



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA UN EDIFICIO DE DOS
SÓTANOS, PLANTA BAJA Y TRECE NIVELES
SUPERIORES EN ZONA DE LAGO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

MIRIAM VIVIANA CARMONA SANABRIA

ASESOR DE TESIS

INGENIERO GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



Cd. Nezahualcoyotl, Edo. de México, 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Contenido

INTRODUCCIÓN.....	1
1. ANTECEDENTES.....	4
1.1. ALCANCES.....	5
1.2. CONDICIONES ACTUALES.....	6
1.3. COLINDANCIAS.....	7
1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	9
2. RECONOCIMIENTO Y EXPLORACIÓN DEL SITIO.....	17
2.1. ZONIFICACIÓN.....	18
2.2. HUNDIMIENTO REGIONAL.....	19
2.3. SISMICIDAD.....	20
2.4. METODOLOGÍA DE EXPLORACIÓN.....	20
2.4.1. POZO A CIELO ABIERTO (PCA).....	21
2.4.2. SONDEO TIPO MIXTO.....	22
2.4.3. SONDEO DE CONO ELÉCTRICO.....	28
2.5. UBICACIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS.....	30
2.6. PRUEBAS DE LABORATORIO.....	31
2.6.1 MUESTRAS ALTERADAS.....	31
2.6.2 Muestras inalteradas.....	32
3. ESTRATIFICACIÓN DEL SUBSUELO.....	33
4. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	36
4.1. DATOS DE LA CIMENTACIÓN.....	41
4.2. CONDICIONES DE CARGA DEL PROYECTO.....	41
4.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	42
4.3.1. ESTADO DE FALLA GENERAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN.....	42
4.3.2. ESTADO DE FALLA LOCAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN.....	43
4.3.3. ESFUERZOS INDUCIDOS POR SISMO CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN.....	44
4.3.4. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN.....	46
4.3.5. EXPANSIÓN DEL CAJÓN SIN PILOTE.....	47
4.4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILOTES DE FRICCIÓN.....	48
4.5. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO.....	53

4.5.1.	ESTIMACIÓN DE LA CONSTANTE ELÁSTICA DE RESOLTE	54
4.5.1.1.	Definición del valor ρ	55
4.6.	ANÁLISIS DE LA EXCAVACIÓN	56
4.6.1.	DURANTE LA EXCAVACIÓN	56
4.6.2.	ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN	57
4.7.	CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL	59
4.7.1.	PRESIÓN HORIZONTAL DE TIERRAS SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN	59
4.7.2.	TRABAJO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE FONDO.....	59
4.8.	DISEÑO DE PILAS DE FUSTE RECTO PARA SOPORTE TEMPORAL EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO	59
4.9.	DISEÑO DE UNA EXCAVACIÓN PROFUNDA.....	61
4.9.1.	EMPUJE HORIZONTAL DEL SUELO.....	62
4.9.2.	CÁLCULO DE LA PRESIÓN TEÓRICA DE RANKINE	63
4.9.3.	PERFIL DEL SUELO	64
4.9.3.1.	Propiedades mecánicas	64
4.9.4.	PRESIÓN ACTIVA TOTAL DENTRO DE LA COSTRA SUPERFICIAL.....	65
4.9.5.	PRESIÓN ACTIVA TOTAL EN LOS ESTRATOS DE ARCILLA SATURADA.....	66
4.9.6.	CÁLCULO DE LA PRESIÓN ACTIVA TOTAL REDISTRIBUIDA.....	67
4.9.7.	ESTABILIDAD DE LA PATA DEL MURO	68
4.9.8.	FACTOR DE SEGURIDAD DE LA PATA DEL MURO.....	68
4.9.9.	FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN.....	72
4.9.10.	ABATIMIENTO PIEZOMÉTRICO NECESARIO	74
4.9.11.	CONTROL DE LAS EXPANSIONES DEL FONDO	75
4.9.12.	CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.....	76
4.9.13.	CÁLCULO DE EXPANSIÓN ELÁSTICA INMEDIATA ρ_i	78
4.9.14.	EXPANSIÓN LENTA	79
4.9.15.	EXPANSIÓN NETA FINAL ρ_n	80
4.9.16.	ASENTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN Y ESTRUCTURA	80
4.9.17.	ESTABILIDAD DE FONDO DE LA EXCAVACIÓN.....	81
5.	PROCESO CONSTRUCTIVO	82
5.1.	MURO MILÁN.....	85
5.1.1.	CONSTRUCCIÓN DEL MURO MILÁN.....	86
5.1.2.	ESTABILIDAD GENERAL Y LOCAL DE LA ZANJA.....	91

5.1.3.	ZANJAS GUÍA Y BROCALES	92
5.1.4.	EQUIPO DE EXCAVACIÓN	93
5.1.5.	JUNTAS DE COLADO	100
5.1.5.2.	Extracción de la junta.....	104
5.1.6.	COLADO CON TUBO TREMIE	105
5.1.6.1.	Operación del tubo tremie.....	106
5.1.7.	MURO MILÁN PARA PROYECTO.....	110
5.2.	ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO	112
5.3.	INSTRUMENTACIÓN	112
6.	CONCLUSIONES.....	115

FIGURAS

- No. 1. Ubicación del sitio
- No. 2. Corte transversal
- No. 3. Planta tipo sótano
- No. 4. Planta baja
- No. 5. Planta tipo estacionamiento
- No. 6. Planta tipo tercer a quinto nivel
- No. 7. Planta sexto nivel
- No. 8. Planta tipo séptimo a décimo tercer nivel
- No. 9. Zonificación geotécnica
- No. 10. Zonificación sísmica de la Ciudad de México
- No. 11. Pozo a cielo abierto
- No. 12. Características del penetrómetro estándar
- No. 13. Prueba de penetración estándar
- No. 14. Características del muestreador de pared delgada
- No. 15. Corte transversal del cono eléctrico
- No. 16. Planta del terreno con la ubicación de los sondeos PCA
- No. 17. Planta del terreno con la ubicación de los sondeos SM
- No. 18. Cimentaciones someras
- No. 19. Cimentaciones profundas
- No. 20. Tipos de cimentación
- No. 21. Capacidad de carga de pilotes
- No. 22. Gráfica para obtener el número de estabilidad con el método de Janbú
- No. 23. Capacidad de carga de pilas temporales por fricción
- No. 24. Distribución de la presión en una tablestaca en voladizo
- No. 25. Factor de seguridad en la pata incluyendo el momento resistente del muro Mr
- No. 26. Distribución de pozos de bombeo profundo para abatimiento
- No. 27. Modulaciones del Muro Milán
- No. 28. Muro milán convencional con excavación en 3 posiciones por módulo
- No. 29. Muro prefabricado con avance modular
- No. 30. Muros precolados Bachy

- No. 31. Muro prefabricado con avance continuo
- No. 32. Junta Soletanche
- No. 34. Diagrama de flujo para la sección del equipo de excavación de zanjas para muro milán
- No. 35. Excavación de zanjas con retroexcavadora
- No. 36. Almeja de caída libre
- No. 37. Tipos de almeja de caída libre
- No. 38. Secuencia de excavación
- No. 39. Perforadora de circulación inversa
- No. 40. Almeja hidráulica de Kelly entero
- No. 41. Zanjadora de Kelly telescópico
- No. 42. Zanjadora de Kelly corto
- No. 43. Hidrofresa Casagrande
- No. 44. Junta circular simple
- No. 45. Junta rectangular simple
- No. 46. Juntas de machihembrado Soletanche
- No. 47. Sistema Soletanche
- No. 48. Junta machihembrada doble tipo Bachy
- No. 49. Secuencia de colocación de juntas
- No. 50. Colocación de la junta
- No. 51. Extracción de la junta de colado rectangular
- No. 52. Detalles de la tubería tremie
- No. 53. Vista del air lift y la bomba sumergible
- No. 54. Ventanas inferiores del tubo tremie
- No. 55. Operación tradicional del tubo tremie

TABLAS

1. Correlaciones usuales para diferentes tipos de suelo
2. Distribución de la presión horizontal activa, según la teoría de Rankine
3. Asentamientos individuales, por consolidación de los tres estratos durante 21 días

FOTOGRAFÍAS

1. Insurgentes Sur 319 (predio antiguo)
2. Vista colindancias Insurgentes Sur 319 de frente
3. Colindancia al sur
4. Colindancia al norte
5. Colindancia poniente y oriente.

ANEXOS

1. Figuras a detalle de plantas tipo
2. Registros de campo de los sondeos PCA, SM y CPT
3. Perfiles estratigráficos de los sondeos PCA, SM y CPT
4. Pruebas de laboratorio

*DISEÑO GEOTÉCNICO PARA UN EDIFICIO DE DOS SÓTANOS, PLANTA BAJA Y TRECE
NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LAGO*

CARMONA SANABRIA MIRIAM VIVIANA

Introducción

Toda estructura debe ofrecer seguridad y un comportamiento razonable, para ello es de vital importancia que cuente con una cimentación adecuada.

A pesar de que para el usuario de la estructura muchas veces la cimentación pasa inadvertida, el ingeniero requiere un vasto conocimiento de los elementos que la integran así como un gran criterio y destreza para diseñarla y construirla.

Nos podemos percatar que la naturaleza nos dispone de características muy diversas en los materiales que integran el suelo, debido a que su origen es un proceso dinámico y evolutivo en el cual el agua, el viento, los volcanes, glaciares, animales e incluso la misma gravedad intervinieron para formar los distintos estratos que lo conforman. Pero también hay que mencionar que junto a la naturaleza la mano del hombre ha traído distintos inconvenientes; como son las inundaciones y las heladas, que por dar un ejemplo alteran el material del suelo, la extracción de agua del suelo generan los muy conocidos hundimientos o al tener construcciones y drenajes antiguos en la zona que se desea desplantar nuestra cimentación, entre otros muchos más factores que para la Ingeniería Civil es fundamental en todas y cada una de sus obras, y por ello, la presente tesis se centra en este tema.

Ahora bien, nuestro país es una región central que cuenta con una distribuida variedad de suelo, distinguida principalmente en tres zonas geotécnicas: La zona I de lomas, la zona II de transición y la zona III de lago. De lo anterior es de resaltarse que para la zona lacustre, algunas arcillas adquieren humedades de 300%, algo casi inaudito en otras partes del mundo.

La alta plasticidad de estos materiales, tanto limos como arcillas del Valle de México, representan un reto más para el estudio y análisis del suelo en una obra, y sobre todo para el ingeniero que diseñará la cimentación.

Es de destacarse que en este ámbito, los aztecas y otras civilizaciones de México existentes antes del desarrollo de la mecánica de suelos, ya habían mostrado una

cierta habilidad para las cimentaciones, muestra de ello es por ejemplo, el clavado de estacas de madera que funcionaban como pilotes, estacas aproximadamente de 10 m de largo por 10 m de ancho que se apuntalaban con fragmentos de tezontle. Estos pilotes de madera no solo les permitieron cimentar sus templos y otras edificaciones si no también pasas elevados que conectaban su ciudad con el suelo firme. También para la construcción de dique y canales utilizaron rocas basálticas y andesíticas, lo anterior nos indica que los pobladores originales tenían un buen conocimiento del terreno y que incluso, a su llegada, los españoles tuvieron que consultar e incluso aprender de los mexicas para cimentar sus estructuras durante la Nueva España. Posteriormente con la creación del colegio de Minería los criollos y más tarde los propiamente llamados mexicanos aprendieron la Mecánica de Suelos.

La cimentación de la que tratará la presente tesis se desplantará en la zona geotécnica llamada lacustre, en ella se podrá observar las dificultades que presenta este tipo de suelo desde la exploración y muestreo hasta el proceso constructivo más racional para la cimentación. Cimentación que resultó ser tipo mixta ya que la estructura cuenta con dos sótanos, planta baja seguida por trece niveles superiores. Sabemos que una cimentación es la encargada de transmitir las cargas al suelo de modo que no rebase la capacidad del mismo y que si se presentan deformaciones éstas sean admisibles para la estructura, por lo que a lo largo de la tesis se podrá indagar en las posibilidades y limitantes que presenta el subsuelo, así como su comportamiento.

Es pues éste, el propósito de la tesis; el análisis de un suelo para hacer el diseño geotécnico para la construcción de una estructura con una gran capacidad estructural.

*DISEÑO GEOTÉCNICO PARA UN EDIFICIO DE DOS SÓTANOS, PLANTA BAJA Y TRECE
NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LAGO*

CARMONA SANABRIA MIRIAM VIVIANA

1. Antecedentes

CARMONA SANABRIA MIRIAM VIVIANA

Se realizó el estudio de Mecánica de suelos para un edificio que estará constituido por dos sótanos, planta baja y trece niveles, el que se proyecta construir en un predio de 455 m² aproximadamente, ubicado en la Avenida Insurgentes Sur número 319, colonia Roma, delegación Cuauhtémoc D.F. para definir la cimentación requerida para la estructura proyectada, determinando su capacidad de carga y asentamientos.

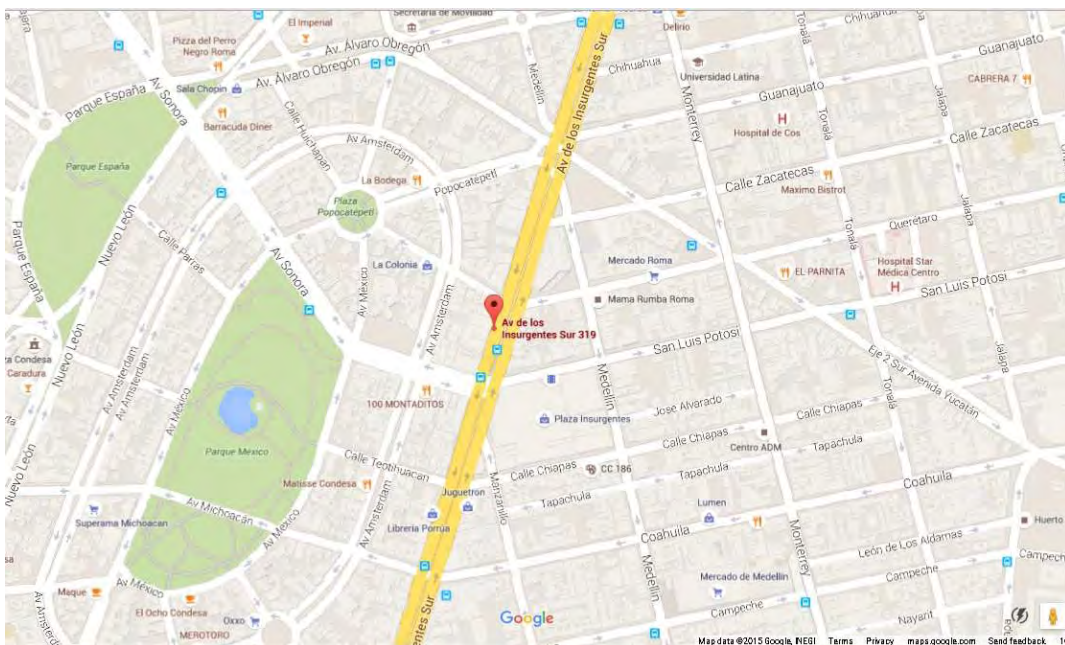


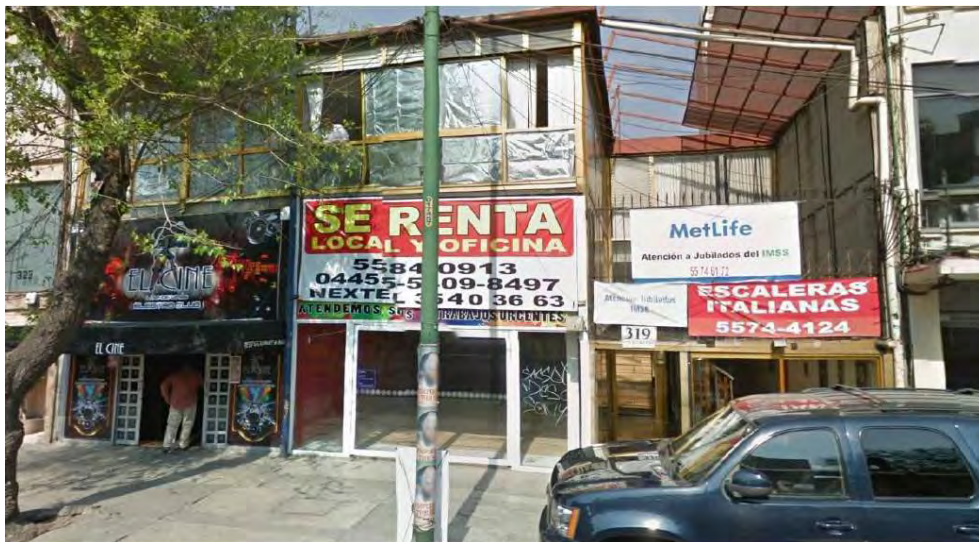
FIG 1. UBICACIÓN DEL SITIO

1.1. ALCANCES

Se presentan los resultados del estudio de mecánica de suelos efectuado para la cimentación del edificio en proyecto, incluyendo un resumen de los resultados de la exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio, la secuencia estratigráfica y modelo del subsuelo, así como los parámetros característicos de los estratos que interviene en el análisis geotécnico y diseño de la cimentación; también se dan recomendaciones generales para su construcción de la cimentación y se presentan conclusiones y recomendaciones.

1.2. CONDICIONES ACTUALES

El predio se encuentra actualmente ocupado por una estructura de tres niveles y semisótano parcial, tiene su acceso por la Avenida Insurgentes No. 319, y la cual se encuentra apoyada sobre una cimentación superficial a 2.0 m de profundidad con respecto al nivel de la banquetta. La topografía del terreno es variada en sus niveles en distintos puntos del predio en estudio, teniendo un desnivel entre la parte frontal y la posterior de 1.2 m aproximadamente.



FOTOGRAFÍA 1. INSURGENTES SUR NO. 319 (PREDIO ANTIGUO)

1.3. COLINDANCIAS



FOTOGRAFÍA 2. VISTA COLINDANCIAS INSURGENTES SUR NO. 319 DE FRENTE

Al sur existen estructuras antiguas de tres niveles, donde la planta baja se encuentra a nivel de banquetta de la Avenida Insurgentes, su cimentación esta constituida por zapatas corridas de mampostería desplantadas a 2.0 m de profundidad.



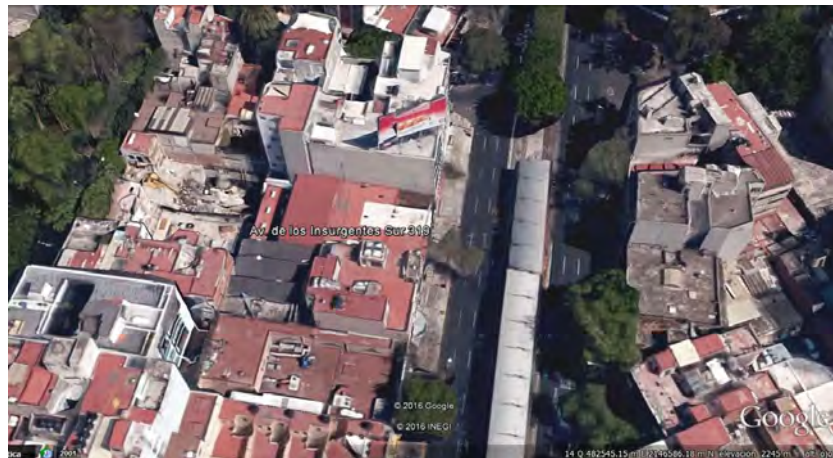
FOTOGRAFÍA 3. COLINDANCIA AL SUR

Hacia el norte se encuentra una estructura de cinco niveles desplantado sobre zapatas corridas de mamposteo desplantadas a 1.85 m de profundidad.



FOTOGRAFÍA 4. COLINDANCIA AL NORTE

Posteriormente colinda al poniente con una estructura de cinco niveles y sótano y medio, la cual se encuentra sobre un cajón de cimentación y finalmente al oriente colinda con la Avenida Insurgentes Sur.



FOTOGRAFÍA 5. COLINDANCIA PONIENTE Y ORIENTE.

1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura conformada por dos sótanos para estacionamiento con nivel de piso terminado del último sótano de 7.00 m de profundidad, y nivel de piso terminado de 2.80 m de profundidad en el primer sótano; además contará con una planta baja con nivel de piso terminado a 0.18 m de altura, la cual será destinada para acceso y parte del estacionamiento; los dos siguientes niveles superiores tendrán un nivel de piso terminado a 3.35 m y 6.30 m de altura; los tres siguientes niveles serán oficinas con niveles de piso terminado a 9.25 m, 12.50 m y 15.75 m de altura; el nivel subsecuente será destinado para oficinas Sky Lobby con niveles de piso terminado a 19.00 m de altura; finalmente los siguientes siete niveles estarán destinados para departamentos con nivel de piso terminado de 22.25 m, 25.40 m, 28.55 m, 31.70 m, 34.85 m, 38.00 m y 41.15 m de altura; quedando la azotea a una altura de 44.30 m.

Ver anexo 1 Figuras a detalle de plantas tipo.

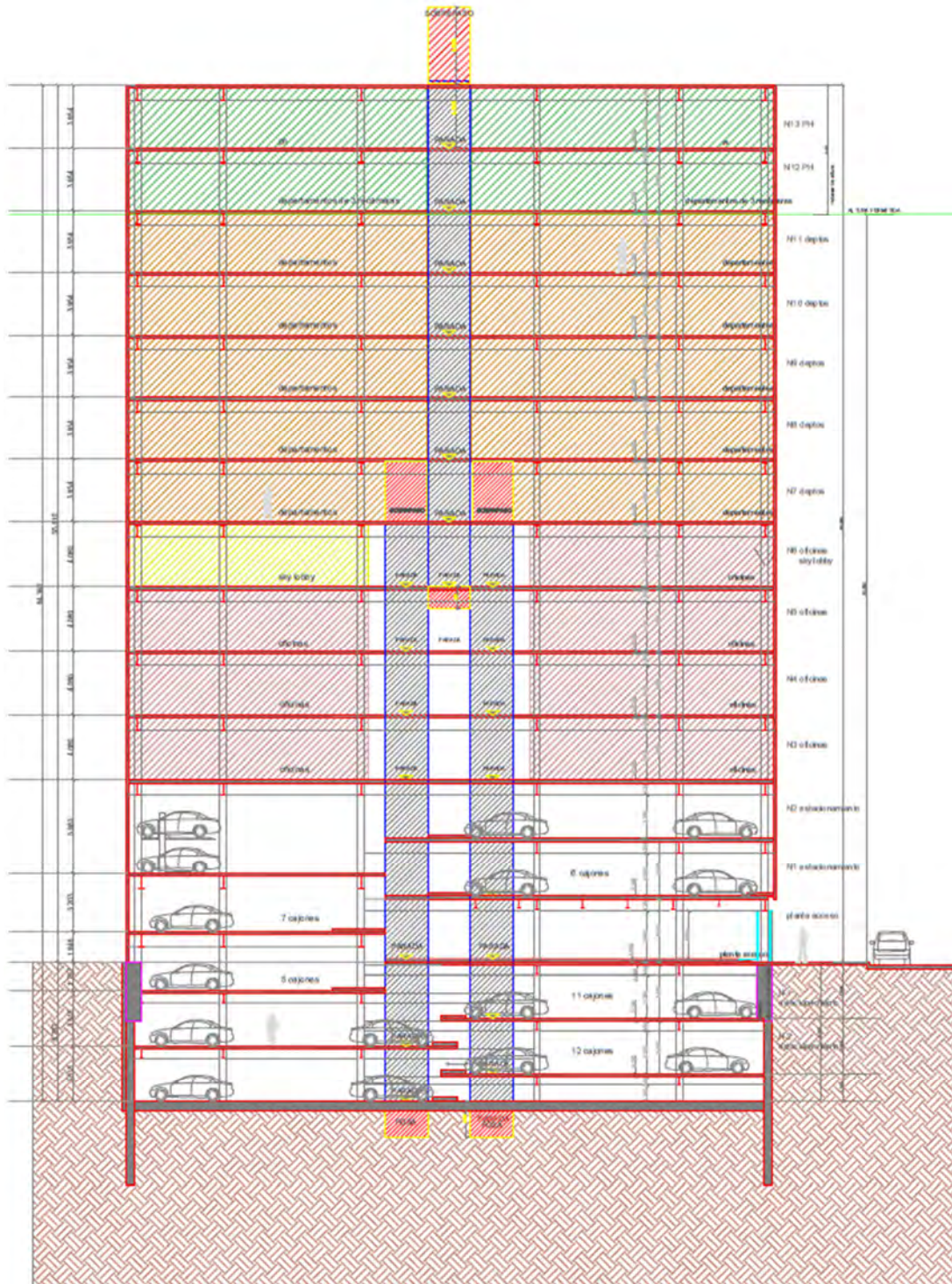


FIG 2. CORTE TRANSVERSAL

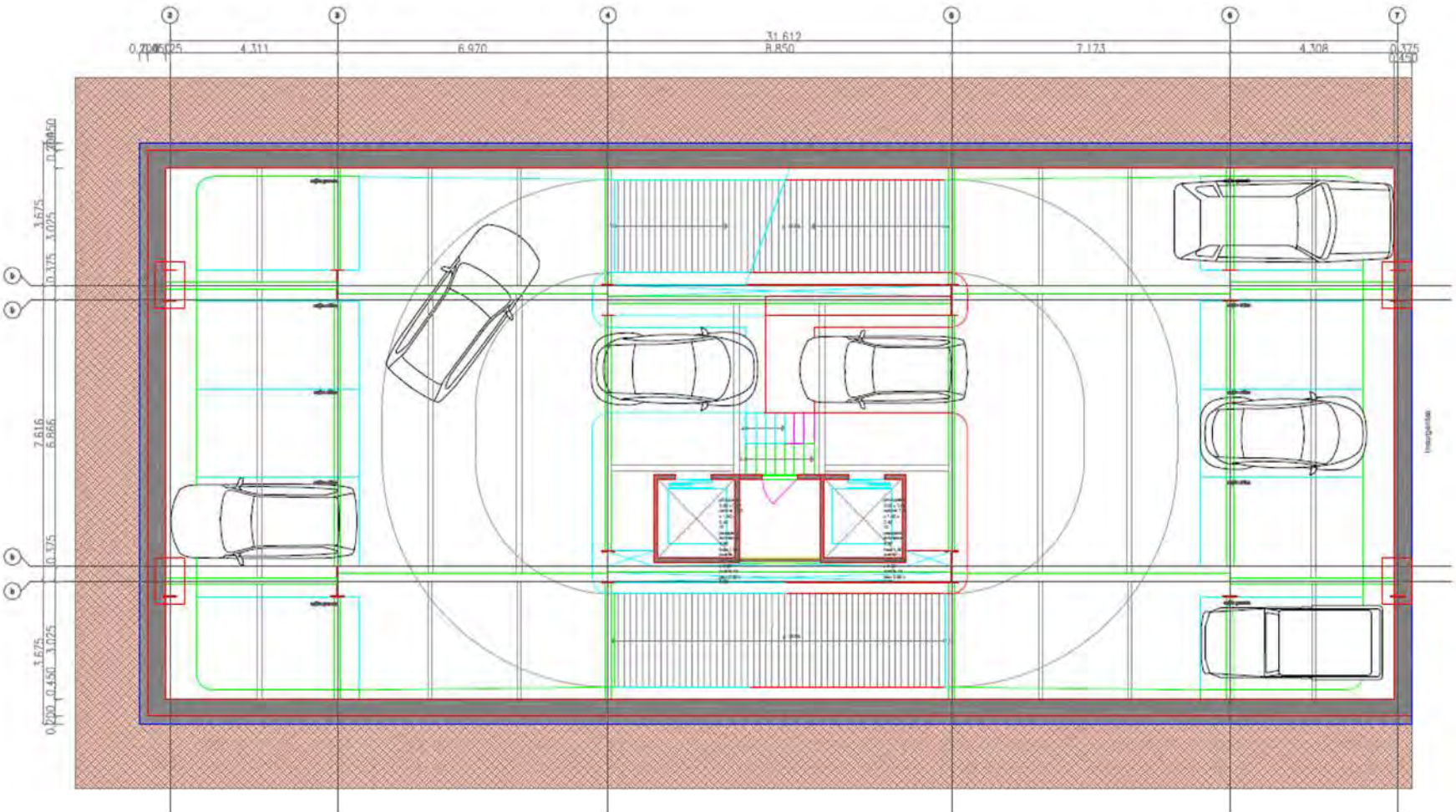


FIG 3. PLANTA TIPO SÓTANO (ESTACIONAMIENTO)

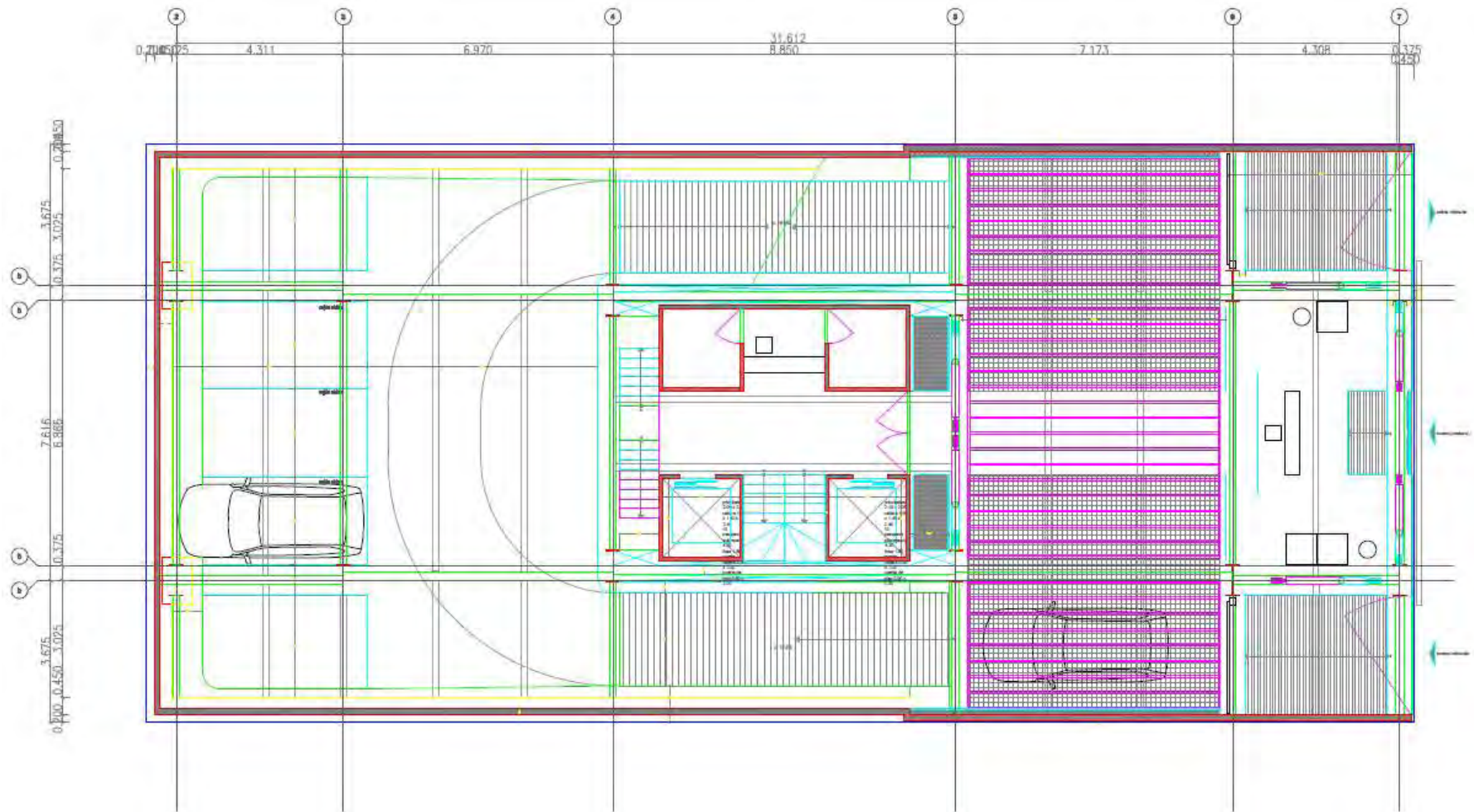


FIG 4. PLANTA BAJA (ACCESO)

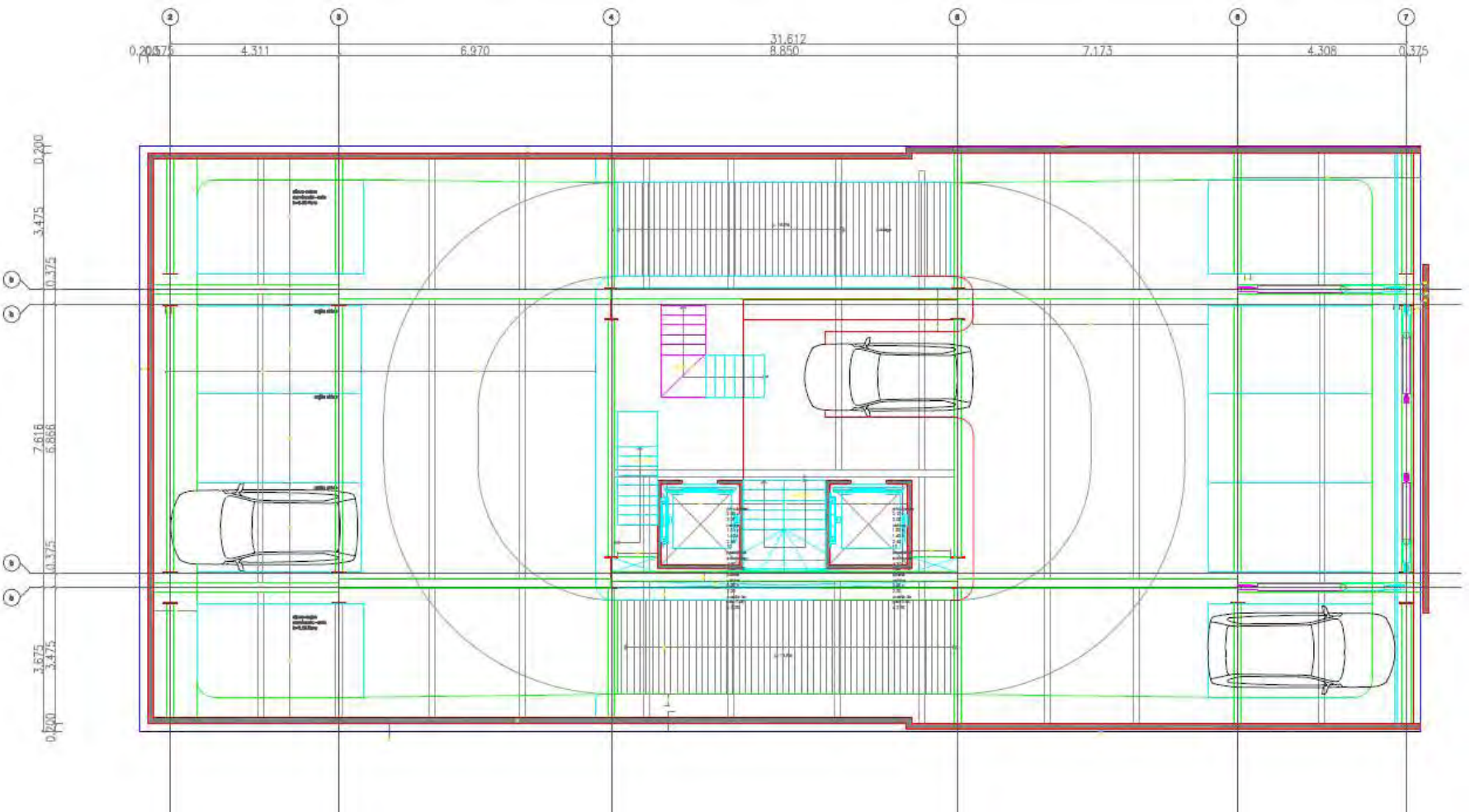


FIG 5. PLANTA TIPO ESTACIONAMIENTO (NIVEL 1 Y 2)

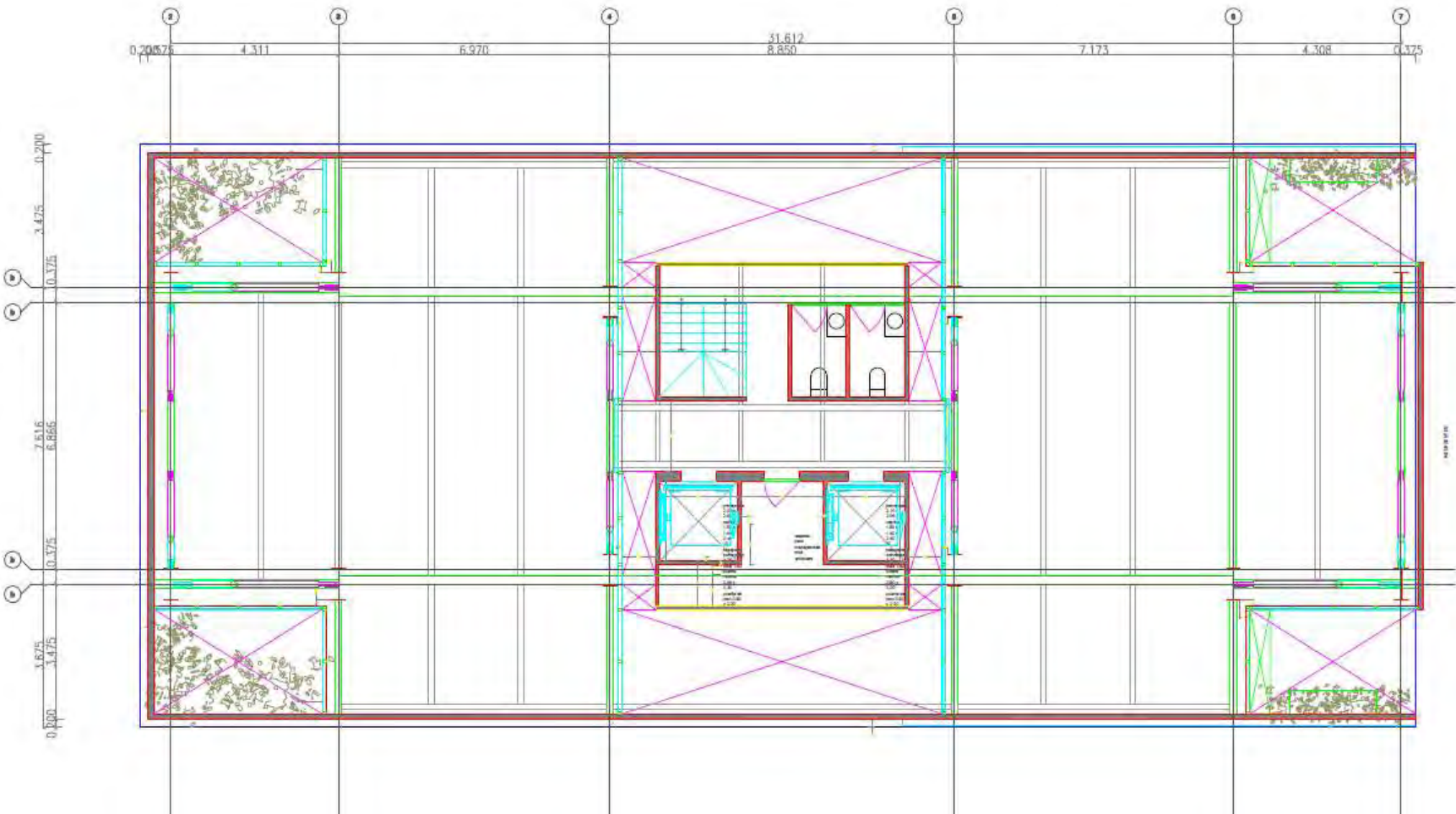


FIG 6. PLANTA TIPO TERCER A QUINTO NIVEL (OFICINAS)

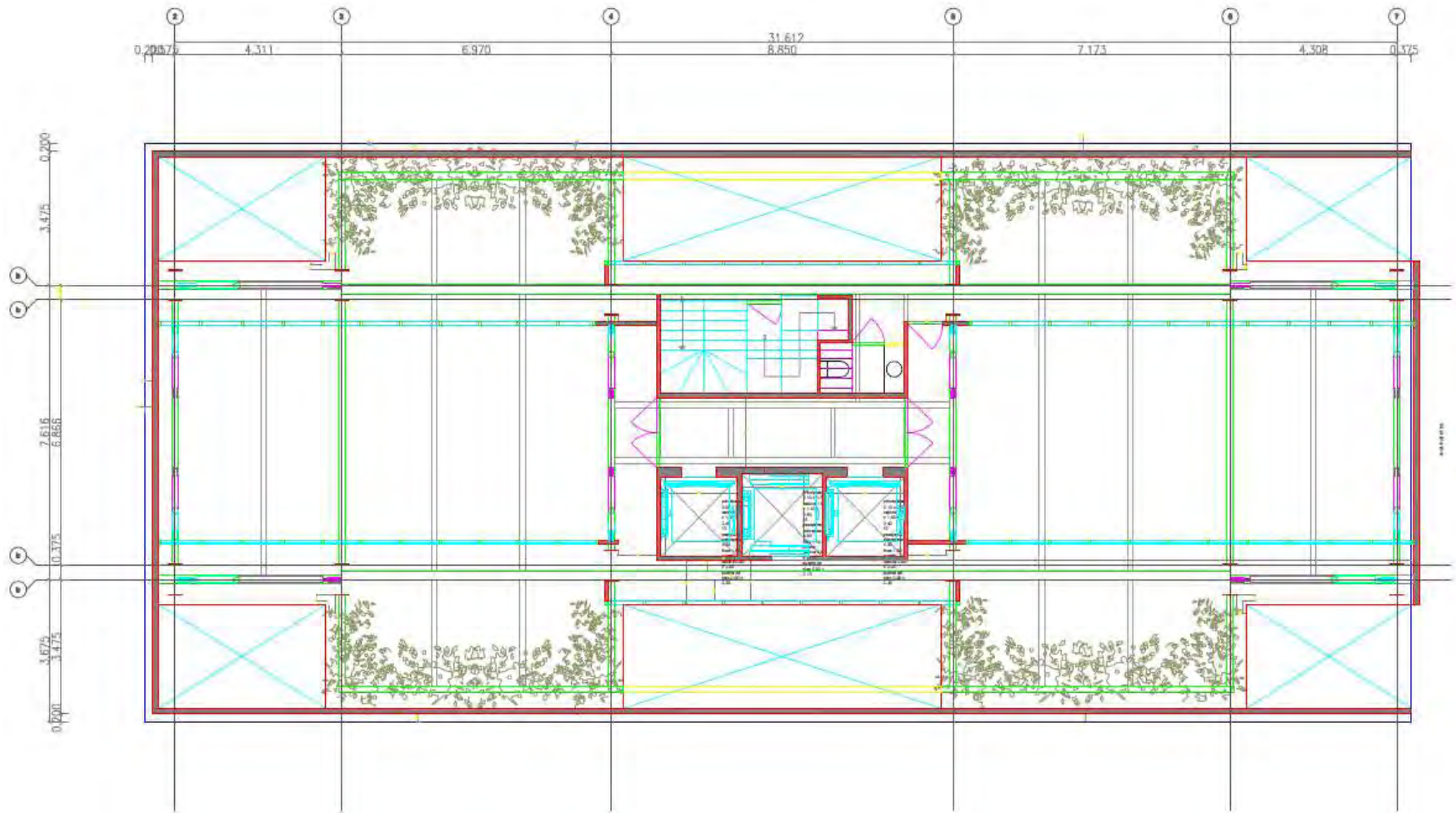


FIG 7. PLANTA TIPO SEXTO NIVEL (SKY LOBBY)

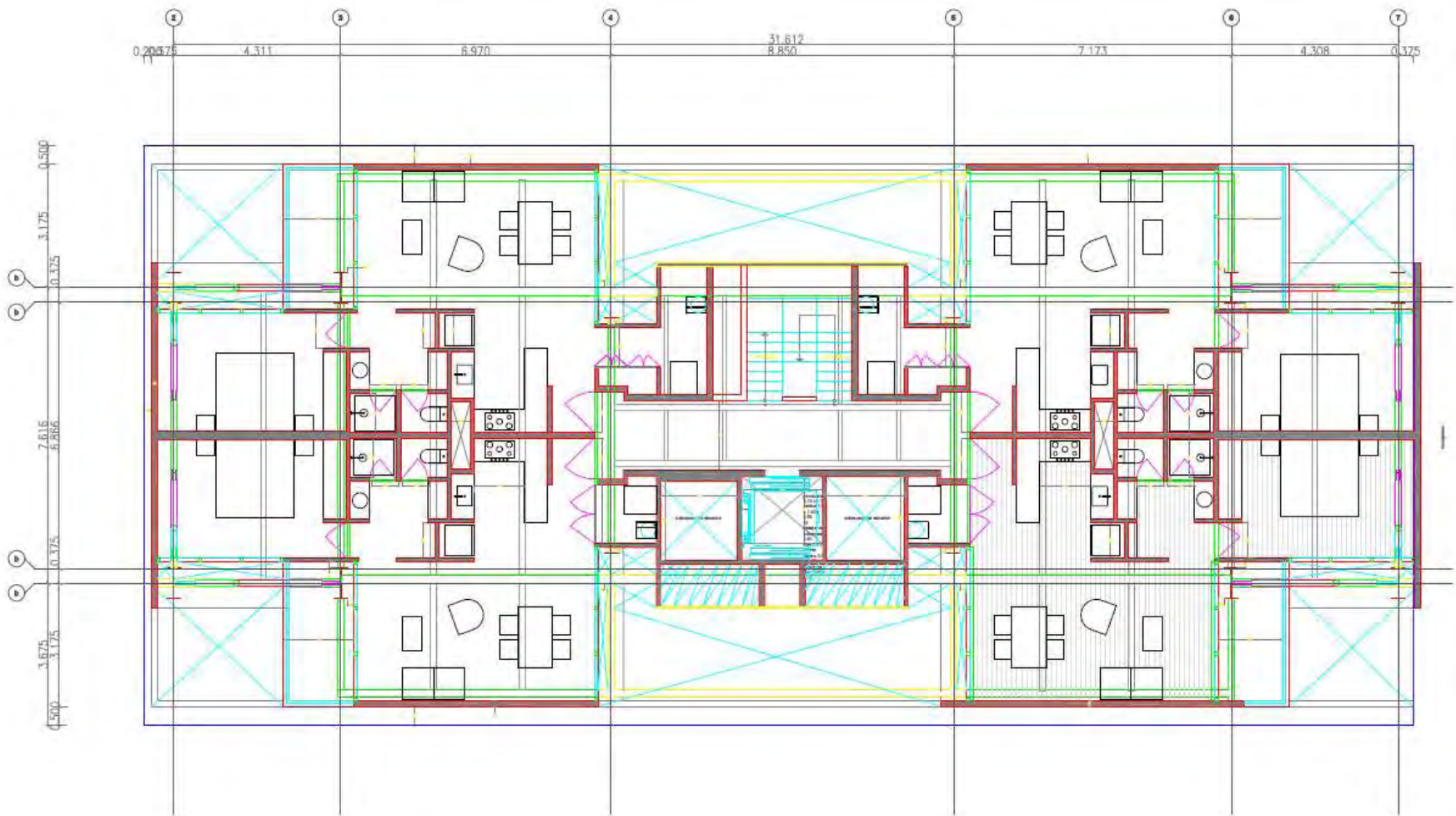


FIG 8. PLANTA TIPO SÉPTIMO A DECIMOTERCERO NIVEL (DEPARTAMENTOS)

2. RECONOCIMIENTO Y EXPLORACIÓN DEL SITIO

2.1. ZONIFICACIÓN

De acuerdo a la zonificación de la zona Metropolitana de la Ciudad de México, el sitio de interés se ubica en la Zona III denominada de Lago.

Esta zona constituida por sedimentos lacustres de arcillas bentoníticas de alta compresibilidad se caracteriza por tener un contenido de humedad muy por arriba de 200%, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelo y con una consistencia variable entre muy blanda y blanda, con un estado de esfuerzos efectivos de la estructura de los depósitos arcillosos menor de 1 t/m^2 , respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos; con algunos lentes de limo y arena fina gris.

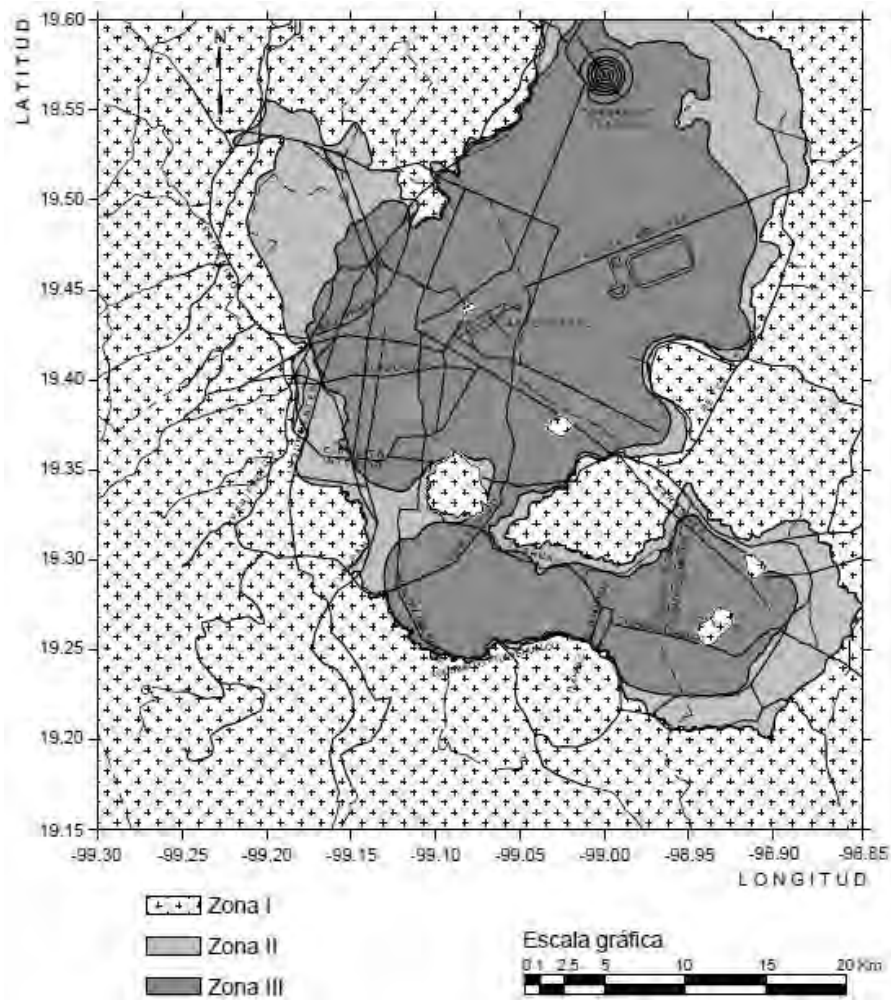


FIG. 9. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA.

2.2. HUNDIMIENTO REGIONAL

Extracción de agua

Desde 1847 existe la extracción de agua del acuífero que subyace a las arcillas. Se abrieron los primeros pozos de hasta 105 m de profundidad, 10 años después se habían abierto 168 pozos que operaban con artesianismo lo cual hacía subir el agua hasta el segundo nivel de las casas. En una inspección de nueve de esos pozos en el centro de la Ciudad se encontró que producían un promedio de 1.5 lt/seg por pozo. Posteriormente se intensificó la perforación y se sabe que en 1870 funcionaban unos 1,000 pozos, por lo tanto, poco a poco el artesianismo se agotó y en adelante se requirió el bombeo para extraer el agua. En ese momento se inició el dramático problema del hundimiento regional, originado por la pérdida de la presión del agua intersticial.

Extracción de agua por árboles.

Hasta ahora se ha ignorado la influencia de los árboles en el hundimiento regional porque se le ha considerado irrelevante; contribuye a esta simplificación la falta de conocimiento confiable sobre el número y los tipos de árboles que se han sembrado en la zona urbana. Una estimación burda del número de árboles que crecen en la zona urbana y conurbada con subsuelo de arcilla blanda es de uno 1,600,000 especímenes, los cuales en su mayoría tienen dificultad para captar el agua de lluvia y se carece de la costumbre de regarlos con frecuencia; más aún la impermeabilidad de los pavimentos y aceras les obliga a tomar agua que requieren del subsuelo. Suponiendo que cada árbol consuma un promedio 150 lt/día, resulta que los árboles pueden estar succionado 2.8 m³ de agua diariamente lo cual representa como el 4% del consumo total de agua en la ciudad que, como se menciona, es de unos 76.6 m³/día.

2.3. SISMICIDAD

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 IIIa denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40, como se observa en la siguiente figura.

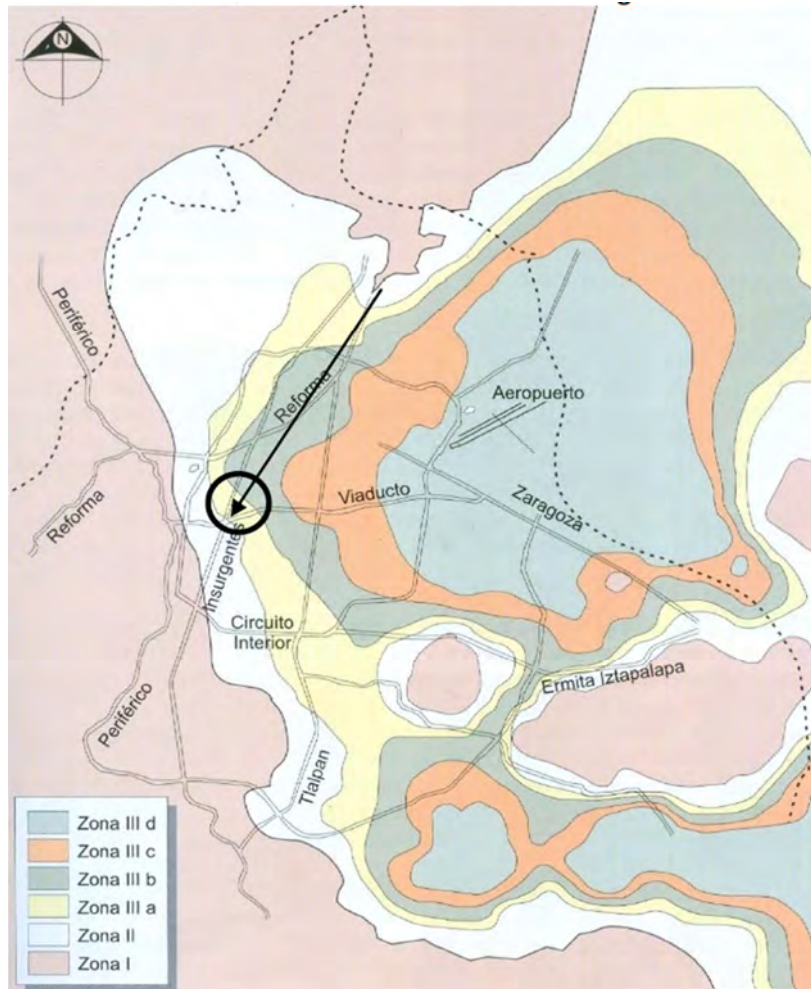


Fig. 10. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

2.4. METODOLOGÍA DE EXPLORACIÓN

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las

cargas que transmitirá la estructura a la cimentación se exploró el subsuelo con diferentes métodos de exploración.

2.4.1. POZO A CIELO ABIERTO (PCA).

Esta técnica te permite observar directamente las características estratigráficas del suelo y rescatar muestras alteradas como inalteradas de los estratos principales. Esta técnica es recomendable para la costra superficial en la zona del lago.

El pozo se puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de excavación.

Las muestras cúbicas que se extraen de pozos a cielo abierto consiste en labrar in situ cubos de suelo de 20 a 30 cm que se protegen con manta de cielo impermeabilizada.

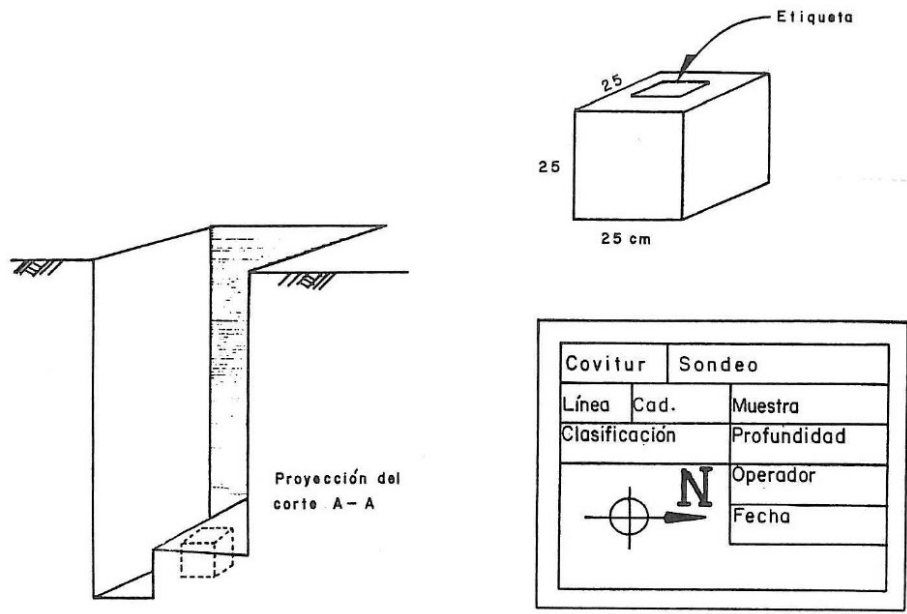


FIG. 11. POZO A CIELO ABIERTO



FOTOGRAFÍA 6. SONDEO PCA-1



FOTOGRAFÍA 7. SONDEO PCA-2

2.4.2. SONDEO TIPO MIXTO.

La exploración del suelo de tipo mixto se realizó con recuperación continua de muestras, alternando el uso de la herramienta de penetración estándar y el muestreo con tubo de pared delgada.

Sondeo de penetración estándar. El penetrómetro estándar se emplea para rescatar muestras alteradas, con los cuales en campo, se identifica el tipo de suelo de cada estrato y se define la estratigrafía del sitio; en el laboratorio las muestras se utilizan para determinar las propiedades índice de los suelos.

El penetrómetro estándar es un tubo de acero de pared gruesa dispuesto en media caña para facilitar la extracción de la muestra, de forma y dimensiones específicas. La cabeza de este muestreador tiene una válvula esférica que durante el hincado se levanta permitiendo aliviar la presión del fluido de perforación y acumular en el interior del muestreador y al extraerlo, cae por peso propio impidiendo la expulsión de la muestra por efecto de fluido.

El penetrómetro se enrosca al extremo de una columna de barras de perforación y se hinca mediante energía proporcionada por un martinete de 63.5 kg de peso que cae libremente desde una altura de 75 +/- 1 cm e impacta sobre una pieza yunque integrada a la tubería de perforación, contando el número de golpes dados para que el muestreador penetre 30 cm. Cada 60 cm de avance se extrae el muestreador retirándose la fracción de suelo del interior, lo que constituye una muestra.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes dados para la introducción de los primeros 15 cm no se toman en cuenta; los necesarios para que penetre los siguientes 30 cm definen la resistencia a la penetración estándar y por último se introduce el penetrómetro en toda su longitud (15 cm más).

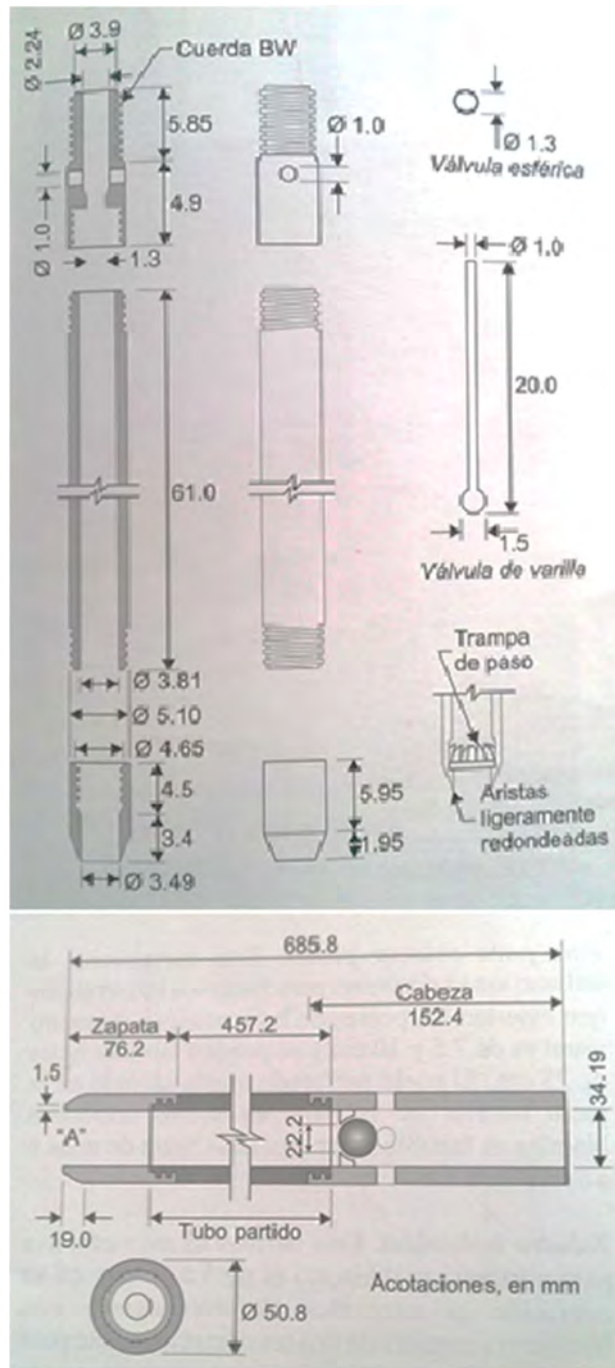


FIG. 12. CARACTERÍSTICAS DEL PENETRÓMETRO ESTÁNDAR

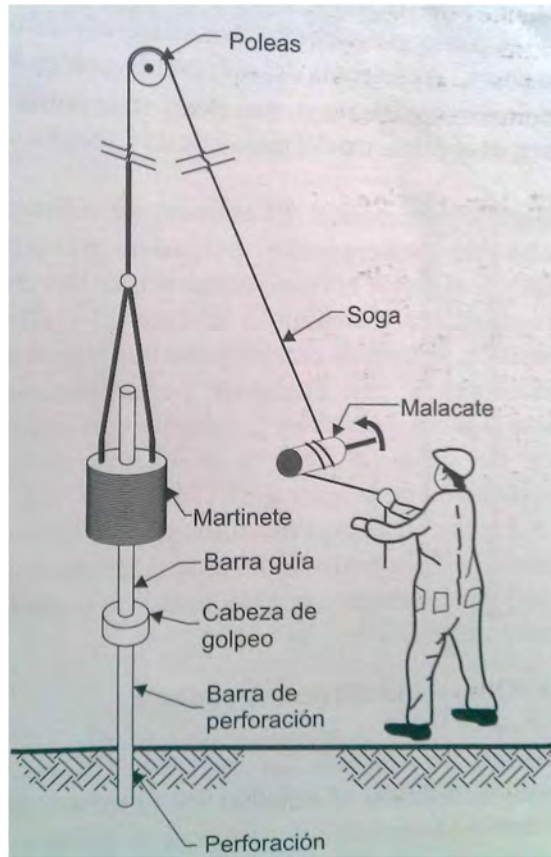


FIG. 13. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

En la siguiente tabla se presenta la correlación entre la resistencia a la penetración estándar y las propiedades de los suelos a partir del SPT:

TABLA 1. CORRELACIONES USUALES PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELOS (Ref. 11)

SUELOS COHESIVOS						
N	<2	2 a 4	4 a 8	8 a 15	15 a 30	>30
CONSISTENCIA	MUY BLANDA	BLANDA	MEDIA	FIRME	MUY FIRME	DURA

SUELOS FRICCIONANTES					
N	<4	4 a10	10 a 30	30 a 50	>50
COMPACIDAD	MUY SUELTA	SUELTA	MEDIA	DENSA (ALTA)	MUY DENSA

Muestreadores de pared delgada. 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.

El muestreador es un tubo de acero liso, el extremo inferior de los tubos está afilado semejante a una navaja; por su parte superior está unido con la cabeza de muestreo, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hince el muestreador desde la superficie.

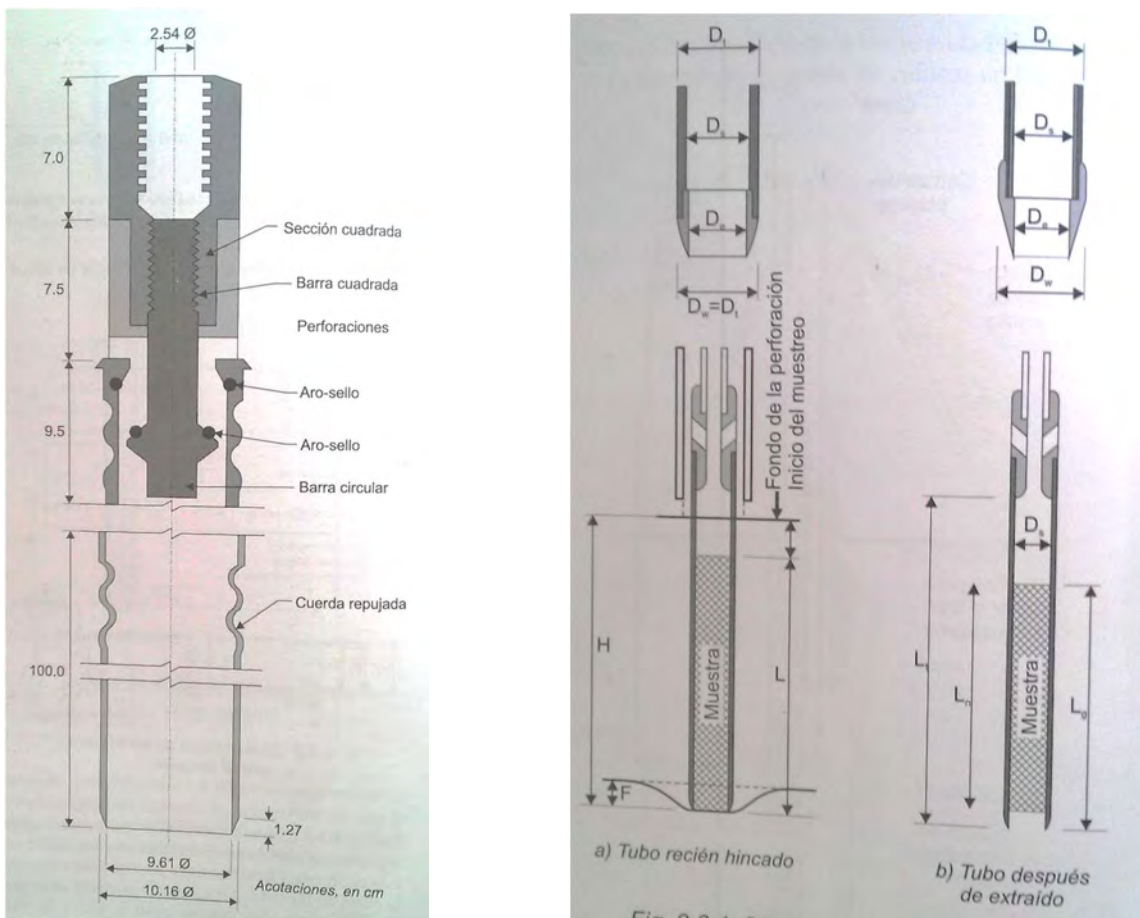


FIG. 14. CARACTERÍSTICAS DEL MUESTREADOR DE PARED DELGADA



FOTOGRAFÍA 8. EQUIPO LISTO PARA LA PERFORACIÓN



FOTOGRAFÍA 9. PERFORACIÓN DEL SONDE SM-1



FOTOGRAFÍA 10. MUESTRA EXTRAIDA POR TUBO PARTIDO

2.4.3. SONDEO DE CONO ELÉCTRICO.

La prueba determina las variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración por punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Descripción del instrumento. Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (sensores de presión). Usualmente para la exploración de suelos blandos (arcillas y limos), el cono y el sistema de barras tienen una capacidad de carga de 2 toneladas y una resolución de ± 0.50 kg.

Generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm. La fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda sensible inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda sensible superior (4). La señal de salida del cono se transmite por cables a la superficie, donde un aparato receptor la transforma en señal digital, o bien en una tabla numérica o directamente en una gráfica.

Descripción de la prueba. El cono se hinca en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior (EW) por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria

para el hincado se genera con un sistema hidráulico provisto de un dispositivo para controlar la velocidad de penetración. La velocidad de hincado del cono fue de 2 cm/seg.

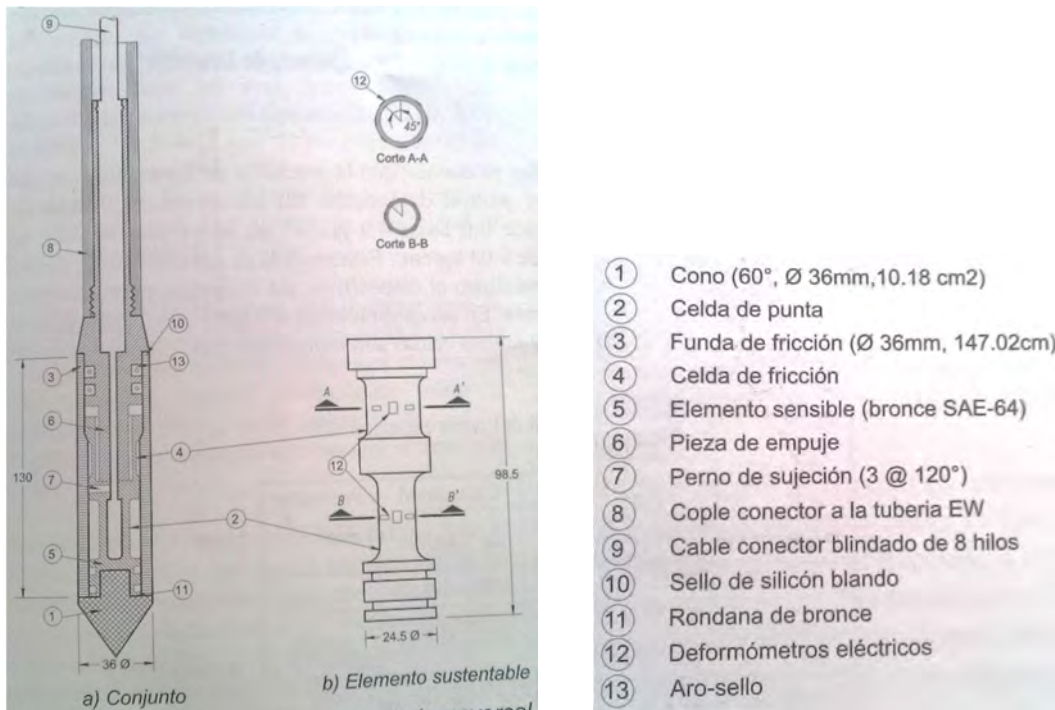


FIG. 15. CORTE TRANSVERSAL DEL CONO ELÉCTRICO

La prueba de penetración estándar estática de cono permite definir las variaciones de la resistencia registrada por la punta, con la profundidad. El penetrómetro de cono eléctrico permite detectar los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia a la penetración de la punta, esta información, debidamente correlacionada con la clasificación directa de los diferentes estratos de suelo del área de estudio, basada en muestras representativas, permite la clasificación indirecta de los suelos y la interpolación de la estratigrafía entre sondeos de muestreo directo.

Ver anexo 2 Registros de campo y perfiles de los sondeos de exploración

2.5. UBICACIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y el sondeo mixto, se muestran a continuación:

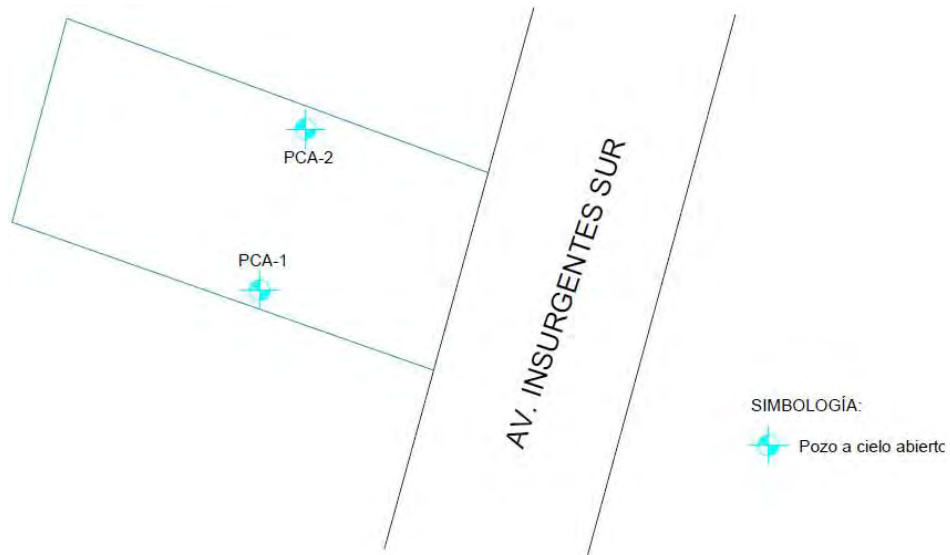


FIG. 16. PLANTA DEL TERRENO CON LA UBICACIÓN DE LOS SONDEOS PCA



FIG. 17 PLANTA DEL TERRENO CON LA UBICACIÓN DE LOS SONDEOS SM

Nota: El sondeo de cono abierto se extrajo de otro proyecto, debido a que éste se encuentra a un costado del sitio de estudio.

2.6. PRUEBAS DE LABORATORIO

Una vez obtenidas las muestras del sitio se emplearon para obtener sus propiedades índice y mecánicas del suelo, siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (Ref.9).

2.6.1 MUESTRAS ALTERADAS

Una muestra alterada se define como aquella donde parte de ella o toda, ha sufrido una alteración tal que ha perdido la estructura que poseía in-situ. Estas muestras no representan de forma real las propiedades ingenieriles de resistencia y permeabilidad del suelo.

Una muestra inalterada generalmente es usada para los procesos de identificación y caracterización del suelo.

A todas las muestras representativas de suelo obtenidas durante los trabajos de exploración, se les sometió a ensayos de laboratorio para determinar sus propiedades índice y se les clasificó según el SUCS, tomando en cuenta tamaño y forma de las partículas, así como la plasticidad de la fracción fina.

Propiedades índice:

1. Clasificación macroscópica.
2. Contenido de humedad.
3. Límites de Atterberg.

2.6.2 Muestras inalteradas

Son aquellas muestras obtenidas por medio de muestreadores y usando técnicas en las cuales es posible preservar de la estructura natural del material; aunque se use la expresión “inalterada” se debe tener en cuenta que una muestra de suelo al ser retirada de sus condiciones naturales sufre algún tipo de remoldeo o alteración, se denomina así porque representan fielmente las condiciones del suelo in-situ. En estas muestras se realizan todos aquellos ensayos que permiten evaluar las condiciones de resistencia del suelo y comportamiento ingenieril y las propiedades de permeabilidad, además determinar la humedad natural y todos los demás ensayos que se pueden ejecutar en las muestras alteradas.

Para las muestras inalteradas se realizaron las siguientes pruebas:

Propiedades índice:

1. Clasificación macroscópica.
2. Contenido de humedad.
3. Límites de Atterberg.

Propiedades Mecánicas

1. Resistencia al Esfuerzo Cortante

- a) Prueba de Resistencia a la Compresión no confinada
- b) Prueba de Resistencia a la Compresión no confinada no drenada UU

2. Compresibilidad

- a) Consolidación Unidimensional

Ver anexo 3 Pruebas de laboratorio.

3. ESTRATIFICACIÓN DEL SUBSUELO

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 realizaron dos sondeos profundos de tipo mixto SM-1 y SM-2 a 40 m y a 50 m de profundidad respectivamente.

Es importante aclarar que los materiales superficiales y que subyacen al nivel de piso actual de terreno corresponden a materiales arcillosos de alta plasticidad, los cuales se encuentran contaminados con desperdicio de demolición que deberán desplantarse.

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

La descripción de la secuencia estratigráfica del subsuelo definida mediante los sondeos SM-1 y SM-2 realizados en el sitio de interés es la siguiente:

SM-1

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.0 - 0.30	Losa de concreto
0.30 - 1.50	Limo de alta plasticidad café claro, consistencia media.
1.50 - 33.30	Arcilla limosa poca arena fina gris verdoso, consistencia dura.
33.30 - 40.620	Arena fina con limo de alta plasticidad pocas gravas finas gris verdoso a café grisáceo, compacidad muy densa.

SM-2

PROFUNDIDA (m)	DESCRIPCIÓN
27.90 - 29.70	Arcilla de alta plasticidad limosa gris verdoso, consistencia dura.
29.70 - 31.50	Arcilla limosa gris oscuro, consistencia, muy blanda.
31.50 - 34.35	Arcilla de baja plasticidad gris verdoso, consistencia firme a dura.
41.20 - 46.60	Arena fina café grisáceo, compacidad muy densa.
46.60 - 49.87	Arena arcillosa con gravas finas aisladas gris oscuro, compacidad muy densa.

El **nivel freático** se encontró a 1.5 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, en la fecha en la que se realizó la exploración.

4. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Las cimentaciones son diseñadas para transmitir al suelo las cargas de las estructuras que soportan, de modo que, no rebase la capacidad carga y que las deformaciones producidas sean admisibles para la estructura.

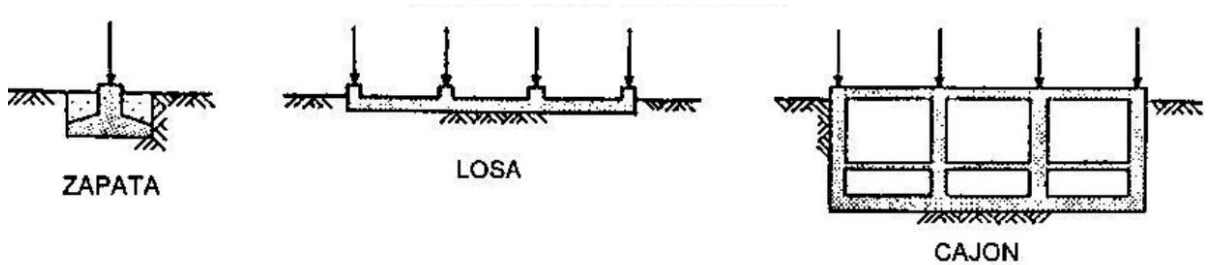
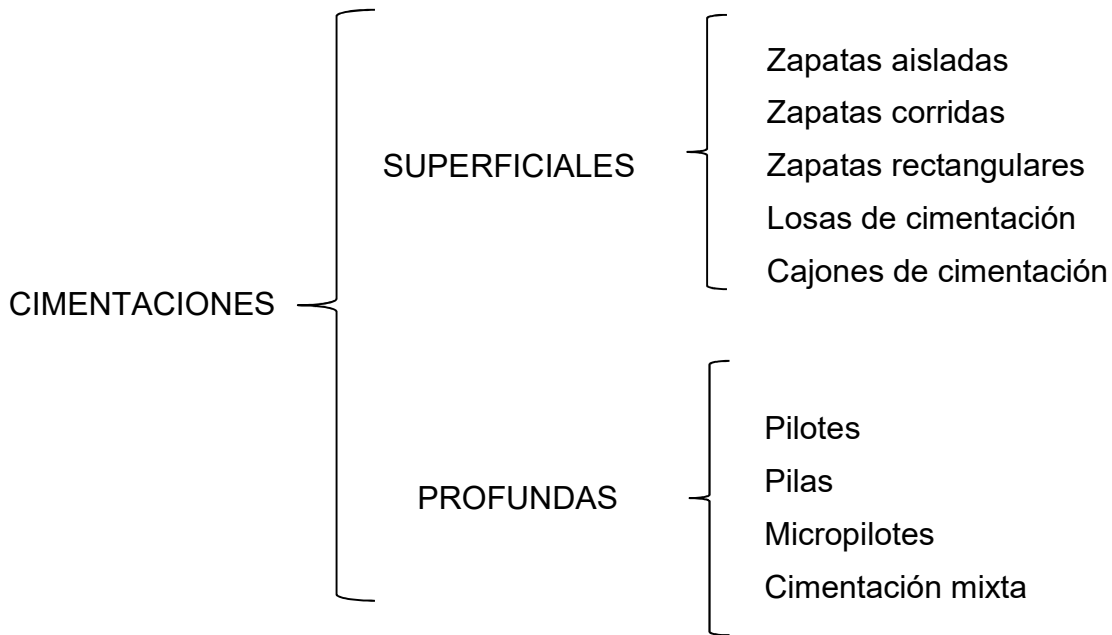


FIG. 18. CIMENTACIONES SOMERAS REF. 1

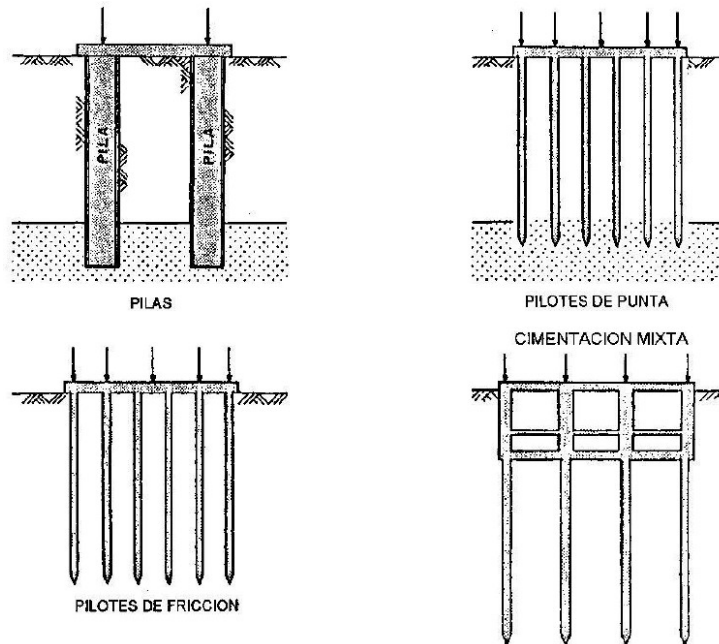


FIG. 19. CIMENTACIONES PROFUNDAS. REF. 1

Zapata aislada. Las zapatas aisladas sirven de base de elementos estructurales puntuales como son las columnas; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite.

Zapatas combinadas. Son aquellas que soportan más de una columna. Se opta por esta solución cuando se tienen dos columnas muy juntas y al calcular el área necesaria de zapata según los esfuerzos admisibles sobre el suelo resulta que sus áreas se traslapan.

Zapata Corrida. Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros de carga o hileras de columnas. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas

Circular. Generalmente se emplean para tanques de almacenamiento, silos, torres eólicas.

Losas de cimentación.

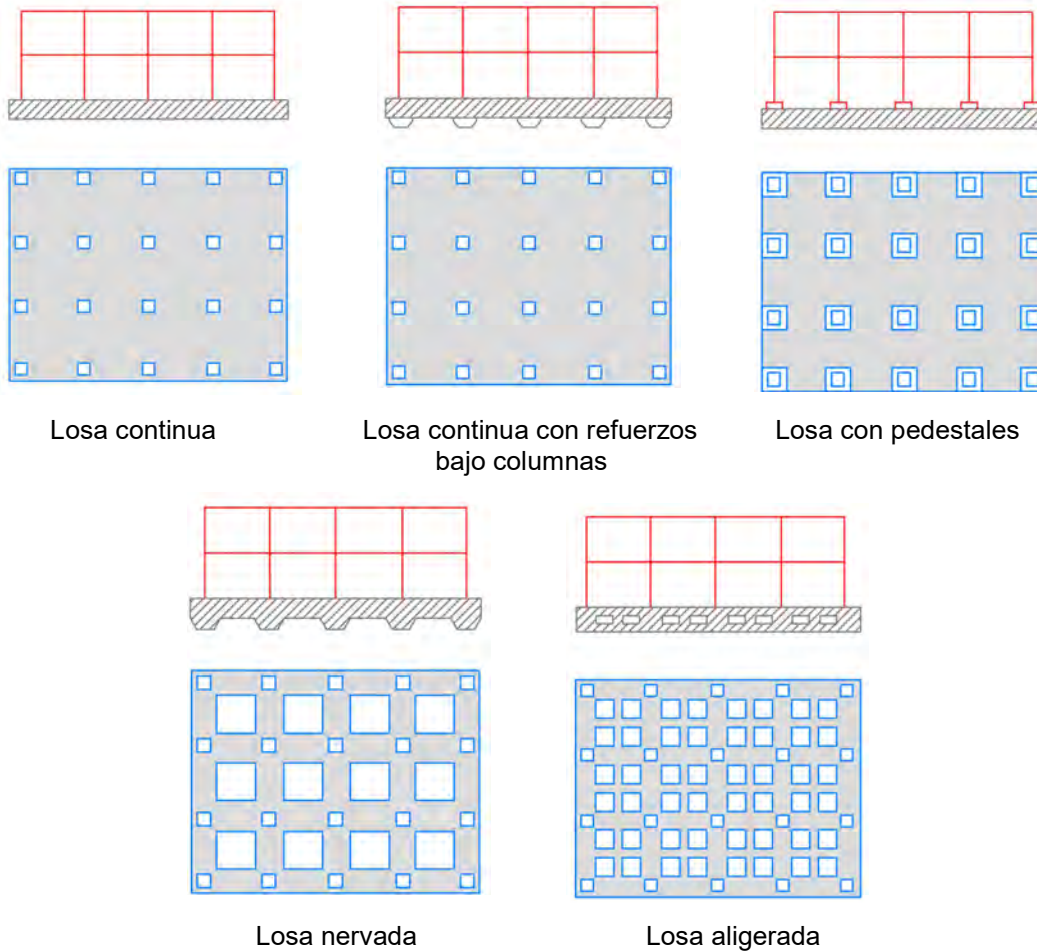


FIG. 20 TIPOS DE LOSAS DE CIMENTACIÓN

Cajones de cimentación. Esta cimentación se realiza mediante la excavación del terreno, donde el peso del material excavado y extraído será igual o proporcional al peso de la construcción a realizar.

La elección del tipo más adecuado a cada caso particular debe hacerse teniendo en cuenta varios factores:

- Magnitud y distribución de las cargas de la estructura, así como sus dimensiones y rigidez.
- El perfil estratigráfico del terreno de apoyo y la resistencia, compresibilidad y permeabilidad de los materiales que forman cada uno de los estratos (capas) del perfil del subsuelo del sitio.

4.1. DATOS DE LA CIMENTACIÓN

Peso de la estructura= 15.34 t/m²

Área total= 455 m²

Peso de la estructura= 6979.7 ton

41

4.2. CONDICIONES DE CARGA DEL PROYECTO

Cargas proporcionadas por estructurista:

-W_E= 15.34 t/m² condiciones máximas sin factorizar

- 14.12 t/m² condiciones instantáneas sin factorizar

- 13.81 t/m² condiciones medias sin factorizar

EXCAVACIÓN

Área excavada= 455 m²

Profundidad de excavación= 7.30 m

Peso volumétrico= 1.3 t/m³

Peso del suelo excavado= 4317.95 ton

Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de la cimentación

Esfuerzo total= 13.81 t/m²

Entonces:

ESFUERZO NETO

$$W_N = W_E - W_S$$

Donde:

W_N = Carga media equivalente a la carga real que transmite al suelo por efecto de la compensación

W_E = Peso de la estructura que incluye el peso de la cimentación

W_S = Peso del suelo desalojado por la excavación requerida (γD_f)

$$W_N = 13.81 \text{ t/m}^2 - (1.3 \text{ t/m}^3)(7.3 \text{ m})$$

$$W_N = 13.81 \text{ t/m}^2 - (9.49 \text{ t/m}^2)$$

$$W_N = 4.32 \text{ t/m}^2$$

$$W_E > W_S$$

$$13.81 \text{ t/m}^2 > 9.49 \text{ t/m}^2$$

Cimentación parcialmente compensada

4.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

4.3.1. ESTADO DE FALLA GENERAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

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

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

Donde:

q_{adm} = Capacidad de carga admisible (t/m^2)

C_{UU} = Cohesión promedio en la superficie de falla (3 t/m^2)

D_f = Profundidad de desplante (7.3 m)

B= Ancho promedio del cajón de cimentación (14.41 m)

L= Longitud promedio del cajón de cimentación (31.61 m)

γ = Peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante (1.3 t/m³)

F_d= Factor de diseño estático (3) y dinámico (2)

N_C= Factor de capacidad de carga (según Vésic)

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

$$N_C = 5.14 \left(1 + 0.2 \left(\frac{7.3 \text{ m}}{14.41 \text{ m}} \right) \right) \left(1 + 0.2 \left(\frac{14.41 \text{ m}}{31.61 \text{ m}} \right) \right)$$

$$N_C = 6.177$$

Al sustituir: $q_{adm \text{ estática}} = 15.67 \text{ t/m}^2$ $q_{adm \text{ dinámica}} = 18.76 \text{ t/m}^2$

Por reglamento, revisión de estado límite:

$$\frac{\sum QF_C}{A} < C_U N_C F_R + P_V$$

$$\frac{6979.7 \text{ ton}(1.4)}{455 \text{ m}^2} < 22.462 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore 21.48 \text{ t/m}^2 < 22.46 \text{ t/m}^2$$

El cajón pasa por estado límite de falla en condiciones estáticas.

4.3.2. ESTADO DE FALLA LOCAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Esfuerzo máximo que resiste el suelo en una esquina (Ref. 6):

$$q_{adm} = \frac{2C_{UU}\sqrt{N_\phi}}{FS} + \sigma_{eo}K_0N_\phi$$

Donde:

q_{adm} = esfuerzo admisible en la orilla (t/m^2)

C_{CU} , Φ_{CU} = parámetro de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada-no drenada, $4.5 \text{ ton}/m^2$ y 14°

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi_{CU}}{2} \right)$$

$$N_\phi = 1.638$$

FS = factor de seguridad 1.3

K_0 = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6.

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, $4.30 \text{ ton}/m^2$

Reemplazando los valores anteriores:

$$q_{adm} = \frac{2(4.5 \text{ t}/m^2)\sqrt{1.638}}{1.3} + (4.30 \text{ t}/m^2)(0.6)(1.638)$$

$$q_{adm} = \frac{(9 \text{ t}/m^2)(1.28)}{1.3} + 4.231 \text{ t}/m^2$$

$$q_{adm} = 8.86 \frac{t}{m^2} + 4.23 \text{ t}/m^2$$

$$q_{adm} = 13.09 \text{ t}/m^2$$

4.3.3. ESFUERZOS INDUCIDOS POR SISMO CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

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

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

$\Delta\sigma_{sismo}$ = incremento de esfuerzo en la esquina crítica (ton/m^2)

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico

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

Donde:

H_t = altura total del proyecto medida desde el desplante, 51.6 m

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

C_s = coeficiente sísmico de diseño, 0.40

Q_s = factor de comportamiento sísmico, 2

$$\therefore Mv_{sismo} = 11,791.26 t \cdot m$$

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

$$I_{min} = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_{max} = \frac{hb^3}{12}$$

$$I_{min} = \frac{(31.6 m)(14.42 m)^3}{12}$$

$$I_{max} = \frac{(14.42 m)(31.6 m)^3}{12}$$

$$I_{min} = \frac{(31.6 m)(2998.44 m)^3}{12}$$

$$I_{max} = \frac{(14.42 m)(31554.5 m)^3}{12}$$

$$I_{min} = 7,895.89 m^4$$

$$I_{max} = 37,917.9 m^4$$

d_y , d_x = distancias perpendiculares a la esquina crítica, 15.8 m y 7.21 m, medias respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

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

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

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm 11,791.26 t \cdot m \left[1.0 \frac{(15.8m)}{7895.89m^4} + 0.3 \frac{(7.21m)}{37917.9m^4} \right]$$

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm 11,791.26 t \cdot m [1.0(0.0020m^3) + 0.3(0.00019m^4)]$$

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm 11,791.26 t \cdot m [0.0020m^3 + 0.00006m^3]$$

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm 11,791.26 t \cdot m [0.00206m^3]$$

$$\Delta\sigma_{sismo} = 24.29 t/m^2$$

4.3.4. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

- El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas es menor que la capacidad de carga admisible estática del subsuelo.

$$15.34 \text{ ton/m}^2 < 15.67 \text{ ton/m}^2$$

- El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzos por sismo es igual a 39.83 ton/m² y mayor a la capacidad de carga dinámica admisible del subsuelo.

$$15.34 \text{ t/m}^2 + 24.29 \text{ t/m}^2 = 39.63 \text{ t/m}^2$$

$$39.63 \text{ ton/m}^2 > 18.76 \text{ ton/m}^2$$

- El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es mayor al esfuerzo límite en la orilla.

$$15.34 \text{ t/m}^2 + 24.29 \text{ t/m}^2 > 12.99 \text{ t/m}^2$$

$$39.63 \text{ t/m}^2 > 13.09 \text{ t/m}^2$$

- El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzos por sismo es igual a -9.15 ton/m y por tanto, se presentan tensiones en la losa.

$$15.34 \text{ t/m}^2 - 24.29 \text{ t/m}^2 = -8.95 \text{ t/m}^2$$

Con base en lo anterior, se concluye que **el cajón rígido de cimentación no cumple con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas** y por lo tanto necesita la construcción de pilotes de fricción.

4.3.5. EXPANSIÓN DEL CAJÓN SIN PILOTE

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

Las expresiones estimadas resultan menores a 15 cm y son admisibles, por otro lado el proyecto posee excentricidades de magnitudes importantes que puedan generar desplomos en la estructura, por lo tanto se requieren pilotes de fricción para reducirlo a un valor tolerable y además que soporten fuerzas de tensión.

De esta manera se deducen tres factores que determinan la magnitud del asentamiento y/o de las expansiones máximas esperadas produciendo fuerzas de tensión, en la capa de arcilla que subyace al grupo de pilotes.

- El esfuerzo vertical efectivo del subsuelo
- La compresibilidad del estrato de arcilla subyacente
- El espesor del estrato compresible

Además de reducir las expansiones del cajón, el grupo de pilotes debe ser capaz de soportar una alta proporción (85% o mayor) de los incrementos de carga generados por el sismo en la cimentación, sin perder su capacidad de carga por remoldeo de la arcilla adyacente al fuste de los pilotes originado por la carga cíclica.

Se recomienda que la totalidad de la carga dinámica Pd, dada por la suma de la carga neta Pn más la carga sísmica Ps, debe ser soportada por el grupo de pilotes con un factor de seguridad dinámico Fsd ≥ 1.7 .

4.4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILOTES DE FRICCIÓN

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

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

Donde:

Q_u = carga última del pilote de fricción, 72 ton

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

C = cohesión promedio desde 7 m hasta 23 m de profundidad, 2.5 ton/m²

p = perímetro del pilote cuadrado de 0.45 m de lado, (1.8 m)

L = longitud efectiva del pilote (16 m)

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

En la siguiente gráfica se muestra la capacidad de carga de los pilotes conforme a su perímetro:

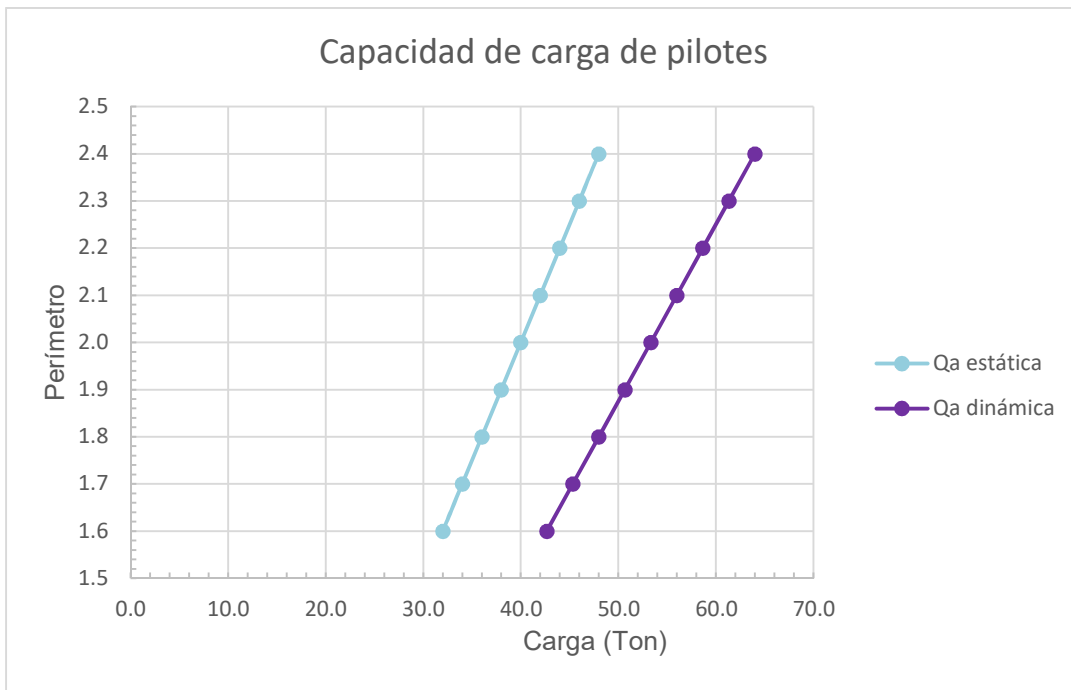


FIG. 21. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

Para los análisis se considerarán pilotes con perímetro igual a 1.80 m, de 16 m de longitud y cuya carga de trabajo igual a su capacidad de carga última igual a 72 ton.

Reemplazando los valores anteriores para condiciones estáticas y dinámicas:

Condiciones estáticas

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

$$Q_{adm} = \frac{(2.5 \text{ ton/m}^2)(1.8\text{m})(16\text{m})}{2.0}$$

$$Q_{adm} = \frac{(72\text{ton})}{2.0} = \mathbf{36 \text{ ton}}$$

Condiciones dinámicas

$$Q_{adm} = \frac{(2.5 \text{ ton/m}^2)(1.8\text{m})(16\text{m})}{1.5}$$

$$Q_{adm} = \frac{(72\text{ton})}{1.5} = \mathbf{48 \text{ ton}}$$

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

$$Q_{netatributaria} \leq Q_{admestática}$$

$$Q_{netatributaria} + \Delta\sigma_{sismo} \leq Q_{admdinámicaestática}$$

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

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

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

Donde:

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

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico

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

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

$A_{columna}$ = área de la sección transversal de la columna

Es necesario dar origen al cajón como el elemento de la redistribución de las cargas sobre los pilotes, estructuralmente debe quedar bien reforzado considerándolo como una gran trabe hueca cuyos apoyos producen reacciones mayores en los ejes perimetrales que en los interiores.

La presencia de cualquier excentricidad y de la carga permanente total de la estructura, induce un momento de volteo en la cimentación que se transforma en sobrecarga en los pilotes ubicados en el lado de la excentricidad.

El momento por excentricidad tiene dos efectos desfavorables:

- Produce sobrecarga estática sobre los pilotes de las orillas que se suma a las fuerzas inducidas por el sismo.
- Induce asentamientos diferenciales de la cimentación que se traduce en inclinación de la estructura, bajo carga estática.

Por lo que se establece que es recomendable centrar la resultante de la carga permanente total del edificio, mediante lastre o redistribuir las cargas permanentes hasta donde sea posible con el fin de eliminar o reducir los efectos desfavorables de la excentricidad, e incluso lo ideal sería que la estructura fuese simétrica.

Como cajón de cimentación en particular se tendría la influencia de los esfuerzos inducidos por la colindancia noreste al tener una estructura pesada, y el empleo de los pilotes permite contrarrestarla, de igual manera los pilotes permitirán que el asentamiento local se vaya manifestando con la misma magnitud que el perímetro de los predios analizados.

Considerando una adecuada distribución de columnas a nivel de cimentación, y tomando en cuenta la necesidad de construir **dos niveles de sótano** se

establecen los siguientes puntos para determinar la factibilidad de construcción del edificio proyectado.

Para una cimentación sea estable y se garantice su estabilidad debe satisfacer dos puntos, el primero por capacidad de carga y el segundo por asentamientos máximos esperados permisibles, bastará con que uno de ellos no se cumpla para que la cimentación no sea admisible.

Si únicamente se considerará la compensación generada por la excavación de los dos sótanos, en este caso se tendría una carga neta de 2.86 ton/m^2 (parcialmente compensada), lo que implica que asentamientos mayores a los permisibles, adicionalmente se tendrían expansiones, y por otra parte se generan deformaciones por efecto de la excentricidad que se tiene en el proyecto en sus condiciones menos críticas, y de acuerdo a las características arquitectónicas preliminares proporcionadas, asimismo es importante señalar que en esta zona los abatimientos piezométricos no son tan severos, lo que propicia un asentamiento regional moderado con respecto a las zonas más cercanas al sitio de interés, sin embargo **es necesario implementar un sondeo de piezocono o una estación piezométrica para determinar con exactitud los abatimientos piezométricos que permiten evaluar los asentamientos que presentará la estructura con un valor más acertado.**

Tomando en cuenta las condiciones de carga proporcionadas **la alternativa de cimentación mixta mediante un cajón de cimentación y pilotes de fricción** hincados a 23 m de profundidad, con un previo batido de 13 m de longitud bajo el desplante del cajón y dejando un espesor de 5 m antes de llegar al estrato resistente que se localiza a 28 m de profundidad, considerando el asentamiento regional del lugar, y tomando en cuenta que los pilotes de sección 50 por 50 cm

tienen una capacidad de carga última de 80 ton cada uno, que preliminarmente para el peso de la estructura más reposo propio de la cimentación resultaría entre 26 y 32 pilotes, distribuidos en la parte central.

4.5. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO

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

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

Donde:

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

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

H_i = espesor del estrato i

El incremento de esfuerzo efectivo en cada estrato se puede calcular asumiendo una distribución de carga uniforme aplicada a una profundidad de 2/3 de la longitud efectiva de los pilotes a partir del nivel de desplante del cajón de cimentación.

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ($x=2$) para una cimentación flexible y para una carga neta $W_N= 4.32 \text{ ton/m}^2$ aplicada a 16.0 m de profundidad con base en las propiedades definidas anteriormente.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 8.0 cm, aproximadamente.

4.5.1. ESTIMACIÓN DE LA CONSTANTE ELÁSTICA DE RESORTE

Considerando el cajón correspondiente a 2 sótanos como una estructura perfectamente rígida el cortante basal aplicado al cajón es soportado por el suelo a través de dos fuerzas resistentes: la primera es el empuje masivo que el suelo ejerce contra el muro perpendicular a la fuerza horizontal de cortante basal y la segunda es la fricción por adherencia de los muros laterales paralelos a dicha fuerza.

La constante elástica de resorte equivalente a la reacción del suelo queda expresada por la relación entre la fuerza horizontal aplicada y el desplazamiento horizontal del cajón, expresada por la siguiente ecuación:

$$K_r = \frac{V_s}{\rho}$$

Siendo:

K_r = constante elástica de resorte

V_s = fuerza cortante basal de una dirección, (ton)

ρ = desplazamiento (m en la misma dirección)

A su vez, a la fuerza V_s es equilibrada por:

$$V_s = Q_p + 2f_l$$

Donde:

Q_p = fuerza pasiva total en el muro perpendicular a la fuerza V_s

f_l = fuerza lateral desarrollada por la reacción del suelo sobre los muros laterales.

El valor de Q_p se obtuvo:

$$Q_p = P_p A_n$$

Donde:

P_p = presión pasiva máxima del suelo al muro

A_n = área normal a la fuerza

El cálculo se realizará para el sentido largo del cajón.

4.5.1.1. Definición del valor p

La magnitud del desplazamiento correspondiente a la máxima fuerza pasiva Q_p puede calcularse de manera simple, en función de la deformación unitaria del suelo ξ_f para el esfuerzo máximo aplicado al mecanismo de falla pasiva, obtenida de pruebas triaxiales no drenadas, que representa el comportamiento de un suelo elastoplástico idealizado, en la cual se consideró que el módulo de elasticidad promedio de la masa del suelo obtenida de la serie de pruebas triaxiales realizadas. En el presente caso el valor medio del módulo de elasticidad es $E=450 \text{ ton/m}^2$.

En base a estas premisas la deformación máxima p_n para el presente caso es igual a 0.62 m, La suma de las fuerzas resistentes estimadas es igual a 6984 ton, con la cual se obtiene un valor de $K_{rl}= 11264 \text{ ton/m}$ para el cajón en el sentido largo.

De igual manera se obtiene la constante elástica de resorte en el sentido corto igual a 15548 ton/m, considerando el valor de cortante basal estimado e igual a 995 ton.

La constante elástica de resorte para la cimentación es de 1,900 ton/m y el coeficiente sísmico de acuerdo a la zonificación será de 0.40.

En nivel de máxima excavación considerando para este proyecto arquitectónico fue a -7.30 m considerando que el nivel de piso terminado del último sótano estará a -7.0 m con respecto al nivel de banqueta.

4.6. ANÁLISIS DE LA EXCAVACIÓN

4.6.1. DURANTE LA EXCAVACIÓN

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Janbú (para suelos cohesivos) (Ref. 7), donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

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

Donde:

N_e es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas (Fig. 19), a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$ el cual puede calcularse con la expresión:

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

Donde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante (1.3 ton/m³)

H = altura del talud (7.3 m)

q = sobrecarga (2.0 ton/m²)

C_{uu} = cohesión promedio en condición no drenada (2.5 ton/m²)

ϕ_{uu} = ángulo de fricción en condición no drenada ($\phi=0^\circ$)

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene:

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

$$FS = \frac{40 \left(2.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)}{\left(1.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (7.3 \text{ m}) + 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.93$$

Al obtener un FS=0.93, sabemos que no es adecuado para taludes de tipo temporal ya que tiene que cumplir el criterio de FS>2.0.

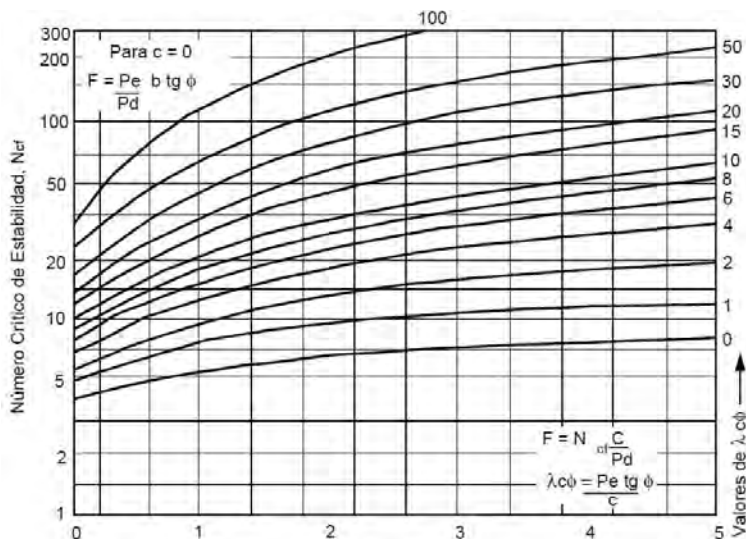


Fig. 22 GRÁFICA PARA OBTENER EL NÚMERO DE ESTABILIDAD CON EL MÉTODO DE JANBÚ. ANÁLISIS GEOTÉCNICO TOMO 1 JAIME SUÁREZ

4.6.2. ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN

La capacidad de carga admisible del fondo de la excavación se calculó aplicando la siguiente expresión (Ref. 7):

$$q_{adm} = \frac{C_{uu} N_c}{F_D}$$

Donde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible (ton/m^2)

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla ($2.5 \text{ ton}/\text{m}^2$)

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic (6.18)

F_D = factor de diseño (2.0)

Reemplazando los valores anteriores se obtiene:

$$q_{adm} = \frac{(2.5 \text{ ton}/\text{m}^2)(6.18)}{2.0}$$
$$q_{adm} = \frac{15.45 \text{ ton}/\text{m}^2}{2.0} = 7.725 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Por tanto, el efecto de seguridad contra falla de fondo queda definido como:

$$FS = \frac{q_{adm}}{\gamma H + q}$$

Donde:

γ = peso volumétrico promedio del suelo ($1.3 \text{ ton}/\text{m}^3$)

H = altura del talud (7.3 m)

q = sobrecarga ($2.0 \text{ ton}/\text{m}^2$)

Definidos los valores anteriormente se obtiene un $FS=0.90$, el cual no es adecuado para excavaciones de tipo temporal ya que el criterio es $FS_{\text{mínimo}}=2$.

4.7. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

4.7.1. PRESIÓN HORIZONTAL DE TIERRAS SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

Debido a que los muros perimetrales del cajón de cimentación se colocarán contra el terreno, éstos soportarán una presión horizontal que actuará a largo plazo. El valor de dicha presión está dado por la siguiente expresión (Ref. 7):

$$P_h = K_o(\gamma z + q) + \gamma w(z - 1.5) + 0.63$$

Donde:

P_h = presión de tierras para condiciones a largo plazo a la profundidad z (ton/m²)

K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, $1 - \sin(14^\circ) \approx 0.67$

Z = profundidad a la cual se estima la presión (m)

γ = peso volumétrico promedio del suelo (1.3 ton/m³)

q = sobrecarga en colindancia con edificaciones (2.0 ton/m²)

0.63= valor que le corresponde al empuje debido a sismo

4.7.2. TRABAJO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE FONDO

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (9.49 ton/m²) y uniformemente distribuida en el área de cimentación. Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (80 ton) para pilotes de 0.50 m x 0.50 m en compresión y tensión.

4.8. DISEÑO DE PILAS DE FUSTE RECTO PARA SOPORTE TEMPORAL EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO

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

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

Q_u = carga última de la pila de fricción (126 ton)

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

C = cohesión promedio desde 7 m hasta 23 m de profundidad (2.5 ton/m²)

p = perímetro de la pila con un diámetro de 1 m (3.14 m)

L = longitud efectiva de la pila (16 m)

En la siguiente gráfica se muestra la capacidad de carga de los pilotes conforme a su diámetro:

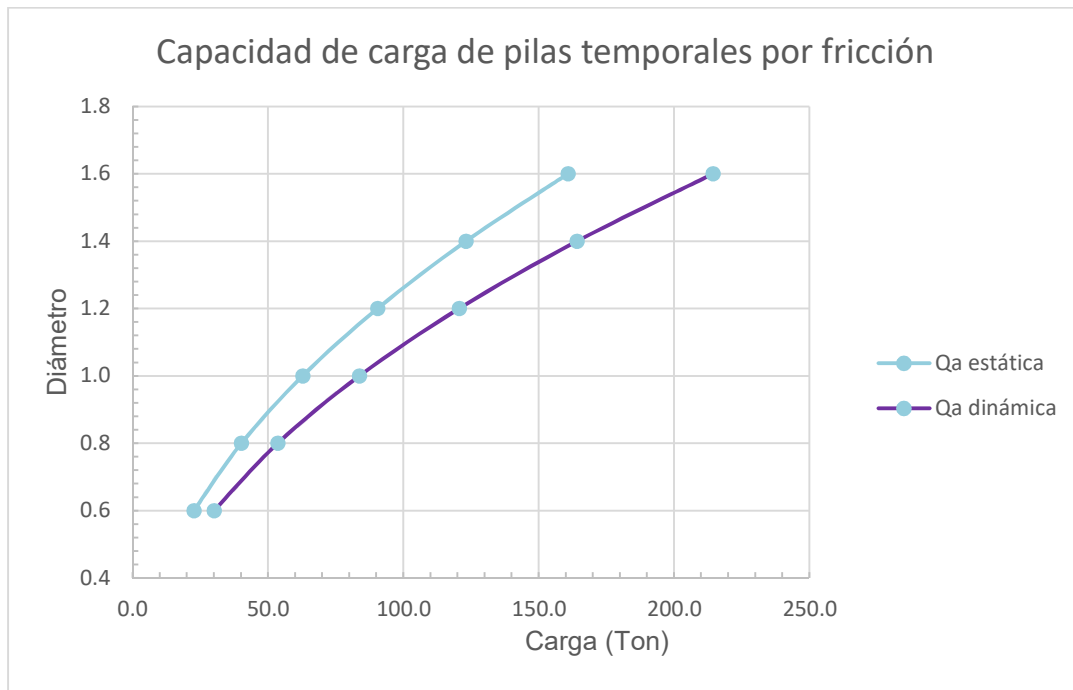


FIG. 23. CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS TEMPORALES POR FRICCIÓN

Para los análisis se consideró una pila con un diámetro de 1 m, de 16 m de longitud y cuya carga de trabajo igual a su capacidad de carga última (126 ton).

Reemplazando los valores anteriores para condiciones estáticas y dinámicas:

Carga admisible estática:

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

$$Q_{adm_{est}} = \frac{(2.5 \text{ ton/m}^2)(3.14 \text{ m})(16 \text{ m})}{2.0} = 62.8 \text{ ton/m}^2$$

Carga admisible dinámica:

$$Q_{adm_{din}} = \frac{(2.5 \text{ ton/m}^2)(3.14 \text{ m})(16 \text{ m})}{1.5} = 83.7 \text{ ton/m}^2$$

4.9. DISEÑO DE UNA EXCAVACIÓN PROFUNDA

Se describe a continuación el diseño geotécnico de la excavación profunda para la construcción del cajón de cimentación proyectado parcialmente compensado, realizada en las arcillas blandas, compresibles y expansibles de la Ciudad de México.

El área a excavar tiene planta rectangular de 31.6 m de largo por 14.4 m de ancho, y el fondo se encuentra a 7.30 m de profundidad respecto al terreno circundante. El cajón de la cimentación es de concreto armado y aloja 2 niveles de estacionamiento para automóviles. Los linderos de la excavación estarán soportados por muros verticales de concreto colados en zanja estabilizada con lechada bentonítica y apoyados en puntales de acero estructural.

El diseño del procedimiento constructivo incluye:

- Determinación del empuje del suelo sobre los muros de contención, del cual se obtienen las cargas que deben soportar los muros y los puntales.
- Análisis de la estabilidad del fondo por subpresión.
- Análisis de las expansiones del fondo por descarga

- Diseño del sistema de bombeo para abatir la subpresión y reducir la expansión del fondo de la excavación.
- Análisis de la estabilidad del fondo por esfuerzos cortantes y diseño del procedimiento de construcción, para mantener la seguridad del fondo contra este tipo de falla.

4.9.1. EMPUJE HORIZONTAL DEL SUELO

En la Tabla 2 muestra el diagrama teórico de distribución de la presión horizontal activa basado en la teoría de Rankine, representado por la poligonal opqr. La fuerza de empuje activo teórico, E_{at} , por metro lineal del muro, es el área opqr del diagrama de presión positiva.

Debe recordarse que este diagrama de presión teórica se produce en la realidad solamente cuando el muro se desplaza paralelamente a su mismo o gira alrededor de su base hacia el interior de la excavación; pero en una excavación ademada, el muro se desplaza girando alrededor de un eje superior ubicado al nivel de la primer línea de puntales; mientras que la pata se desplaza hacia la excavación, lo cual modifica la distribución de presión activa teórica p_a y la magnitud total del empuje activo teórico E_{at} .

Tabla 2. Distribución de la presión horizontal activa, según la teoría de Rankine.

Profundidad	γ/ϕ	Cu	Ka	\sqrt{Ka}	Pz	Uz	KaPz	$2c\sqrt{Ka}$	PaPz	Pa	Eat	
0.00	1.48	4.30	0.39	0.62	1.00	0.00	0.39	-5.37	-4.98	-4.98	0.00	
1.50	26.00				3.22	0.00	1.26	-5.37	-4.12	-4.12		
3.00	26.00				5.40							4.08
6.60	1.25				9.90	5.10	1.87	-5.37	-3.50	1.60		
CS												
9.60	1.10	3.40	1.00		9.90			-6.80		3.10	13.94	
	0.00	3.50			13.20	-7.00	6.20					
10.80	1.30	3.40	1.00	1.00	14.76			-6.80		7.96	8.49	
	0.00									Eat Total		26.50

Para tomar en cuenta, de manera simplificada, la influencia del giro del muro en la distribución de la presión lateral del suelo, desarrollado como consecuencia del proceso de excavación y apuntalamiento, Terzaghi y Peck, basándose en mediciones experimentales realizadas en ademes de zanjas sin pata, encontraron que la distribución real de la presión, en suelos cohesivos, puede representarse por un diagrama trapecial como el que muestra la figura 24.

La presencia de la pata restringe gradualmente el desplazamiento horizontal del muro bajo el nivel de fondo, produciéndose el desplazamiento máximo al nivel del fondo y disminuyendo con la profundidad de la pata: para tomar en cuenta esta restricción del desplazamiento de la pata, Peck propuso modificar el trapecio de presión redistribuida según la línea punteada *stuv* de la fig 24.

El área del trapecio es: $E_{ar} = 1.28$ veces el área E_{at} del diagrama lineal teórico *opqrs*, y alcanza su valor de presión activa redistribuida máxima p_{rm} , en el punto *t* ubicado a una profundidad de $0.3H_t$, siendo H_t la profundidad total del muro, incluyendo la pata. El valor de la presión activa redistribuida máxima p_{rm} , se expresa por:

$$p_{rm} = \frac{1.28E_{at}}{0.85H_t}$$

4.9.2. CÁLCULO DE LA PRESIÓN TEÓRICA DE RANKINE

La figura 24 muestra el perfil de los suelos involucrados en la profundidad total del muro y las propiedades mecánicas de los suelos, que sirven de base para el cálculo de la presión activa teórica de Rankine a diferentes profundidades. El proceso de cálculo se muestra en la tabla de la misma figura. Enseguida se describen: el perfil del suelo y las propiedades mecánicas correspondiente,

enfaticando las condiciones para su aplicación a los análisis de estabilidad de la excavación.

4.9.3. PERFIL DEL SUELO

Está constituido por dos estratos: el primero es la costra superficial (CS), con espesor de 4.0 m y el segundo, formado por arcillas blandas de la serie arcillosa superior (SAS), con espesor de 24 m. El nivel freático se encuentra a 1.5 m de profundidad.

4.9.3.1. Propiedades mecánicas

A) Costra superficial

Los suelos de la costra superficial son limos arenosos (ML), con ángulo de fricción $\Phi=26^\circ$ y cohesión $c=4.3 \text{ ton/m}^2$, en promedio, determinados en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (CU) practicadas en muestras inalteradas, con el contenido de humedad natural.

Este tipo de prueba representa, razonablemente bien, la evolución de la resistencia al corte del cajón de cimentación. En los primeros 1.5 m de espesor, el suelo se encuentra parcialmente saturado, por lo que los cambios de volumen, producidos por los cambios en el estado de esfuerzos, ocurren simultáneamente con la ejecución de la excavación.

En la parte superior de la costra, que se encuentra bajo el nivel freático, el suelo areno-limoso está saturado, pero, gracias a su permeabilidad intermedia, puede ajustar su volumen a la velocidad con la que avanza la excavación.

Sin embargo, ante la posibilidad de una falla rápida por esfuerzos cortantes, solamente se disipara una pequeña parte de la presión de poro desarrollada durante el proceso de falla rápida; este proceso se reproduce en la prueba de laboratorio, de manera semejante, cerrando el drenaje de la cámara Triaxial

después de haber sido consolidadas las probetas de suelo bajo presión confinante p_3 , y antes de iniciar la etapa de falla del espécimen de suelo saturado.

B) Estratos de arcilla

La resistencia no drenada de la arcilla C_u , se determinó por correlación entre la resistencia media en pruebas triaxiales no drenadas y la resistencia a la penetración estática de la punta del cono eléctrico. En las pruebas triaxiales no consolidada no drenada (UU), practicadas en especímenes inalterados de la arcilla saturada, no permite el drenaje del agua del suelo durante todo el proceso de la prueba, lo cual implica que la deformación de las probetas ensayadas se produce sin cambio de volumen.

Los resultados de las pruebas triaxiales se representan en el diagrama de Mohr, graficando los valores de los esfuerzos totales, σ_1 y σ_3 los cuales incluyen la presión de poro generada en todo el proceso de la prueba. La envolvente de resistencia que se obtiene con esta forma de presentación es una línea horizontal, cuyo ángulo de inclinación Φ es nulo y cuya ordenada al origen es la resistencia natural no drenada (CU), atribuida a la cohesión entre las partículas coloidales de la arcilla; la resistencia al corte así determinada tiene la expresión:

$$s = c_u$$

Ante la acción de solicitaciones de corta duración (a 2 días), la resistencia natural no drenada C_u , de una masa de arcilla blanda saturada, puede considerarse, prácticamente, constante e independiente de la variación de las presiones totales que se generan al excavar y apuntalar. Esta es una condición aceptable para excavaciones temporales realizadas con un factor de seguridad adecuado.

4.9.4. PRESIÓN ACTIVA TOTAL DENTRO DE LA COSTRA SUPERFICIAL

A cualquier profundidad z , dentro de la costra semipermeable, la presión horizontal activa total de Rankine (p_{az}) se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$p'_{az} + u_z$$

Donde:

$$p'_{az} = K_a(p_{az} - u_z) - 2c\sqrt{K_a}$$

66

Sustituyendo:

$$p_{az} = K_a(p_z - u_z) - 2c\sqrt{K_a} + u_z$$

Arriba del nivel freático, la presión de poro u_z es negativa debido a la tensión capilar en el agua del suelo; el efecto de esta tensión se manifiesta como una cohesión aparente en la prueba de laboratorio, cuyo valor se incluye en la cohesión c , en la ecuación anterior; por lo tanto, en la zona no saturada de la costra superficial el valor de u_z se considera nulo. En la zona saturada que se encuentra bajo nivel freático, u_z adquiere el valor de la presión hidrostática.

La presión vertical total p_z es generada por el peso húmedo de las capas de suelo que se encuentran arriba de la profundidad z , aumentada de la presión de sobrecarga superficial. $p_z = 1 \text{ ton}/\text{m}^2$. Ósea que: $p_z = \gamma_n z + p_s$.

El coeficiente de presión activa de Rankine vale:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 26^\circ/2) = 0.39 \quad \text{y} \quad \sqrt{K_a} = 0.63$$

4.9.5. PRESIÓN ACTIVA TOTAL EN LOS ESTRATOS DE ARCILLA SATURADA

La presión activa total del Rankine p_{az} , producida a corto plazo por una arcilla saturada, a una profundidad z , se expresa en términos de esfuerzos totales, según la ecuación:

$$p_{az} = p_z - 2C_u$$

Aplicando esta ecuación a las profundidades de 1.7, 3.9 y 6.1 m, se obtienen los valores correspondientes de la presión activa total teórica p_{az} , representados por la recta qr del diagrama de presiones de la figura 24.

4.9.6. CÁLCULO DE LA PRESIÓN ACTIVA TOTAL REDISTRIBUIDA

El diagrama de presión teórica muestra una pequeña presión negativa (tensión) en los primeros 1.50 m de profundidad: esta tensión se desprecia al valuar la fuerza de empuje activo teórico E_{at} , puesto que el suelo no puede ejercer tensión sobre el concreto del muro. El diagrama de presiones positivas se subdivide, para fines de cálculo, en tres áreas cuyos valores son:

$$\left. \begin{array}{l} E_1 = 4.08 \text{ ton} \\ E_2 = 13.94 \text{ ton} \\ E_3 = 8.45 \text{ ton} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Cuya suma es el empuje activo} \\ E_{at} = 26.5 \text{ ton/m}^2 \end{array}$$

El diagrama empírico de presión redistribuida, para el muro con pata, está representado por el trapecio $stuv$, cuya altura media es:

$$H_m = \frac{H_t + 0.7H_t}{2} = 0.85H_t$$

El ancho del diagrama es el valor de la presión redistribuida máxima, p_{rm} .

$$p_{rm} = \frac{1.28 \times 26.5}{0.85 \times 10.8}$$

$$p_{rm} = 3.69 \text{ ton/m}^2$$

4.9.7. ESTABILIDAD DE LA PATA DEL MURO

La pata del muro esta empotrada en el suelo que se encuentra bajo el fondo. A medida que se profundiza la excavación, el muro gira desplazando la pata hacia el interior. Este desplazamiento genera un empuje pasivo del suelo sobre la cara interior de la pata (pp en la Fig. 21), que debe ser capaz de equilibrar al empuje activo redistribuido (p_m).

Por otra parte, al aplicar la precarga a los puntales del nivel inferior, se induce en el terreno exterior una reacción p_{em} contra el muro, como se indica en la Fig. 22; esta presión, considerada uniforme, genera sobre el muro un momento flexionante respecto al nivel de apoyo de los puntales inferiores; el valor máximo de este momento es igual al momento resistente del muro M_r . Se determina la presión horizontal máxima p_{em} que puede ejercer la pata contra el suelo exterior.

4.9.8. FACTOR DE SEGURIDAD DE LA PATA DEL MURO

El factor de seguridad bidimensional (FSb), contra falla de la pata, se expresa por la relación:

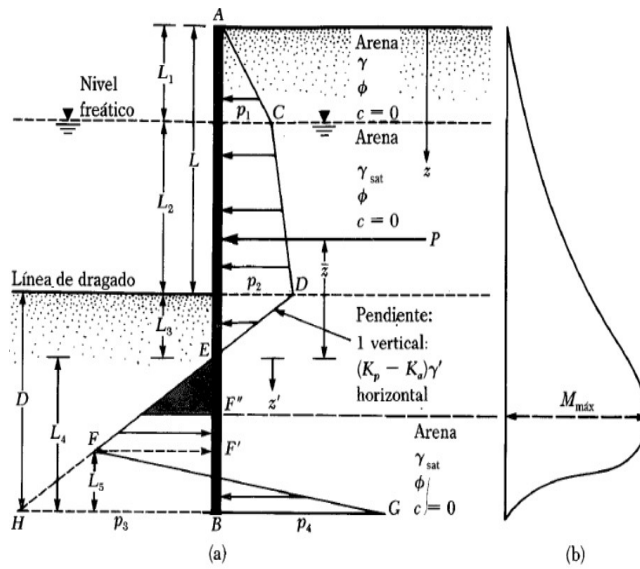


FIG.24. DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN EN UNA TABLESTACA EN VOLADIZO

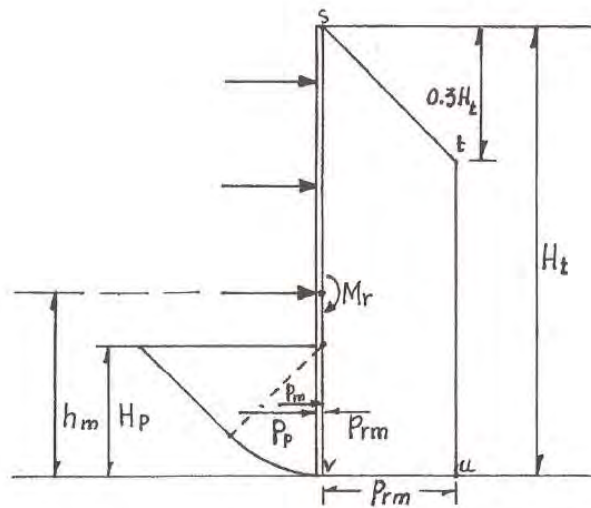


FIG. 25. FACTOR DE SEGURIDAD DE LA PATA INCLUYENDO EL MOMENTO RESISTENTE DEL MURO, M_r

$$FS_{bp} = \frac{p_p + p_{em}}{p_{rm}}$$

Donde:

P_p = presión pasiva del suelo en la cara interior de la pata

P_{em} = presión media equivalente al momento resistente del muro

P_{rm} = presión activa redistribuida en la cara exterior de la pata.

La presión pasiva p_p , que puede desarrollar la arcilla sobre la cara interior de la pata está dada por la capacidad del mecanismo que muestra la Fig 21, el cual es una fracción del mecanismo de Prandtl para una zapata de longitud infinita; la capacidad de este submecanismo se determina por la ecuación:

$$p_p = 3.57c_u + 0.5\gamma_n H_p$$

La presión máxima p_{em} , equivalente al momento resisten M_r , de la pata es:

$$p_m = \frac{2M_r}{h_m^2}$$

Por lo tanto, el factor de seguridad bidimensional contra falla de la pata, incluyendo la resistencia del muro en flexión, se expresa por la ecuación:

$$FS_{bp} = \frac{3.57C_u + 0.5\gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}}{p_{rm}}$$

El momento resisten del muro, M_r , está dado por la capacidad del acero en tensión, se determinó considerando, para el presente, un muro de concreto con las siguientes propiedades:

$F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Espesor $h = 60 \text{ cm}$

Recubrimiento $r = 7.5 \text{ cm}$

Porcentaje de acero en tensión $\rho = 0.01$

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Factor de reducción $F_R = 0.7$

Sustituyendo valores se tendrá:

$$M_r = 0.01 \times 60 \times 100 \times 0.7 \times 4.2(0.60 - 2 \times 0.075)$$

$$M_r = 79.4 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo valores el factor de seguridad contra falla de la pata es:

$$FS_{bp} = \frac{3.57 \times 3.4 + 0.5 \times 1.2 \times 3.5 + \frac{2 \times 79.4}{5^2}}{3.7}$$

$$FS_{bp} = 4.36$$

En el presenta caso, el valor obtenido para el factor de seguridad bidimensional es de 4.36; este es un valor generalmente aceptable para una excavación en la que el fondo no permanecerá descargado por un lapso mayor de 15 días.

Es decir que, dentro de este lapso se colará la losa del fondo de la cimentación, recuperando parte de la descarga y mejorando el factor de seguridad. Sin embargo, en excavaciones de grandes dimensiones, donde el proceso de construcción requiere un lapso mayor, durante el cual permanecerá descargado el fondo de la excavación, será necesario disponer de un factor de seguridad mayor para compensar la pérdida de resistencia al corte de la arcilla a través del tiempo, a la vez que se reducen los asentamientos de la superficie y de las estructuras colindantes. Una forma práctica de aumentar este factor bidimensional consiste en planear el proceso de la excavación para reducir del área descargada, con lo cual se transforma el mecanismo de falla de la pata en un caso tridimensional.

En esta nueva geometría del mecanismo de falla, se le agrega un nuevo factor que toma en cuenta el efecto de la tercera dimensión sobre la presión pasiva, como sigue:

$$FS_{tp} = \frac{3.57C_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) + 0.5\gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}}{p_{rm}}$$

Donde:

B= ancho del mecanismo de falla (en este caso, B=1.41 H_p)

L= longitud del área excavada a lo largo del muro

Despejando de esta ecuación la longitud L, se puede determinar la longitud de excavación máxima L_{max}, necesaria para alcanzar un mayor valor del factor de seguridad tridimensional, de acuerdo con el mayor tiempo de exposición del fondo a la descarga.

$$L_{max} = \frac{0.714Bc_u}{FS_{tp}p_{rm} - \left(0.5\gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}\right)}$$

Se requiere aumentar el factor de seguridad a 1.7; en este caso, la máxima longitud excavada no deberá exceder de:

$$L_{max} = \frac{0.714 \times 7 \times 3.5}{1.7 \times 11.4 - \left(0.5 \times 1.2 \times 5 + \frac{2 \times 79.4}{7^2} + 3.57 \times 3.5\right)}$$

$$L_{max} = 27.2 \text{ m}$$

4.9.9. FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN

En la figura se muestran los diagramas de distribución inicial de la presión vertical total y de la presión en el agua de los poros en la masa de suelo, referidos a un corte vertical que pasa por el centro del área por excavar. La línea *abc* indica la

presión vertical total p_{oz} , y la línea de la presión en el agua de los poros del suelo u_{oz} , antes de iniciar la construcción de la cimentación.

Antes de efectuar la excavación, la presión total a 7.2 de profundidad vale:

De 0 a 4.0 m	$y_1h_1=1.5 \times 4.0= 6.00 \text{ ton/m}^2$
De 4.0 a 7.2 m	$y_2h_2=1.2 \times 3.2= 3.84 \text{ ton/m}^2$
Presión total	$p_{7.2}= 9.84 \text{ ton/m}^2$

Al excavar hasta 7.2 m, la presión total a 9.84 ton/m^2 se reduce en 9.34 ton/m^2 , que es menor que la presión hidrostática inicial en la capa de arena, por lo tanto, se levantaría la arcilla del fondo de la excavación y se perdería el empuje pasivo de la pata, produciéndose así la falla por subpresión.

La capa semipermeable de limo arenoso, a 15 m de profundidad, muestra la misma condición de falla del fondo por subpresión.

El análisis anterior conduce a concluir que es indispensable abatir la presión hidrostática en ambas capas permeables, antes de iniciar la excavación, para lo cual se requiere instalar pozos de bombeo perforados hasta 18 m de profundidad, para interceptar el estrato de limo arenoso y el de arena limosa.

La Fig 23, muestra un esquema de los pozos profundos instalados en perforación de 30 m de diámetro, provistos de un tubo de ademe ranurado de 10 cm de diámetro interior, dentro del cual opera una bomba del tipo eyector o con electroniveles.

4.9.10. ABATIMIENTO PIEZOMÉTRICO NECESARIO

Al terminar la excavación, la presión total de la arcilla en el contacto con la capa de arena se reducirá a:

$$p_{v3} = \gamma_3 h_3 = 1.2 \text{ t/m}^2 \times 3.5 \text{ m} = 4.2 \text{ ton/m}^2$$

Para impedir el levantamiento del fondo es necesario que la presión hidráulica en la capa de arena, en el contacto superior con la arcilla, sea menos que la presión vertical p_{v3} , con un factor de seguridad de 1.5; por tanto. La máxima presión de poro admisible en el estrato de arena no debe exceder de:

$$u_a < p_{v3}/1.5 = 4.2/1.5 = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

Se concluye que es necesario abatir el nivel piezométrico en la capa de arena, antes de excavar, por lo menos hasta la profundidad de:

$$N_a = 15.5 \text{ m} - 2.8 \text{ m} = 12.7 \text{ m}$$

Esta profundidad se encuentra a 0.7 m bajo el fondo de la excavación.

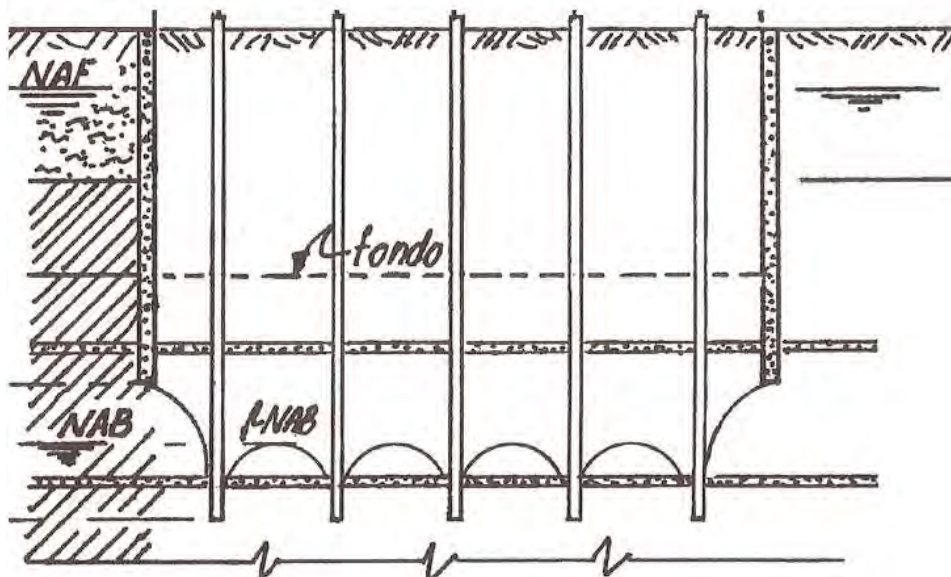


FIG 26. DISTRIBUCIÓN DE POZOS DE BOMBEO PROFUNDO PARA ABATIMIENTO

4.9.11. CONTROL DE LAS EXPANSIONES DEL FONDO

Las causas del fenómeno de la expansión del fondo de las excavaciones en las arcillas del Valle de México y los procedimientos de cálculos para definir su magnitud, así como la aplicación del abatimiento del nivel freático antes de iniciar la excavación, como un procedimiento de practica para reducir las expansiones a valores tolerables, son el objeto de mantener los asentamientos de la estructura producidos por la recuperación de las expansiones dentro de límites admisibles. El sistema de la electroósmosis para acelerar el proceso del abatimiento, como complemento de los pozos de bombeo profundos, cuando en la masa de arcilla no existen capas permeables debajo del nivel de fondo.

En el caso práctico que aquí se expone, existen dos capas permeables horizontales, a profundidades de 13 m y 15 m, que pueden contribuir eficazmente al control de las expansiones del fondo, sin la necesidad de auxiliar al sistema de bombeo con la electroósmosis. A continuación se explica la manera de lograr este objetivo, para lo cual se desarrollaron los siguientes temas:

1. Cálculo del asentamiento inicial p_{α} , de la superficie del terreno, producido por el abatimiento de presión en el agua de las capas permeables, durante el tiempo de bombeo, considerando que este lapso es de 21 días.
2. Cálculo de la expansión elástica inmediata producida al excavar.
3. Expansión lenta durante el tiempo de construcción de la cimentación.
4. Asentamiento de la cimentación y estructura.
5. Monitoreo de la presión de poro en las capas permeables.

Al verificar la posibilidad de falla de fondo por subpresión, se concluyó que es necesario abatir la presión hidrostática en ambas capas permeables, a 8 m bajo el nivel freático inicial, lo cual requiere que los pozos profundos intercepten también

la capa de 15 m de profundidad. Al cumplir este requisito se tiene, además, la posibilidad de controlar las expansiones de fondo.

Basta para ello llevar el abatimiento piezométrico h_a , hasta 9 m bajo el nivel freático inicial, aprovechando la misma instalación de bombeo, ya que con este abatimiento se alcanza la condición de igualdad de la presión abatida con la presión de descarga total:

$$\gamma_w h_q = \gamma_n D_f$$

En esta condición se logran los siguientes objetivos:

- Inducir un asentamiento de la superficie del terreno, antes de la excavación, por consolidación parcial de las arcillas bajo el fondo, causada por la pérdida de presión hidrostática en las capas permeables, durante el tiempo necesario para alcanzar el abatimiento requerido del nivel piezométrico. En el presente caso, este lapso se considera de 21 días, basándose en experiencias semejantes. El asentamiento ρ_α compensará una parte importante de la inevitable expansión elástica inmediata que se producirá en el momento de excavar.
- Inhibir la expansión lenta, por cambio de volumen de la masa de arcilla, creando una precarga del suelo que impide la reducción de los esfuerzos intergranulares originales, control de expansiones del fondo.

4.9.12. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

El abatimiento de la presión en el agua de las capas permeables genera, en cada uno de los tres estratos de arcilla limitados por dichas capas un proceso de consolidación con drenaje vertical en el que el agua de los poros de la arcilla fluye lentamente hacia las capas permeables. En los estratos I y II existen también un

flujo radial del agua del suelo hacia los pozos de bombeo; pero, como la separación entre los pozos es el doble que el semiespesor de las capas, el incremento de la velocidad de consolidación aportado por el flujo radial es despreciable. El asentamiento de cada estrato de arcilla durante el lapso de 21 días de bombeo continuo se puede valorar mediante las siguientes ecuaciones, basadas en la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi.

$$\text{Para el estrato I:} \quad \rho_i = m_{vi} \Delta_{ui} E_1 U_{i21}$$

$$\text{Para los estratos II y III:} \quad \rho_i = m_{vi} \Delta_{ui} 2H_i U_{i21}$$

En los cuales:

m_{vi} = módulo de compresibilidad en cada estrato de arcilla (cm^2/kg)

Δ_{ui} = valor media del decremento de presión de poro en cada estrato (kg/m^2)

$2H_i$ = espesor de cada estrato (cm)

E_1 = espeso de arcilla entre el fondo y la primer capa permeable (cm)

U_{i21} = grado de consolidación (porcentaje del asentamiento) en cada estrato, en un lapso de $t_a=21$ días.

El grado de consolidación en un lapso de 15 días, para cada estrato, se obtiene de las gráficas, en la que la abscisa de entrada es el factor tiempo T_{vi21} , dado por:

$$T_{vi21} = C_{ui} t_{21} / H^2$$

Donde:

C_{vi} es el coeficiente de consolidación hidrodinámica de Terzaghi para cada estrato de arcilla, determinado en pruebas de consolidación normales en el laboratorio; o bien, en forma aproximada obtenida a partir de las gráficas de correlación estadística de Marsal y Mazari, entre los valores medios de C_v y del contenido de agua W , así como de la correlación de este último con los valores medios de la resistencia no drenada CU y la resistencia a la penetración del cono eléctrico q_c .

Asentamiento por consolidación hidrodinámica, durante 21 días de bombeo por gravedad, antes de excavar.

Tabla 3. Asentamientos individuales por consolidación de los tres estratos durante 21 días.

Estrato	q_c	C_{vi}	H_i	T_{u21}	U_{i21}	Δ_{ui}	m_{vi}	ρ_{ai}
	Kg/cm ²	cm ² /día	cm	X10-3	X1100	Kg/cm ²	cm ² /kg	cm
I	4	12	350	2.1	5.2	0.85	0.27	4.2
II	5	13	300	3.0	6.3	1.60	0.22	13.3
III	7	15	775	0.54	3.0	0.70	0.17	5.5
$\Sigma\rho_{ai} =$								23 cm

La suma de los asentamientos individuales, por consolidación de los tres estratos durante 21 días de bombeo, dada en la tabla, es:

$$\rho_a = 23 \text{ cm}$$

Este valor equivale a una velocidad media de asentamiento de 1.1 cm/día, cuya magnitud está entre los límites observados en la práctica, (de 0.50 a 1.4 cm/día); lo que dependerá del espesor, la permeabilidad que se obtenga en el piezocono y la compresibilidad de los estratos de arcilla involucrados, así como del tiempo de bombeo antes de la excavación, en cada caso particular.

4.9.13. CÁLCULO DE EXPANSIÓN ELÁSTICA INMEDIATA ρ_i

Se aplica la ecuación de Egorov, empleando el módulo de Young E_e , obtenido de pruebas triaxiales en descarga, no-drenadas en las que se hace disminuir el esfuerzo vertical para simular la descarga del suelo.

Ecuación:

$$\rho_i = \frac{1 - \nu^2}{E_e} \gamma D_f B F_f$$

Datos:

$$B=L= 3000 \text{ cm}; \quad Z=3000 \text{ cm}$$

De donde:

$$B/L=1 \quad Z/B=1$$

Con estas relaciones geométricas se obtiene el factor de forma F_f , valor promedio de:

$E_e = 70 \text{ kg/cm}^2$, en pruebas triaxiales con descarga vertical

$\gamma_n D_f = 17.4 \text{ ton/m}^2 = 1.74 \text{ kg/cm}^2$

Sustituyendo valores en la ecuación de Egorov, la expansión inmediata será:

$$\rho_1 = ((0.75/70)74 \times 3000 \times 0.7)39.2 \text{ cm}$$

4.9.14. EXPANSIÓN LENTA

La expansión lenta se desarrolla a lo largo del tiempo que toma la construcción del cajón de cimentación, durante el cual, la carga aplicada al fondo de la excavación es pequeña, respecto a la descarga máxima aplicada al extraer la tierra (γD_f). La magnitud de esta expansión es función de la descarga neta del fondo, p'_{df} , expresada por:

$$p'_{df} = \gamma D_f - \gamma_w h_a$$

$$p'_{df} = 17.4 \text{ ton/m}^2 - 17.4 \text{ ton/m}^2 = 0$$

Consecuentemente la expansión lenta será nula.

4.9.15. EXPANSIÓN NETA FINAL ρ_n

Es la diferencia entre la expansión inmediata y el asentamiento ρ_a , producido por bombeo durante 21 días, antes de iniciar la excavación.

$$\rho_n = \rho_i - \rho_a$$

$$\rho_n = 39.2 \text{ cm} - 23.0 \text{ cm} = 16.2 \text{ cm}$$

4.9.16. ASENTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN Y ESTRUCTURA

El análisis más detallado de la expansión del fondo para varios puntos de área excavada indica que el valor antes calculado es la expansión máxima, la cual se presenta al centro del área, mientras que en las esquinas se produce el 50% de este valor. Debido a la rigidez del cajón y de la estructura, el asentamiento de la cimentación compensada, por recuperación de la expansión será, aproximadamente, igual a 85% de la expansión neta máxima, desarrollada al centro de área. O sea que se prevé un asentamiento de la cimentación, por recuperación de la expansión de:

$$\rho_e = 0.85 \times 16.2 \text{ cm} = 13.8 \text{ cm}$$

De aquí se concluye que, este asentamiento es admisible, y se producirá en su mayor parte durante el tiempo de construcción del edificio, ya que la expansión lenta, con cambio de volumen y absorción de agua, será despreciable, debido a que el abatimiento piezométrico anterior a la excavación se hará hasta 7.2 bajo el nivel freático natural.

4.9.17. ESTABILIDAD DE FONDO DE LA EXCAVACIÓN

En el presente casi se considera que la excavación se llevara a cabo retirando toda la tierra del área comprendida entre los muros perimetrales, en tres etapas: la primera a 1.7 m de profundidad, y las siguientes a 4.1 m y 7.3 m, que es la profundidad de desplante del cajón de cimentación.

En cada una de las etapas de excavación se instalaran los puntales correspondientes, antes de iniciar la excavación de la etapa siguiente. La instalación de los puntales del tercer nivel se iniciara después del colado de la losa central de la tercera etapa de excavación y avanzara de acuerdo con las excavaciones parciales de la cuarta etapa, las cuales se atacaran de dos en dos, simétricamente dispuesta, profundizando en ellas hasta 7.3 m, antes de colocar los puntales correspondientes; una vez colocados estos se continuara excavando hasta la profundidad del desplante procediendo a colocar inmediatamente los tramos de cimentación de cada área parcial. Al instalar cada puntal, se le aplica una precarga iguala su carga de trabajo. La precarga tiene tres propósitos:

- Garantizar el buen apoyo de los muros sobre el sistema de transporte temporal
- Limitar el giro excesivo de la pata, permitiendo a la vez la redistribución, hacia arriba, de la presión activa horizontal del suelo contenido por los muros.
- Restringir los asentamientos de la superficie del terreno colindante al área excavada.

La excavación de la tercera etapa no podrá hacerse en la totalidad del área de una sola vez por limitaciones en el factor de seguridad contra falla del fondo, lo que obliga a realizarla en áreas parciales, alternando la excavación y el colado de la losa del fondo en la parte del área excavada.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo requerido para dos sótanos con un nivel de máxima excavación de 7.3 m de profundidad sería construir un Muro Milán de 10.8 m de longitud, con un pateo de 3.5 m por debajo del nivel de máxima excavación considerando que el nivel de piso terminado del último sótano estará a -7.3 de profundidad, el muro tendría 40 cm de espesor con un acabado aparente o bien se puede considerar un muro adicional de acompañamiento de 10 cm, no es recomendable emplear un sistema de tablestaca debido a la percusión que puede producir al subsuelo.

De acuerdo al análisis de la estabilidad de fondo, indica que para una profundidad de 7.3 m (los dos sótanos) se obtuvo un factor de seguridad de 1.8 si la excavación se realiza en dos etapas y que se encuentra por arriba de lo admisible, considerando que se excavará la totalidad del área del cajón en cada etapa de la construcción de las dos propuestas.

Dentro del proceso constructivo se recomienda que para realizar la excavación en cuatro etapas en forma horizontal empleando la propia estructura, de tal manera que permita troquelar de lado a lado del Muro Milán en cada etapa, empleando la parte frontal para colocar y almacenar materiales y maquinaria.

Una vez que la estructura en la primera etapa ha sido excavada hasta el nivel del primer sótano, se procederá a construir la segunda etapa con la misma secuela que la primera etapa de ir troquelando conforme se vaya profundizando con la propia estructura.

Para realizar lo anterior se construirá en todo el perímetro un Muro Milán de 40 cm de espesor, desplantado hasta 10.78 m de profundidad, evitando de esta manera

el flujo horizontal del agua hacía el interior de la excavación, donde será necesario abatir la presión del agua por bombeo profundo.

Esta solución impedirá el abatimiento piezométrico alrededor del área excavada y se podrá controlar el asentamiento de las superficies colindantes.

84

De acuerdo a lo anterior se construirá primero el Muro Millán y luego las pilas temporales, así como los pilotes de fricción, procedimiento a realizar la excavación de arriba hacia abajo empleando el sistema de construcción descendente y mediante un troquelamiento empleando la propia estructura metálica que se apoyara sobre pilas temporales de ficción.

Será necesario considerar pozos de bombeo profundo desde la superficie hasta 20 m de profundidad con el objeto de abatir la presión del agua encerrada por el Muro Millán y se empezará a bombear 2 semanas antes de que se inicie el bombeo, para lo anterior se monitorean mediante un pozo de observación para ver el tirante de agua. Se emplearán bombas sumergibles de $\frac{1}{2}$ caballo con bombeo por etapa, colocando una retícula de 3 por 4.

La constante elástica de resorte para la cimentación es de 1600 ton/m^3 .

El nivel de máxima excavación considerada será de acuerdo al proyecto arquitectónico a -7.3 m considerando que el nivel de piso terminado del último sótano estará a -7.0 m.

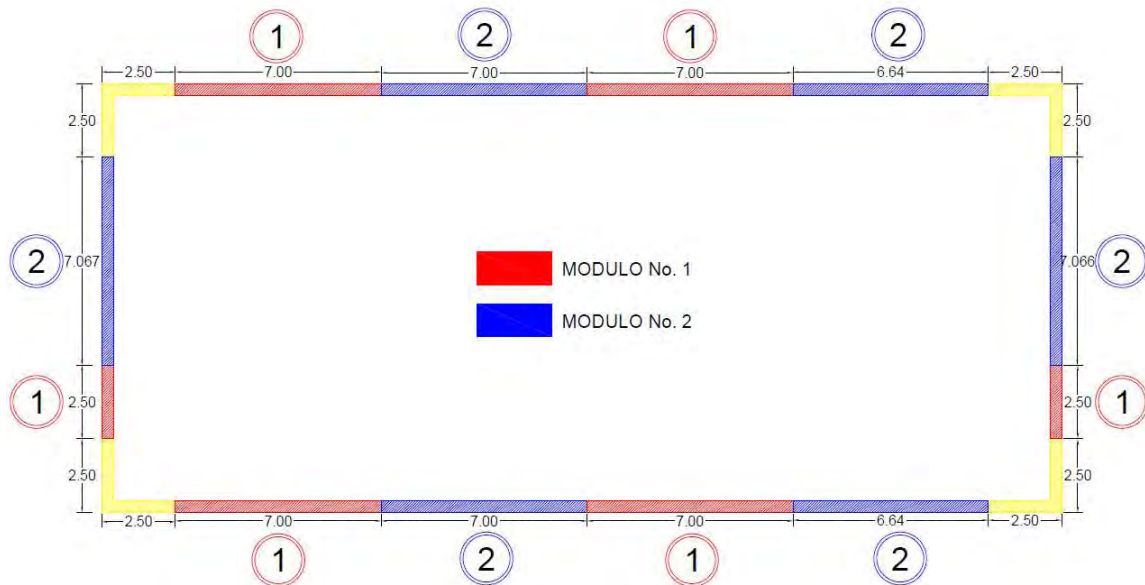


FIG. 27. MODULACIONES DEL MURO MILÁN

5.1. MURO MILÁN

El muro milán, diafragma o pantalla se puede definir como una pared tablestaca de concreto reforzado conformada en el subsuelo, es un ingenio constructivo que ha influido notablemente en la construcción de estructuras alojadas en el subsuelo y sistemas subterráneos de transporte urbano en muchas ciudades del mundo; su función principal es la de servir como elemento de sostenimiento temporal de zanjas longitudinales abiertas en la masa de suelo y también se ha empleado extensamente para estabilizar excavaciones profundas para la construcción de cimentaciones.

Los muros milán se utilizan y diseñan para soportar los empujes horizontales de la masa de suelo, funcionando temporalmente como tablestacas, después pueden hacerlo como parte estructural en las condiciones que el suelo impone a corto y largo plazo, así como en la condición sísmica. Otra función complementaria del muro es la de servir de lastre para soportar la subpresión a la que a veces está sometida la estructura.

5.1.1. CONTRUCCIÓN DEL MURO MILÁN

En cuanto al procedimiento de construcción, se han seguido tres soluciones:

- a) Muro milán convencional colado en el lugar.
- b) Muro con piezas prefabricadas con avance modular.
- c) Muro con piezas prefabricadas con avance continuo.

A continuación se describen con detalle estos procedimientos.

- a) Construcción del muro colado en el lugar. Se identifica como tablero a un tramo de zanja que se profundiza con una máquina excavadora vertical, colocada en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal típica de unos 6 m y de la profundidad requerida; en cuanto al ancho, primero el de la excavación y después del muro terminado, usualmente es de 60 y 80 cm; en la Fig. 28 se muestra como primero se excavan las dos posiciones laterales (A, B) y finalmente la central (C), con el único propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad. La longitud precisa de la zanja queda condicionada por la de cada segmento de muro, más el ancho de la junta o juntas temporales de colado.

Para definir el procedimiento de vaciado del concreto de un tablero se presenta alguna de las siguientes tres condiciones de confinamiento en sus extremos: (a) se trata de un tablero independiente que se colará confinado por dos juntas temporales; esto es, que ni el muro inmediato anterior o el posterior han sido fabricados; (b) que en ambos extremos estén construidos los muros y que tengan la edad mínima necesaria para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machihembradas; esto significa que el concreto ha alcanzado la resistencia que tolera esas maniobras, y (c) que en uno de los extremos se utilice junta temporal y el otro esté confinado por un muro con la edad mínima. La manera más ordenada y eficiente de atacar un muro milán se ilustra

esquemáticamente en la Fig. 28 y esencialmente consiste en una primera etapa de avance, que se detendrá cuando los muros iniciales tengan la edad mínima que se describió en el párrafo anterior; en ese momento el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, en la que se construyen los tableros intermedios faltantes.

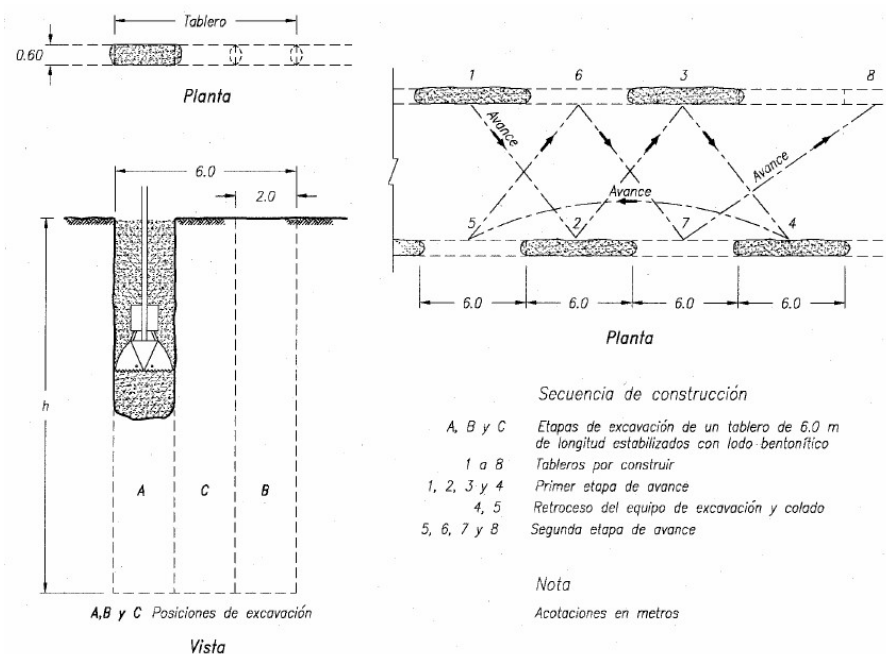


FIG. 28. MURO MILÁN CONVENCIONAL CON EXCAVACIÓN EN 3 POSICIONES POR MÓDULO

b) *Construcción del muro con avance modular.* La zanja se estabiliza inicialmente con lodo arcilloso o bentonítico; ese lodo, previamente a la colocación de los precolados de concreto se sustituye con lodo fraguante. Las piezas precoladas son una secuencia de piezas verticales de concreto ensambladas mediante un gancho de acero y placas guía también de acero. Una vez colocadas todas las piezas, el lodo fraguante endurece hasta una resistencia similar a la del subsuelo para soportar y confinar al muro en su posición.

El avance de estos muros se hace en zig-zag, tal como se muestra en la Fig. 29; de esta manera se logra la colocación continua de las piezas prefabricadas y se aprovecha al equipo de construcción el mayor tiempo posible. En el caso de que se presente alguna interferencia, se puede dejar algún tablero pendiente, que después se deberá construir con la técnica de muro milán convencional.

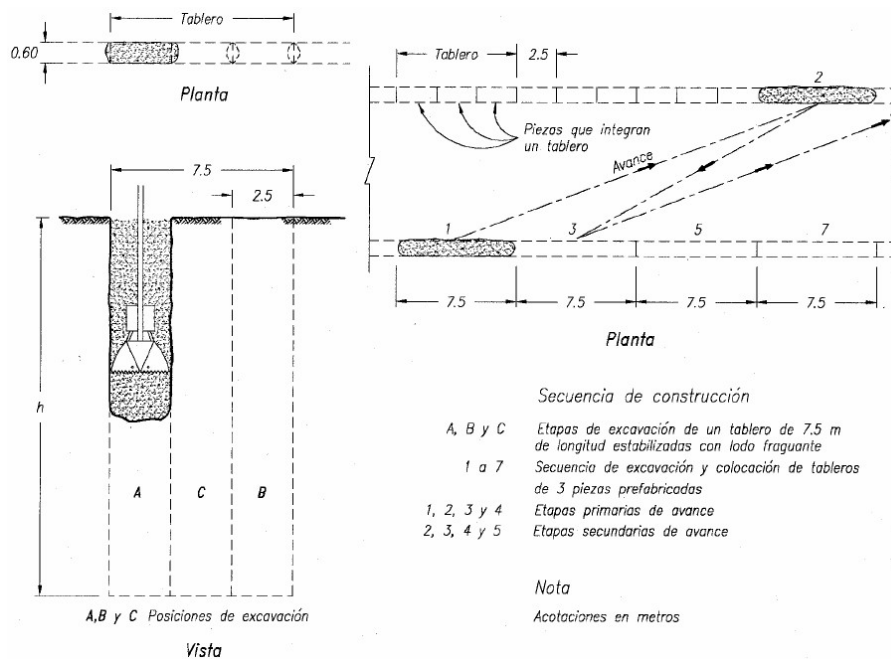


FIG. 29. MURO PREFABRICADO CON AVANCE MODULAR

Este procedimiento de construcción obliga a observar cuidados peculiares en el manejo de los lodos, particularmente durante la sustitución completa del lodo arcillosos o bentonítico por el lodo fraguante. Ésta debe hacerse con un tubo hermético que descargue en el fondo de la excavación, operando con la técnica del tubo

“tremie” o bien con una bomba de lodos, ya que sólo así se evita la contaminación que induce la mezcla accidental de ambos fluidos. En cuanto al desperdicio de lodos, ocurre que es posible recuperar casi todo el lodo arcilloso o bentonítico, cuando se disponga de tanques de almacenamiento temporal.

En la Fig. 30 se muestran distintos tipos de geometría de las piezas de concreto que se han utilizado y las juntas en la parte inferior que las han unido.

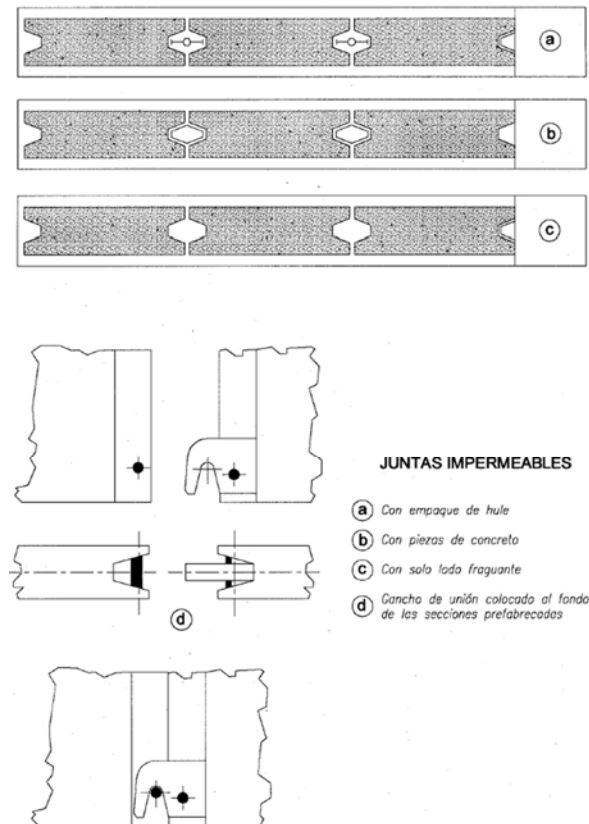


FIG. 30. MUROS PRECOLADOS BACHY

c) *Construcción del muro con avance controlado.* En la Fig. 31, se muestra que la apertura de la zanja es continua, respetando la regla básica de operación simétrica de la almeja (A, B, C), que se logra avanzando alternadamente con la almeja de dos posiciones adelante y una atrás. El lodo fraguante simplemente se agrega en el extremo delantero del tramo que se está realizando, abriendo una zanja inicial somera que sirva como canal distribuidor y regulador del consumo de lodo; este detalle constructivo

asegura que el lodo se consuma gradualmente y con ello se controla su calidad.

Las piezas de concreto prefabricado son usualmente de 2.5 m de largo, de longitud igual a la profundidad del muro y de ancho usual de 40 a 60 cm. Se ensamblan mediante una ingeniosa junta Soletanche que tiene una punta guía de acero que se ensarta desde la superficie y jala a la banda de sello de neopreno provista de dos huecos laterales que se inyectan con mortero y sellan herméticamente la unión, Fig. 32. El ensamble se realiza dentro de una excavación estabilizada con lodo fraguante con aditivo retardador de su endurecimiento.

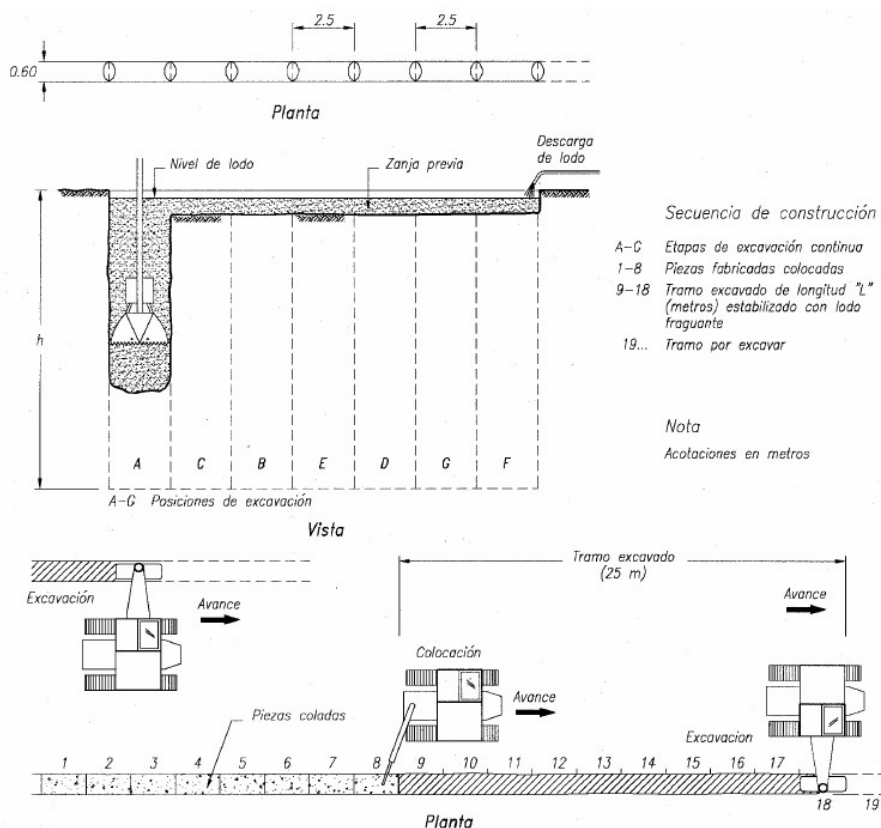


FIG. 31. MURO PREFABRICADO CON AVANCE CONTINUO

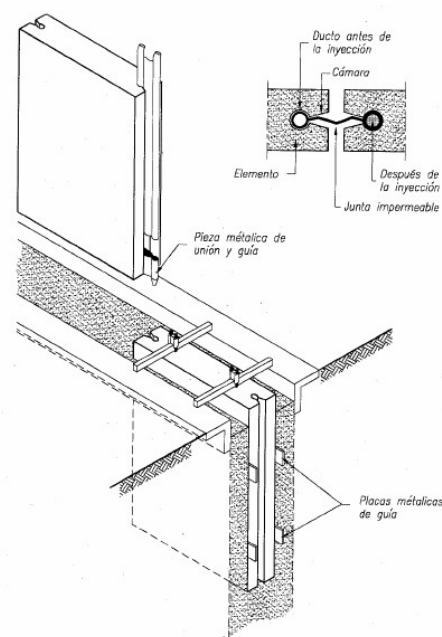


FIG. 32. JUNTA SOLETANCHE

5.1.2. ESTABILIDAD GENERAL Y LOCAL DE LA ZANJA

Los lodos bentoníticos introducidos durante la excavación de la zanja forman en sus paredes una costra como consecuencia de la pérdida local de agua que sufren, se forma así una especie de membrana de muy baja permeabilidad que permite el desarrollo y aplicación de la presión del fluido estabilizador a las paredes de la excavación. En las arcillas de la ciudad de México cuando se excava la zanja sólo con agua, las maniobras de operación de las almejas forman de manera espontánea un lodo arcilloso que también es capaz de formar costra como en los bentoníticos.

Es evidente que en las arenas permeables se requiere un lodo viscoso y que sólo con bentonita e incluso aditivos se puede lograr la costra; en cambio, en las arcillas y en arenas con porcentajes significativos de arcillas, un lodo de baja viscosidad es suficiente, ya que en las paredes de la excavación necesariamente queda untada una capa de arcilla remoldeada por la almeja de excavación, la cual funciona como una excelente costra estabilizadora, que además es

complementada en los eventuales estratos arenosos con los coloides del lodo arcilloso.

5.1.3. ZANJAS GUÍA Y BROCALES

La zanja guía es una ranura en la superficie del terreno de ancho igual al muro más la tolerancia que permita el paso de la almeja de excavación, en cuanto a la profundidad de la zanja, usualmente se iguala al espesor de material superficial suelto. Esta zanja se protege con un revestimiento que se le conoce como el brocal, que refuerza esa parte superior de la excavación; las funciones de la zanja guía con brocal son:

- a) Precisar la posición topográfica de los muros incluyendo los ángulos y las curvas necesarias.
- b) Comprobar que no hay instalaciones municipales, ductos o cables en la traza del muro.
- c) Controlar la operación de excavación obligando a que la almeja entre en la posición correcta.
- d) Estabilizar la parte superior de la excavación y evitar caídos locales.
- e) Confinar el lodo y facilitar el control de su nivel durante la excavación.
- f) Facilitar la colocación de la junta y en caso necesario servir de apoyo para sostenerla.
- g) Soportar la jaula del acero de refuerzo en posición fija para evitar que penetre o se levante.
- h) En caso necesario servir de apoyo al paso de la maquinaria pesada de excavación y maniobra.

La definición de las dimensiones de la zanja y brocal suele ser aparentemente simple, sin embargo, es frecuente que la profundidad sea insuficiente para

sostener la parte superior de la excavación; un brocal corto es un error que tiene como consecuencia que se produzcan salientes o panzas en el muro terminado.

La zanja se excava con maquinaria ligera y en caso de tropezar con instalaciones se procede manualmente, en la Fig. 33 se muestra esquemáticamente esta excavación a 1.5 m de profundidad; en cuanto al brocal mismo lo más usual es hacerlo de concreto reforzado, pero también se utilizan de lámina con un apoyo estructural.

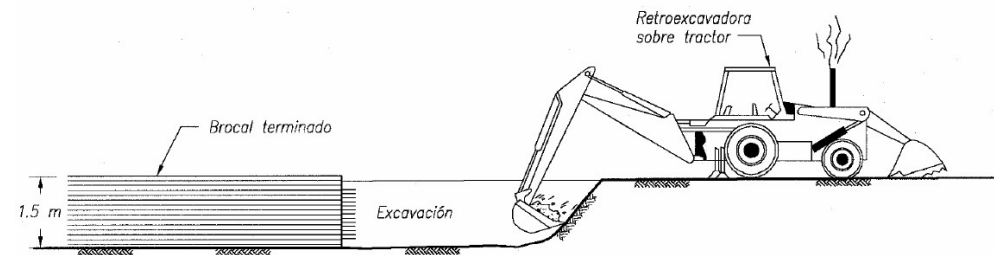


FIG. 33. PREEXCAVACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE BROCALES PARA MUROS MILÁN EN ZONAS SIN INTERFERENCIA

5.1.4. EQUIPO DE EXCAVACIÓN

Los constructores de máquinas tienen el reto de seguir diseñando máquinas especializadas para los suelos blandos como los de la Ciudad de México, como alternativa necesaria para reducir el costo de los muros y que los mecanismos hidráulicos permiten hasta imaginar que se podrán construir en el país. Las máquinas comunes son las siguientes:

- a) Retroexcavadora convencional o equipada.
- b) Almejas mecánicas de caída libre.
- c) Perforadoras de circulación inversa.
- d) Almejas hidráulicas guiadas con kelly.
- e) Hidrofresa.

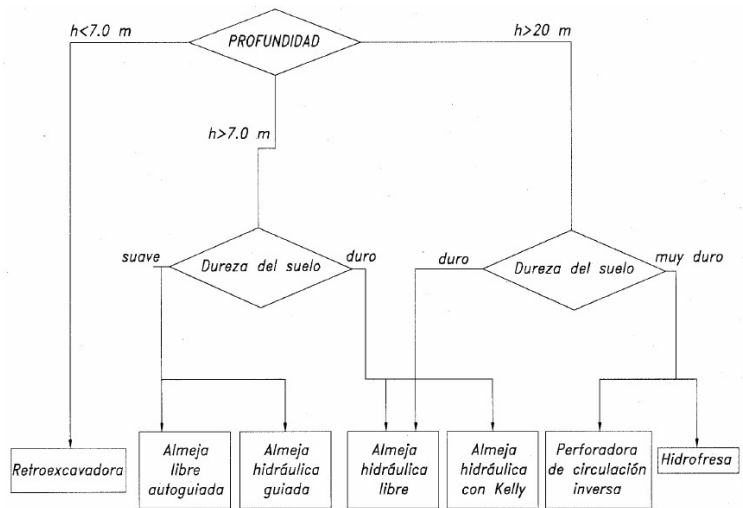


FIG. 34. DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA SELECCIÓN DEL EQUIPO DE EXCAVACIÓN DE ZANJAS PARA MURO MILÁN

a) *Retroexcavadora*. Son capaces de excavar zanjas de 7 m de profundidad que también equipadas con extensiones hidráulicas llegan a 12 m de profundidad y que esos equipos compiten en costo y tiempo con las máquinas más complejas.

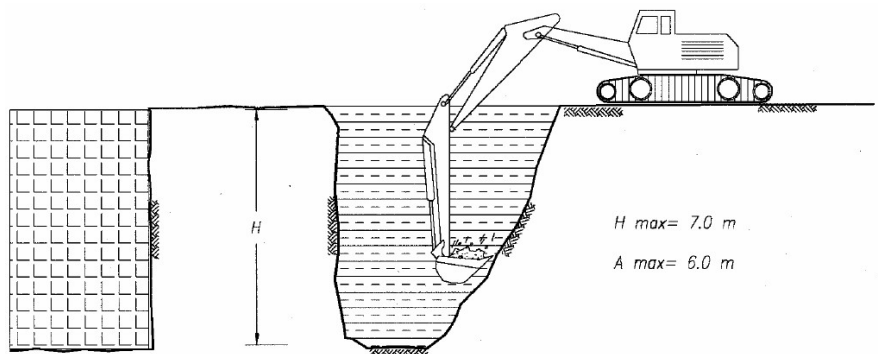


FIG. 35. EXCAVACIÓN DE ZANJAS CON RETROEXCAVADORA

b) *Almejas mecánicas de caída libre*. Las zanjas de los primeros muros milán se excavaron con almejas de caída libre operadas con dos cables esta herramienta sigue siendo ampliamente utilizada; en la Fig. 36 se ilustra como la almeja abierta penetra gracias a que su peso elevado rompe el suelo con los dientes de las valvas (a), después se jala el cable que cierra

las valvas y atrapa al suelo en su interior (b); en la Fig. 37 se muestran cortes de las primeras almejas con los dos tipos de mecanismos usuales, el de cable en poleas y el de bielas deslizantes.

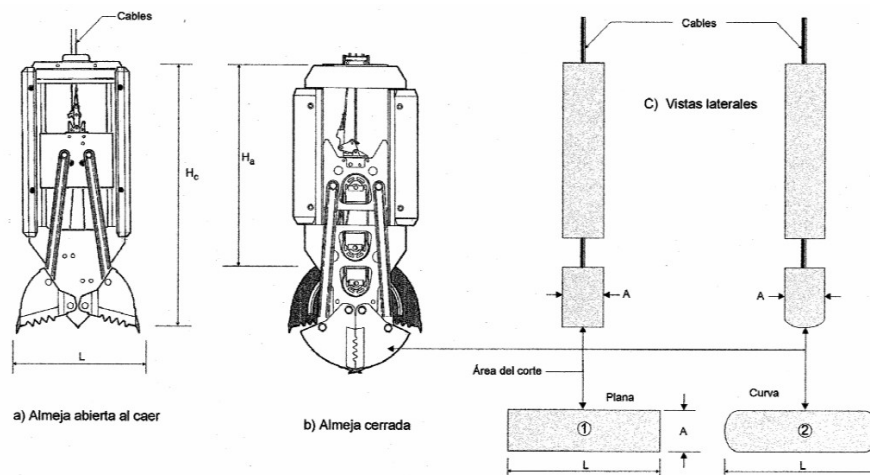


FIG 36. ALMEJA DE CAÍDA LIBRE

Estas almejas pueden extraer en cada operación de 1 a 2.5 m³ y el ciclo lo realizan de 2 a 5 minutos incluyendo el cierre de la almeja que toma un tiempo menor de 10 seg. Estas almejas operan en todo tipo de suelos y han demostrado ser particularmente aptas para penetrar materiales granulares donde se han empleado en excavaciones de 50 m de profundidad, con almejas de hasta 20 ton.

La operación de las almejas consiste en primero abrir los dos cortes primarios laterales y después el central, los tres pueden ser de la misma longitud o bien el central puede ser algo menor como se muestra en la Fig. 38; esta secuencia es obligatoria para lograr que la almeja siempre opere de manera simétrica y que las dos valvas tengan que aplicar la misma fuerza, a fin de mantener la verticalidad. Es importante advertir que nunca se deben hacer dos cortes contiguos porque la almeja perdería la vertical y se “metería” en el corte inicial.

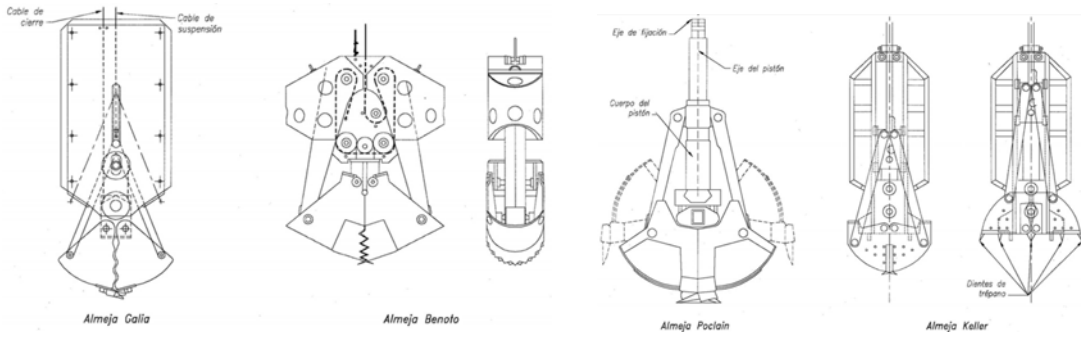


FIG. 37. TIPOS DE ALMEJAS

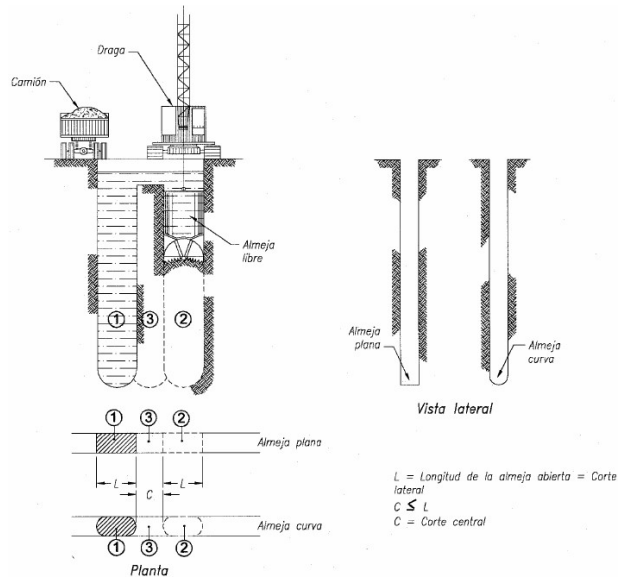


FIG. 38. SECUENCIA DE EXCAVACIÓN

c) *Perforadoras de circulación inversa.* Se desarrollaron dos técnicas de perforación: (a) cortando franjas horizontales moviendo la perforadora en el eje de la zanja y una vez cortado o “cepillado” todo el tramo horizontal se profundiza a una nueva capa de corte y así se continúa hasta abrir toda la zanja y (b) haciendo perforaciones verticales superpuestas hasta el fondo de la zanja. Para mover la máquina en la dirección certera de la zanja, todo el equipo se monta en rieles que la guían, Fig. 39. En ambos casos la longitud del tramo de la zanja se limita con dos perforaciones verticales en los extremos del panel.

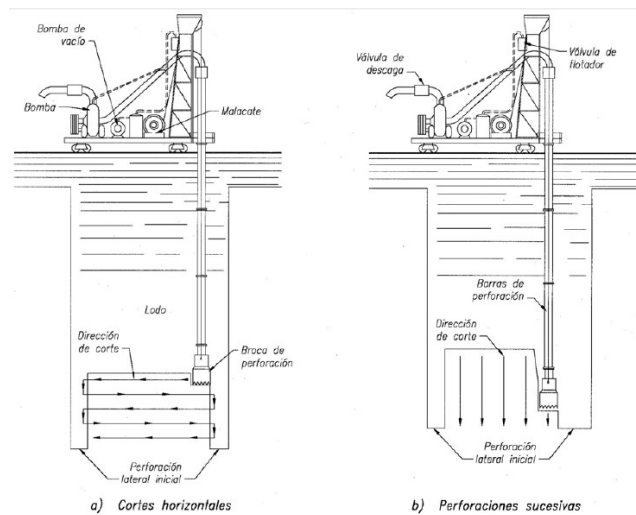


FIG. 39. PERFORADORA DE CIRCULACIÓN INVERSA

d) *Almejas hidráulicas guiadas con kelly.* Estas máquinas excavadoras fueron el siguiente desarrollo tecnológico; se trata de almejas unidas a la punta inferior de una pesada columna vertical de acero que guía la caída de la almeja y facilita la penetración en el suelo. En estas máquinas el cierre de las valvas de la almeja puede ser mecánico, aunque lo usual es que se haga con un mecanismo de un gato hidráulico vertical, cuya central de potencia se ubica en la superficie y el aceite a presión se conduce con largas mangueras.

Máquinas con kelly entero. En la Fig. 40 se muestra una de esas máquinas; su mejor virtud es la precisión con la que pueden operar, aunque son las más lentas de las excavadoras de zanjas.

Máquinas con kelly telescópico. En la Fig. 41 se muestra una de estas excavadoras. En cuanto a la profundidad que suelen alcanzar estas máquinas, su límite lo define la longitud de las mangueras que transmiten el aceite hidráulico que operan el gato de presión que cierra las valvas de la almeja y que en general se ubica en el eje vertical de la almeja, esas mangueras se mantienen a tensión cuando se enrollan en los carretes y la

profundidad a la que pueden penetrar las almejas de la mayoría de los fabricantes es de 30 m; casi todas las almejas se operan con dos cables paralelos para evitar su tendencia al giro. El peso de la grúa que opera estas grandes almejas suele ser de 30 a 60 t. La secuencia de excavación es como se ilustró en la Fig. 38 para evitar la desviación de la vertical que el Kelly simplemente no puede evitar.

Máquinas con kelly corto. Estas zanjadoras son ahora las más eficientes porque el Kelly corto permite alinear la almeja al inicio de su caída, para penetrar en la zanja con precisión y después opera con mayor velocidad gracias al cable, tanto en el descenso como en la extracción, Fig. 32

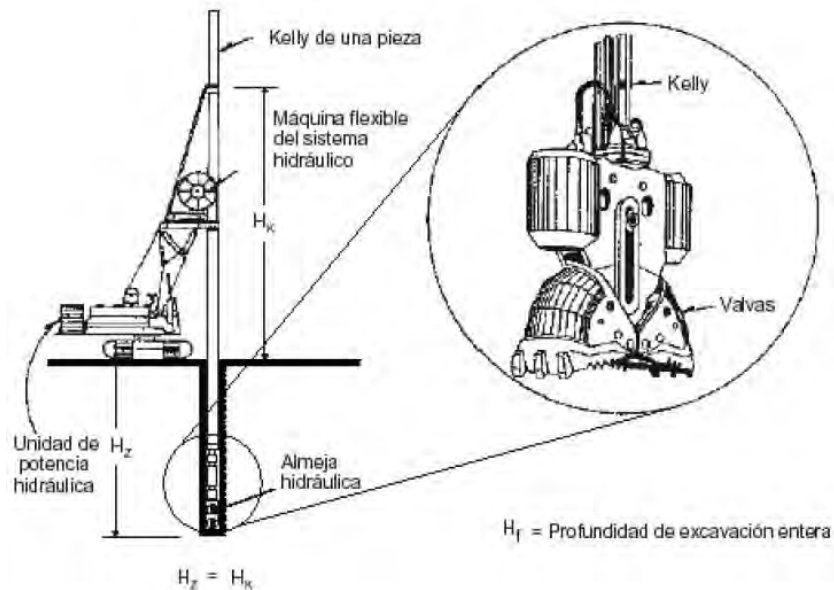


FIG 40. ALMEJA HIDRÁULICA DE KELLY ENTERO

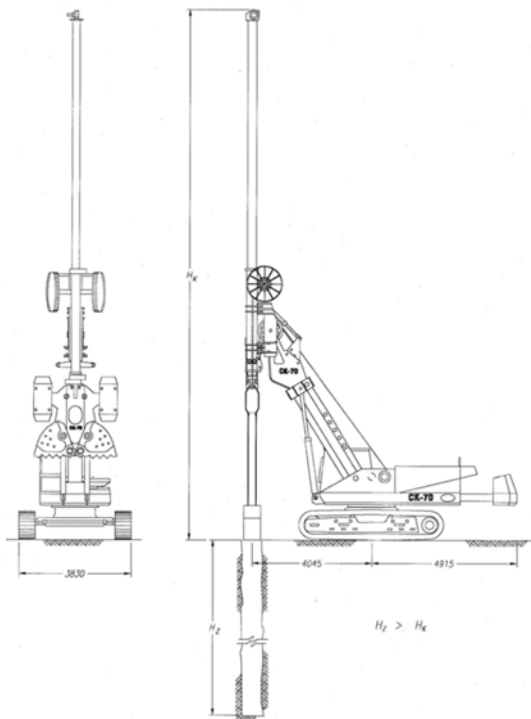


FIG. 41. ZANJADORA DE KELLY TELESCÓPICO

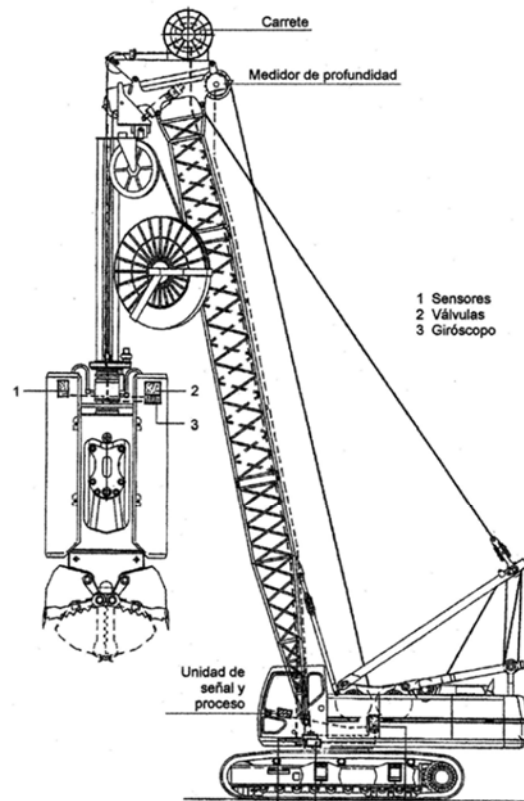


FIG. 42. ZANJADORA DE KELLY CORTO

Los fabricantes de estos equipos proporcionan la almeja hidráulica, el kelly corto y la cabeza superior giratoria que se une a la “pluma” de la grúa que las opera, han desarrollado equipo accesorio electrónico de control, así el operador desde su cabina puede verificar la verticalidad de la almeja y con toda precisión la profundidad a la que está operando. La secuencia de operación es también la definida en la Fig. 38.

- e) *Hidrofresa*. Se trata de una máquina pesada de excavación continua de zanjas que opera de manera similar a una perforadora de circulación inversa, todas sus partes están montadas en una estructura en forma de armadura en cuya parte inferior están los cuatro grandes discos verticales de corte montados en dos ejes horizontales paralelos; los de un lado giran en sentido directo y los otros dos en inverso el material cortado por los

discos es lanzado por la fuerza centrífuga a la succión de la bomba sumergible ubicada inmediatamente arriba de los discos.

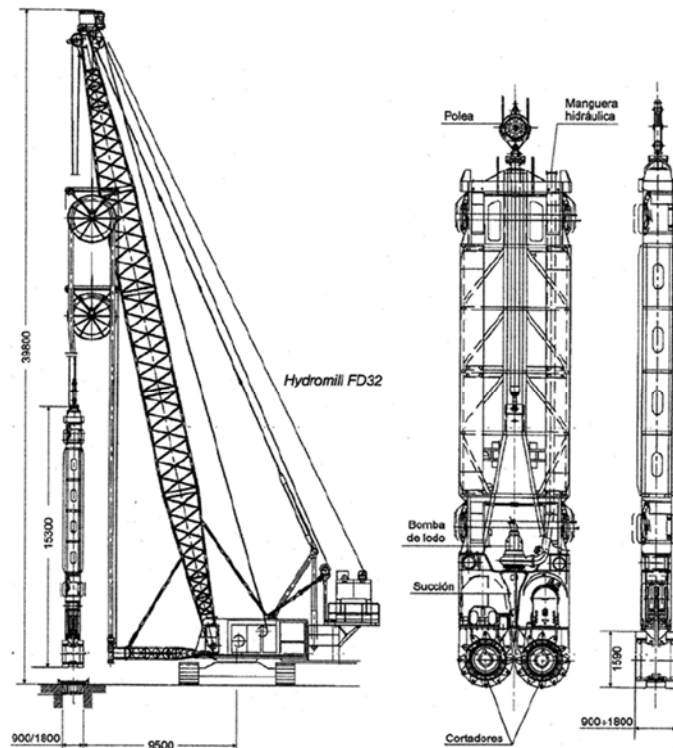


FIG. 43. HIDROFRESA CASAGRANDE

5.1.5. JUNTAS DE COLADO

Se describirán aquí las solo unas cuantas de las más difundidas, las más ingeniosas y las que se han empleado en México.

Junta tubular simple. Constituida por un tubo simple de acero cuyo diámetro es unos centímetros menor que el ancho de la zanja y su espesor de por lo menos unos 7 mm; en su extremo inferior tiene una punta para fijarla en el terreno y evitar su descentrado durante la colocación del concreto, Fig. 44. Las almejas modernas en general son rectangulares por lo cual este tipo de juntas ha caído en desuso.

Junta rectangular simple. Se puede asegurar que ésta es la junta de uso más difundido en todas partes y la que más se ha utilizado en la ciudad de México; está compuesta por placas y perfiles de acero con un machihembrado en forma

trapecio como se indica en la Fig. 45. Algunos diseños incluyen aletas a los lados que permiten hincarla en el terreno blando para evitar la fuga del concreto; en la punta cuentan también con una arista inferior para fijarla en el fondo de la zanja, para poder resistir el empuje del concreto fresco.

Junta Soletanche. Tiene dos ventajas: (a) la fuerza necesaria para su extracción es reducida y (b) permite insertar con certeza y confiabilidad una banda de PVC en el tramo del muro en proceso de colado y dejarla en posición para integrarla al módulo siguiente.

Esta junta de PVC sella la unión entre los tramos de muro o al menos pretende dificultar el flujo del agua. La colocación precisa de la banda requiere operadores muy hábiles ya que su mala instalación genera la infiltración de agua, Fig. 46. La excavación para alojar el siguiente muro se facilita guiando la almeja con la ranura lateral de la placa posterior, en esa ranura se desliza un perno que controla la posición de la almeja, en suelos blandos esta maniobra se puede suprimir, Fig. 47.

Junta sello doble Bachy. Permite instalar dos bandas de PVC en la unión de los paneles, Fig. 48.

El objetivo que se persigue es el de garantizar una unión más hermética que impida la infiltración del agua a través de la junta.

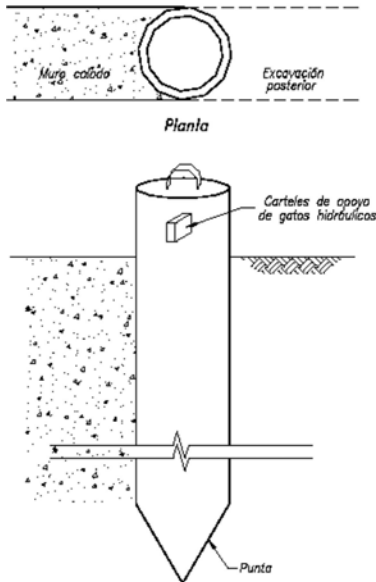


FIG. 44 JUNTA CIRCULAR SIMPLE

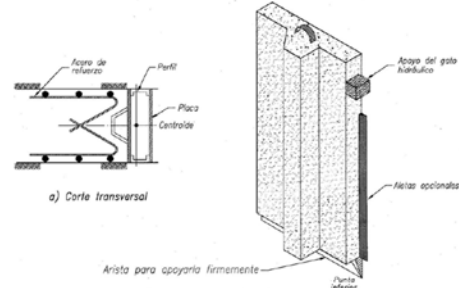
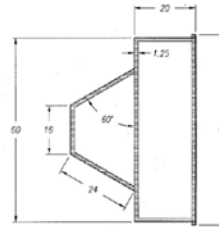
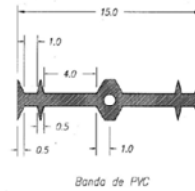
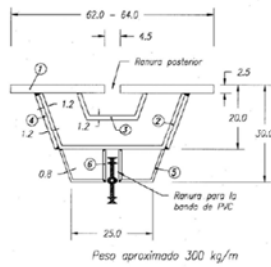
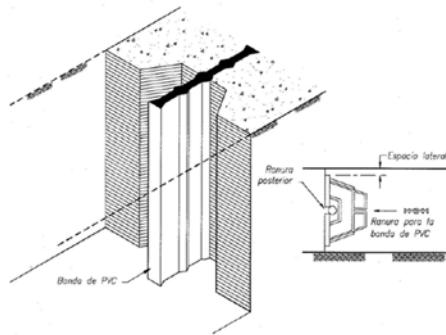


FIG. 45. JUNTA RECTANGULAR SIMPLE (MACHIHEMRADO TRAPEZOIDAL)



ESPEORES

- ① 1"
- ② 4 ③ 1/2"
- ④ ⑤ 5/16"

FIG6. JUNTA MACHIHEMRADA SOLETANCHE

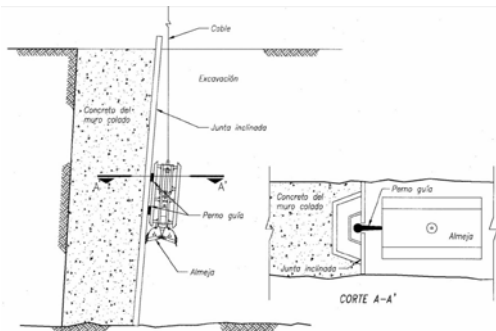


FIG 47. SISTEMA SOLETANCHE PARA GUIAR LA ALMEJA

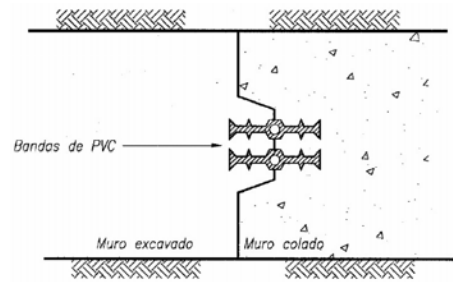


FIG. 48. JUNTA MACHIHEMRADA DOBLE TIPO BACHY

5.1.5.1. Colocación de la junta

Para la construcción del primer panel se requiere colocar dos juntas de colado, para así formar el muro primario con dos lados hembra; los muros sucesivos o secundarios necesitan únicamente una junta ya que el concreto del panel precedente le sirve de soporte y el muro es hembra de un lado y macho del otro, Fig. 49.

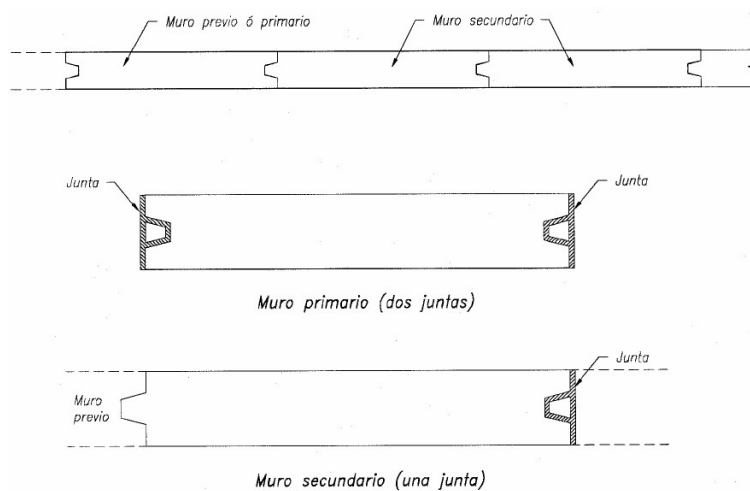


FIG. 49. SECUENCIA DE COLOCACIÓN DE JUNTAS

Las juntas son posicionadas dentro de la zanja antes de que la jaula de acero de refuerzo sea colocada y de iniciar el vaciado del concreto; las juntas deben estar en posición firme dentro del terreno para lo cual su punta debe ser delgada y

penetrar por lo menos 10 cm en el fondo de la excavación, para confinar adecuadamente el concreto fresco y evitar que éste las levante. Asimismo deberán quedar bien centradas y perfectamente verticales, nunca con inclinación que deje un hueco inferior que origine pendiente negativa y dificulte gradualmente su extracción, Fig. 50.

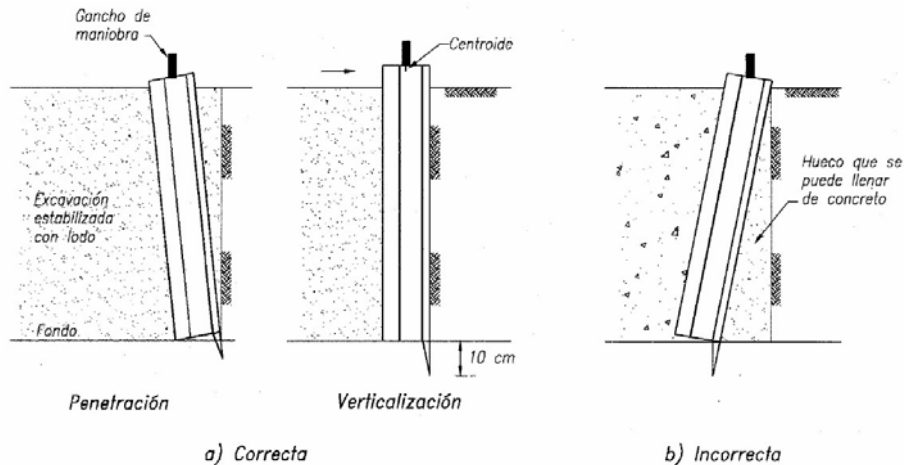


FIG. 50. COLOCACIÓN DE LA JUNTA

5.1.5.2. Extracción de la junta

Una vez que un módulo de un muro milán ha alcanzado el fraguado inicial del concreto, lo cual empieza unas 2 horas después de su colado, conviene levantar axialmente la junta unos 2 cm con la finalidad de romper la adherencia. Antes de este lapso cualquier movimiento producirá deformaciones y alteración en la resistencia del módulo recién colado.

Evolución de la fuerza de extracción. La maniobra para retirar la junta, se requiere una grúa capaz de jalar y de aplicar una fuerza horizontal ligera, Fig. 51. El análisis de la fuerza requerida para extraer la junta rectangular machihembrada simple, de uso común en la construcción de los primeros muros milán de la ciudad de México se ilustra a continuación.

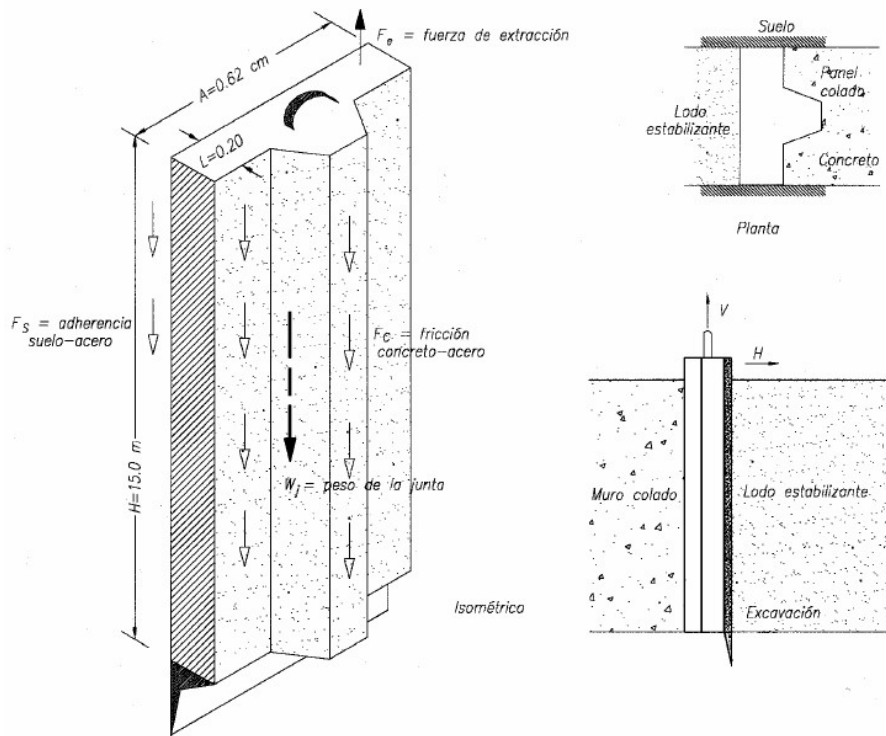


FIG. 51. EXTRACCIÓN DE LA JUNTA DE COLADO RECTANGULAR

5.1.6. COLADO CON TUBO TREMIE

La herramienta para la introducción del concreto fresco en zanjas estabilizadas con lodo es el tubo tremie, cuya correcta operación permite lograr muros de buena calidad y exentos de contaminación, a condición de respetar las reglas elementales de esta técnica. El método de vaciado del concreto consiste en empezar desde el fondo de la excavación, y gradualmente levantarlo manteniendo siempre su punta de descarga dentro de la masa fresca ya colocada, con esto se evita la segregación y la contaminación del concreto.

El tubo tremie es de acero de 7.5 a 25 cm de diámetro, usualmente en tramos de 1.5 a 3 m de longitud, con espesor de pared de unos 8 mm, con uniones roscadas con cuerdas cuadradas o trapeciales, herméticas, fuertes y de preferencia lisas. Los tubos deben resistir el manejo y la presión durante el vaciado del concreto, deben ser pesados para resistir la fuerza de reacción que se genera durante el

vaciado (los de 25 cm de diámetro suelen pesar 25 kg/m). El equipo está integrado por la tubería y una tolva colocada en la parte superior, que conviene tenga un tubo de respiro para dar salida al aire que se entrapa durante el vaciado del concreto a la tolva, Fig. 52. La válvula separadora que sirve de frontera entre el concreto y lodo debe ajustar con precisión al diámetro interior del tubo. Durante la maniobra de colado el conjunto se debe mover con frecuencia en sube o baja y por lo tanto se debe contar con el equipo para hacer estos movimientos.

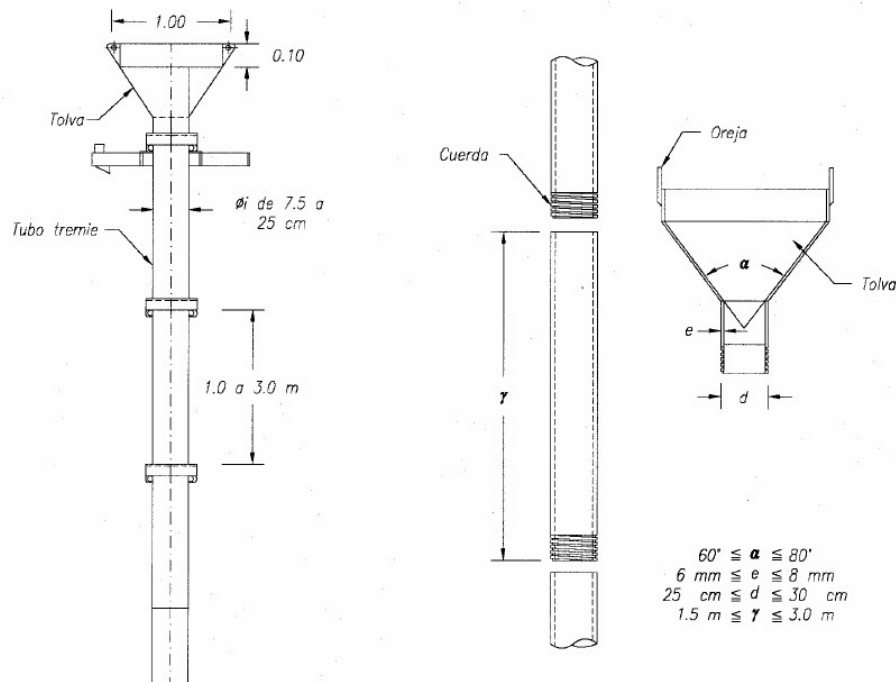


FIG. 52. DETALLES DE LA TUBERÍA TREMIE

5.1.6.1. Operación del tubo tremie

Limpieza previa. Previamente a la introducción de la jaula de acero de refuerzo y del tubo tremie se requiere practicar una absoluta limpieza del fondo de la excavación, empleando un *air lift* o una bomba sumergible que retire los trozos de suelo que siempre se desprenden de los dientes de la almeja, así como restos de caídos y azolve de arenas o residuos de material que flotan en el concreto por la diferencia de sus densidades, que al atorarse en el armado le dejan zonas

descubiertas sin concreto, en la Fig. 53 se muestran esquemáticamente el *air lift* y la bomba sumergible.

Colocación del tubo. El tubo tremie deberá estar completamente libre en su interior; será bajado a través del lodo en el espacio central dejado en la parrilla del acero de refuerzo, permitiendo que su punta descansa en el fondo de la excavación, después lo usual es levantar el tubo unos 5 cm por arriba del fondo de la trinchera para que descargue el lodo, pero esta maniobra se mejora cuando el tubo tiene ventanas inferiores como las de la Fig. 54 y que la punta del tubo quede por abajo del acero inferior como se ilustra en la misma figura. Posteriormente se ensambla la tolva en la porción superior de la tubería y se coloca la válvula de separación del concreto y el lodo.

Ejecución del colado. Es conveniente realizar la operación de colado en el menor tiempo y sin discontinuidades o interrupciones para evitar la adherencia excesiva con los coples, bloqueos en la tubería y flotación de la jaula causada por el ascenso de concreto endurecido.

La función del tapón separador, también conocida como diablo es evitar que el concreto se contamine con el lodo; cuando el concreto entra a la tubería; el tapón desciende por el peso de la masa fresca y llega al fondo, las ventanas inferiores de la Fig. 53 permiten que el flujo de concreto sea suave. En este estado el tubo tremie es levantado levemente permitiendo que el concreto empuje al tapón hacia fuera; una vez que esto ocurre el concreto empieza a descargarse y rellenar el panel mientras la tubería permanece sumergida y llena completamente.

Una vez que inicia la colocación, el proceso de verificación debe ser continuo del nivel de concreto alrededor del tubo y en los extremos del panel. El tapón inicial es eventualmente recuperado a causa de que flota. El concreto no deberá descender demasiado rápido en la tubería ya que el desalojamiento de lodo fuera de la punta erosionará el fondo o desplazará el acero de refuerzo. La pendiente de la superficie del concreto colado varía de 1:3 a 1:12 y su fraguado inicial entre 1 y 2 horas de terminado el colado.

Proceso del colado. En la Fig. 55 se ilustran la secuencia de operación, desde la condición inicial (a) cuando se introduce el tubo tremie en la zanja llena de lodo; (b) es la condición de carga de tubo; (c) en el tubo completamente cargado se produce fricción entre el concreto y la pared interna del tubo, la cual usualmente se rompe con movimiento oscilatorio vertical brusco y conduce a la condición de operación correcta (d), en la cual el concreto que se vacía fluye y sólo requiere subsecuentes movimientos verticales para romper la fricción y facilitar la descarga.

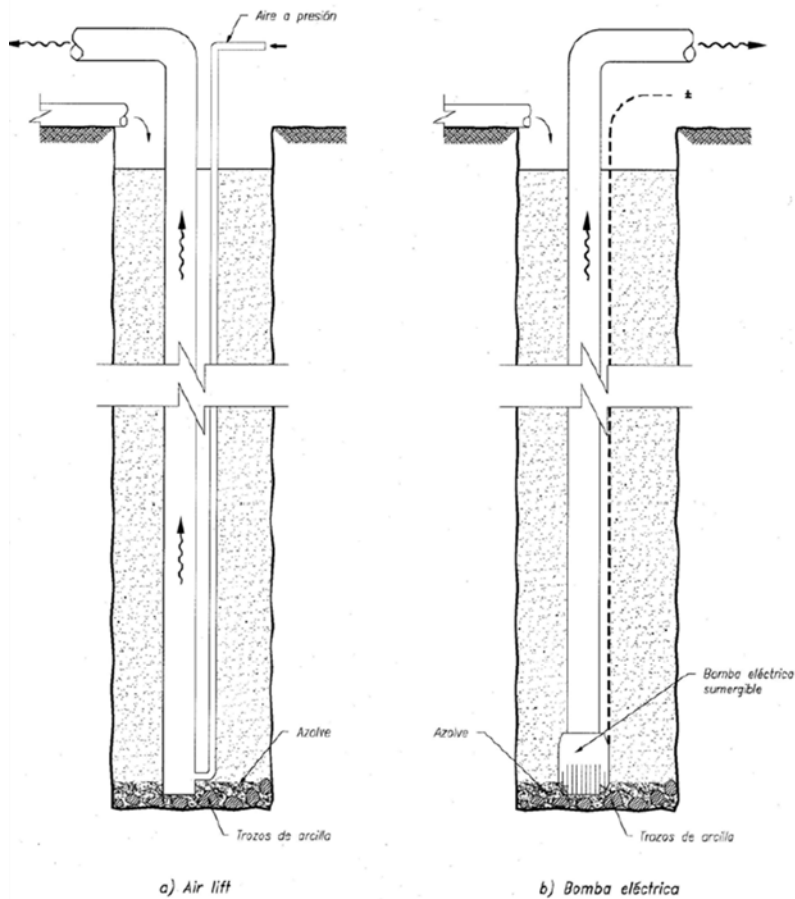


FIG. 53. VISTA DEL AIR LIFT Y LA BOMBA SUMERGIBLE.

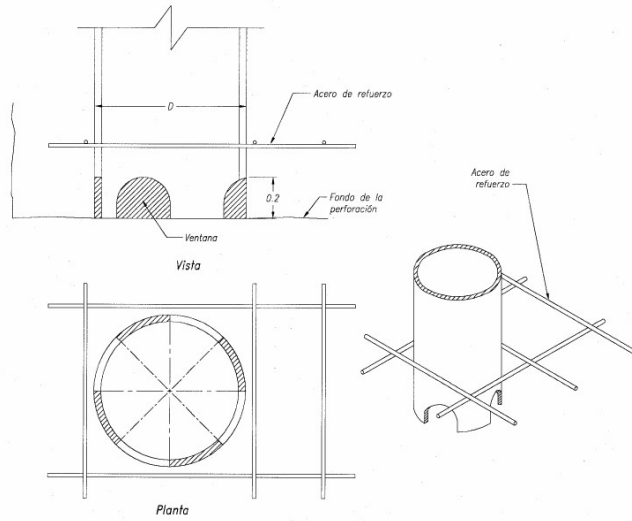


FIG. 54. VETANAS INFERIORES DEL TUBO TREMIE

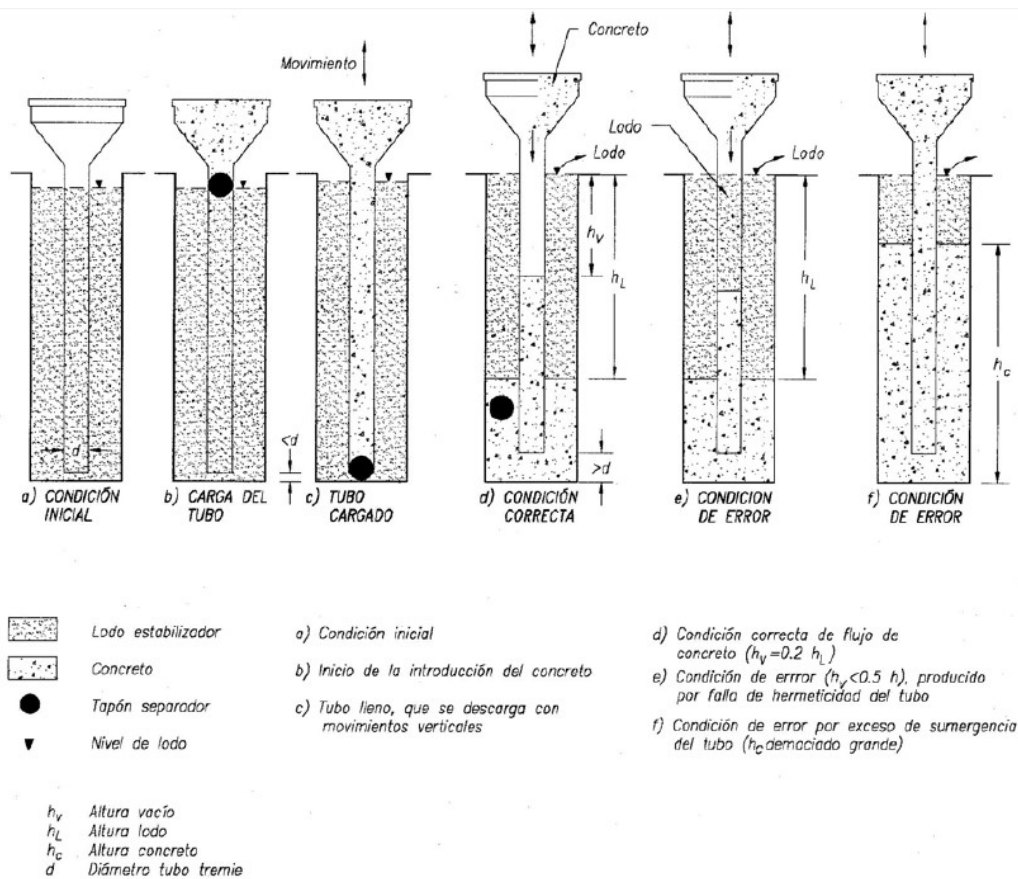
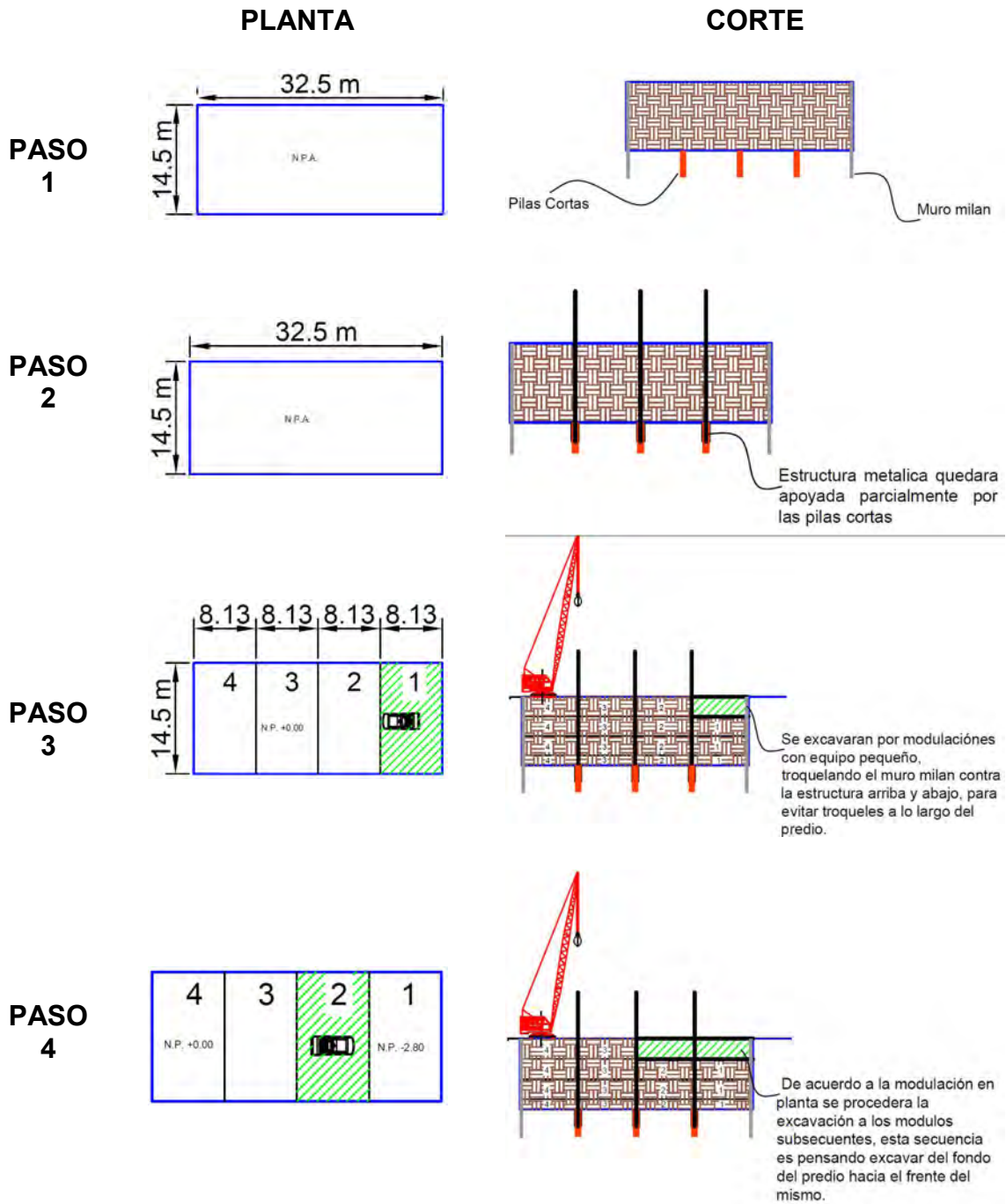


FIG. 55. OPERACIÓN TRADICIONAL DEL TUBO TREMIE

5.1.7. MURO MILÁN PARA PROYECTO

El proceso constructivo que se realizó para nuestro edificio se indica a continuación:

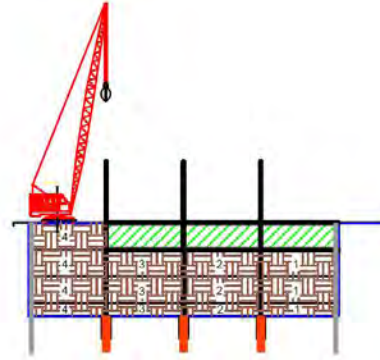
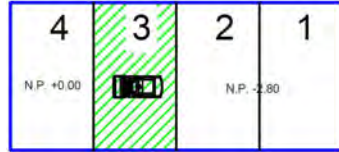
6.



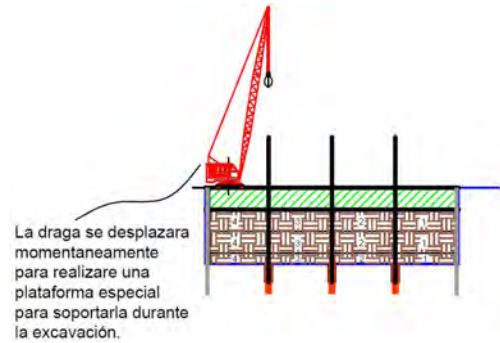
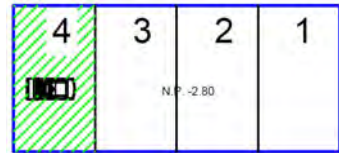
DISEÑO GEOTÉCNICO PARA UN EDIFICIO DE DOS SÓTANOS, PLANTA BAJA Y TRECE NIVELES SUPERIORES EN ZONA DE LAGO

CARMONA SANABRIA MIRIAM VIVIANA

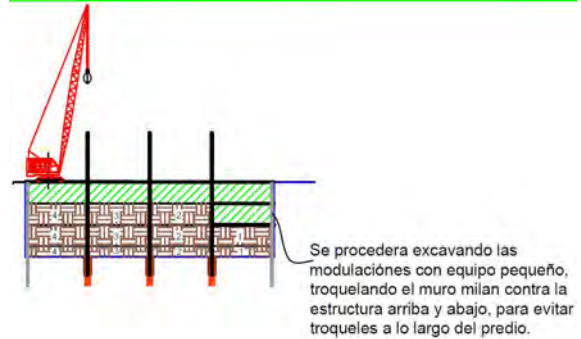
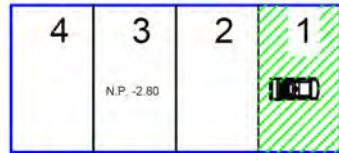
PASO 5



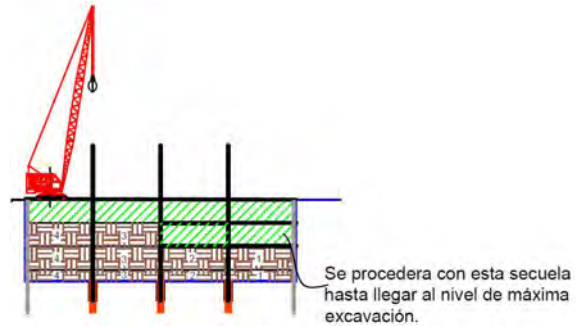
PASO 6



PASO 7



PASO 8



5.2. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Para poder trabajar en seco y controlar las expansiones durante la construcción del cajón de cimentación se necesita abatir el nivel freático hasta una profundidad de 17 m.

Para lograr este abatimiento se recomienda instalar un sistema de bombeo conformado por 12 pozos con puntas eyectoras o bombas sumergibles con electroniveles por etapa, instalados en el lente permeable localizado a 20 m de profundidad, se empezará a bombear 2 semanas antes de que se inicie la excavación, para lo anterior se debe monitorear mediante la colocación de un pozo de observación para ver el tirante de agua.

5.3. INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación que debe implementarse será la siguiente:

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 $f'c = 100$ kg/cm², 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 de las estructuras. 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.

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 banqueteta. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo tojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm por lado.

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomará 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.

La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.5 m de profundidad, debido llevarse como máximo a 0.15 m arriba del nivel de máxima excavación, este último tramo se excavara con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

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

Cuando por condiciones extraordinarias se requiera la ejecución de una excavación, ya colocado el mejoramiento, se solicitará la asesoría de mecánica de suelos.

6. CONCLUSIONES

Se realizó el estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio en un predio ubicado en la Av. Insurgentes no 319, Colonia Roma, Delegación Cuauhtémoc D.F. en donde se proyecta construir un edificio constituido por dos sótanos para estacionamiento, planta baja y trece niveles superiores.

Las colindancias que tiene el predio en estudio son las siguientes:

- Al norte colinda una estructura conformada por planta baja y cuatro niveles.
- Al oriente colinda con la Av. Insurgentes Sur.
- Al poniente colinda con 2 construcciones en proceso, proyectadas para estar conformadas por planta baja y siete niveles superiores.
- Al sur colinda con un una estructura conformada por planta baja y dos niveles.

El sitio de interés se localiza en la zona denominada de Lago, donde se encuentran depósitos de tipo arcilloso de baja resistencia y alta deformabilidad, el predio es de forma rectangular y cuenta con un área aproximada de 455 m².

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano de estacionamiento con nivel de piso terminado a 7.0 m de profundidad respecto al nivel de banquetta que equivale a un desplante de 7.3 m aproximadamente.
- La relación entre las dimensiones mayor promedio (31.6 m) y menos promedio (7.61) de la planta del sótano de estacionamiento es 4.15.
- La relación entre la altura del edificio (44.30 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 5.82.

Se efectuaron 2 sondeos profundos del tipo mixto a profundidades variables, en el primer sondeo se exploró a una profundidad de 40.0 m y para el segundo sondeo

se exploró hasta la profundidad de 50.0 m. Se excavaron dos pozos a cielo abierto a 1.5 m de profundidad con respecto a los niveles actuales del terreno.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

117

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad, y espesor medio de 5 m.
- 28 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia
- Nivel de aguas freáticas a 1.5 m de profundidad.
- Asentamientos de 1.5 cm/año por consolidación regional.

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

- Asentamientos a largo plazo superiores a los permitidos por el reglamento.
- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento.

Con base a lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será de tipo mixta formada por un cajón rígido de cimentación desplantado a 7.30 m de profundidad con pilotes de fricción de sección cuadrada de 16 m de longitud efectiva, es decir, 23.0 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Taméz Gonzalez, Enrique.
Manual de Diseño Geotécnico, volumen 1;
Comisión de Vialidad de Transporte Urbano COVITUR.
México, D.F., 1987
2. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, (Simposio 1978)
El subsuelo del Valle de México y la Ingeniería de Cimentaciones.
Editorial LIMUSA
3. Departamento del Distrito Federal (2004)
Notas técnicas complementarias para diseño por sismo.
Gaceta oficial del D.D.F.
4. Departamento del Distrito Federal (2004)
Notas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.
Gaceta oficial del D.D.F.
5. Bowles, Joseph E.,
Foundation Analysis and Design.
Editorial Mc-Graw Hill Book Company
6. Juárez Badillo, Eulalio,
Mecánica de Suelos Tomo II.
Editorial LIMUSA, México, D.F.
7. Alfonso Rico y Hermilo Del Castillo.
La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Tomo II.

Editorial LIMUSA, México, D.F.

8. Tamez González Enrique

Ingeniería de Cimentaciones

Editorial TGC Geotecnia,

México, D.F. 2001

119

9. Secretaría de Recursos Hidráulicos

Manual de Mecánica de Suelos.

Dirección de Proyectos. Depto de Ingeniería Experimental

Quinta edición. México 1970.

10. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. Santoyo Villa Enrique

Exploración de Suelos. Métodos Directos e Indirectos, Muestras y Pruebas de Campo.

Vigésima conferencia Nabor Carrillo 2010

11. PEMEX. Subdirección de Proyecto y Construcción de Obras

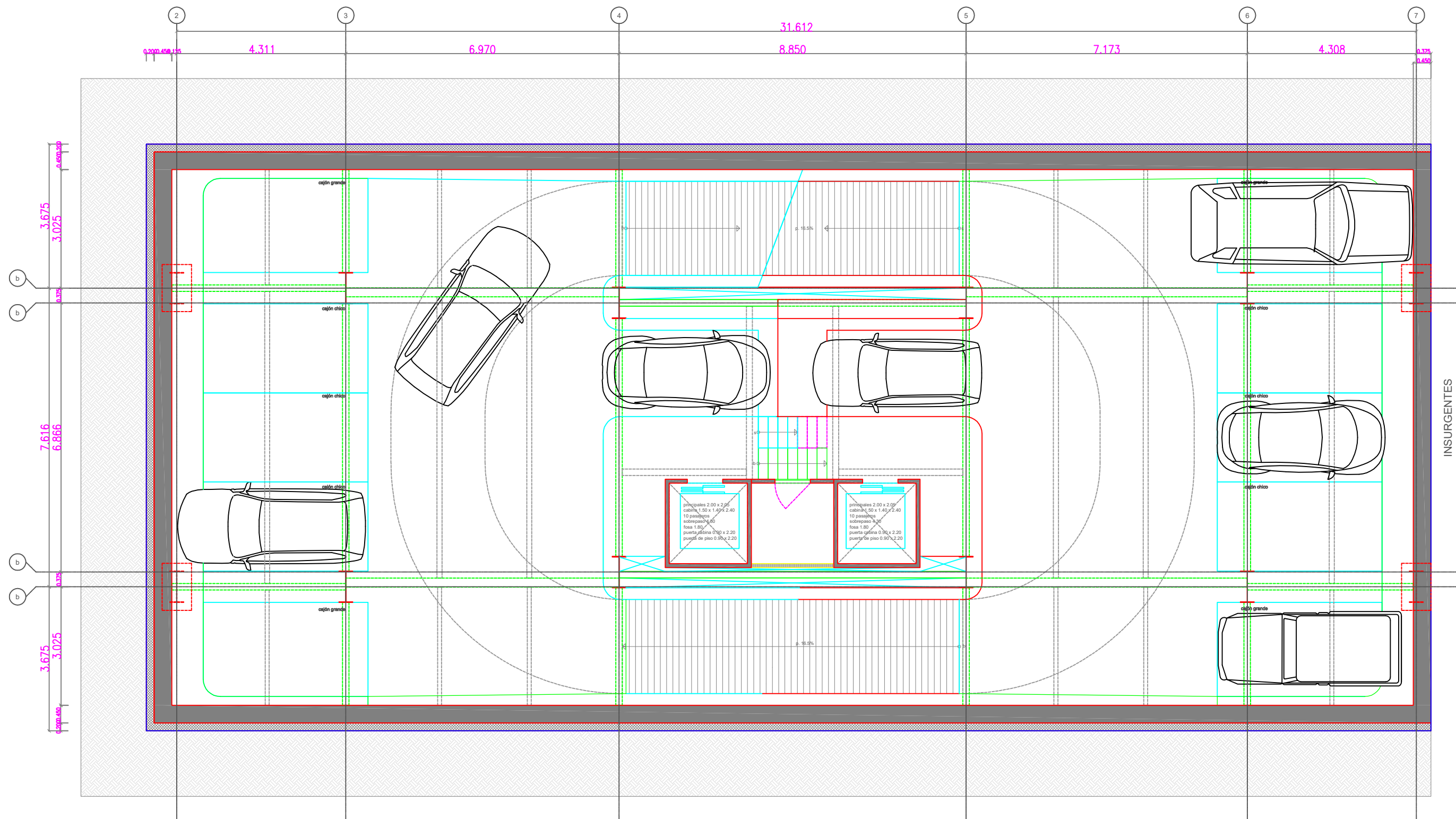
Manual de Procedimientos de Ingeniería de Diseño

Sección c. Mecánica de Suelos

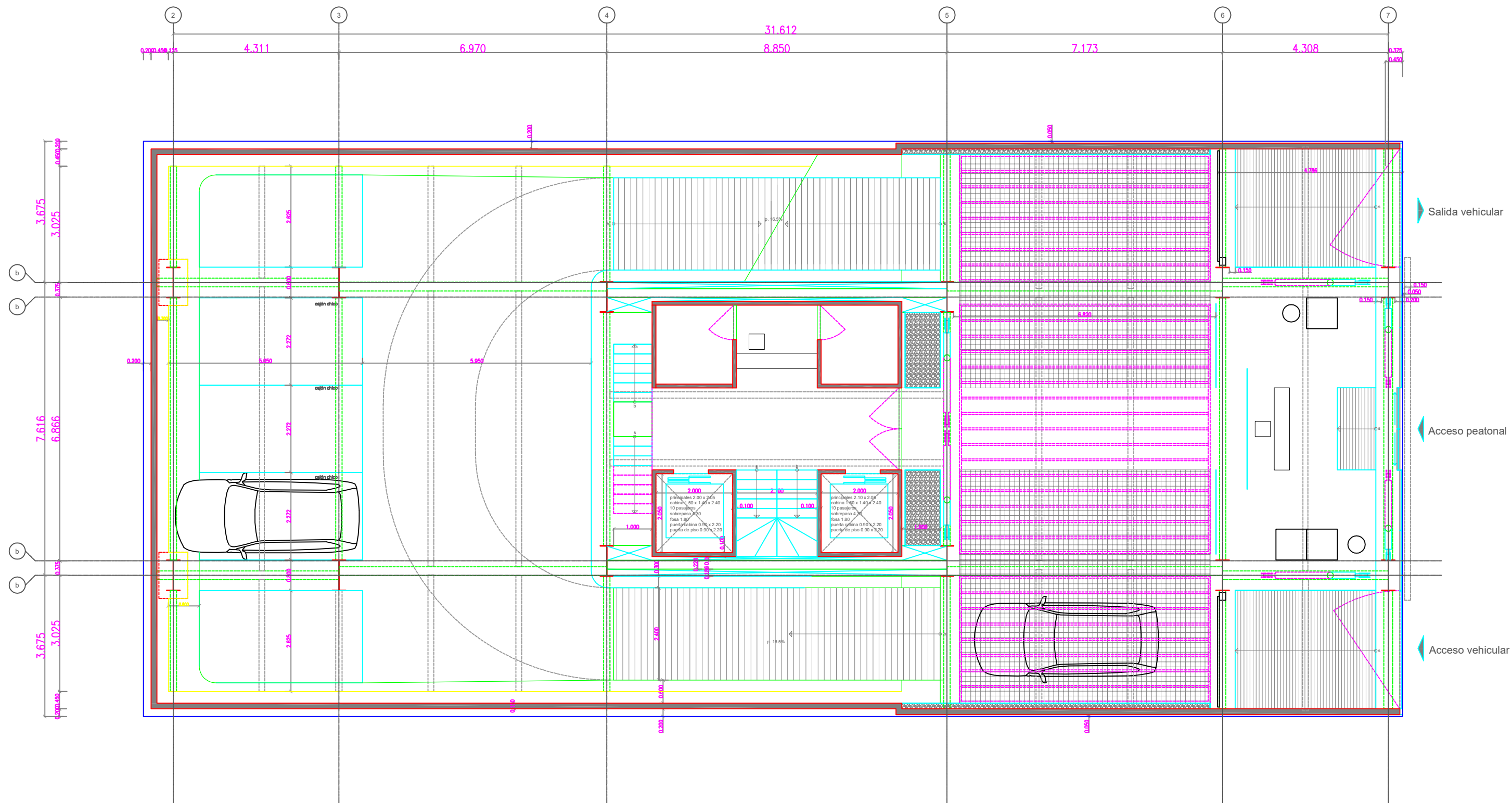
México D.F. 1991

ANEXO 1

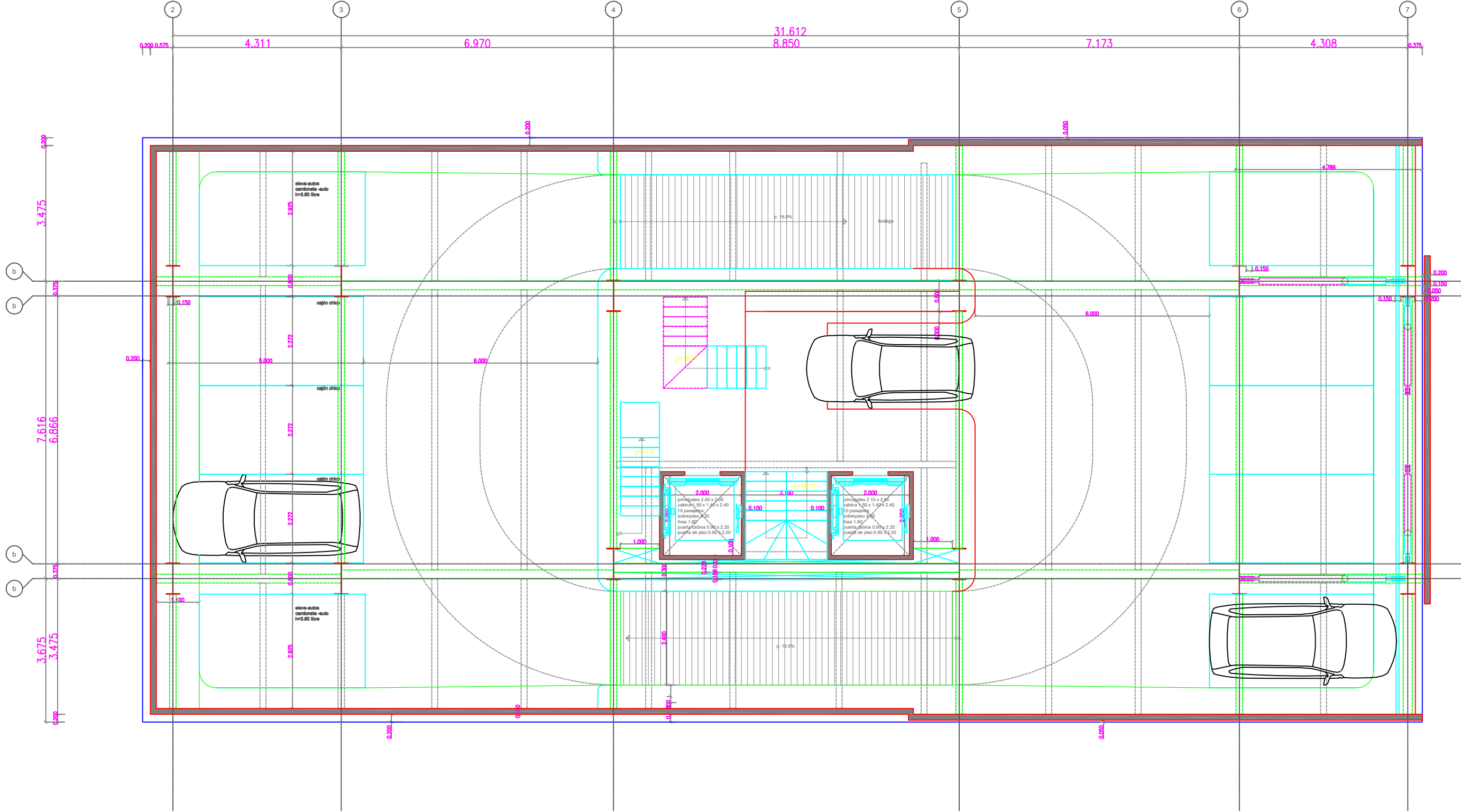
PROYECTO ARQUITECTÓNICO
PLANTA TIPO SÓTANO (ESTACIONAMIENTO)



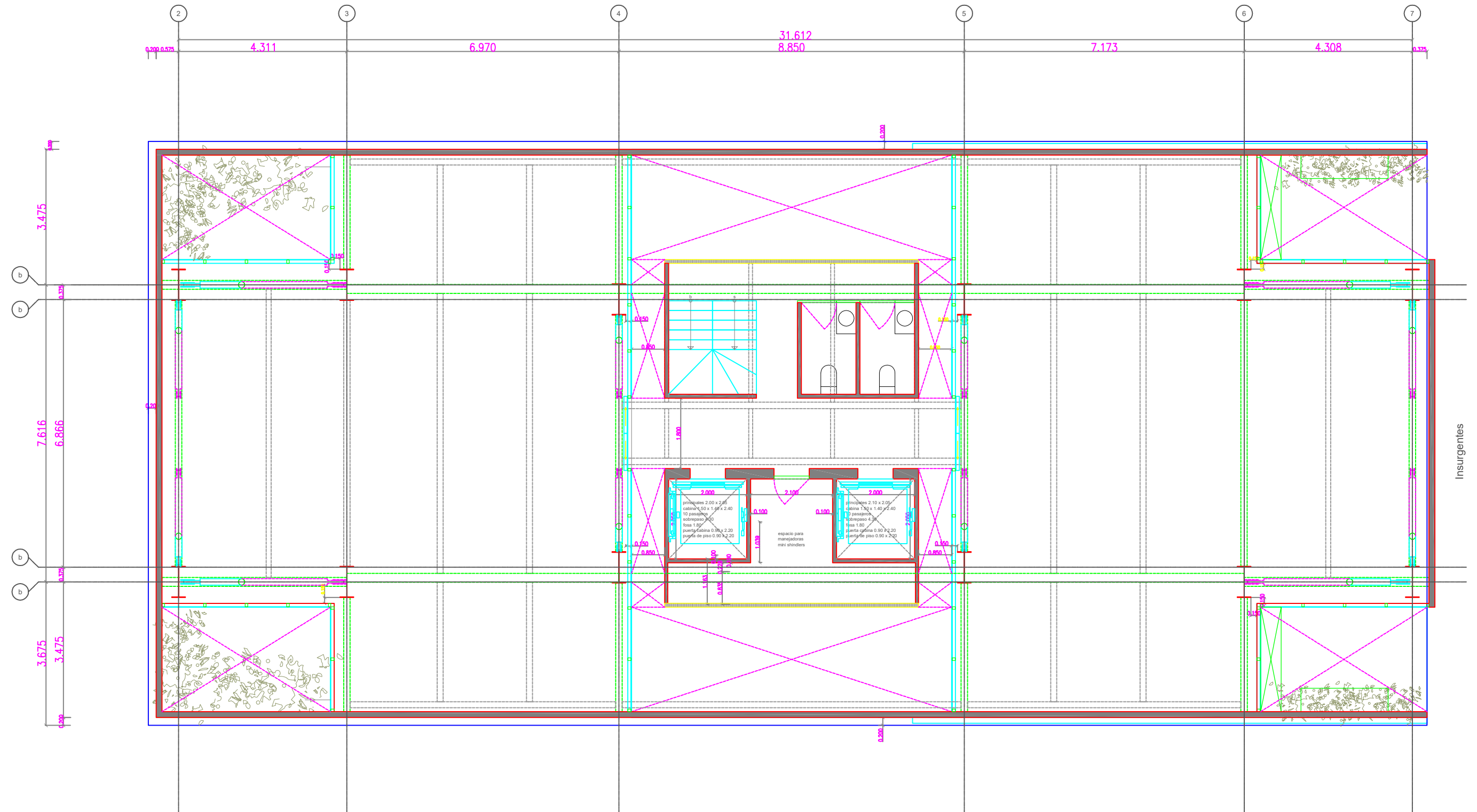
PROYECTO ARQUITECTÓNICO
PLANTA BAJA (ACCESO)



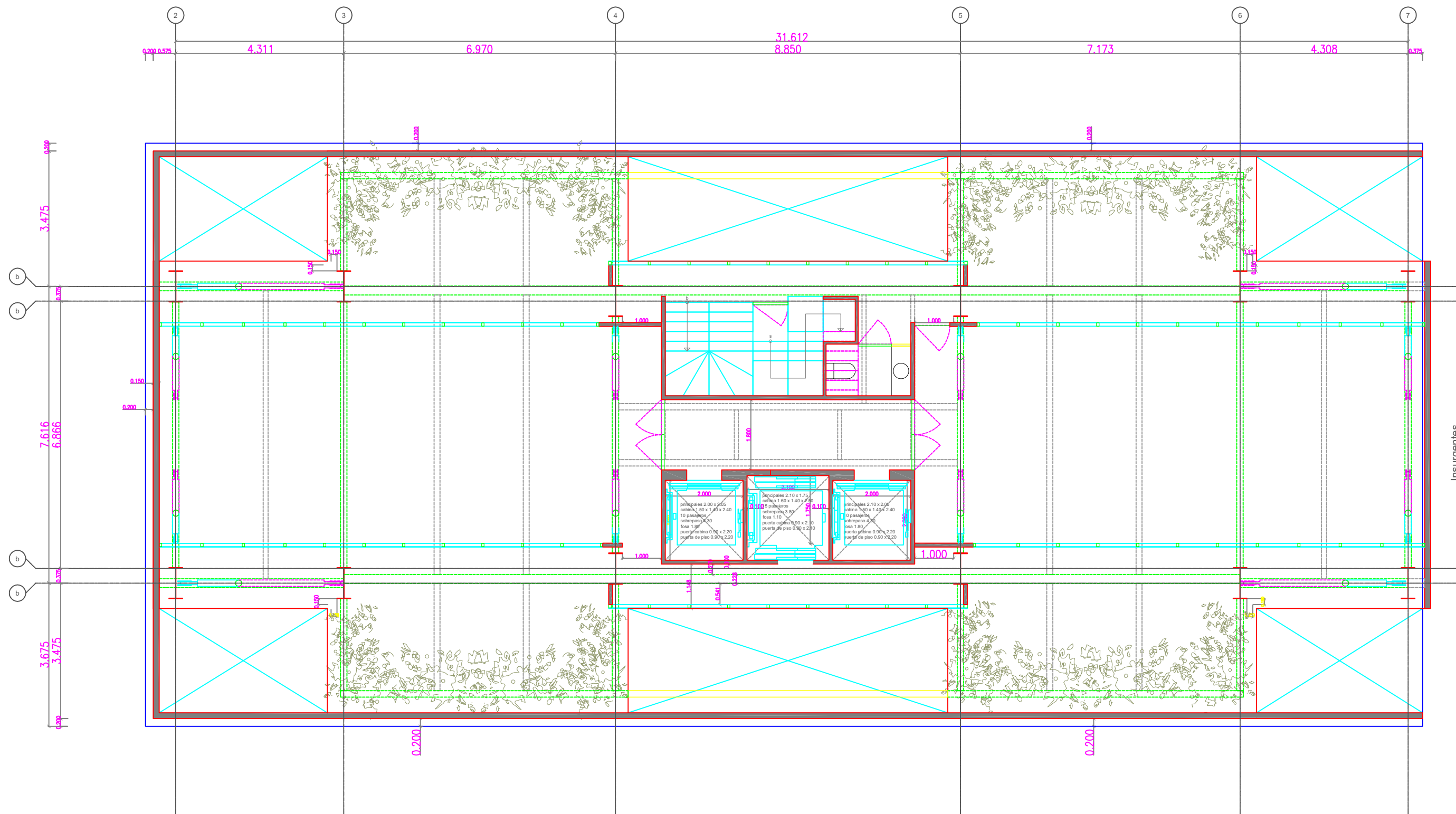
PROYECTO ARQUITECTÓNICO
PLANTA TIPO ESTACIONAMIENTO (NIVEL 1 Y 2)



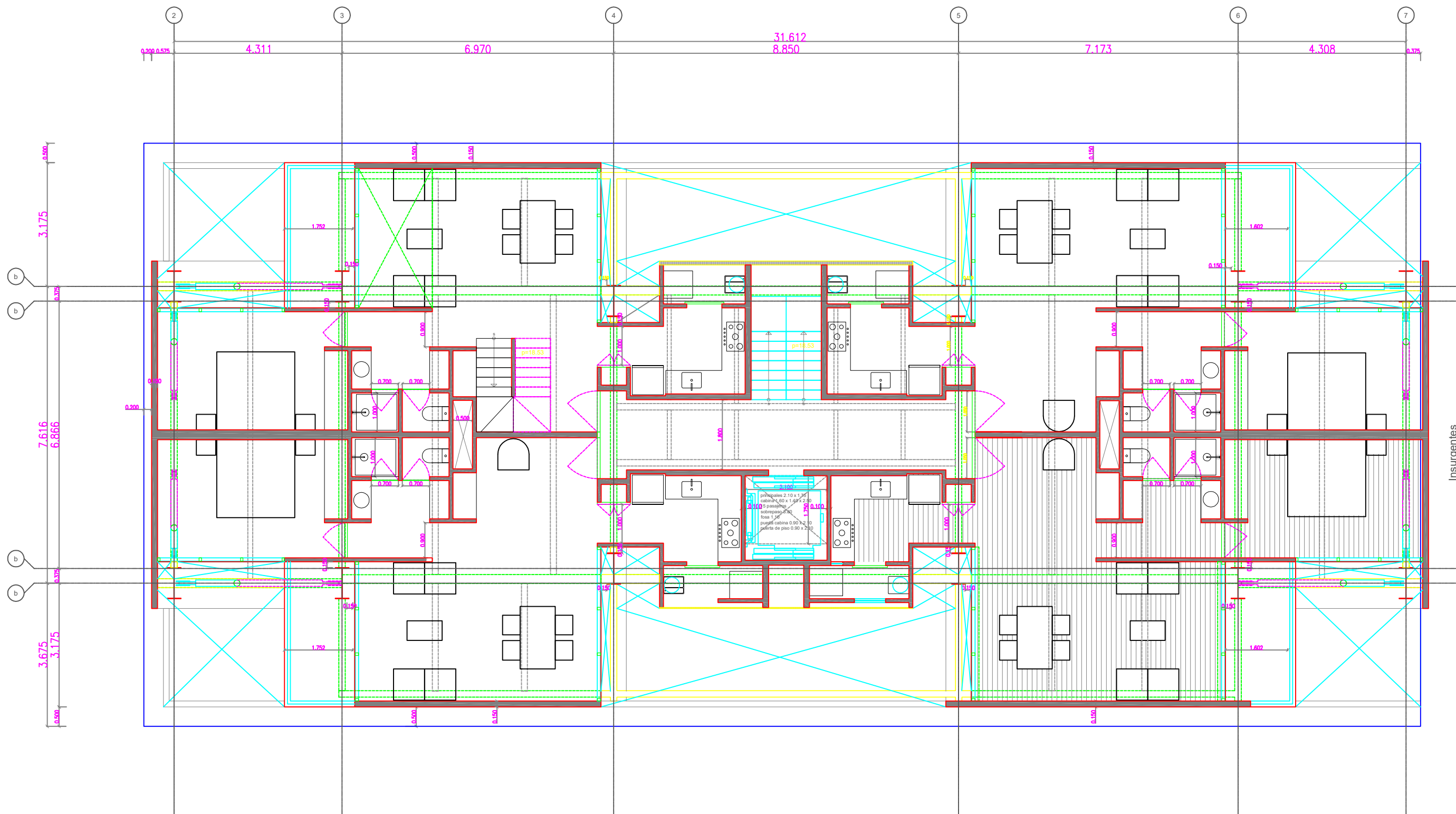
PROYECTO ARQUITECTÓNICO
PLANTA TIPO TERCER A QUINTO NIVEL (OFICINAS)



PROYECTO ARQUITECTÓNICO
PLANTA TIPO SEXTO NIVEL (SKY LOBBY)



PROYECTO ARQUITECTÓNICO
PLANTA TIPO SEPTIMO A DÉCIMO TERCER NIVEL (DEPARTAMENTOS)



ANEXO 2

**PERFIL ESTRATIGRÁFICO
DE SONDEO TIPO PCA O CALA
REGISTRO DE CAMPO**


PROYECTO: Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Suer No. 319

FECHA: _____

UBICACIÓN: Col. Roma, Del. Cuauhtémoc

COORDENADAS: X: -
Y: -
Z: - m

SONDEO: PCA-1

TIPO DE MUESTRA	ESTRATIGRAFÍA	PROFUNDIDAD 0.00 m	ESPESOR	FOTO
	Concreto	0.10	0.10	
	Pedacería de tabique empacados en arcilla	0.70	0.60	
	Loza de concreto (zapata)	0.80	0.10	
	Relleno. Arcilla con fragmentos de concreto	1.10	0.30	

**PERFIL ESTRATIGRÁFICO
DE SONDEO TIPO PCA O CALA
REGISTRO DE CAMPO**


PROYECTO: Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Suer No. 319

FECHA: _____

UBICACIÓN: Col. Roma, Del. Cuauhtémoc

COORDENADAS: X: -
Y: -
Z: - m

SONDEO: PCA-2

TIPO DE MUESTRA	ESTRATIGRAFÍA	PROFUNDIDAD 0.00 m	ESPESOR	FOTO
	Concreto	0.10	0.10	
	Relleno. Arcilla con restos de tabique.	0.50	0.40	
		0.50		

PROYECTO: **Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Sur No. 319**

LOCALIZACION: Col. Roma, Del. Cuauhtémoc

SONDEO: SM-1

PROFUNDIDAD: 40.62 mts

EQUIPO DE PERFORACION: LONGYEAR 34

N.A.F.: 1.5 mts

REGISTRO DE CAMPO PARA SONDEOS

No. Muestra	Profundidad (m)		Avance (m)	Recuperación		Nº de golpes			Avance	Tipo de muestreo	CLASIFICACION DE CAMPO									COLOR	TONO	CLASIFICACION
	Inicial	Final		(m)	%	15 cm	30 cm	15 cm			C	M	S	G	B	Pt	Re	R				
-	0.00	0.30	0.30	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-												Avance
1	0.30	0.90	0.60	0.50	83.3	2	5	6	-	P												Relleno de arcilla limo arenosa y gravas
2	0.90	1.50	0.60	0.40	66.7	4	6	3	-	P										C	b	PS. Arcilla limosa PI Arcilla
-	1.50	28.00	26.50	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
3	28.00	28.33	0.33	0.17	51.5	18	50/18		-	P		1								G	v	Limo
-	28.33	29.10	0.77	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
4	29.10	29.45	0.35	0.24	68.6	16	50/20	-	-	P	2	1								G	v	Limo poco arcilloso
-	29.45	33.30	3.85	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
5	33.30	33.55	0.25	0.12	48.0	24	50/10	-	-	P			1							G		Arena fina
-	33.55	33.90	0.35	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
6	33.90	34.35	0.45	0.33	73.3	10	50	-	-	P		1								G	v	Limo
-	34.35	34.50	0.15	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
7	34.50	34.75	0.25	0.22	88.0	28	50/10	-	-	P			1							G	v	Arena fina limosa
-	34.75	35.10	0.35	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
8	35.10	35.25	0.15	0.11	73.3	50	-	-	-	P		2	1							G		Arena fina poco limosa
-	35.25	35.70	0.45	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
9	35.70	35.80	0.10	0.06	60.0	50/10	-	-	-	P			2	1						G		Gravas con arena fina
-	35.80	36.30	0.50	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
10	36.30	36.45	0.15	0.10	66.7	50	-	-	-	P		2	1	3						G		Arena fina poco limosa con gravas finas
-	36.45	36.90	0.45	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
11	36.90	37.05	0.15	0.08	53.3	50	-	-	-	P			2	1						G		Gravas empacadas en arena fina
-	37.05	37.50	0.45	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
12	37.50	37.60	0.10	0.05	50.0	50	-	-	-	P			2	1						G		Gravas empacadas en arena fina
-	37.60	38.10	0.50	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
SR	38.10	38.12	0.02	0.00	0.0	50/02	-	-	-	P										S	R	No se recupero
-	38.12	38.70	0.58	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
13	38.70	38.78	0.08	0.04	50.0	50/08	-	-	-	P			2	1						G		Gravas con poca arena
-	38.78	39.30	0.52	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
14	39.30	39.35	0.05	0.05	100.0	50/05	-	-	-	P			2	1						G		Gravas empacadas en arena
-	39.35	39.90	0.55	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
15	39.90	40.00	0.10	0.08	80.0	50/10	-	-	-	P			2	1						C	g	Gravas con arena fina
-	40.00	40.50	0.50	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-										-	-	Avance
16	40.50	40.62	0.12	0.08		50/12	-	-	-	P			2	1								Gravas empacadas en arena fina

COLOR		
V	VERDE	A AMARILLO
R	ROJO	B BLANCO
C	CAFE	N NEGRO
G	GRIS	

TONO		
v	VERDOSO	g GRISÁCEO
r	ROJIZO	b CLARO
a	AMARILLENTO	n OSCURO

GRADO DE MATERIAL	
1	PREDOMINANTE
2	SECUNDARIO
3	COMPLEMENTARIO
SR	NO RECUPERO

MUESTREADOR	
P	S.P.T
SH	Shelby
NQ	Barril NQ
BQ	Barril BQ

CLASIFICACION DEL SUELO			
C	ARCILLA	B	BOLEOS
M	LIMO	Pt	TURBA
S	ARENA	Re	RELLENO
G	GRAVA	R	ROCA

PROYECTO: **Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Sur No. 319**

LOCALIZACION: Col. Roma, Del. Cuauhtémoc

SONDEO: SM-2

PROFUNDIDAD: 49.87 mts

EQUIPO DE PERFORACION: LONGYEAR 34

N.A.F.: 1.5 mts

REGISTRO DE CAMPO PARA SONDEOS

No. Muestra	Profundidad (m)		Avance (m)	Recuperación		N° de golpes			Avance	Tipo de muestreo	CLASIFICACION DE CAMPO								COLOR	TONO	CLASIFICACION
	Inicial	Final		(m)	%	15 cm	30 cm	15 cm			C	M	S	G	B	Pt	Re	R			
3	27.90	28.50	0.60	0.32	53.3	7	40	32	-	P	2	1							G	v	Limo poco arcilloso
4	28.50	28.83	0.33	0.17	51.5	18	50/18	-	-	P		2							G	v	Limo
-	28.83	29.10	0.27	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
5	29.10	29.45	0.35	0.24	68.6	16	50/20	-	-	P	2	1							G	v	Limo poco arcilloso
-	29.45	29.70	0.25	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
6	29.70	30.30	0.60	0.40	66.7	1	1	40	-	P	1								G	v	Arcilla con material orgánico con ceniza volcánica
7	30.30	30.90	0.60	0.31	51.7	PH			-	P	1	2							G	v	Arcilla limosa
8	30.90	31.50	0.60	0.37	61.7	PH	1	32	-	P	1	2							G	v	Arcilla poco limosa con ceniza volcánica
9	31.50	31.65	0.15	0.09	60.0	50	-	-	-	P											Ceniza volcánica
-	31.65	32.10	0.45	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
10	32.10	32.70	0.60	0.35	58.3				-	P	1	2							G	v	Arcilla poco limosa
11	32.70	33.30	0.60	0.41	68.3	1	10	19	-	P	2	1							G	v	Limo arcilloso
12	33.30	33.55	0.25	0.12	48.0	24	50/10	-	-	P			1						G	b	Arena fina
-	33.55	33.90	0.35	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
13	33.90	34.35	0.45	0.33	73.3	10	50/30	-	-	P		1							G	v	Limo
-	34.35	41.20	6.85	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
14	41.20	41.53	0.33	0.15	45.5	35	50/18	-	-	P			1						C	g	Arena fina
-	41.53	41.80	0.27	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
15	41.80	42.08	0.28	0.10	35.7	30	50/13	-	-	P			1						C	g	Arena fina
-	42.08	42.40	0.32	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
16	42.40	42.70	0.30	0.15	50.0	28	50/15	-	-	P			1						C	g	Arena fina
-	42.70	43.00	0.30	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
17	43.00	43.25	0.25	0.12	48.0	30	50/10	-	-	P			1						C	g	Arena fina
-	43.25	43.60	0.35	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
SR	43.60	43.87	0.27	0.00	0.0	31	50/12	-	-	P									-	-	Sin recuperación
-	43.87	44.20	0.33	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
18	44.20	44.35	0.15	0.07	46.7	50/15	-	-	-	P			1						C	g	Arena muy fina
-	44.35	44.80	0.45	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
19	44.80	45.05	0.25	0.10	40.0	35	50/10	-	-	P			1						C	g	Arena muy fina

COLOR			
V	VERDE	A	AMARILLO
R	ROJO	B	BLANCO
C	CAFE	N	NEGRO
G	GRIS		

TONO			
v	VERDOSO	g	GRISÁCEO
r	ROJIZO	b	CLARO
a	AMARILLEN	n	OSCURO

GRADO DE MATERIAL	
1	PREDOMINANTE
2	SECUNDARIO
3	COMPLEMENTARIO
SR	NO RECUPERO

MUESTREADOR	
P	S.P.T
SH	Shelby
NQ	Barril NQ
BQ	Barril BQ

CLASIFICACION DEL SUELO			
C	ARCILLA	B	BOLEOS
M	LIMO	Pt	TURBA
S	ARENA	Re	RELLENO
G	GRAVA	R	ROCA

PROYECTO: **Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Sur No. 319**

LOCALIZACIÓN: Col. Roma, Del. Cuauhtémoc

SONDEO: SM-2

PROFUNDIDAD: 49.87 mts

EQUIPO DE PERFORACION: LONGYEAR 34

N.A.F.: 1.5 mts

REGISTRO DE CAMPO PARA SONDEOS

No. Muestra	Profundidad (m)		Avance (m)	Recuperación		N° de golpes			Avance	Tipo de muestreo	CLASIFICACION DE CAMPO								COLOR	TONO	CLASIFICACION
	Inicial	Final		(m)	%	15 cm	30 cm	15 cm			C	M	S	G	B	Pt	Re	R			
-	45.05	45.40	0.35	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
20	45.40	45.55	0.15	0.07	46.7	50/15	-	-	-	P									G	-	Arena fina
-	45.55	46.00	0.45	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
SR	46.00	46.10	0.10	0.00	0.0	50/10	-	-	-	P									S	R	Sin recuperación
-	46.10	46.60	0.50	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
21	46.60	46.90	0.30	0.26	86.7	18	50/15	-	-	P									G	-	Arena pumítica
-	46.90	47.20	0.30	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
22	47.20	47.80	0.60	0.30	50.0	12	35	24	-	P									G	-	Arena pumítica
23	47.80	48.05	0.25	0.12	48.0	22	50/20	-	-	P									G	-	Arena fina con gravas finas aisladas
-	48.05	48.40	0.35	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
24	48.40	48.55	0.15	0.08	53.3	50/15	-	-	-	P									G	-	Arena fina
-	48.55	49.00	0.45	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
25	49.00	49.25	0.25	0.13	52.0	29	50/10	-	-	P									G	-	Arena fina con gravas finas aisladas
-	49.25	49.60	0.35	-	-	AVANCE			Broca tricónica	-									-	-	Avance
26	49.60	49.87	0.27	0.10	37.0	33	50/12	-	-	P									G	-	Arena fina con gravas finas aisladas

COLOR			
V	VERDE	A	AMARILLO
R	ROJO	B	BLANCO
C	CAFE	N	NEGRO
G	GRIS		

TONO			
v	VERDOSO	g	GRISÁCEO
r	ROJIZO	b	CLARO
a	AMARILLEN	n	OSCURO

GRADO DE MATERIAL	
1	PREDOMINANTE
2	SECUNDARIO
3	COMPLEMENTARIO
SR	NO RECUPERO

MUESTREADOR	
P	S.P.T
SH	Shelby
NQ	Barril NQ
BQ	Barril BQ

CLASIFICACION DEL SUELO			
C	ARCILLA	B	BOLEOS
M	LIMO	Pt	TURBA
S	ARENA	Re	RELLENO
G	GRAVA	R	ROCA

PERFIL ESTRATIGRÁFICO																	
PROYECTO: Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Suer No. 319																	
SONDEO: SM-1		EQUIPO: -		N.A.F.: 1.50 m		X=		Y=		COTA:							
No./tipo de muestra	Prof. (m)	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA	Prof. (m)	Contenido de humedad (%)					Finos %	Límites de Atterberg (%)			Núm. De Golpes				
				10	20	30	40	50		LL	LP	IP	10	20	30	40	50
-	-	LOSA DE CONCRETO	-														
1-SPT	1	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD CAFÉ GRISÁCEO, CONSISTENCIA MEDIA.	1														
2-SPT	2		2						97.0	97.2	49.1	48.1					
-	-	ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA FINA GRIS OSCURO A GRIS VERDOSO, CONSISTENCIA DURA.	28														
3-SPT	28		28														50/18
-	-		29														
4-SPT	29		29														50/20
-	-		30														
-	-		31														
-	-		32														
-	-		33														
5-SPT	34		34														50/10
-	-		ARENA FINA CON LIMO DE ALTA PLASTICIDAD POCAS GRAVAS FINAS.	34						99.0	54.8	29	25.8				
6-SPT	35	35															50/10
7-SPT	35	35															50/15
8-SPT	36	36															50/10
9-SPT	36	36															50/15
10-SPT	37	37															50/15
11-SPT	37	37															50/15
12-SPT	38	38															50/15
13-SPT	39	39														50/08	
14-SPT	40	40														50/05	
15-SPT	40	40														50/10	
16-SPT	41	41														50/12	
FIN DE SONDEO= 40.62 m																	

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

PROYECTO:	Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Suer No. 319					
SONDEO:	SM-2	EQUIPO:	-	N.A.F.:	1.50 m	COTA:

No./tipo de muestra	Prof. (m)	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA	Prof. (m)	Contenido de humedad (%)					Finos %	Límites de Atterberg (%)			Núm. De Golpes				
				10	20	30	40	50		LL	LP	IP	10	20	30	40	50
	1		1														
	2		2														
	27		27														
3-SPT	28	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD LIMOSA GRIS VERDOSO, CONSISTENCIA DURA.	28						98.0	185.5	60.4	125.1					
4-SPT	29		29														50/18
5-SPT	29		29														50/20
6-SPT	30		30														
7-SPT	31		31														
8-SPT	31	ARCILLA LIMOSA GRIS OSCURO, CONSISTENCIA MUY BLANDA.	31														
9-SPT	32	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD GRIS VERDOSO, CONSISTENCIA FIRME A DURA.	32														50/15
10-SPT	33		33						94.0	32.9	17.8	15.1					
11-SPT	34		34														50/10
12-SPT	34		34														
13-SPT	34		34														50/30
	35		35														
	36		36														
	37		37														
	38	AVANCE	38														
	39		39														
	40		40														
	41		41														
14-SPT	42	ARENA FINA CAFÉ GRISÁCEO, COMPACIDAD MUY DENSA.	42														50/18
15-SPT	43		43														50/13
16-SPT	43		43														50/15
17-SPT	44		44														50/10
18-SPT	44		44														50/15
19-SPT	45	45														50/10	
20-SPT	46	46														50/15	
21-SPT	47	47														50/15	
22-SPT	48	ARENA ARCILLOSA CON GRAVAS FINAS AISLADAS GRIS VERDOSO, COMPACIDAD MUY DENSA.	48														50/20
23-SPT	49		49														50/15
24-SPT	49		49														50/10
25-SPT	50		50														50/12
26-SPT	50		50														50/12

FIN DE SONDEO= 49.87 m

Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Sur No. 319

SONDEO DE CONO ELÉCTRICO

REGISTRO DE CAMPO

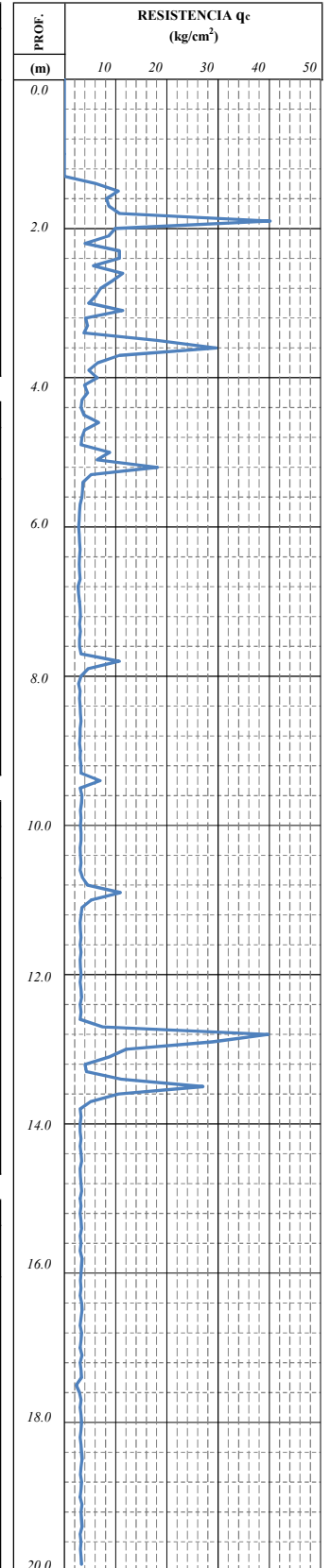
Sondeo CPT-1 Superviso: Ing. _____ Fecha _____ Proyecto _____ Hoja: 1 de 2
 Cota _____ Brocal _____ Hora Inici 10:00 Hora Fin _____ Ubicación _____ N.A.F.: m
 Cono No. 1 Consola 1 K = 1 Ac = 10.5 cm² Equipo Long Year 24 Operador _____

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc
0.0	000	0.0	4.0	067	6.4	8.0	034	3.3	12.0	034	3.3	16.0	034	3.3
0.1	000	0.0	4.1	041	3.9	8.1	029	2.8	12.1	032	3.1	16.1	033	3.2
0.2	000	0.0	4.2	047	4.5	8.2	032	3.1	12.2	034	3.3	16.2	034	3.3
0.3	000	0.0	4.3	036	3.4	8.3	031	3.0	12.3	035	3.3	16.3	032	3.1
0.4	000	0.0	4.4	034	3.3	8.4	032	3.1	12.4	032	3.1	16.4	035	3.3
0.5	000	0.0	4.5	040	3.8	8.5	033	3.2	12.5	034	3.3	16.5	036	3.4
0.6	000	0.0	4.6	070	6.7	8.6	034	3.3	12.6	032	3.1	16.6	034	3.3
0.7	000	0.0	4.7	041	3.9	8.7	032	3.1	12.7	078	7.5	16.7	032	3.1
0.8	000	0.0	4.8	036	3.4	8.8	032	3.1	12.8	416	39.8	16.8	035	3.3
0.9	000	0.0	4.9	034	3.3	8.9	031	3.0	12.9	302	28.9	16.9	034	3.3

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc
1.0	000	0.0	5.0	092	8.8	9.0	033	3.2	13.0	126	12.0	17.0	032	3.1
1.1	000	0.0	5.1	067	6.4	9.1	032	3.1	13.1	092	8.8	17.1	036	3.4
1.2	000	0.0	5.2	190	18.2	9.2	034	3.3	13.2	042	4.0	17.2	032	3.1
1.3	000	0.0	5.3	054	5.2	9.3	034	3.3	13.3	045	4.3	17.3	034	3.3
1.4	064	6.1	5.4	038	3.6	9.4	073	7.0	13.4	116	11.1	17.4	035	3.3
1.5	110	10.5	5.5	037	3.5	9.5	032	3.1	13.5	283	27.1	17.5	024	2.3
1.6	086	8.2	5.6	036	3.4	9.6	036	3.4	13.6	110	10.5	17.6	031	3.0
1.7	091	8.7	5.7	032	3.1	9.7	035	3.3	13.7	054	5.2	17.7	034	3.3
1.8	113	10.8	5.8	031	3.0	9.8	033	3.2	13.8	032	3.1	17.8	032	3.1
1.9	420	40.2	5.9	030	2.9	9.9	034	3.3	13.9	034	3.3	17.9	034	3.3

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc
2.0	104	9.9	6.0	029	2.8	10.0	033	3.2	14.0	032	3.1	18.0	035	3.3
2.1	090	8.6	6.1	030	2.9	10.1	034	3.3	14.1	032	3.1	18.1	034	3.3
2.2	042	4.0	6.2	031	3.0	10.2	034	3.3	14.2	034	3.3	18.2	032	3.1
2.3	112	10.7	6.3	032	3.1	10.3	032	3.1	14.3	032	3.1	18.3	034	3.3
2.4	112	10.7	6.4	031	3.0	10.4	033	3.2	14.4	034	3.3	18.4	035	3.3
2.5	059	5.6	6.5	030	2.9	10.5	034	3.3	14.5	035	3.3	18.5	036	3.4
2.6	119	11.4	6.6	031	3.0	10.6	032	3.1	14.6	032	3.1	18.6	034	3.3
2.7	098	9.4	6.7	032	3.1	10.7	037	3.5	14.7	033	3.2	18.7	033	3.2
2.8	074	7.1	6.8	028	2.7	10.8	047	4.5	14.8	034	3.3	18.8	035	3.3
2.9	064	6.1	6.9	029	2.8	10.9	114	10.9	14.9	035	3.3	18.9	034	3.3

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc
3.0	050	4.8	7.0	031	3.0	11.0	055	5.3	15.0	032	3.1	19.0	032	3.1
3.1	119	11.4	7.1	032	3.1	11.1	036	3.4	15.1	034	3.3	19.1	036	3.4
3.2	043	4.1	7.2	033	3.2	11.2	034	3.3	15.2	032	3.1	19.2	034	3.3
3.3	047	4.5	7.3	031	3.0	11.3	032	3.1	15.3	034	3.3	19.3	035	3.3
3.4	040	3.8	7.4	033	3.2	11.4	033	3.2	15.4	035	3.3	19.4	036	3.4
3.5	190	18.2	7.5	031	3.0	11.5	034	3.3	15.5	032	3.1	19.5	032	3.1
3.6	310	29.6	7.6	031	3.0	11.6	032	3.1	15.6	034	3.3	19.6	034	3.3
3.7	112	10.7	7.7	034	3.3	11.7	034	3.3	15.7	032	3.1	19.7	033	3.2
3.8	068	6.5	7.8	112	10.7	11.8	032	3.1	15.8	036	3.4	19.8	034	3.3
3.9	050	4.8	7.9	048	4.6	11.9	033	3.2	15.9	035	3.3	19.9	035	3.3



SONDEO DE CONO ELÉCTRICO

Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Sur No. 319

REGISTRO DE CAMPO

Sondeo CPT-1 Superviso: Ing. _____ Fecha _____ Proyecto _____ Hoja: 2 de 2
 Cota _____ Brocal _____ Hora Inici _____ Hora Fin _____ Ubicación _____ N.A.F.: _____ m
 Cono No. 1 Consola 1 K = 1 Ac = 10.5 cm² Equipo Long Year 24 Operador _____

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA																																					
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc	PUNTA	qc	PUNTA	qc	PUNTA	qc	PUNTA	qc	PUNTA	qc																										
20.0	032	3.1	24.0	032	3.1	28.0	970	92.7	32.0	034	3.3	36.0	000	0.0	40.0	000	0.0	44.0	000	0.0	48.0	000	0.0	52.0	000	0.0	56.0	000	0.0	60.0	000	0.0	64.0	000	0.0	68.0	000	0.0	72.0	000	0.0	76.0	000	0.0	80.0	000	0.0	84.0	000	0.0	88.0	000	0.0	92.0	000	0.0	96.0	000	0.0	100.0	000	0.0	104.0	000	0.0	108.0	000	0.0	112.0	000	0.0	116.0	000	0.0	120.0	000	0.0
20.1	036	3.4	24.1	035	3.3	28.1	1400	133.8	32.1	037	3.5	36.1	000	0.0	40.1	000	0.0	44.1	000	0.0	48.1	000	0.0	52.1	000	0.0	56.1	000	0.0	60.1	000	0.0	64.1	000	0.0	68.1	000	0.0	72.1	000	0.0	76.1	000	0.0	80.1	000	0.0	84.1	000	0.0	88.1	000	0.0	92.1	000	0.0	96.1	000	0.0	100.1	000	0.0	104.1	000	0.0	108.1	000	0.0	112.1	000	0.0	116.1	000	0.0	120.1	000	0.0
20.2	033	3.2	24.2	034	3.3	28.2	000	0.0	32.2	035	3.3	36.2	000	0.0	40.2	000	0.0	44.2	000	0.0	48.2	000	0.0	52.2	000	0.0	56.2	000	0.0	60.2	000	0.0	64.2	000	0.0	68.2	000	0.0	72.2	000	0.0	76.2	000	0.0	80.2	000	0.0	84.2	000	0.0	88.2	000	0.0	92.2	000	0.0	96.2	000	0.0	100.2	000	0.0	104.2	000	0.0	108.2	000	0.0	112.2	000	0.0	116.2	000	0.0	120.2	000	0.0
20.3	034	3.3	24.3	032	3.1	28.3	000	0.0	32.3	034	3.3	36.3	000	0.0	40.3	000	0.0	44.3	000	0.0	48.3	000	0.0	52.3	000	0.0	56.3	000	0.0	60.3	000	0.0	64.3	000	0.0	68.3	000	0.0	72.3	000	0.0	76.3	000	0.0	80.3	000	0.0	84.3	000	0.0	88.3	000	0.0	92.3	000	0.0	96.3	000	0.0	100.3	000	0.0	104.3	000	0.0	108.3	000	0.0	112.3	000	0.0	116.3	000	0.0	120.3	000	0.0
20.4	035	3.3	24.4	033	3.2	28.4	000	0.0	32.4	036	3.4	36.4	000	0.0	40.4	000	0.0	44.4	000	0.0	48.4	000	0.0	52.4	000	0.0	56.4	000	0.0	60.4	000	0.0	64.4	000	0.0	68.4	000	0.0	72.4	000	0.0	76.4	000	0.0	80.4	000	0.0	84.4	000	0.0	88.4	000	0.0	92.4	000	0.0	96.4	000	0.0	100.4	000	0.0	104.4	000	0.0	108.4	000	0.0	112.4	000	0.0	116.4	000	0.0	120.4	000	0.0
20.5	036	3.4	24.5	035	3.3	28.5	000	0.0	32.5	032	3.1	36.5	000	0.0	40.5	000	0.0	44.5	000	0.0	48.5	000	0.0	52.5	000	0.0	56.5	000	0.0	60.5	000	0.0	64.5	000	0.0	68.5	000	0.0	72.5	000	0.0	76.5	000	0.0	80.5	000	0.0	84.5	000	0.0	88.5	000	0.0	92.5	000	0.0	96.5	000	0.0	100.5	000	0.0	104.5	000	0.0	108.5	000	0.0	112.5	000	0.0	116.5	000	0.0	120.5	000	0.0
20.6	032	3.1	24.6	033	3.2	28.6	000	0.0	32.6	031	3.0	36.6	000	0.0	40.6	000	0.0	44.6	000	0.0	48.6	000	0.0	52.6	000	0.0	56.6	000	0.0	60.6	000	0.0	64.6	000	0.0	68.6	000	0.0	72.6	000	0.0	76.6	000	0.0	80.6	000	0.0	84.6	000	0.0	88.6	000	0.0	92.6	000	0.0	96.6	000	0.0	100.6	000	0.0	104.6	000	0.0	108.6	000	0.0	112.6	000	0.0	116.6	000	0.0	120.6	000	0.0
20.7	034	3.3	24.7	034	3.3	28.7	000	0.0	32.7	036	3.4	36.7	000	0.0	40.7	000	0.0	44.7	000	0.0	48.7	000	0.0	52.7	000	0.0	56.7	000	0.0	60.7	000	0.0	64.7	000	0.0	68.7	000	0.0	72.7	000	0.0	76.7	000	0.0	80.7	000	0.0	84.7	000	0.0	88.7	000	0.0	92.7	000	0.0	96.7	000	0.0	100.7	000	0.0	104.7	000	0.0	108.7	000	0.0	112.7	000	0.0	116.7	000	0.0	120.7	000	0.0
20.8	032	3.1	24.8	035	3.3	28.8	000	0.0	32.8	034	3.3	36.8	000	0.0	40.8	000	0.0	44.8	000	0.0	48.8	000	0.0	52.8	000	0.0	56.8	000	0.0	60.8	000	0.0	64.8	000	0.0	68.8	000	0.0	72.8	000	0.0	76.8	000	0.0	80.8	000	0.0	84.8	000	0.0	88.8	000	0.0	92.8	000	0.0	96.8	000	0.0	100.8	000	0.0	104.8	000	0.0	108.8	000	0.0	112.8	000	0.0	116.8	000	0.0	120.8	000	0.0
20.9	034	3.3	24.9	036	3.4	28.9	000	0.0	32.9	045	4.3	36.9	000	0.0	40.9	000	0.0	44.9	000	0.0	48.9	000	0.0	52.9	000	0.0	56.9	000	0.0	60.9	000	0.0	64.9	000	0.0	68.9	000	0.0	72.9	000	0.0	76.9	000	0.0	80.9	000	0.0	84.9	000	0.0	88.9	000	0.0	92.9	000	0.0	96.9	000	0.0	100.9	000	0.0	104.9	000	0.0	108.9	000	0.0	112.9	000	0.0	116.9	000	0.0	120.9	000	0.0
21.0	035	3.3	25.0	035	3.3	29.0	000	0.0	33.0	078	7.5	37.0	000	0.0	41.0	000	0.0	45.0	000	0.0	49.0	000	0.0	53.0	000	0.0	57.0	000	0.0	61.0	000	0.0	65.0	000	0.0	69.0	000	0.0	73.0	000	0.0	77.0	000	0.0	81.0	000	0.0	85.0	000	0.0	89.0	000	0.0	93.0	000	0.0	97.0	000	0.0	101.0	000	0.0	105.0	000	0.0	109.0	000	0.0	113.0	000	0.0	117.0	000	0.0	121.0	000	0.0
21.1	036	3.4	25.1	034	3.3	29.1	000	0.0	33.1	032	3.1	37.1	000	0.0	41.1	000	0.0	45.1	000	0.0	49.1	000	0.0	53.1	000	0.0	57.1	000	0.0	61.1	000	0.0	65.1	000	0.0	69.1	000	0.0	73.1	000	0.0	77.1	000	0.0	81.1	000	0.0	85.1	000	0.0	89.1	000	0.0	93.1	000	0.0	97.1	000	0.0	101.1	000	0.0	105.1	000	0.0	109.1	000	0.0	113.1	000	0.0	117.1	000	0.0	121.1	000	0.0
21.2	034	3.3	25.2	036	3.4	29.2	000	0.0	33.2	345	33.0	37.2	000	0.0	41.2	000	0.0	45.2	000	0.0	49.2	000	0.0	53.2	000	0.0	57.2	000	0.0	61.2	000	0.0	65.2	000	0.0	69.2	000	0.0	73.2	000	0.0	77.2	000	0.0	81.2	000	0.0	85.2	000	0.0	89.2	000	0.0	93.2	000	0.0	97.2	000	0.0	101.2	000	0.0	105.2	000	0.0	109.2	000	0.0	113.2	000	0.0	117.2	000	0.0	121.2	000	0.0
21.3	035	3.3	25.3	035	3.3	29.3	000	0.0	33.3	1670	159.7	37.3	000	0.0	41.3	000	0.0	45.3	000	0.0	49.3	000	0.0	53.3	000	0.0	57.3	000	0.0	61.3	000	0.0	65.3	000	0.0	69.3	000	0.0	73.3	000	0.0	77.3	000	0.0	81.3	000	0.0	85.3	000	0.0	89.3	000	0.0	93.3	000	0.0	97.3	000	0.0	101.3	000	0.0	105.3	000	0.0	109.3	000	0.0	113.3	000	0.0	117.3	000	0.0	121.3	000	0.0
21.4	036	3.4	25.4	034	3.3	29.4	000	0.0	33.4	000	0.0	37.4	000	0.0	41.4	000	0.0	45.4	000	0.0	49.4	000	0.0	53.4	000	0.0	57.4	000	0.0	61.4	000	0.0	65.4	000	0.0	69.4	000	0.0	73.4	000	0.0	77.4	000	0.0	81.4	000	0.0	85.4	000	0.0	89.4	000	0.0	93.4	000	0.0	97.4	000	0.0	101.4	000	0.0	105.4	000	0.0	109.4	000	0.0	113.4	000	0.0	117.4	000	0.0	121.4	000	0.0
21.5	032	3.1	25.5	036	3.4	29.5	000	0.0	33.5	000	0.0	37.5	000	0.0	41.5	000	0.0	45.5	000	0.0	49.5	000	0.0	53.5	000	0.0	57.5	000	0.0	61.5	000	0.0	65.5	000	0.0	69.5	000	0.0	73.5	000	0.0	77.5	000	0.0	81.5	000	0.0	85.5	000	0.0	89.5	000	0.0	93.5	000	0.0	97.5	000	0.0	101.5	000	0.0	105.5	000	0.0	109.5	000	0.0	113.5	000	0.0	117.5	000	0.0	121.5	000	0.0
21.6	034	3.3	25.6	041	3.9	29.6	000	0.0	33.6	000	0.0	37.6	000	0.0	41.6	000	0.0	45.6	000	0.0	49.6	000	0.0	53.6	000	0.0	57.6	000	0.0	61.6	000	0.0	65.6	000	0.0	69.6	000	0.0	73.6	000	0.0	77.6	000	0.0	81.6	000	0.0	85.6	000	0.0	89.6	000	0.0	93.6	000	0.0	97.6	000	0.0	101.6	000	0.0	105.6	000	0.0	109.6	000	0.0	113.6	000	0.0	117.6	000	0.0			

Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Sur No. 319

SONDEO DE CONO ELÉCTRICO

REGISTRO DE CAMPO

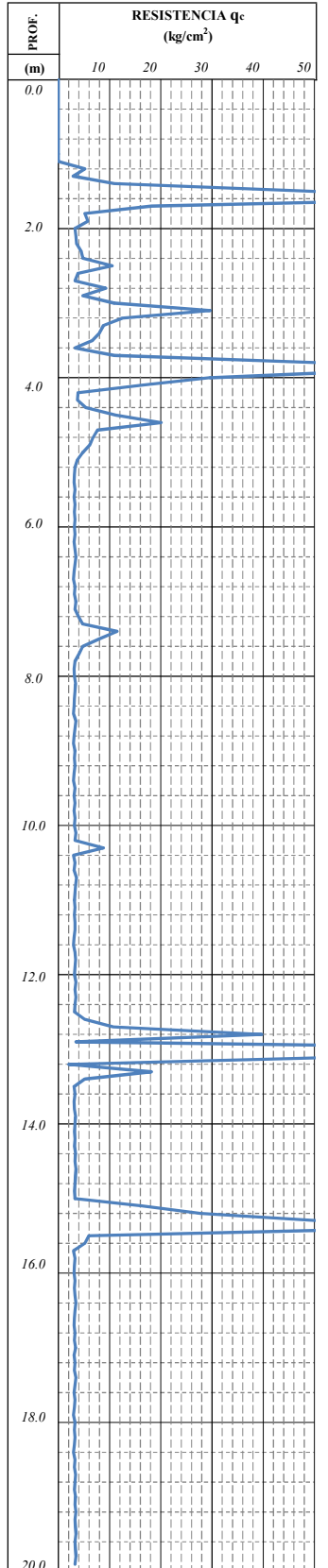
Sondeo CPT-2 Superviso Ing. _____ Fecha _____ Proyecto _____ Hoja: 1 de 2
 Cota _____ Brocal _____ Hora Inici 10:00 Hora Fin _____ Ubicación _____ N.A.F: m
 Cono No. 1 Consola 1 K = 1 Ac = 10.5 cm² Equipo Long Year 24 Operador _____

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c
0.0	000	0.0	4.0	310	29.6	8.0	033	3.2	12.0	033	3.2	16.0	032	3.1
0.1	000	0.0	4.1	170	16.3	8.1	035	3.3	12.1	036	3.4	16.1	034	3.3
0.2	000	0.0	4.2	040	3.8	8.2	034	3.3	12.2	034	3.3	16.2	033	3.2
0.3	000	0.0	4.3	039	3.7	8.3	033	3.2	12.3	036	3.4	16.3	034	3.3
0.4	000	0.0	4.4	056	5.4	8.4	032	3.1	12.4	034	3.3	16.4	036	3.4
0.5	000	0.0	4.5	117	11.2	8.5	031	3.0	12.5	033	3.2	16.5	034	3.3
0.6	000	0.0	4.6	210	20.1	8.6	036	3.4	12.6	054	5.2	16.6	033	3.2
0.7	000	0.0	4.7	080	7.6	8.7	034	3.3	12.7	112	10.7	16.7	032	3.1
0.8	000	0.0	4.8	071	6.8	8.8	032	3.1	12.8	416	39.8	16.8	034	3.3
0.9	000	0.0	4.9	064	6.1	8.9	031	3.0	12.9	036	3.4	16.9	033	3.2

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c
1.0	000	0.0	5.0	050	4.8	9.0	034	3.3	13.0	1170	111.9	17.0	035	3.3
1.1	000	0.0	5.1	039	3.7	9.1	033	3.2	13.1	610	58.3	17.1	032	3.1
1.2	054	5.2	5.2	034	3.3	9.2	034	3.3	13.2	021	2.0	17.2	034	3.3
1.3	030	2.9	5.3	033	3.2	9.3	032	3.1	13.3	190	18.2	17.3	033	3.2
1.4	114	10.9	5.4	032	3.1	9.4	031	3.0	13.4	054	5.2	17.4	036	3.4
1.5	510	48.8	5.5	034	3.3	9.5	034	3.3	13.5	032	3.1	17.5	034	3.3
1.6	860	82.2	5.6	032	3.1	9.6	032	3.1	13.6	034	3.3	17.6	032	3.1
1.7	190	18.2	5.7	034	3.3	9.7	034	3.3	13.7	032	3.1	17.7	034	3.3
1.8	054	5.2	5.8	033	3.2	9.8	032	3.1	13.8	033	3.2	17.8	033	3.2
1.9	060	5.7	5.9	034	3.3	9.9	034	3.3	13.9	035	3.3	17.9	031	3.0

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c
2.0	034	3.3	6.0	033	3.2	10.0	033	3.2	14.0	034	3.3	18.0	034	3.3
2.1	036	3.4	6.1	034	3.3	10.1	036	3.4	14.1	033	3.2	18.1	033	3.2
2.2	037	3.5	6.2	032	3.1	10.2	034	3.3	14.2	034	3.3	18.2	034	3.3
2.3	046	4.4	6.3	034	3.3	10.3	092	8.8	14.3	033	3.2	18.3	033	3.2
2.4	050	4.8	6.4	036	3.4	10.4	031	3.0	14.4	035	3.3	18.4	031	3.0
2.5	110	10.5	6.5	034	3.3	10.5	034	3.3	14.5	034	3.3	18.5	034	3.3
2.6	040	3.8	6.6	032	3.1	10.6	032	3.1	14.6	036	3.4	18.6	033	3.2
2.7	034	3.3	6.7	031	3.0	10.7	037	3.5	14.7	035	3.3	18.7	035	3.3
2.8	097	9.3	6.8	034	3.3	10.8	035	3.3	14.8	034	3.3	18.8	034	3.3
2.9	050	4.8	6.9	033	3.2	10.9	034	3.3	14.9	033	3.2	18.9	033	3.2

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c		PUNTA	q _c
3.0	114	10.9	7.0	036	3.4	11.0	033	3.2	15.0	034	3.3	19.0	035	3.3
3.1	310	29.6	7.1	034	3.3	11.1	034	3.3	15.1	170	16.3	19.1	034	3.3
3.2	131	12.5	7.2	041	3.9	11.2	033	3.2	15.2	290	27.7	19.2	036	3.4
3.3	092	8.8	7.3	050	4.8	11.3	034	3.3	15.3	540	51.6	19.3	034	3.3
3.4	084	8.0	7.4	120	11.5	11.4	034	3.3	15.4	710	67.9	19.4	035	3.3
3.5	070	6.7	7.5	084	8.0	11.5	032	3.1	15.5	062	5.9	19.5	036	3.4
3.6	034	3.3	7.6	050	4.8	11.6	031	3.0	15.6	054	5.2	19.6	034	3.3
3.7	114	10.9	7.7	042	4.0	11.7	034	3.3	15.7	031	3.0	19.7	035	3.3
3.8	540	51.6	7.8	034	3.3	11.8	035	3.3	15.8	034	3.3	19.8	036	3.4
3.9	670	64.1	7.9	032	3.1	11.9	034	3.3	15.9	033	3.2	19.9	034	3.3



SONDEO DE CONO ELÉCTRICO

REGISTRO DE CAMPO

Estudio de mecánica de suelos para la construcción de un edificio para el predio en Av. Insurgentes Sur No. 319

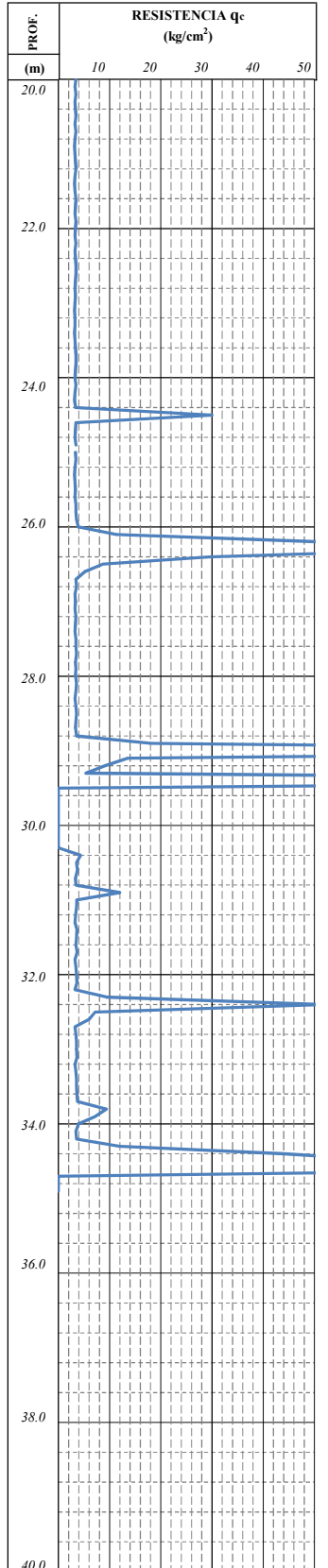
Sondeo CPT-2 Superviso Ing. _____ Fecha _____ Proyecto _____ Hoja: 2 de 2
 Cota _____ Brocal _____ Hora Inici _____ Hora Fin _____ Ubicación _____ N.A.F.: m
 Cono No. I Consola I K = I Ac = 10.5 cm² Equipo Long Year 24 Operador _____

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc
20.0	036	3.4	24.0	034	3.3	28.0	035	3.3	32.0	037	3.5	36.0		0.0
20.1	034	3.3	24.1	036	3.4	28.1	037	3.5	32.1	038	3.6	36.1		0.0
20.2	036	3.4	24.2	034	3.3	28.2	036	3.4	32.2	034	3.3	36.2		0.0
20.3	034	3.3	24.3	033	3.2	28.3	034	3.3	32.3	098	9.4	36.3		0.0
20.4	035	3.3	24.4	035	3.3	28.4	036	3.4	32.4	545	52.1	36.4		0.0
20.5	036	3.4	24.5	314	30.0	28.5	037	3.5	32.5	075	7.2	36.5		0.0
20.6	034	3.3	24.6	036	3.4	28.6	036	3.4	32.6	062	5.9	36.6		0.0
20.7	036	3.4	24.7	035	3.3	28.7	035	3.3	32.7	034	3.3	36.7		0.0
20.8	034	3.3	24.8	034	3.3	28.8	037	3.5	32.8	036	3.4	36.8		0.0
20.9	033	3.2	24.9	036	3.4	28.9	190	18.2	32.9	037	3.5	36.9		0.0

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc
21.0	034	3.3	25.0	035	3.3	29.0	1700	162.5	33.0	037	3.5	37.0		0.0
21.1	035	3.3	25.1	036	3.4	29.1	142	13.6	33.1	038	3.6	37.1		0.0
21.2	036	3.4	25.2	034	3.3	29.2	095	9.1	33.2	034	3.3	37.2		0.0
21.3	034	3.3	25.3	033	3.2	29.3	056	5.4	33.3	036	3.4	37.3		0.0
21.4	033	3.2	25.4	034	3.3	29.4	1800	172.1	33.4	037	3.5	37.4		0.0
21.5	034	3.3	25.5	035	3.3	29.5		0.0	33.5	037	3.5	37.5		0.0
21.6	036	3.4	25.6	034	3.3	29.6		0.0	33.6	038	3.6	37.6		0.0
21.7	035	3.3	25.7	036	3.4	29.7		0.0	33.7	039	3.7	37.7		0.0
21.8	034	3.3	25.8	036	3.4	29.8		0.0	33.8	098	9.4	37.8		0.0
21.9	036	3.4	25.9	037	3.5	29.9		0.0	33.9	075	7.2	37.9		0.0

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc
22.0	035	3.3	26.0	041	3.9	30.0	000	0.0	34.0	041	3.9	38.0		0.0
22.1	034	3.3	26.1	119	11.4	30.1	000	0.0	34.1	036	3.4	38.1		0.0
22.2	036	3.4	26.2	540	51.6	30.2	000	0.0	34.2	037	3.5	38.2		0.0
22.3	034	3.3	26.3	810	77.4	30.3	000	0.0	34.3	125	12.0	38.3		0.0
22.4	035	3.3	26.4	310	29.6	30.4	045	4.3	34.4	458	43.8	38.4		0.0
22.5	036	3.4	26.5	090	8.6	30.5	037	3.5	34.5	697	66.6	38.5		0.0
22.6	036	3.4	26.6	054	5.2	30.6	039	3.7	34.6	1200	114.7	38.6		0.0
22.7	035	3.3	26.7	036	3.4	30.7	035	3.3	34.7	000	0.0	38.7		0.0
22.8	034	3.3	26.8	037	3.5	30.8	036	3.4	34.8	000	0.0	38.8		0.0
22.9	035	3.3	26.9	034	3.3	30.9	125	12.0	34.9	000	0.0	38.9		0.0

PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA		PROF. (m)	LECTURA	
	PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc		PUNTA	qc
23.0	034	3.3	27.0	035	3.3	31.0	038	3.6	35.0		0.0	39.0		0.0
23.1	033	3.2	27.1	034	3.3	31.1	037	3.5	35.1		0.0	39.1		0.0
23.2	034	3.3	27.2	036	3.4	31.2	035	3.3	35.2		0.0	39.2		0.0
23.3	034	3.3	27.3	035	3.3	31.3	034	3.3	35.3		0.0	39.3		0.0
23.4	033	3.2	27.4	034	3.3	31.4	038	3.6	35.4		0.0	39.4		0.0
23.5	034	3.3	27.5	036	3.4	31.5	037	3.5	35.5		0.0	39.5		0.0
23.6	035	3.3	27.6	036	3.4	31.6	036	3.4	35.6		0.0	39.6		0.0
23.7	036	3.4	27.7	037	3.5	31.7	038	3.6	35.7		0.0	39.7		0.0
23.8	036	3.4	27.8	035	3.3	31.8	034	3.3	35.8		0.0	39.8		0.0
23.9	035	3.3	27.9	036	3.4	31.9	036	3.4	35.9		0.0	39.9		0.0



ANEXO 3

LÍMITES DE CONSISTENCIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO : *Mecánica de suelos para edificio dos sótanos, planta baja, trece niveles*

LABORATORISTA : ---

LOCALIZACIÓN : *Insurgentes Sur 319*

CALCULISTA : ---

SONDEO : SM-1

Vo. Bo. : ---

ÁREA : *Zona III. Lacustre*

FECHA : ---

MUESTRA : M-2

PROFUNDIDAD : m

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA : *Limo de alta plasticidad*

LÍMITE LÍQUIDO

CÁPSULA No.	200	171	192	79	
PESO DE LA CÁPSULA (gr.)	2.20	2.20	2.20	2.30	
No. DE GOLPES	32	24	16	8	
PESO MUESTRA HÚMEDA + CÁPSULA (gr.)	15.50	15.10	15.00	15.30	
PESO MUESTRA SECA + CÁPSULA (gr.)	9.00	8.73	8.60	8.70	
PESO DEL AGUA (gr.)	6.50	6.37	6.40	6.60	
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	6.80	6.53	6.40	6.40	
CONTENIDO DE AGUA	95.59	97.55	100.00	103.13	

LÍMITE PLÁSTICO

CÁPSULA No.	194	199
PESO DE LA CÁPSULA (gr.)	2.20	2.20
PESO MUESTRA HÚMEDA + CÁPSULA (gr.)	6.40	6.50
PESO MUESTRA SECA + CÁPSULA (gr.)	5.00	5.10
PESO DEL AGUA (gr.)	1.40	1.40
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	2.80	2.90
CONTENIDO DE AGUA	50.00	48.28

LÍMITE LÍQUIDO (LL)

97.2

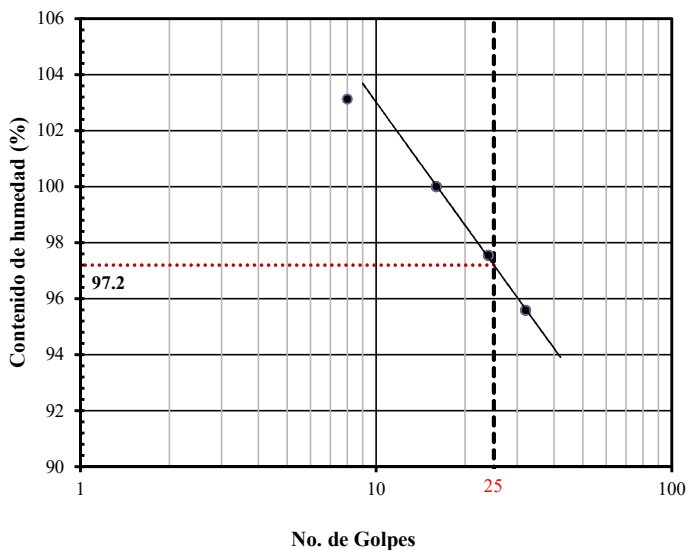
LÍMITE PLÁSTICO (LP)

49.1

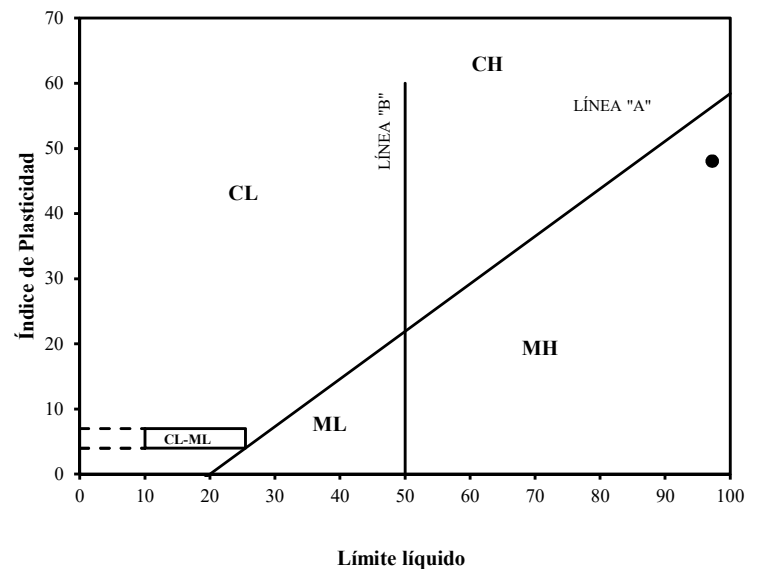
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)

48.1

GRAFICA DE LÍMITE LÍQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



LÍMITES DE CONSISTENCIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO : *Mecánica de suelos para edificio dos sótanos, planta baja, trece niveles*

LABORATORISTA : ---

LOCALIZACIÓN : *Insurgentes Sur 319*

CALCULISTA : ---

SONDEO : SM-1

Vo. Bo. : ---

ÁREA : *Zona III. Lacustre*

FECHA : ---

MUESTRA : M-6

PROFUNDIDAD : m

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA : *Arcilla de alta plasticidad*

LÍMITE LÍQUIDO

CÁPSULA No.	168	164	172	13	
PESO DE LA CÁPSULA (gr.)	2.20	2.20	2.20	2.20	
No. DE GOLPES	32	24	16	8	
PESO MUESTRA HÚMEDA + CÁPSULA (gr.)	15.50	15.30	15.00	15.80	
PESO MUESTRA SECA + CÁPSULA (gr.)	10.85	10.65	10.37	10.80	
PESO DEL AGUA (gr.)	4.65	4.65	4.63	5.00	
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	8.65	8.45	8.17	8.60	
CONTENIDO DE AGUA	53.76	55.03	56.67	58.14	

LÍMITE PLÁSTICO

CÁPSULA No.	197	190
PESO DE LA CÁPSULA (gr.)	2.20	2.20
PESO MUESTRA HÚMEDA + CÁPSULA (gr.)	6.60	6.70
PESO MUESTRA SECA + CÁPSULA (gr.)	5.60	5.70
PESO DEL AGUA (gr.)	1.00	1.00
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	3.40	3.50
CONTENIDO DE AGUA	29.41	28.57

LÍMITE LÍQUIDO (LL)

54.8

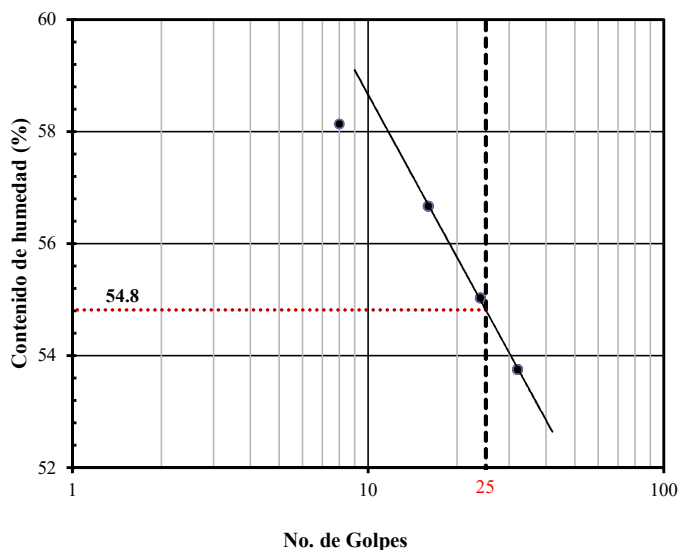
LÍMITE PLÁSTICO (LP)

29.0

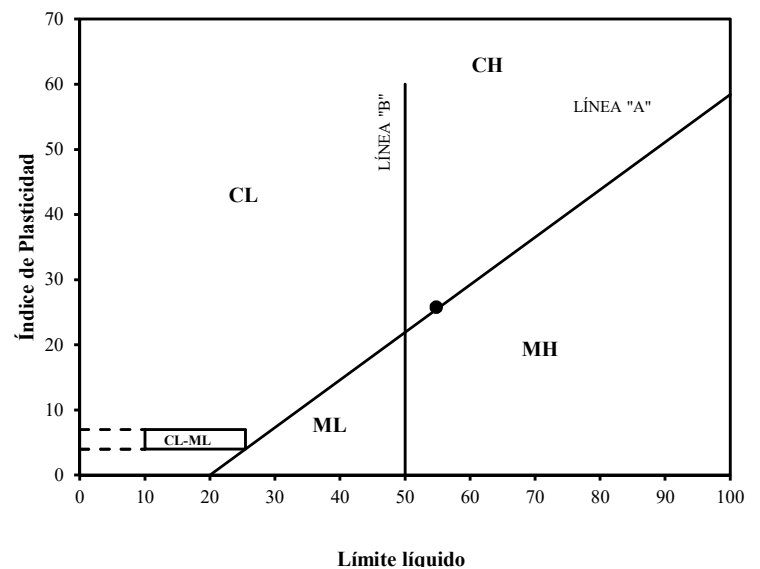
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)

25.8

GRAFICA DE LÍMITE LÍQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



LÍMITES DE CONSISTENCIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO : *Mecánica de suelos para edificio dos sótanos, planta baja, trece niveles*

LABORATORISTA : ---

LOCALIZACIÓN : *Insurgentes Sur 319*

CALCULISTA : ---

SONDEO : SM-2

Vo. Bo. : ---

ÁREA : *Zona III. Lacustre*

FECHA : ---

MUESTRA : M-3

PROFUNDIDAD : m

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA : *Arcilla de alta plasticidad*

LÍMITE LÍQUIDO

CÁPSULA No.	134	197	175	180	
PESO DE LA CÁPSULA (gr.)	2.30	2.20	2.20	2.20	
No. DE GOLPES	41	31	22	11	
PESO MUESTRA HÚMEDA + CÁPSULA (gr.)	15.00	14.70	14.60	14.50	
PESO MUESTRA SECA + CÁPSULA (gr.)	6.80	6.60	6.53	6.40	
PESO DEL AGUA (gr.)	8.20	8.10	8.07	8.10	
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	4.50	4.40	4.33	4.20	
CONTENIDO DE AGUA	182.22	184.09	186.37	192.86	

LÍMITE PLÁSTICO

CÁPSULA No.	174	192
PESO DE LA CÁPSULA (gr.)	2.20	2.20
PESO MUESTRA HÚMEDA + CÁPSULA (gr.)	6.10	6.00
PESO MUESTRA SECA + CÁPSULA (gr.)	4.60	4.60
PESO DEL AGUA (gr.)	1.50	1.40
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	2.40	2.40
CONTENIDO DE AGUA	62.50	58.33

LÍMITE LÍQUIDO (LL)

185.5

LÍMITE PLÁSTICO (LP)

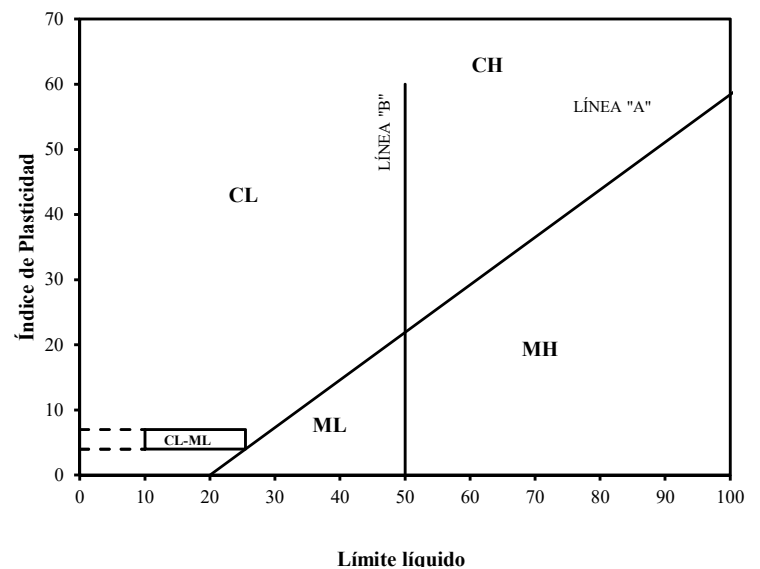
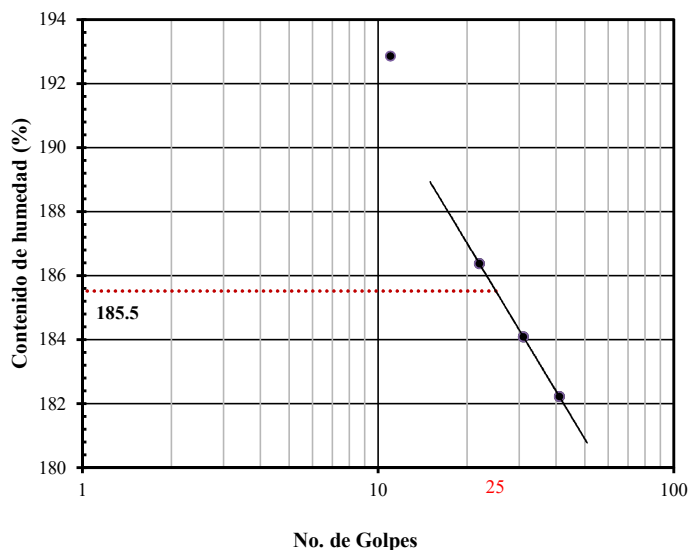
60.4

ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)

125.1

GRAFICA DE LÍMITE LÍQUIDO

CARTA DE PLASTICIDAD



LÍMITES DE CONSISTENCIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO : *Mecánica de suelos para edificio dos sótanos, planta baja, trece niveles*

LABORATORISTA : ---

LOCALIZACIÓN : *Insurgentes Sur 319*

CALCULISTA : ---

SONDEO : SM-2

Vo. Bo. : ---

ÁREA : *Zona III. Lacustre*

FECHA : ---

MUESTRA : *M-10*

PROFUNDIDAD : m

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA : *Arcilla de baja plasticidad*

LÍMITE LÍQUIDO

CÁPSULA No.	171	182	198	120	
PESO DE LA CÁPSULA (gr.)	2.20	2.20	2.20	2.10	
No. DE GOLPES	32	24	16	8	
PESO MUESTRA HÚMEDA + CÁPSULA (gr.)	14.20	14.30	14.00	13.90	
PESO MUESTRA SECA + CÁPSULA (gr.)	11.25	11.30	11.04	10.90	
PESO DEL AGUA (gr.)	2.95	3.00	2.96	3.00	
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	9.05	9.10	8.84	8.80	
CONTENIDO DE AGUA	32.60	32.97	33.48	34.09	

LÍMITE PLÁSTICO

CÁPSULA No.	177	168
PESO DE LA CÁPSULA (gr.)	2.20	2.20
PESO MUESTRA HÚMEDA + CÁPSULA (gr.)	6.40	6.60
PESO MUESTRA SECA + CÁPSULA (gr.)	5.80	5.90
PESO DEL AGUA (gr.)	0.60	0.70
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	3.60	3.70
CONTENIDO DE AGUA	16.67	18.92

LÍMITE LÍQUIDO (LL)

32.9

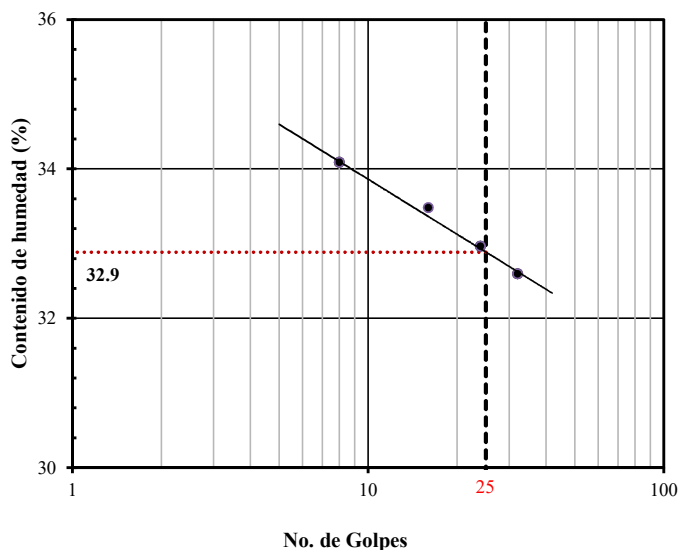
LÍMITE PLÁSTICO (LP)

17.8

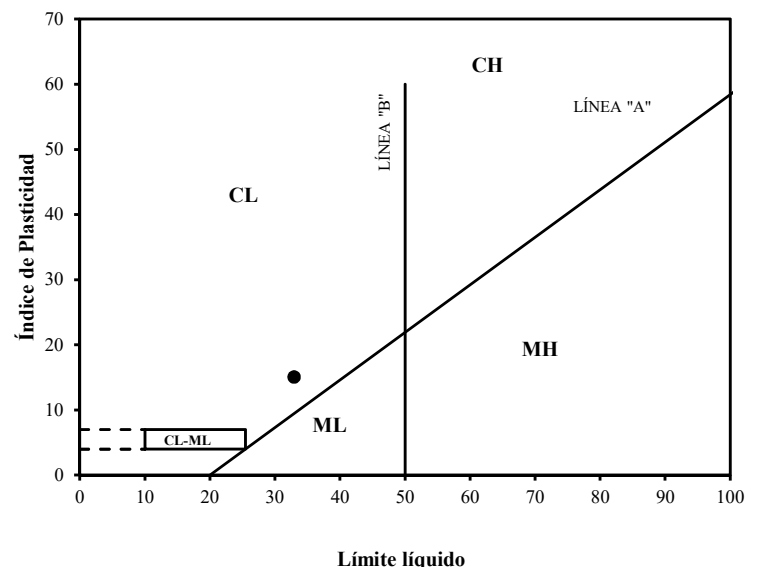
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)

15.1

GRAFICA DE LÍMITE LÍQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



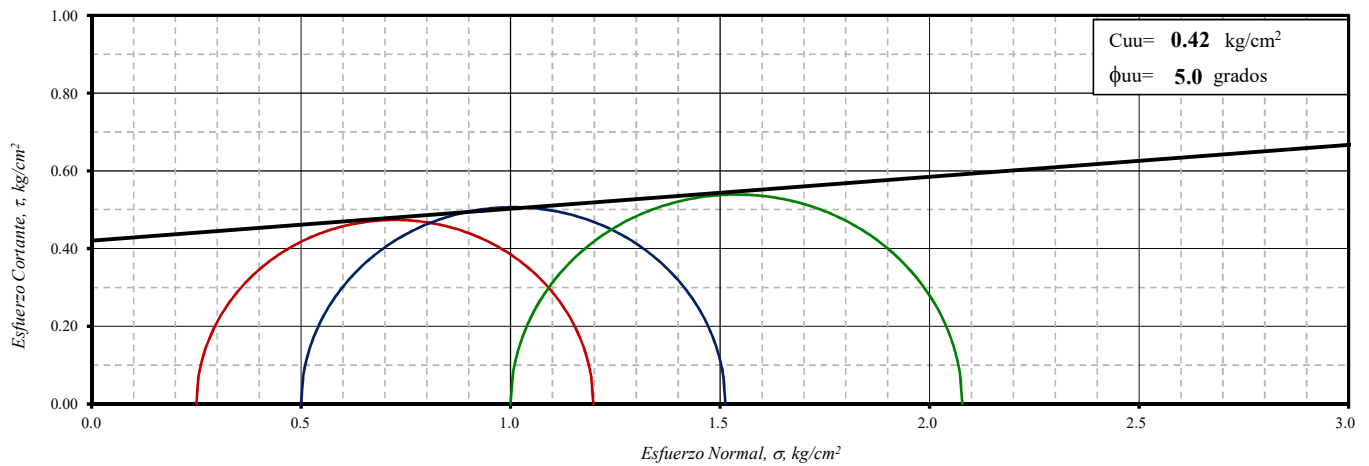
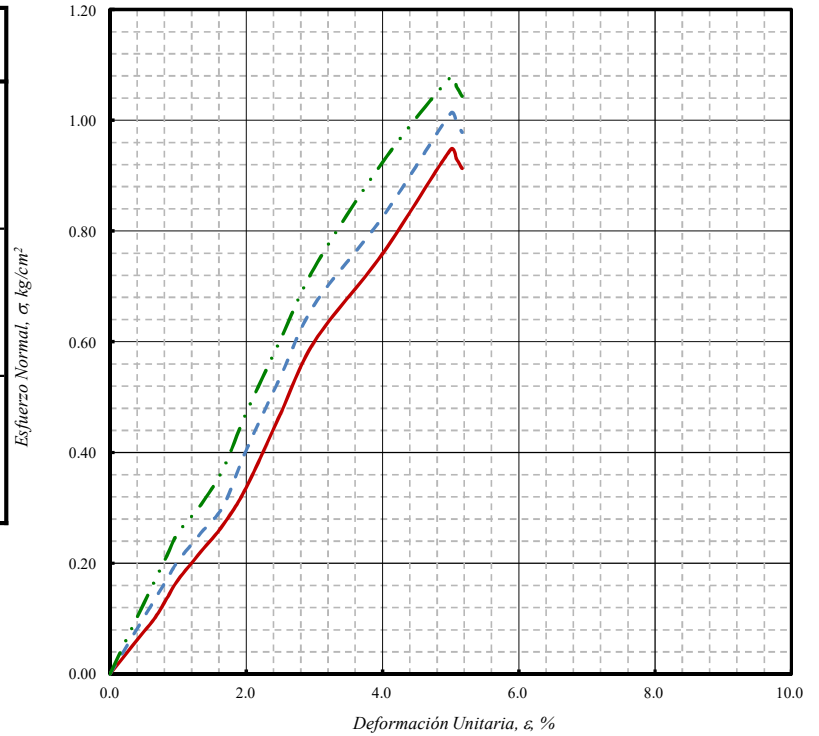
ENSAYE COMPRESIÓN TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELO

OBRA:	Diseño geotécnico para un edificio de dos sótanos, planta baja y trece niveles superiores	
LOCALIZACIÓN:	Insurgentes Sur 319	HOJA: 4 DE 4
SONDEO:	PCA-1	FECHA: 00/01/1900
PROFUNDIDAD:	1.80-2.00	MUESTRA: 1

Probeta No.	Contenido de Agua inicial %	Contenido de Agua final %	Relación de Vacíos inicial	Relación de Vacíos final	Grado de Saturación inicial %	Grado de Saturación final %	Peso Volumétrico final, ton/m ³		Esfuerzo, kg/cm ²	
							ρ_{humedo}	ρ_{seco}	Confinante S_3	Desviador $S_1 - S_3$
1	112.92	55.00	2.934	1.514	96.60	91.22	1.549	0.999	0.250	0.947
2	113.10	54.76	2.979	1.544	95.28	89.03	1.531	0.987	0.500	1.013
3	113.07	53.89	3.004	1.632	94.48	82.88	1.473	0.954	1.000	1.078

Simbolo	S_3 kg/cm ²	E kg/cm ²	Observaciones
—	0.250	15	
- - -	0.500	21	
- · - · -	1.000	26	



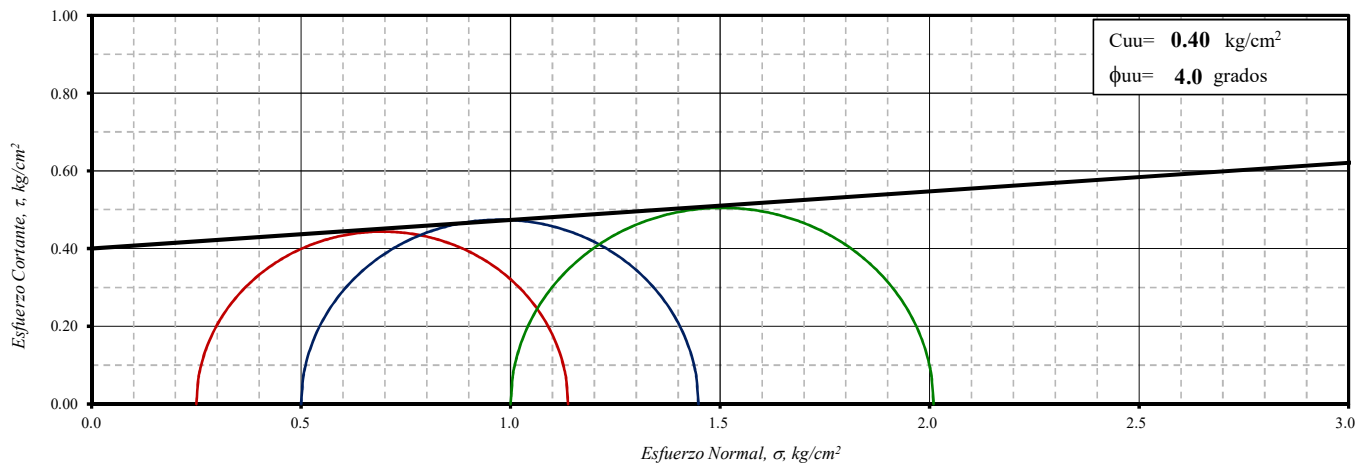
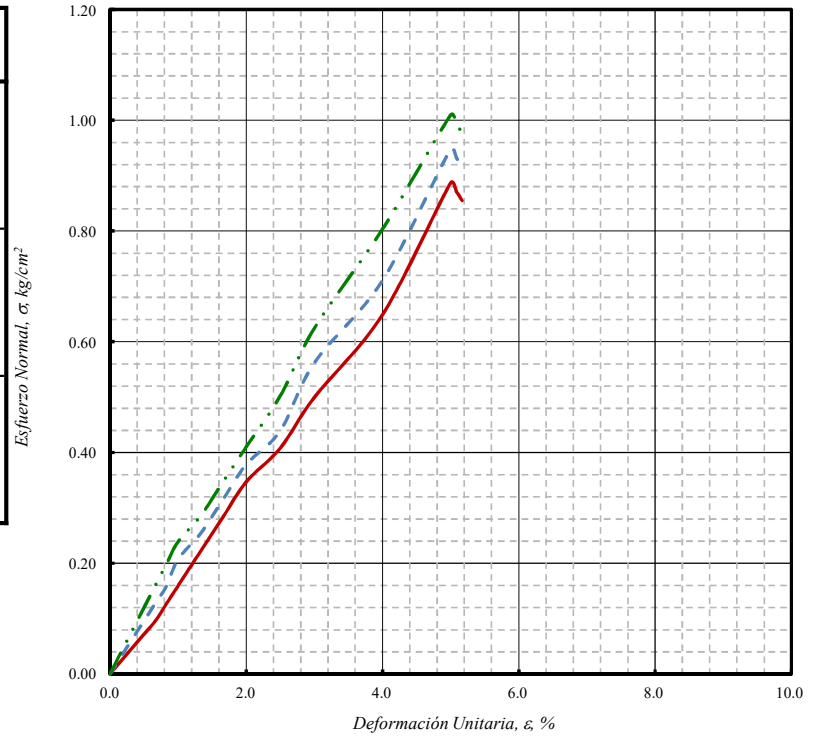
ENSAYE COMPRESIÓN TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELO

OBRA:	Diseño geotécnico para un edificio de dos sótanos, planta baja y trece niveles superiores	
LOCALIZACIÓN:	Insurgentes Sur 319	HOJA: 4 DE 4
SONDEO:	PCA-2	FECHA: 00/01/1900
PROFUNDIDAD:	1.60-1.80	MUESTRA: 1

Probeta No.	Contenido de Agua inicial	Contenido de Agua final	Relación de Vacíos inicial	Relación de Vacíos final	Grado de Saturación inicial	Grado de Saturación final	Peso Volumétrico final, ton/m ³		Esfuerzo, kg/cm ²	
	%	%	---	---	%	%	ρ_{humedo}	ρ_{seco}	Confinante S_3	Desviador $S_1 - S_3$
1	84.32	55.00	2.207	1.684	95.89	81.99	1.450	0.935	0.250	0.887
2	84.37	54.76	2.235	1.716	94.73	80.09	1.433	0.924	0.500	0.948
3	84.41	53.89	2.267	1.823	93.45	74.20	1.374	0.889	1.000	1.010

Simbolo	S_3 kg/cm ²	E kg/cm ²	Observaciones
—	0.250	14	
- - -	0.500	19	
- · - · -	1.000	24	



CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

OBRA: Mecánica de suelos para edificio de dos sótanos, planta baja y trece niveles

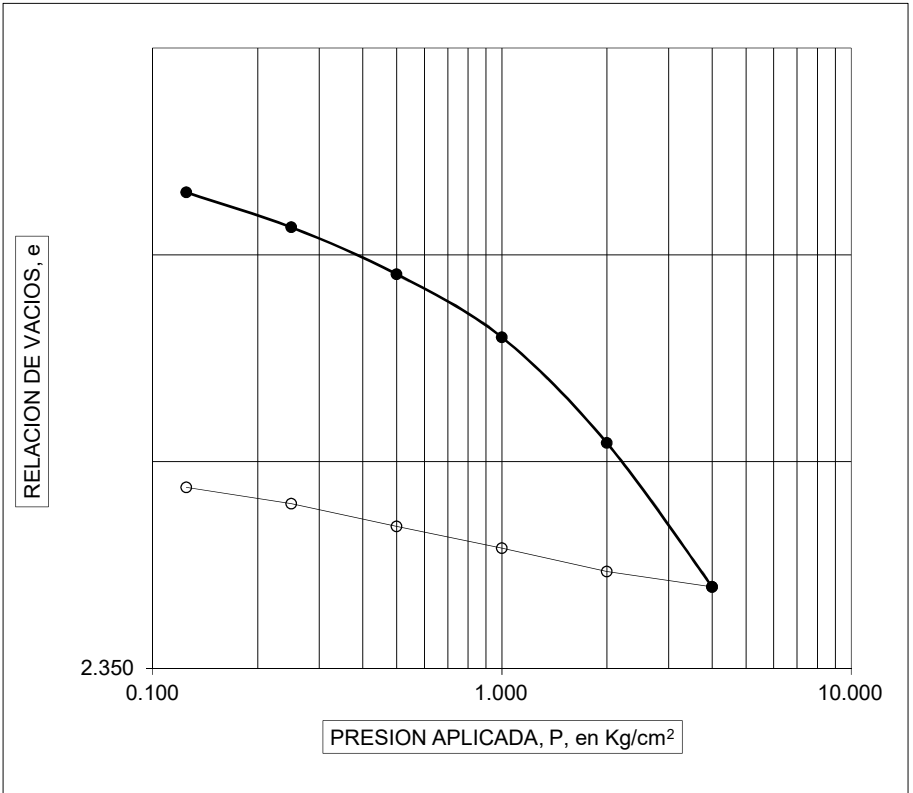
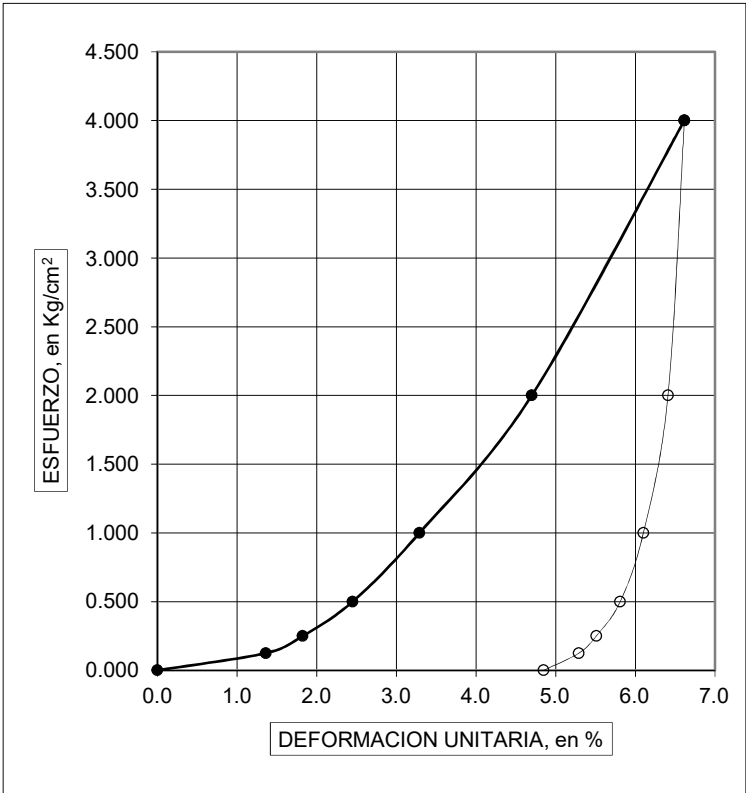
UBICACION: Insurgentes Sur 319

CLASIF.: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO

SONDEO: SM-1
MUESTRA: SH-6-1

PROF.: 3.00-3.20

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL e _i --	FINAL e _f --	INICIAL w _i %	FINAL w _f %	INICIAL Gw _i %	FINAL Gw _f %	HUMEDO γ _h Ton/m ³	SECO γ _s Ton/m ³	
2.520	2.629	2.453	101.43	167.05	97.21	171.58	1.399	0.694	OH-MH



CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

OBRA: Mecánica de suelos para edificio de dos sótanos, planta baja y trece niveles

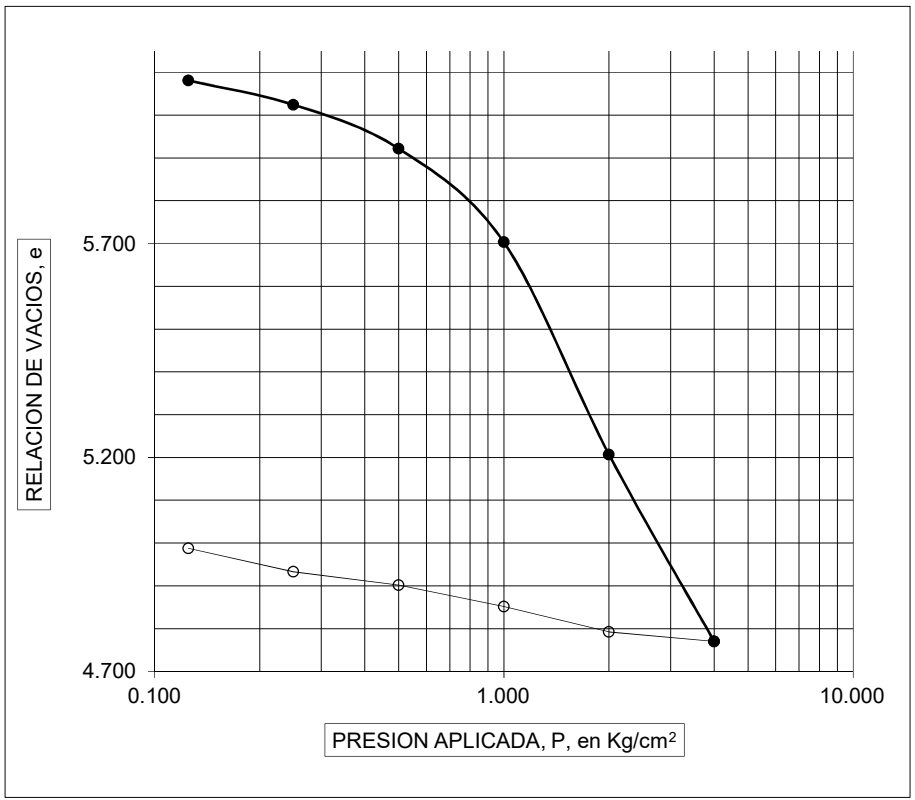
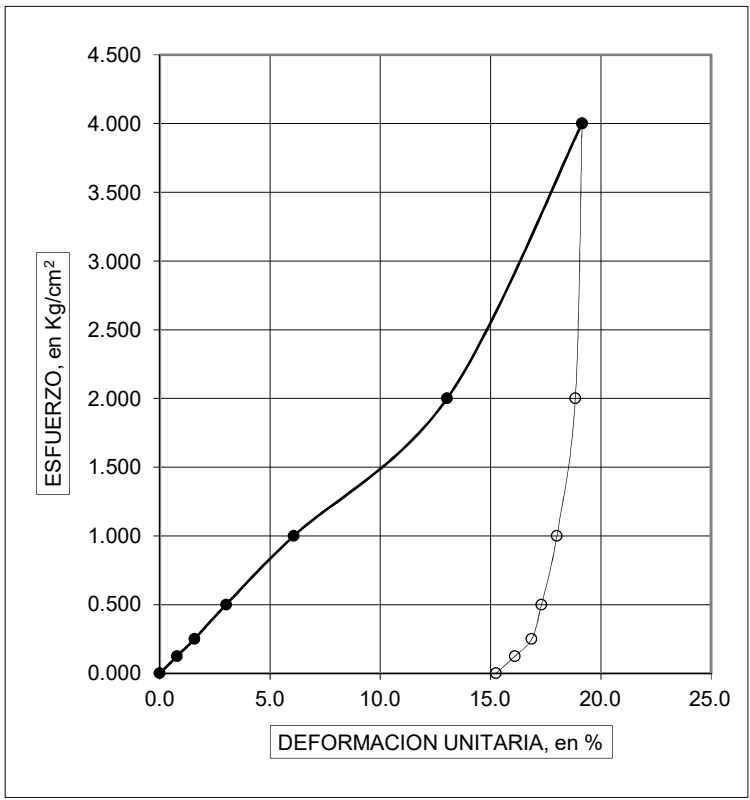
UBICACION: Insurgentes Sur 319

CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

SONDEO: SM-1
MUESTRA: SH-14-2

PROF.: 8.38-8.60

DENSIDAD DE SÓLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL e _i --	FINAL e _f --	INICIAL w _i %	FINAL w _f %	INICIAL Gw _i %	FINAL Gw _f %	HUMEDO γ _h Ton/m ³	SECO γ _s Ton/m ³	
2.180	6.137	5.048	275.66	342.76	97.93	148.01	1.148	0.305	CH



CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

OBRA: Mecánica de suelos para edificio de dos sótanos, planta baja y trece niveles

UBICACION: Insurgentes Sur 319

CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: SH-22-UNICO

PROF.: 13.30-13.60

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL e _i --	FINAL e _f --	INICIAL w _i %	FINAL w _f %	INICIAL Gw _i %	FINAL Gw _f %	HUMEDO γ _h Ton/m ³	SECO γ _s Ton/m ³	
2.260	8.475	6.906	373.36	448.03	99.56	146.62	1.129	0.239	CH

