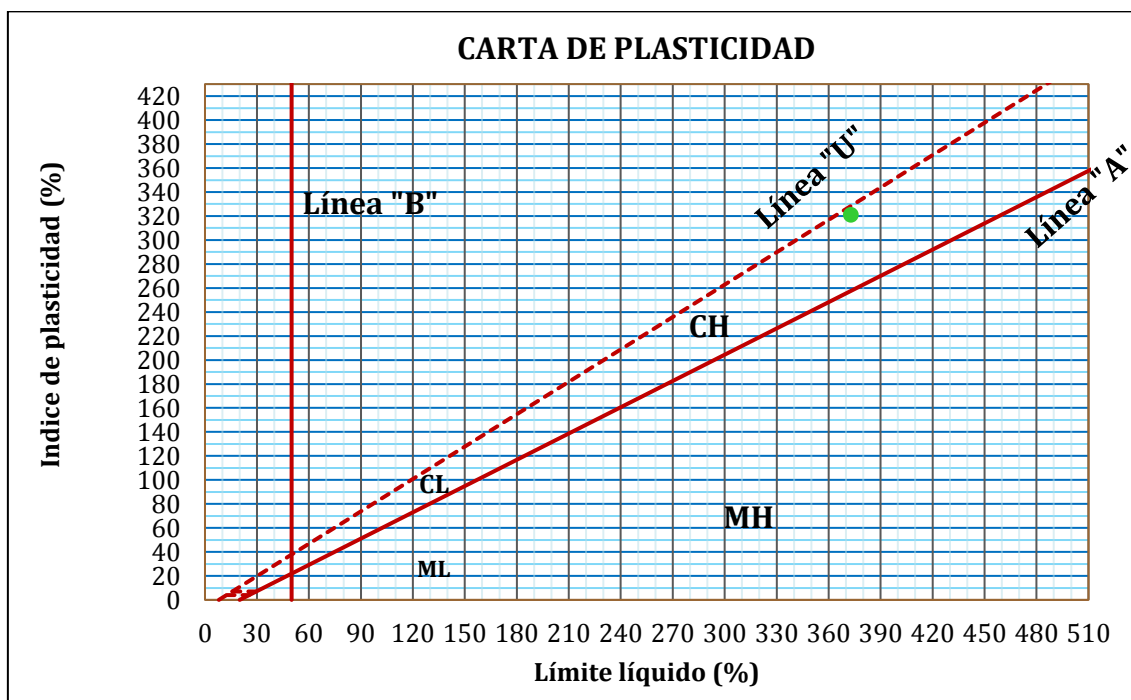
LÍMITE PLÁSTICO

Prueba no.	Cápsula número	W cápsula (g)	W cap + W sh (g)	W cap + W Ss (g)	W agua (g)	W sólidos (g)	Contenido de agua (%)
a	103	6.10	12.00	10.00	2.00	3.90	51.28
b	124	6.10	12.00	9.95	2.05	3.85	53.25
							Promedio=52.26



25 golpes	
x	y
25	0
25	300

Límite líquido (%)=373.00
Límite plástico (%)=52.26
Índice de plasticidad (%)=320.74



Clasificación SUCS

C H
Arcilla de alta plasticidad

IP Carta= 258
Línea B= 50

Línea "A"		Línea "B"		Línea "U"	
X	Y	X	Y	X	Y
20	0	50	0	8	0
1000	715	50	800	1000	893
IP				IP	

Casos de frontera			
Y	X	Y	X
4	12.44	7	15.78
4	25.48	7	29.59



PRUEBA TRIAXIAL UU SONDEO MIXTO

CONSTANTE: 0.302cm		PRESION: 0.25 kg/cm²			
		VELOCIDAD: 0.01667			
ds=3.34 cm		Wo=103.20 gr			
dm=3.30cm		Wt=104.00 gr			
di=3.34cm		Wt+sh=207.20 gr			
d prom.=3.31 cm		Wt+ss=127.00 gr			
h1=9.00 cm		Ss=2.46			
h2=9.00cm		W (%)=348.70			
h prom.=9.00 cm		pvhi=1.330 ton/m3			
Ao=8.622 cm ²		pvhf=1.330 ton/m3			
Vo=77.600 cm ³		pvs=0.296 ton/m3			
ei=7.300		Gi=117.51 (%)			
ef=7.300		Wi=348.70 (%)			
si=117.51 (%)		Wf=348.70 (%)			
sf =117.51 (%)					
Tiempo mm	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.6222	0.0000
10	0.90	0.2718	0.1667	8.6366	0.0315
20	1.40	0.4228	0.3334	8.6511	0.0489
30	2.10	0.6342	0.5001	8.6656	0.0732
40	2.60	0.7852	0.6668	8.6801	0.0905
50	3.70	1.1174	0.8335	8.6947	0.1285
60	4.80	1.4496	1.0002	8.7094	0.1664
80	6.70	2.0234	1.3336	8.7388	0.2315
100	8.80	2.6576	1.6670	8.7684	0.3031
120	10.10	3.0502	2.0004	8.7982	0.3467
140	10.40	3.1408	2.3338	8.8283	0.3558
160	10.00	3.0200	2.6672	8.8585	0.3409
180	9.60	2.8992	3.0006	8.8890	0.3262
200	8.10	2.4462	3.3340	8.9196	0.2742
220	7.40	2.2348	3.6674	8.9505	0.2497
					0.3558

DATOS PARA GRAFICAR LAS CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN

Def. %	Esfuerzo Kg/cm ²
0.00	0.000
0.17	0.031
0.33	0.049
0.50	0.073
0.67	0.090
0.83	0.129
1.00	0.166
1.33	0.232
1.67	0.303
2.00	0.347
2.33	0.356
2.67	0.341
3.00	0.326
3.33	0.274
3.67	0.250

ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	(s1-s3)/2 RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Núm.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0.25	0.36	0.18	0.606
2	0.50	0.38	0.19	0.882
3	1.00	0.44	0.22	1.440



PRESION: 0.50 kg/cm ²					
ds= 3.38 cm		Wo=111.50 gr		Def. %	Esfuerzo Kg/cm²
dm=3.38cm		Wt=105.30gr		0.00	0.000
di=3.38cm		Wt+sh=216.80gr		0.17	0.027
d prom.= 3.38 cm		Wt+ss=130.00gr		0.33	0.047
h1=9.00cm		Ss=2.46		0.50	0.060
h2=9.00cm		W(%)=351.42		0.67	0.080
h prom.=9.00cm		pvhi=1.381ton/m3		0.83	0.103
Ao=8.973cm ²		pvhf=1.381ton/m3		1.00	0.133
Vo=80.754cm ³		pvs=0.306 ton/m3		1.33	0.179
ei=7.043		Gi=122.75 (%)		1.67	0.228
ef=7.043		Wi=351.42 (%)		2.00	0.290
si=122.749 (%)		Wf=351.42 (%)		2.33	0.358
sf=122.749 (%)				2.67	0.373
Tiempo mm	Anillo mm	f kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.9727	0.0000
10	0.80	0.2416	0.1667	8.9877	0.0269
20	1.40	0.4228	0.3334	9.0027	0.0470
30	1.80	0.5436	0.5001	9.0178	0.0603
40	2.40	0.7248	0.6668	9.0329	0.0802
50	3.10	0.9362	0.8335	9.0481	0.1035
60	4.00	1.2080	1.0002	9.0634	0.1333
80	5.40	1.6308	1.3336	9.0940	0.1793
100	6.90	2.0838	1.6670	9.1248	0.2284
120	8.80	2.6576	2.0004	9.1559	0.2903
140	10.90	3.2918	2.3338	9.1871	0.3583
160	11.40	3.4428	2.6672	9.2186	0.3735
180	11.70	3.5334	3.0006	9.2503	0.3820
200	11.20	3.3824	3.3340	9.2822	0.3644
220	10.80	3.2616	3.6674	9.3143	0.3502
240	9.60	2.8992	4.0008	9.3466	0.3102
					0.3820



PRESION:1.00 kg/cm ²					
ds= 3.36 cm		Wo=105.80 gr		Def. %	Esfuerzo Kg/cm²
dm= 3.34 cm		Wt= 142.90 gr		0.00	0.000
di= 3.34 cm		Wt+sh= 248.70gr		0.17	0.038
d prom.= 3.34 cm		Wt+ss=166.30 gr		0.33	0.075
h1= 9.00 cm		Ss=2.46		0.50	0.116
h2= 9.00 cm		W(%)= 352.14		0.67	0.164
h prom.= 9.00 cm		pvhi= 1.339 ton/m3		0.83	0.201
Ao= 8.779 cm ²		pvhf= 1.339 ton/m3		1.00	0.249
Vo= 79.012 cm3		pvs= 0.296 ton/m3		1.33	0.295
ei= 7.306		Gi= 118.56 (%)		1.67	0.369
ef= 7.306		Wi= 352.14 (%)		2.00	0.432
si= 118.56 (%)		Wf= 352.14 (%)		2.33	0.440
sf= 118.56 (%)				2.67	0.425
Tiempo mm	Anillo mm	f kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.7791	0.0000
10	1.10	0.3322	0.1667	8.7937	0.0378
20	2.20	0.6644	0.3334	8.8085	0.0754
30	3.40	1.0268	0.5001	8.8232	0.1164
40	4.80	1.4496	0.6668	8.8380	0.1640
50	5.90	1.7818	0.8335	8.8529	0.2013
60	7.30	2.2046	1.0002	8.8678	0.2486
80	8.70	2.6274	1.3336	8.8977	0.2953
100	10.90	3.2918	1.6670	8.9279	0.3687
120	12.80	3.8656	2.0004	8.9583	0.4315
140	13.10	3.9562	2.3338	8.9889	0.4401
160	12.70	3.8354	2.6672	9.0197	0.4252
180	11.40	3.4428	3.0006	9.0507	0.3804
200	9.30	2.8086	3.3340	9.0819	0.3093
					0.4401

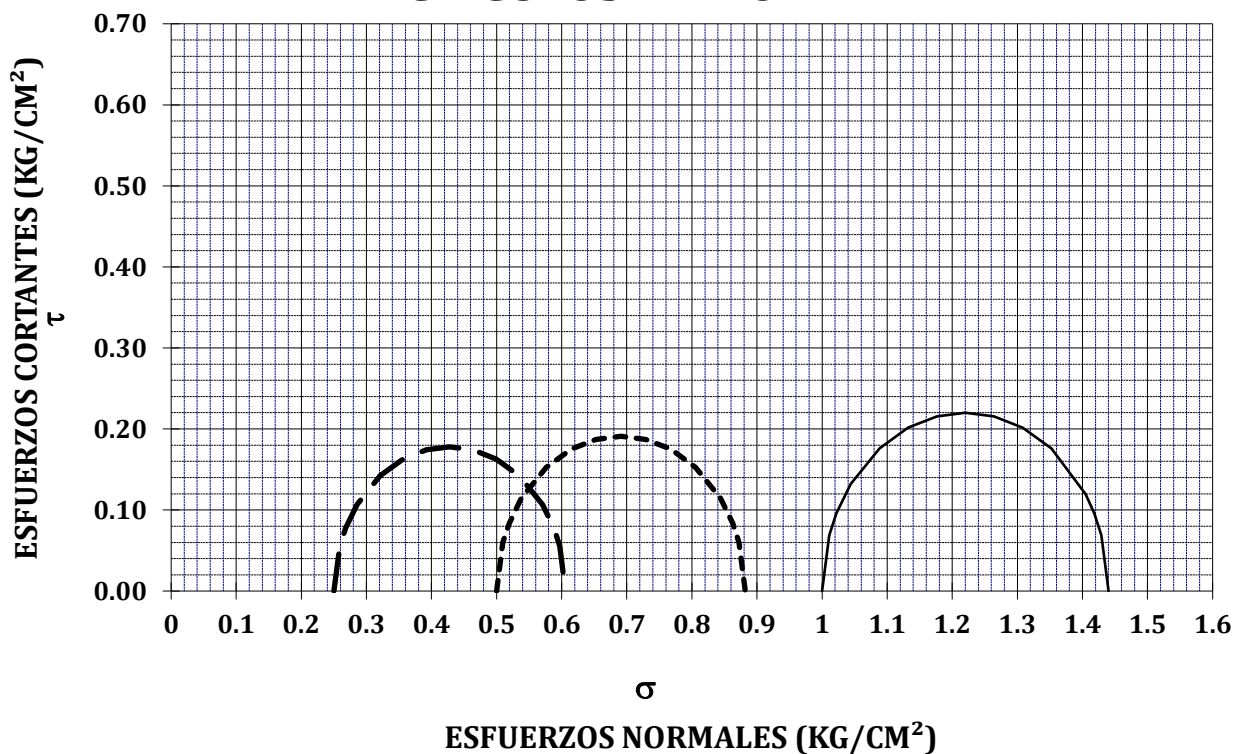
**DATOS PARA GRÁFICAR LOS CIRCULOS DE MOHR**

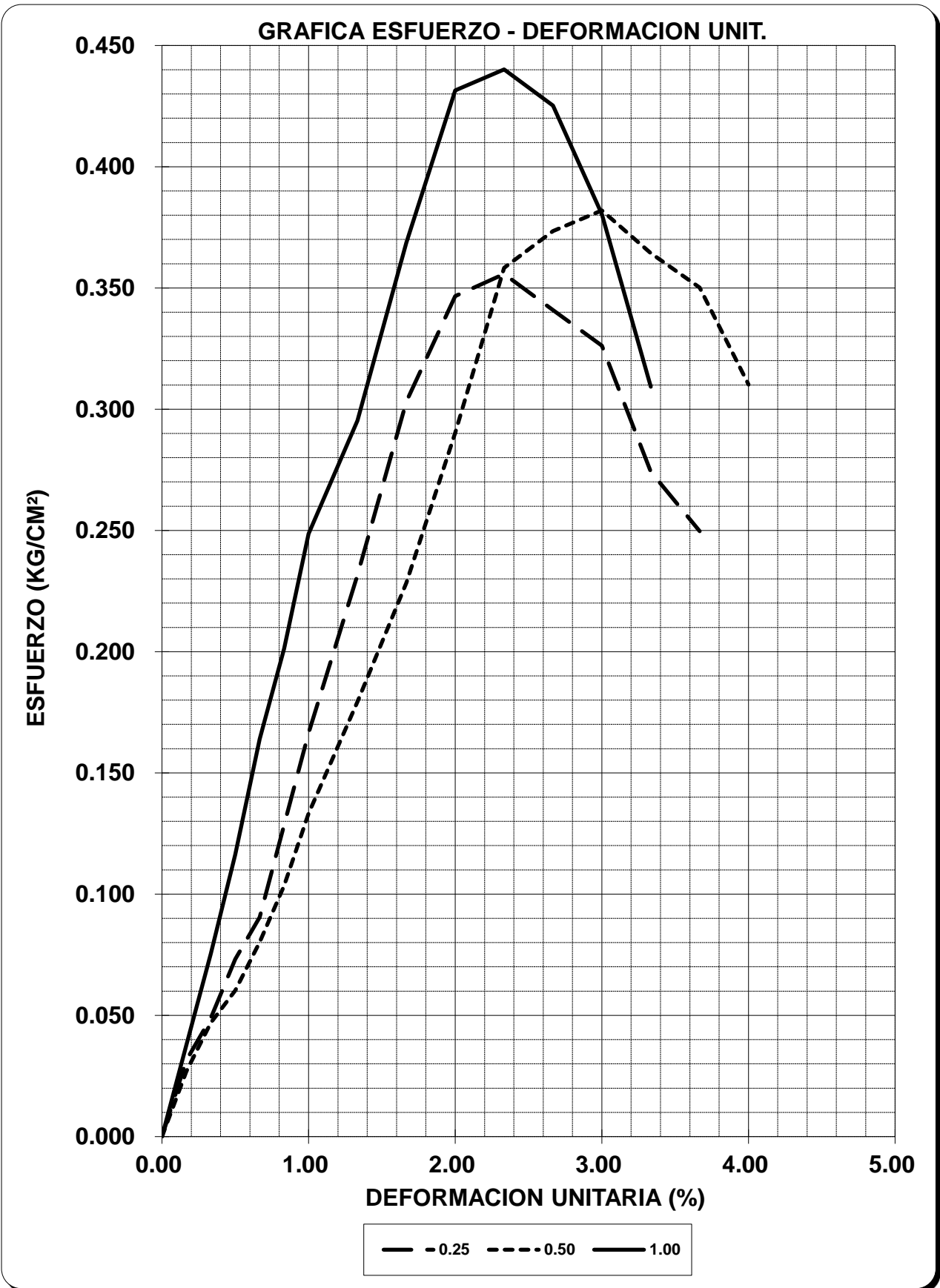
X	0.25	0.5	1
0.25	0		
0.25889	0.05554		
0.26779	0.07754		
0.28558	0.10673		
0.32115	0.14231		
0.35673	0.16303		
0.39231	0.17429		
0.42788	0.17788		
0.46346	0.17429		
0.49904	0.16303		
0.53461	0.14231		
0.57019	0.10673		
0.58798	0.07754		
0.59687	0.05554		
0.60577	0		
0.5		4.6E-09	
0.50955		0.05964	
0.5191		0.08325	
0.5382		0.11459	
0.5764		0.15279	
0.61459		0.17504	
0.65279		0.18713	
0.69099		0.19099	
0.72919		0.18713	
0.76738		0.17504	
0.80558		0.15279	
0.84378		0.11459	
0.86288		0.08325	
0.87243		0.05964	
0.88198		1E-08	
1			0
1.011			0.06871
1.02201			0.09592
1.04401			0.13204
1.08802			0.17605
1.13204			0.20169
1.17605			0.21561
1.22006			0.22006
1.26407			0.21561
1.30809			0.20169
1.3521			0.17605
1.40491			0.1194
1.41812			0.09592
1.42912			0.06871
1.44012			4.4E-05



ENSAYO Núm.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO		
						Ss=	2.46 %	
						wi=	350.75 %	
						wf=	350.75 %	
1	0.25	0.356	1.330	117.5	7.300	Gw=	119.61 %	
2	0.50	0.382	1.381	122.7	7.043	Gwf=	119.61 %	
3	1.00	0.440	1.339	118.6	7.306	PVN=	1.350 ton/m ³	
		DATOS FINALES					PVF=	1.350 ton/m ³
		ef	Gwf	wf	pvhf	ei=	7.22	
1	0.25	7.300	117.508	348.70	1.330	ef=	7.22	
2	0.50	7.043	122.749	351.42	1.381			
3	1.00	7.306	118.562	352.14	1.339			

CIRCULOS DE MOHR







BIBLIOGRAFÍA

Manual de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, México.

Manual de Construcción Geotécnica I y II, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F. Octubre 2004.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F. Enero 2004.