



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**“REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN COMPENSADA PARA UN
EDIFICIO DE 5 NIVELES UBICADO EN ZONA DE LAGO”**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTÉCNIA

PRESENTA:

ING. ANGEL ARMANDO MORENO VILLEGAS

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO**

CIUDAD DE MÉXICO

NOVIEMBRE 2019



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

	Página
I INTRODUCCIÓN	1
I.1 Objetivos	1
I.2 Alcances	1
II ANTECEDENTES	2
II.1 Localización del edificio	2
II.2 Descripción arquitectónica del edificio	2
III TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	5
III.1 El sitio y sus alrededores	5
III.2 Exploración geotécnica	5
III.3 Trabajos de laboratorio	11
IV MODELO GEOTÉCNICO.....	14
IV.1 Caracterización regional del sitio	14
IV.2 Estratigrafía y propiedades	18
IV.3 Condiciones piezométricas	21
IV.4 Consideraciones sísmicas	21
V ANÁLISIS GEOTÉCNICO	23
V.1 Sistema de cimentación	23
V.2 Análisis de compensación	23
V.3 Capacidad de carga	24
V.4 Asentamientos	24
V.5 Verificación de los estados límite de falla y de servicio	28
V.6 Estabilidad de los cortes	29
V.7 Presión horizontal en contención	30
V.8 Estabilidad del fondo de la excavación	33
V.9 Estabilidad de la tablestaca	34
VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	36
VI.1 Instalación del sistema de contención	36
VI.2 Drenaje superficial	36

VI.3	Sistema de pozos de alivio	37
VI.4	Procedimiento de excavación	38
VII	PROCEDIMIENTO DE OBRA	40
VIII	CONCLUSIONES TÉCNICAS	46
IX	CONCLUSIONES GENERALES.....	49
X	REFERENCIAS	50
ANEXO I Perfiles estratigráficos		
ANEXO II Resultados de laboratorio		
ANEXO III Reporte fotográfico		

I.1 Objetivos

Objetivo general

En este trabajo se tiene como objetivo destacar los conocimientos y habilidades obtenidos durante los estudios de la Especialidad en Geotecnia, fusionados con los conocimientos adquiridos en la experiencia profesional, a través de la revisión de una cimentación para un edificio de 5 niveles ubicado en la zona de lago, correspondiente con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el cual está siendo construido en la actualidad. La revisión contempla, principalmente, el comportamiento de la cimentación durante el proceso de obra con base en el procedimiento constructivo planteado.

Objetivo específico

A través de la campaña de exploración geotécnica ejecutada para el Estudio de Mecánica de Suelos, realizar la caracterización de los materiales encontrados en dicha exploración y analizar métodos prácticos para la revisión de la cimentación, así como una verificación mediante el reglamento correspondiente.

I.2 Alcances

Con base en el procedimiento constructivo adoptado para el proyecto en revisión, se verificará que los parámetros de diseño seleccionados para llevarlo a cabo, así como la cimentación y dicho procedimiento elegidos, sean los correctos y cumplan con los requisitos de seguridad necesarios para la realización de la obra, considerando que actualmente se está llevando a cabo la construcción de la cimentación, lo cual fue propuesto por el autor del presente trabajo, por tal razón se verificará si la obra, con base en dicho proceso, ha tenido un comportamiento satisfactorio

II ANTECEDENTES

II.1 Localización del edificio

El proyecto contempla la construcción de un edificio en el predio ubicado en la Avenida Azúcar No. 139, en la colonia Granjas México, en la zona centro-oriente de la CDMX, dentro de la Alcaldía Iztacalco (figura 1); se destaca que durante el desarrollo de este trabajo fue construida la cimentación del edificio, la cual consiste en una cimentación compensada con un cajón desplantado a una profundidad de 4.70 m.



Figura 1. Ubicación del proyecto (Google Maps)

II.2 Descripción arquitectónica del edificio

El proyecto arquitectónico cubrirá un área del orden de 1440 m² y consiste en una edificación que consta de un nivel de semisótano con altura libre de 3.30 m y cuatro niveles superiores con altura variable para alcanzar 19 m en total.

El semisótano será utilizado como estacionamiento, en tanto que los demás niveles albergarán oficinas, salas de juntas y cuartos de servicio.

El proyecto mantendrá una forma irregular como se observa en la figura 2; en la figura 3 se observa un corte esquemático del edificio.

Es importante mencionar la presencia de dos cisternas, cuya profundidad de desplante alcanzará los 5.30 m de profundidad.

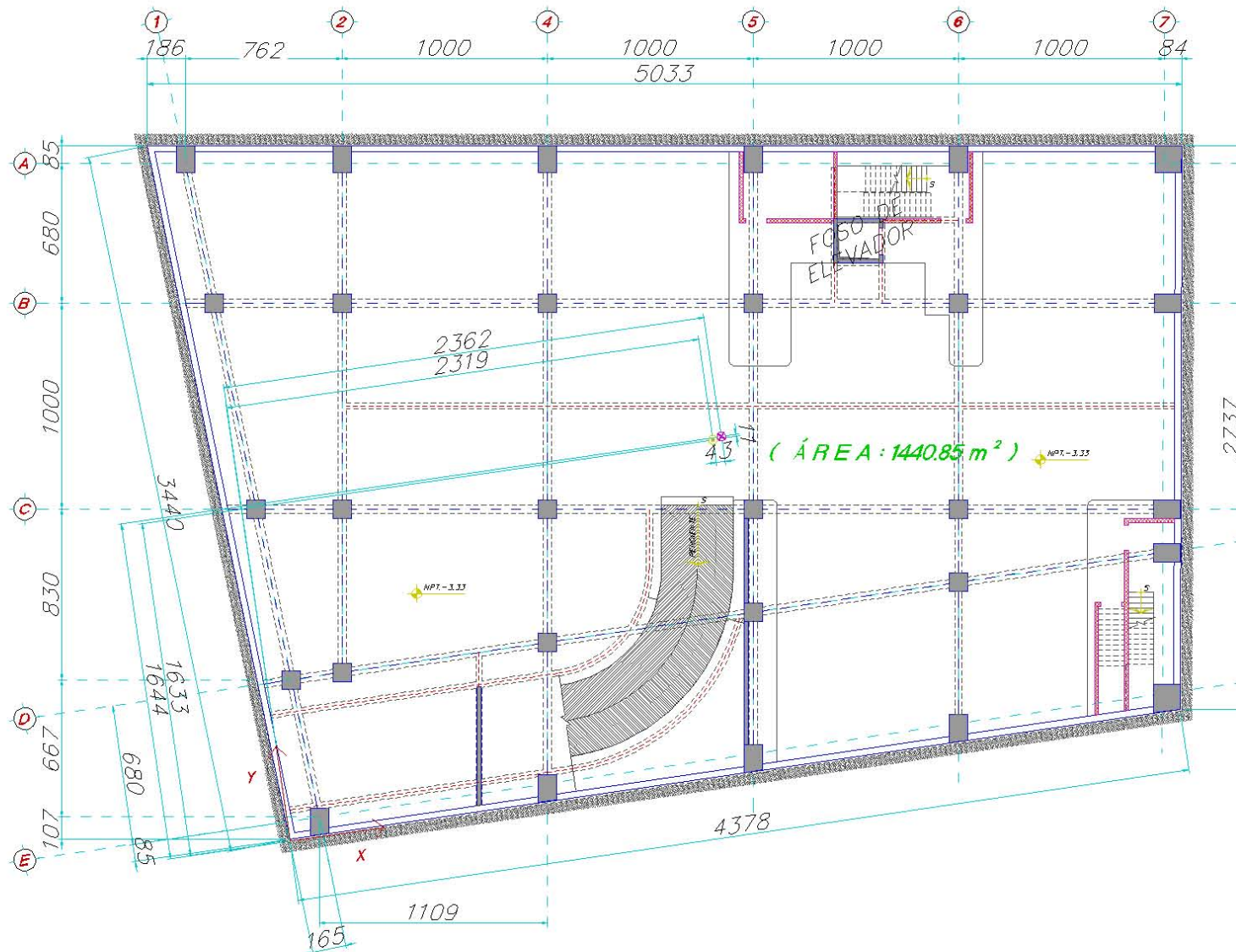


Figura 2. Planta de apoyos estructurales (cotas en cm)

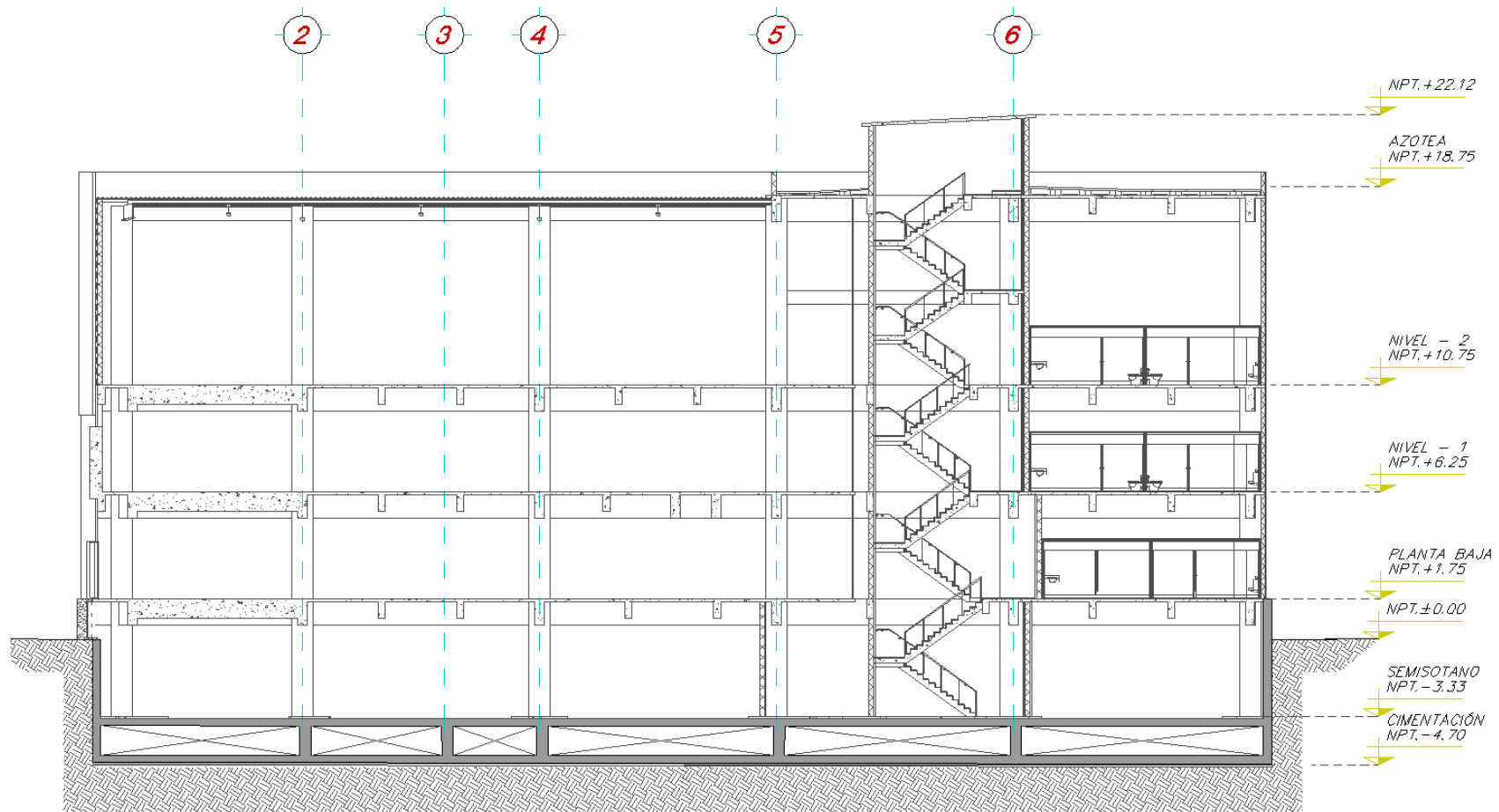


Figura 3. Corte esquemático del edificio

III TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

III.1 El sitio y sus alrededores

Como parte inicial de los trabajos de exploración, se realizó un reconocimiento del predio y su entorno, con objeto de observar las características geotécnicas y estado que guardan actualmente. En esta etapa, se definió la ubicación geográfica del sitio, mediante el empleo de un Sistema de Posicionamiento Global (GPS), estableciendo las coordenadas UTM medias coincidentes con el predio y que corresponden con las 488104 y 2145381 del uso 14 Q.

Durante el recorrido se efectuó una inspección visual de las estructuras, vialidades e instalaciones municipales de la zona, observando que en algunas edificaciones se encontraron daños asociados al comportamiento del subsuelo; ello se refleja también en vialidades, banquetas e instalaciones, donde aunado al escaso mantenimiento, se incrementa el deterioro.

De manera general, la zona presenta uso predominante comercial en la avenida principal y habitacional hacia las calles secundarias, caracterizado por estructuras con alturas variables entre 2 y 7 niveles. Se infiere que la solución de cimentación de los edificios más altos es a base de cajones o pilotes de fricción y para edificaciones de dos y tres niveles mediante zapatas corridas. La topografía de la zona se presenta parcialmente plana, destacando que las pendientes importantes son debidas a la infraestructura vial.

Se sabe que en el predio existía un restaurante KFC, el cual fue demolido para la construcción del proyecto de referencia. Durante la visita se observó que gran parte de la superficie del predio está cubierta por desechos habitacionales correspondientes a los residuos del edificio vecino, en el resto del predio se encuentra maleza y cantidades considerables de cascajo, losas y muros del edificio anterior.

III.2 Exploración geotécnica

La campaña de exploración se conformó por dos pozos a cielo abierto (PCA), con los cuales fue posible observar las características y estado de los materiales presentes en el subsuelo, de manera superficial, mientras que para determinar la configuración estratigráfica a mayor profundidad, se efectuó un sondeo exploratorio (SE) y un sondeo de muestreo selectivo SM.

Adicionalmente, y con objeto de observar las características de los materiales que conforman el terreno superficial, se realizaron ensayos con Penetrómetro Dinámico Ligero denominado PANDA (PA), a partir de cual se estableció la consistencia y estratigrafía mediante la resistencia a la penetración.

PANDA® es un penetrómetro dinámico ligero de energía variable con el cual es posible realizar un reconocimiento de los materiales hasta una profundidad de 5.0 m. El ensaye consiste, de manera general, en hincar hasta la profundidad deseada, un conjunto de barras provistas de una punta cónica en su extremo inferior. En cada golpe se mide la energía y la profundidad de avance, con estos datos es posible calcular directamente la resistencia del suelo q_p . A través de estos ensayos se exploró hasta 4.5 m de profundidad.



Figura 4. Equipo PANDA (Fotografía de Sol Solution)

La localización del predio con la ubicación esquemática de los trabajos, se indican de manera esquemática en la imagen de figura 5.



Figura 5. Imagen del sitio con la ubicación de los trabajos (Google Earth)

Los perfiles estratigráficos determinados de estos trabajos se muestran en las figuras 6 a 9.

PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: CPTu-1

UTM: 488113, 2145379

FECHA: MAYO, 2018

Prof. R. Punta/R. Fricción/SPT
kg/cm²/ kg/cm²/ No golpes

Humedad natural (%)
Presión de Poro (kg/cm²)

Granulometria (%)

Descripcion

(m) 0 25/ 0.75 /50 0

10/ 500 0

100

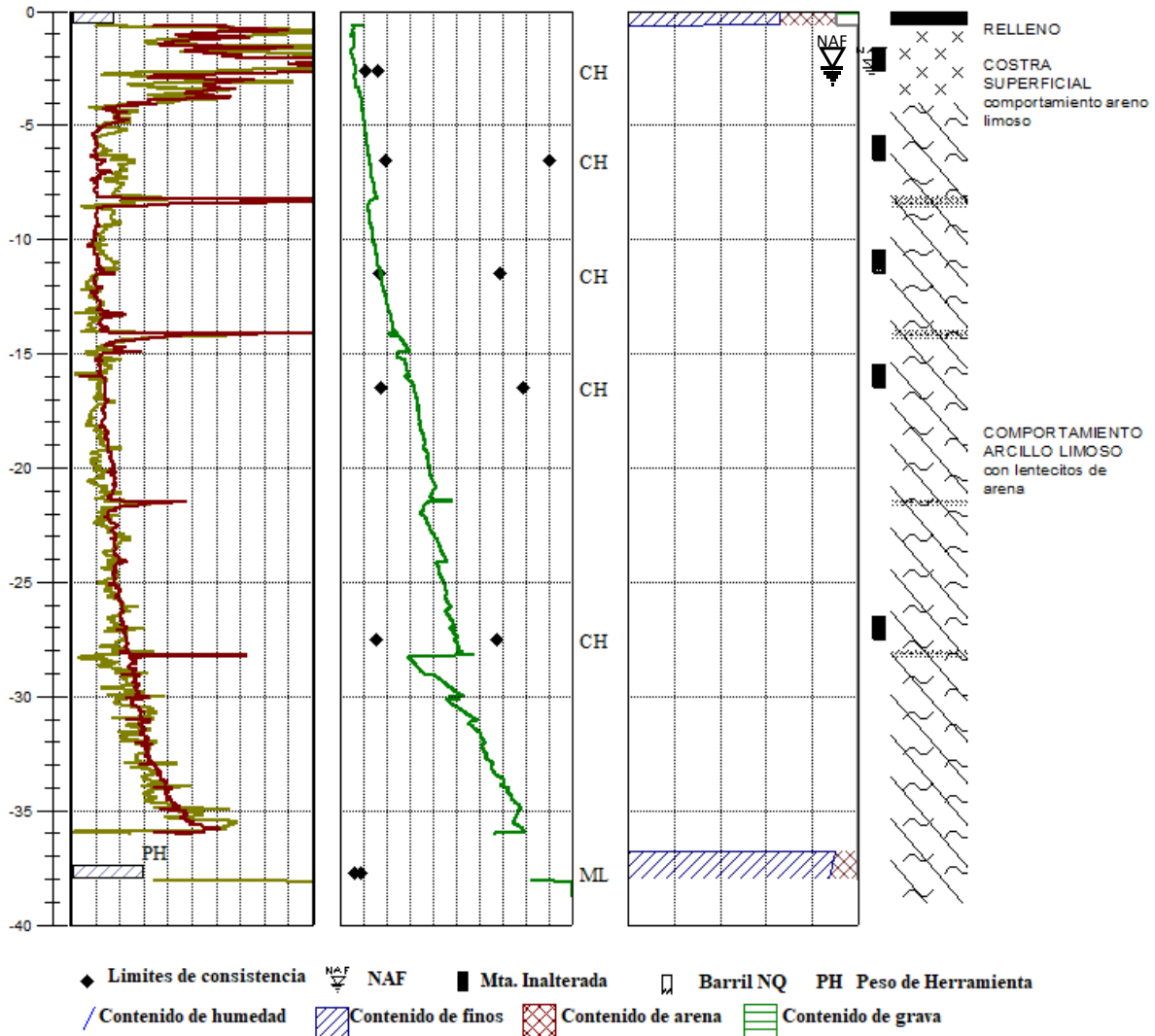


Figura 6. Perfil estratigráfico del SE-1

PROYECTO : AZUCAR 139

POZO : PCA-1

UTM : 488106, 2145388

FECHA : MAYO, 2018

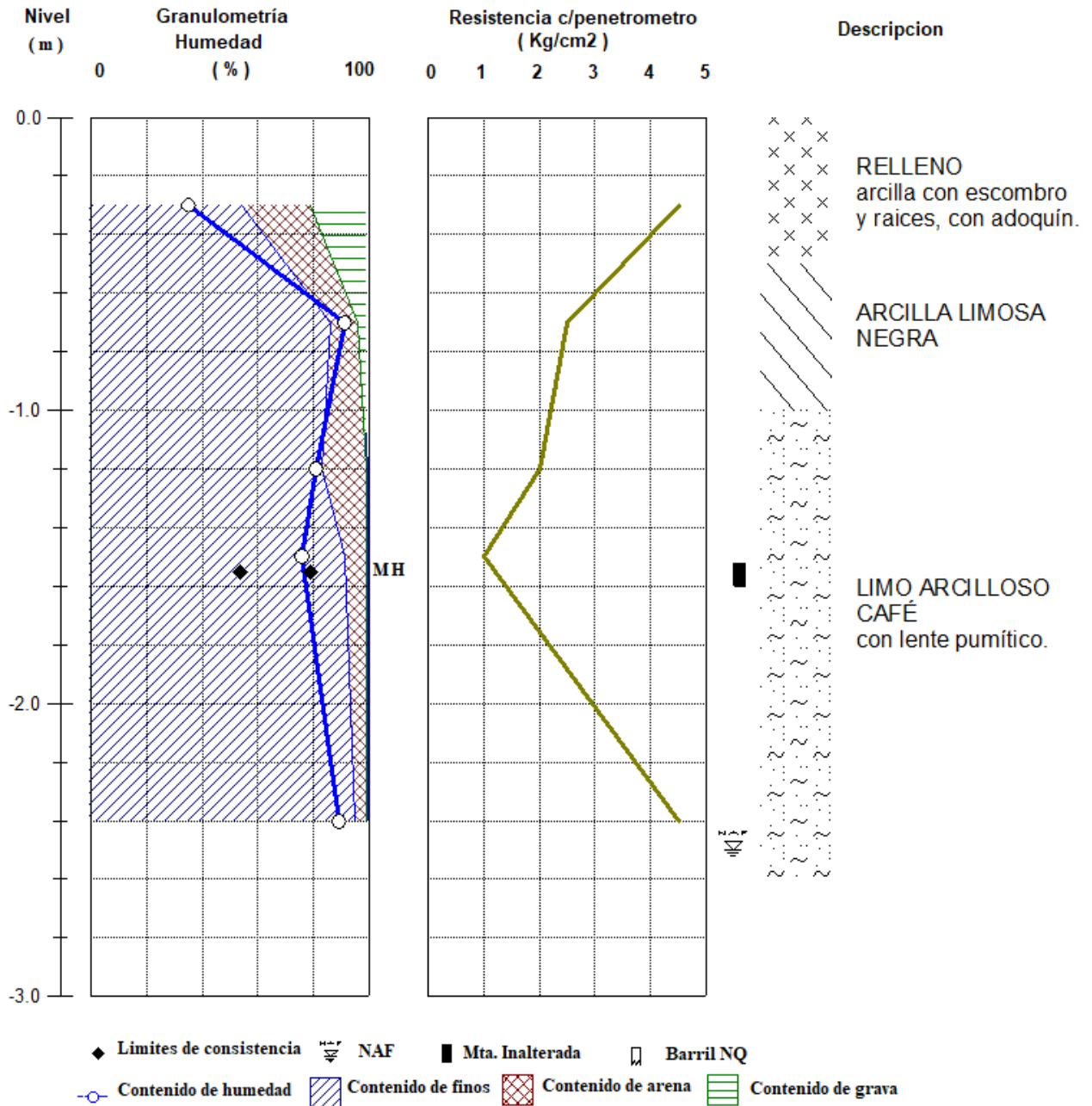


Figura 7. Perfil estratigráfico del PCA-1

PROYECTO : AZUCAR 139

POZO : PCA-2

UTM : 488106, 2145388

FECHA : MAYO, 2018

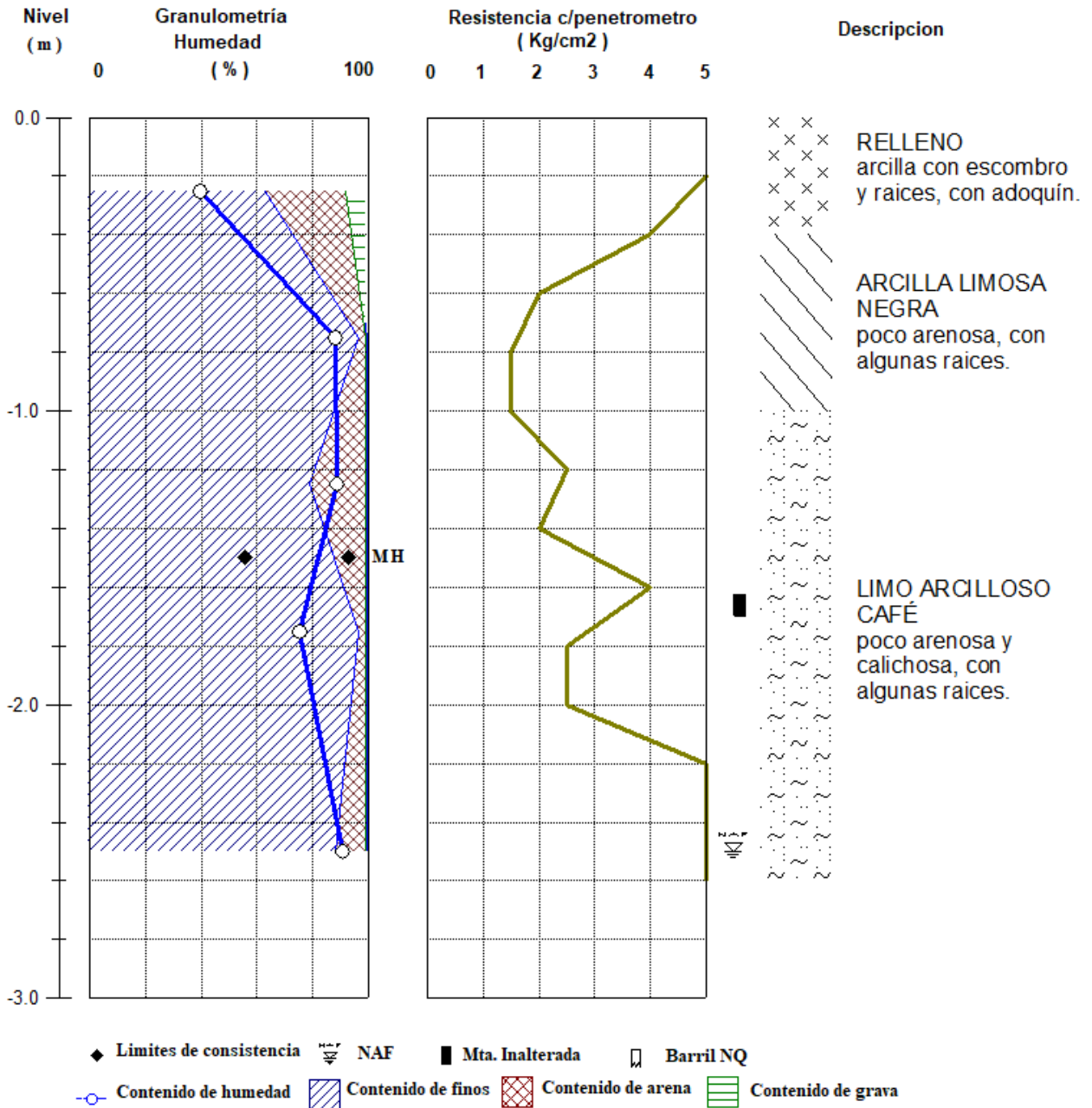


Figura 8. Perfil estratigráfico del PCA-2

PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: PANDAS

FECHA: MAYO, 2018

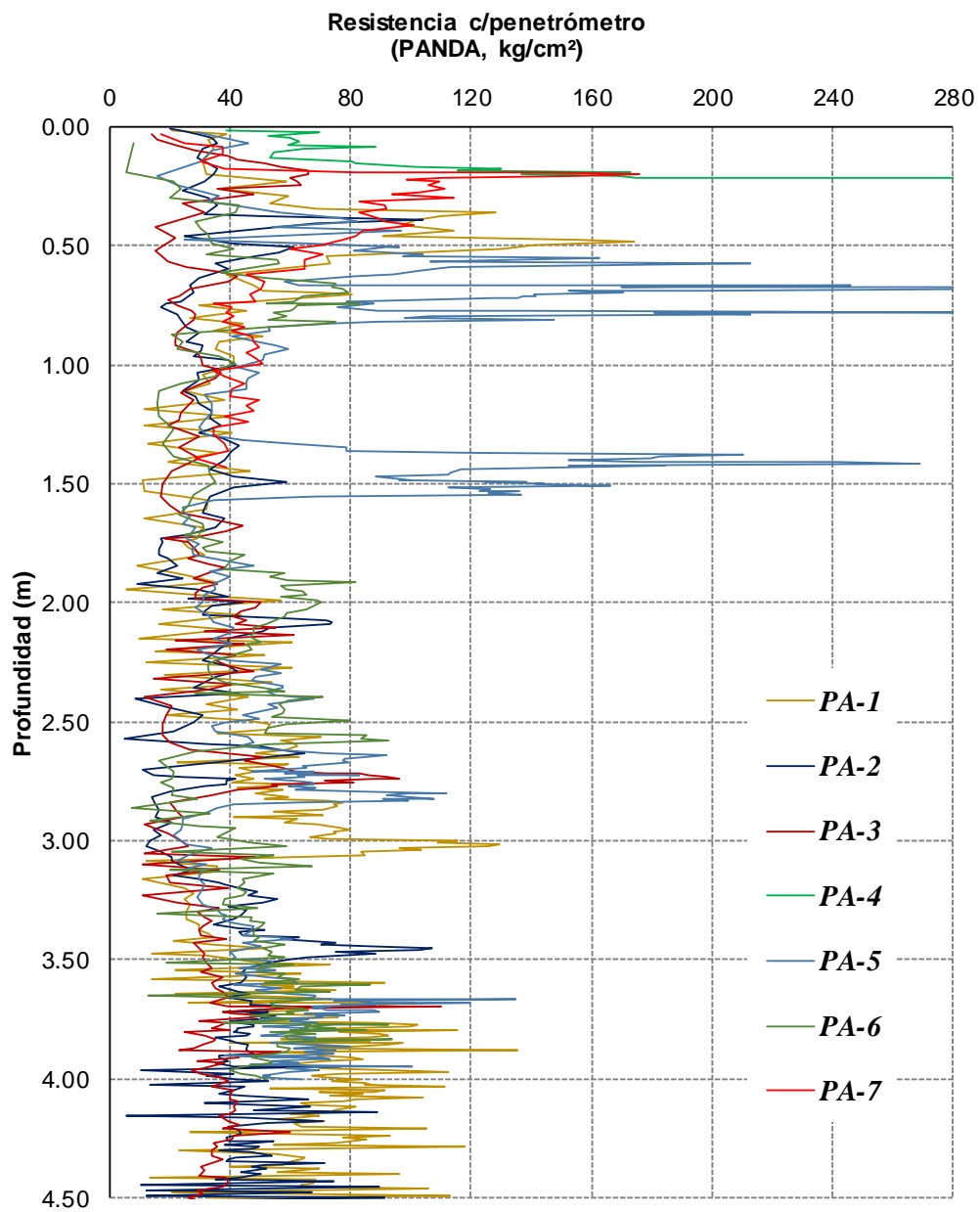


Figura 9. Perfiles PANDA

III.3 Trabajos de laboratorio

En todas las muestras obtenidas se efectuaron los siguientes ensayos índices:

- Contenido natural de agua
- Contenido de finos, arenas y gravas

Adicionalmente, en muestras seleccionadas se determinaron las siguientes propiedades:

- Límites de consistencia
- Densidad de solidos

Con los resultados de estas pruebas se identificó la naturaleza de los materiales, utilizando para ello el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

En las muestras inalteradas se realizaron, además de las pruebas anteriores, los siguientes ensayos mecánicos:

- Compresión simple
- Compresión triaxial en condiciones no consolidadas no drenadas
- Consolidación unidimensional

Las gráficas y resultados de los ensayos efectuados en laboratorio se consignan en el Anexo II y algunos de los resultados se incluyen en los perfiles estratigráficos.

III.3.1 Objetivo de las pruebas de laboratorio

Contenido natural de agua

Cuando se ejecuta una campaña de exploración con recuperación de muestras, como es el caso de la técnica SPT, PCA y muestreo inalterado mediante tubo de pared delgada, el contenido natural de agua (w) se convierte en una de las propiedades más importantes del suelo, esto se debe a que el comportamiento del suelo esta potencialmente influenciado por la cantidad de agua que lo conforma. La determinación del contenido natural de agua de un suelo es la prueba más simple, cuya variación forma parte del perfil estratigráfico.

De este modo, se pueden construir perfiles de contenido natural de agua vs profundidad para establecer una subclasificación del subsuelo, pudiendo, a partir de contenidos naturales de agua similares, definir la estratigrafía del sitio. Cabe destacar, que en los suelos blandos que caracterizan a la CDMX, el contenido natural de agua facilita la detección del inicio y final de los estratos. Además, esta propiedad puede idealizar, hasta cierto punto, las propiedades mecánicas del suelo.

Contenido de finos, arenas y gravas

La composición granulométrica es una de las propiedades que se realiza por el interés de conocer el origen del suelo, es decir, el tamaño de las partículas forma parte del historial del estrato, de modo que un suelo formado por arena gruesa puede originarse por el arrastre de

grandes corrientes de agua, en tanto que un suelo formado por materiales finos se pudo crear en una zona lacustre o de la cementación de cenizas volcánicas. En la mayoría de las ocasiones, la composición granulométrica del suelo forma parte importante de la historia geológica de las unidades estratigráficas.

Límites de consistencia

A partir de los estudios de Atterberg, se sabe que la plasticidad del suelo no es una propiedad permanente y que depende de su contenido de agua. Los límites de consistencia o también llamados límites de Atterberg representan a través del contenido de agua, el comportamiento de suelo en un intervalo entre estado líquido y estado plástico. De lo anterior, Atterberg define como *límite líquido* la frontera entre los estados semilíquido y plástico. De la misma forma, define al *límite plástico* la frontera entre los estados plástico y semisólido. Así mismo, nace el *índice de plasticidad*, que no es más que la diferencia entre el límite líquido y plástico y se define como el rango en el que un material se encuentra con una consistencia plástica.

Con base en lo anterior, se puede observar que los límites de consistencia representan el comportamiento del suelo, es decir, si se comporta como un material líquido o plástico. Estos ensayos de laboratorio son fundamentalmente importantes para clasificar materiales a partir del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Densidad de sólidos

La densidad de sólidos S_s es la relación entre el peso volumétrico de los sólidos del suelo relacionado con el peso volumétrico o densidad del agua, la cual debe cumplir características específicas para la ejecución de la prueba.

Esta propiedad es sumamente importante y se puede relacionar con la mayoría de las diversas propiedades del suelo, formando correlaciones para la obtención de distintos parámetros.

Prueba de compresión simple

Para la obtención de la resistencia a la compresión simple de una muestra de suelo, la prueba se lleva a cabo con un esfuerzo de confinamiento nulo, es decir, únicamente llevando a la falla la muestra a través de un esfuerzo principal σ_1 vertical.

A partir de la curva esfuerzo-deformación de esta prueba, se obtiene el módulo de deformación elástica para el cálculo de deformaciones de expansión y recompresión durante la etapa de excavación del sótano que demanda el proyecto, además de los asentamientos elásticos que suscitarán durante el procedimiento de construcción del edificio. Esta prueba es particularmente eficiente debido a que, durante la excavación del sótano, el suelo pierde confinamiento.

Prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada

La triaxial UU (unconsolidated undrained) se destaca por la rapidez de ejecución de la prueba y, fue seleccionada infiriendo que en las condiciones del suelo bajo la descarga que genera la edificación no presenta pérdida de presión de poro ni drenaje del agua que contiene.

Para la prueba triaxial se someten tres probetas a diferentes esfuerzos de confinamiento, con ello se pueden obtener los parámetros mecánicos asociados al esfuerzo cortante del suelo: cohesión c y ángulo de fricción interna φ .

Consolidación unidimensional

Con la ejecución de la prueba de consolidación se pueden obtener los parámetros para el cálculo de asentamientos a largo plazo, los cuales se presentarán durante los primeros años de vida útil de la edificación proyectada. Se destaca que con esta prueba es posible definir una aproximación de las deformaciones plásticas y el tiempo en el que ocurrirán, pudiendo relacionar las deformaciones con el hundimiento regional de la zona en estudio.

Los parámetros de interés son principalmente la relación de vacíos, la carga de preconsolidación o esfuerzo crítico y el módulo de deformación volumétrica. La carga de preconsolidación es una estimación del historial de cargas que ha experimentado el suelo, parámetro con el cual se puede saber si esos esfuerzos serán rebasados por la descarga del proyecto, lo cual pudiera provocar asentamientos inadmisibles.

IV MODELO GEOTÉCNICO

El marco geotécnico en que se desarrolla el proyecto está conformado básicamente por los temas que a continuación se describen:

IV.1 Caracterización regional del sitio

Marco geológico

La Ciudad de México se localiza en la provincia geológica denominada Faja Volcánica Transmexicana o Eje Neovolcánico (figura 10), caracterizada por el predominio de rocas ígneas, de edad Terciaria sobre las rocas sedimentarias Mesozoicas.

Sobre este basamento rocoso se depositaron grandes espesores de materiales aluviales y lacustres (*Qal* y *Ql*) durante el Cuaternario y Reciente, generando grandes planicies que cubren cerca del 70% del área urbana, con una altitud promedio de 2,240 msnm y pendientes menores al 5%.

Debido a esta condición, el subsuelo presenta una estratigrafía de cambio gradual donde se encuentran materiales aluvio-lacustres de mediana compresibilidad, constituidos por arcillas y limos, interestratificados con horizontes, capas y lentes arenosos o limo-arenosos de muy baja compresibilidad. El espesor de estos depósitos se incrementa gradualmente hacia lo que anteriormente constituyera al lago de Texcoco, hasta prácticamente desaparecer los horizontes y capas duras del subsuelo. Esta condición hace que estos depósitos presenten muy alta deformabilidad y muy baja resistencia al corte; tal es el caso del sitio de estudio.

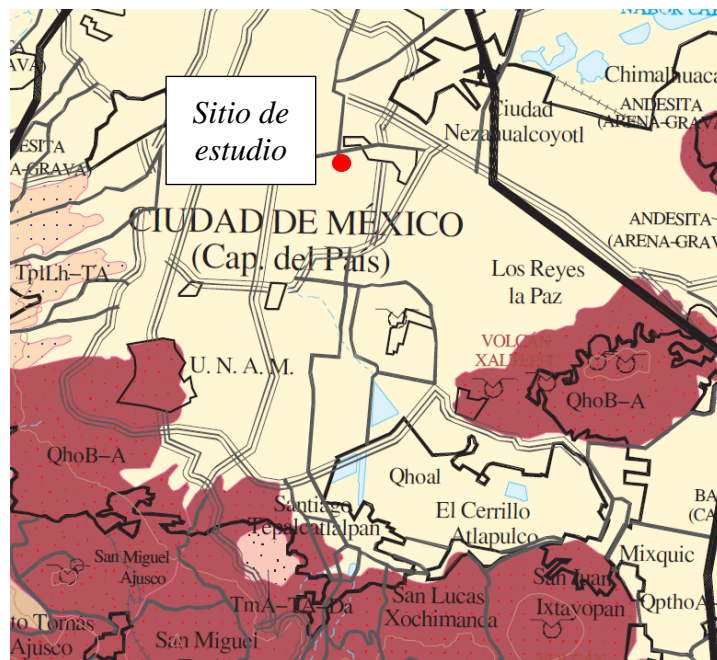


Figura 10. Plano geológico del área (INEGI, Segunda Edición, 1997)

Profundidad a los Depósitos Profundos

Únicamente como referencia, de acuerdo con el mapa de isoprofundidades a los Depósitos Profundos (DP) consignando anteriormente en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-DS-RCDF-2004), se tiene que en el sitio esta profundidad se ubica alrededor de los 55 m (figura 12).

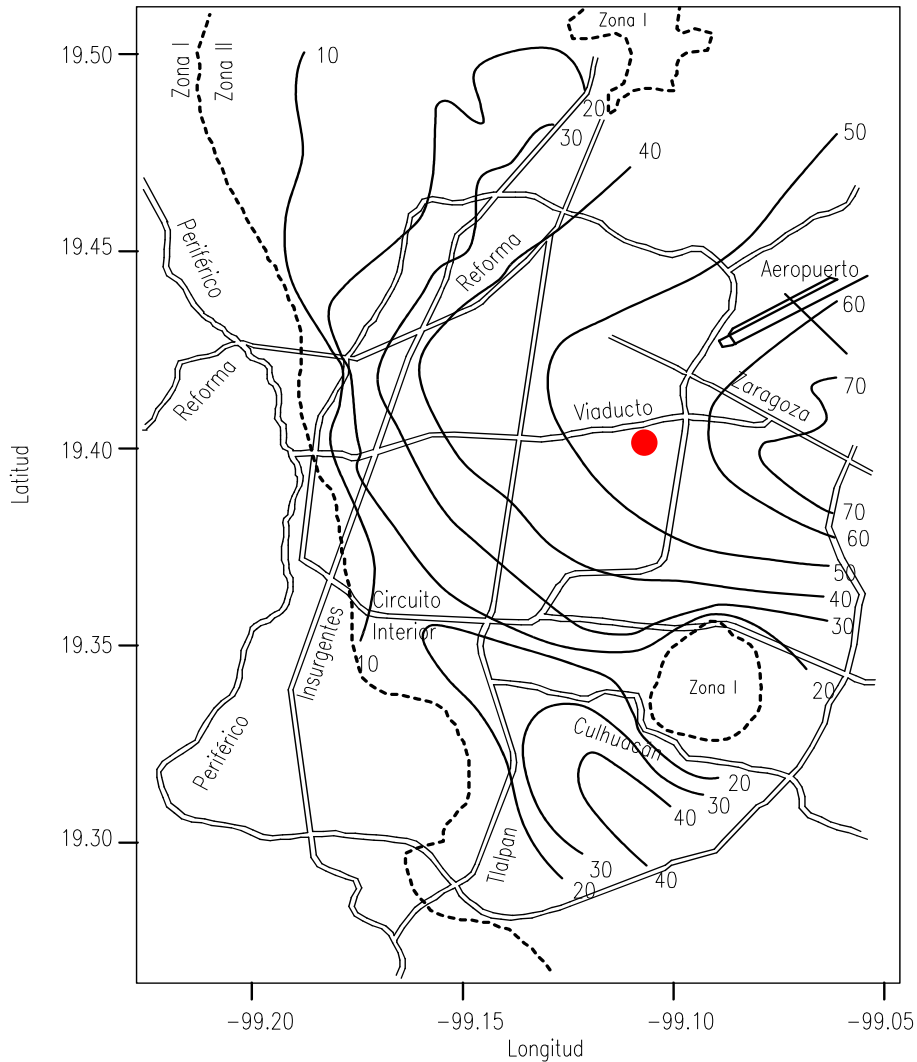


Figura 12. Curvas de igual profundidad a los Depósitos Profundos (NTC-DS-RCDF-2004)

Hundimiento regional

Con objeto de establecer la velocidad de hundimiento regional que se presenta en la zona, se recopiló la mayor información posible relacionada con este efecto.

A partir de las nivelaciones que la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) ahora Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX), realiza periódicamente en los bancos de nivel a su cargo, que se encuentran distribuidos en la CDMX, se localizaron los más cercanos al sitio de interés.

De acuerdo con la información referida, para el periodo comprendido entre los años 1992 a 2005 muestran una velocidad de hundimiento regional en el rango de **15 a 20 cm/año** (figura 13).

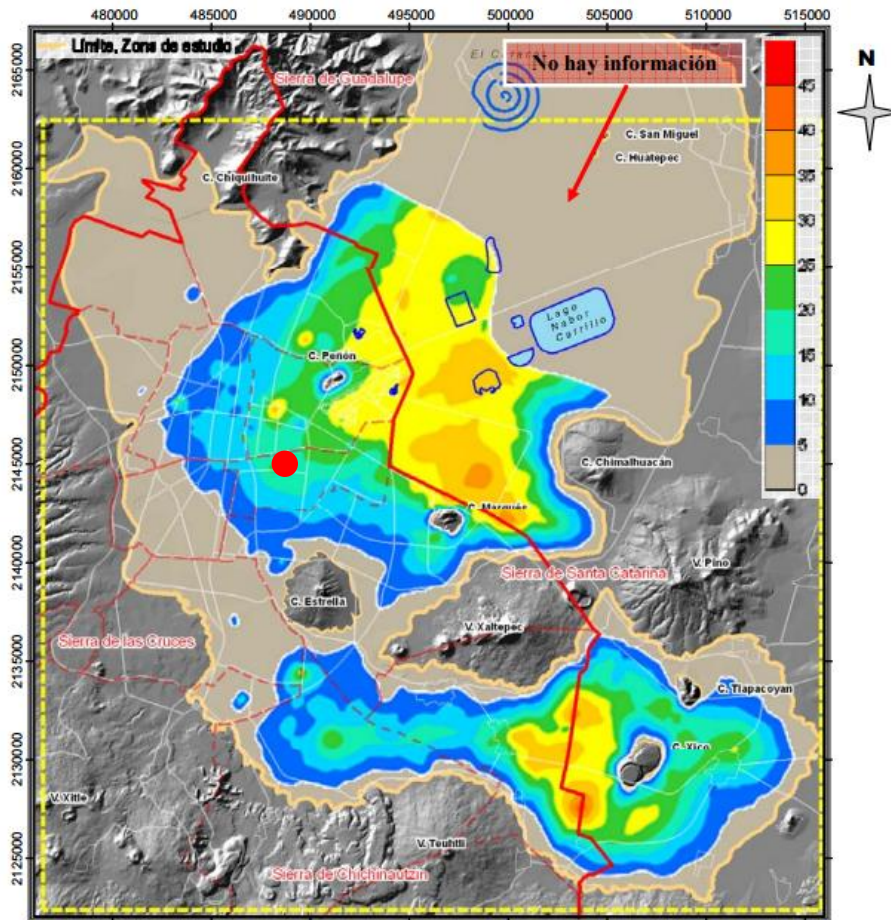


Figura 13. Velocidad de hundimiento (cm/año) (DGOH, SACMEX)

Periodo dominante del terreno

Utilizando el programa propuesto por el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) que incluyen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF vigente (NTC-DS-RCDF-2017), el sitio presenta un periodo natural de vibrar de **2.98 s** (figura 14).

Se destaca que el periodo así determinado, podrá ser corroborado por determinación *in situ* del mismo, utilizando para ello métodos alternos, como pudiera ser de monitoreo de vibración ambiental, cross hole, down hole, etc.

La amplificación de las ondas sísmicas en esta zona es reducida y los movimientos telúricos son generalmente de corta duración.

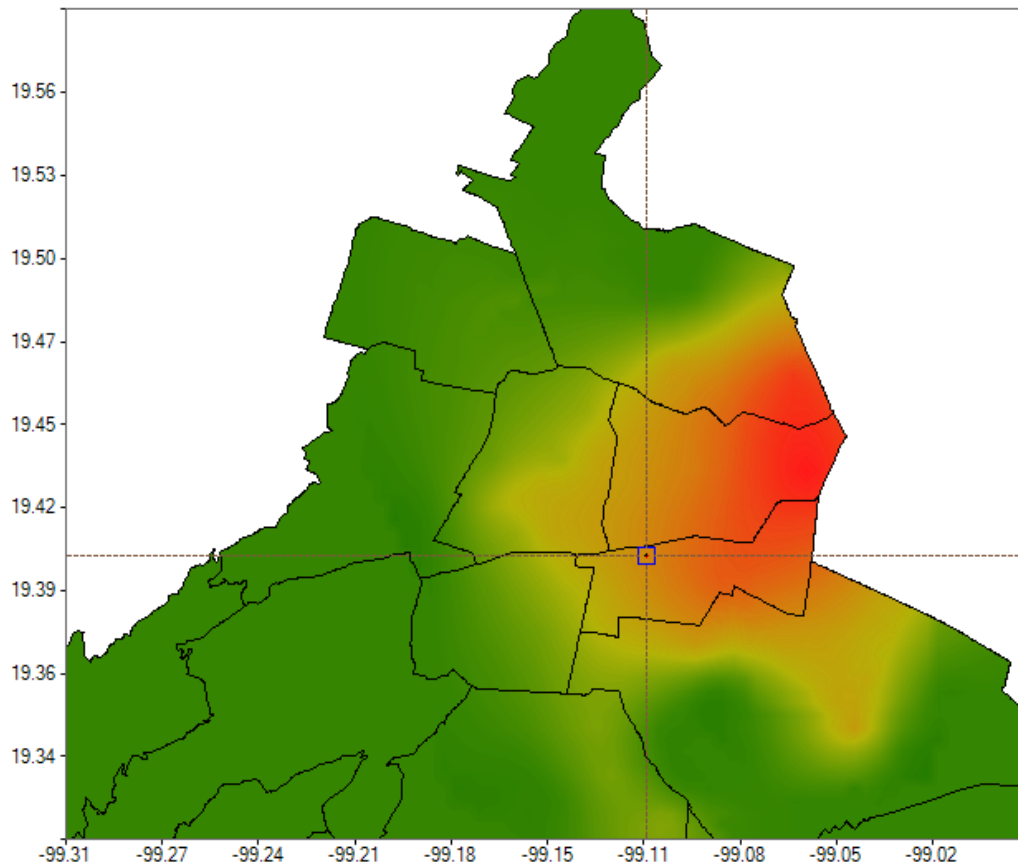


Figura 14. Mapa de igual periodo dominante (SASID, NTC-DS-RCDF-2017).

IV.2 Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía del sitio corresponde con la típica de zona de lago, formada por una Costra Superficial (CS), la cual en el sitio presenta un espesor cercano a 4 m, constituida por rellenos superficiales y suelos arcillosos color café, posteriormente y hasta aproximadamente 37 m se presenta la Serie Arcillosa Superior (SAS), constituida por depósitos lacustres formados por arcillas normalmente consolidadas, altamente deformables y con baja resistencia al esfuerzo cortante, interestratificadas con lentes arenosos y limo-arenosos duros. Bajo la secuencia descrita y hasta la profundidad explorada (38 m), aparece la Capa Dura (CD), formada principalmente por materiales limo-arenosos de consistencia muy dura y cementada, que incluye gravillas pumíticas.

Con base en la bibliografía existente y en la experiencia de exploración en la Ciudad de México, se sabe que bajo la CD se localiza la Serie Arcillosa Inferior (SAI), formada por una secuencia lacustre preconsolidada que incluye capas arenosas y limo-arenosas duras. De la misma forma, se tiene conocimiento de la existencia de materiales aluviales en estado muy denso, formados por arenas y limos arcillosos cementados; a esta unidad se le denominan Depósitos Profundos (DP) y constituyen el basamento local.

A continuación, se presenta una descripción más detallada de los materiales que conforman la secuencia.

Costra superficial

Con un espesor del orden de los 4 m, se localiza la Costra Superficial (CS) característica de la zona lacustre de la Ciudad de México, la cual está constituida por una secuencia de materiales de relleno, pedacearía de tabique y concreto primordialmente, empacados por materiales arcillo arenosos de color café oscuro a claro.

La CS se puede separar en tres miembros, el primero de ellos, hasta 30 cm, está formado por cascajo y pedacería de adoquín empacado en arcilla limo arenosa café oscuro, con presencia de raíces. El contenido natural de agua de este material se ubicó en 20%. La composición granulométrica está formada por el 65% de finos, mientras que la arena y gravas forman el 25 y 10%, respectivamente.

El segundo miembro de la CS se ubica hasta 1 m de profundidad y, está compuesto por un material arcillo limoso con presencia de raíces, el cual, tiene un contenido natural de agua del orden del 90%. Granulométricamente está compuesto por el 90% de finos, mientras que la arena y grava tienen presencia del 8 y 2% respectivamente.

El tercer miembro se encontró hasta una profundidad de 4 m, compuesto por materiales limo arcilloso con poca presencia de arena y raíces, con una consistencia media, de color café oscuro a claro. El contenido natural de agua promedio se ubica del orden del 80%, mientras que el contenido de finos se encuentra entre 80 y 90%, complementándose con arena y sin presencia de gravas.

La resistencia q_c medida con penetrómetro de bolsillo registró valores de 1.5 a 5 kg/cm² en los rellenos superficiales, en tanto que en la arcilla arenosa se ubica en el orden de 3.5 kg/cm². La resistencia N_{spt} en los rellenos registra un valor medio de 8 golpes, en tanto que la resistencia por punta del cono q_c en la arcilla arenosa presenta valores mínimos de 8 kg/cm² y en promedio del orden de 15 kg/cm², alcanzando máximos mayores a 25 kg/cm²; la resistencia por fricción q_f , por su parte, resulta del orden de 0.5 kg/cm².

A partir de ensayos de laboratorio practicados en muestras inalteradas, se han determinado los siguientes parámetros geomecánicos característicos de la unidad.

<i>Propiedad</i>		<i>PCA-1</i>	<i>PCA-2</i>	<i>SM</i>	<i>Unidad</i>
Profundidad	z	1.6	1.5	2.6	m
Peso volumétrico	γ_m	1239	1393	1582	kg/m ³
Resistencia a la compresión simple	q_u	5.8	9.3	8	t/m ²
Cohesión aparente	c	5.8	8.5	8.5	t/m ²
Angulo de fricción interna	ϕ	12	6	26	grados
Módulo de deformación elástica	M_e	0.00836	0.00840	0.00376	cm ² /kg

Serie arcillosa superior

Bajo la CS y hasta 37 m de profundidad se presenta una secuencia de depósitos lacustres formados por arcillas, limos y arcillas limosas, de consistencia muy blanda normalmente consolidados, denominados serie arcillosa superior (SAS). Como parte de esta unidad se

presentan interestratificados horizontes y delgadas capas duras, de arenas finas limpias, arenas limosas, arcillas arenosas, etc.

A su vez, la SAS superior presenta dos miembros arcillosos, el primero de ellos hasta una profundidad de 25 m. La resistencia por punta q_c del miembro superior, presenta una tendencia de incremento muy pequeña típica del comportamiento de un suelo normalmente consolidado, con un valor promedio de 2.5 kg/cm² hasta un máximo de 5 kg/cm². El segundo miembro, se encuentra desde los 25 m de profundidad y hasta la CD (-37 m), el cual presenta un ascenso en la resistencia por punta q_c mayor al del miembro superior, es decir, como un material preconsolidado debido a la profundidad, con rangos desde 5 hasta 20 kg/cm². En ambos casos, la resistencia por fricción q_f resulta irrelevante.

Cabe señalar que en los lentes ubicados a 8, 14 y 28 m de profundidad la resistencia q_c llega a alcanzar resistencias mayores a 30 kg/cm² para los primeros tres lentes y 17 kg/cm² para el lente ubicado en -28 m.

Los parámetros mecánicos determinados en esta unidad mediante ensayos de laboratorio arrojan los siguientes resultados:

<i>Propiedad</i>		<i>SM</i>				<i>Unidad</i>
Profundidad	z	6.50	11.50	16.50	27.50	m
Peso volumétrico	γ_m	1.090	1119	1083	1113	kg/m ³
Resistencia a la compresión simple	q_u	2.2	3.8	3.3	4.2	t/m ²
Cohesión aparente	c	2	2.8	1.2	3.7	t/m ²
Angulo de fricción interna	ϕ	1.2	1	5	0	grados
Módulo de deformación elástica	M_e	0.01130	0.03724	0.02794	0.02302	cm ² /kg

Capa Dura

Con un espesor del orden de 2 m, bajo la SAS, se observan una serie de materiales aluviales duros, formados por una alternancia de limo-arenosos (ML) con vetas calichosas. El contenido natural de agua de estos materiales se ubicó en el orden de 38%, en tanto que su composición granulométrica está definida por 87% de finos y 13% de arenas. La resistencia q_c alcanzada en estos materiales supera los 20 kg/cm², mientras que la resistencia N_{spt} , alcanzó siempre valores superiores a 15 golpes.

Con base en el historial de exploración geotécnica en la CDMX, en la siguiente tabla se consignan los parámetros mecánicos que definen a esta unidad:

<i>Propiedad</i>			<i>Unidad</i>
Peso volumétrico	γ_m	1850	kg/m ³
Cohesión aparente	c	>4	t/m ²
Angulo de fricción interna	ϕ	>35	grados
Módulo de deformación elástica	M_e	<0.001	cm ² /kg

Referencia I. COVITUR (1987). "Manual de Diseño Geotécnico". Departamento del Distrito Federal, México, D.F.

IV.3 Condiciones piezométricas

A partir de la medición directa en el barreno del SE, se determinó la presencia de agua a la profundidad de 2.60 m, nivel que corresponde con el nivel de aguas freáticas (NAF) de la zona.

Las mediciones de presión de poro dinámica durante la exploración indican una presión neutral prácticamente constante hasta 4 m de profundidad, a partir de donde se observa una tendencia ascendente con la profundidad, presentando abatimientos en las capas arenosas. A través de estas mediciones se considera una distribución de presiones neutrales prácticamente hidrostática, sin embargo, es sabido que en la CD y DP el abatimiento es prácticamente total, a ello se atribuye el hundimiento regional.

Cabe destacar que la presión neutral h_w detectada mediante el piezocono en el lente arenoso ubicado a 28 m, cercano a la CD, resultó de 8 t/m².

IV.4 Consideraciones sísmicas

Con base en la ubicación del sitio y siguiendo los lineamientos establecidos en las NTC-DS-RCDF-2017, cuando se utilice el análisis dinámico modal o el método estático para el análisis estructural, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el SASID.

La configuración de los espectros elásticos contenidos en el SASID se define mediante las siguientes expresiones:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

donde

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda\right] \frac{T}{T_a} & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda & \text{si } T_a < T \leq \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\varepsilon & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases}$$

siendo a_0 el coeficiente de aceleración del terreno, c el valor del coeficiente sísmico que se asocia con la máxima ordenada espectral. Los parámetros T_a y T_b son los periodos característicos que acotan la meseta de máximas aceleraciones en el espectro de diseño. β el

factor de reducción por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía, ζ fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño. ε , λ y τ son parámetros dependientes del periodo dominante del sitio T_s .

De acuerdo con la ubicación del sitio y periodo asociado al mismo, los valores que definen el espectro elástico para estructuras del grupo B se indican en la siguiente tabla y su representación gráfica en la figura 15:

a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	k	T_s
0.276	0.934	1.880	3.517	0.56	2.983

λ	ε	τ
0.55	3	1

En la misma figura 15 se han incluido con línea discontinua azul el espectro correspondiente a las zonas IIIc de las NTC-DS-RCDF-2004.

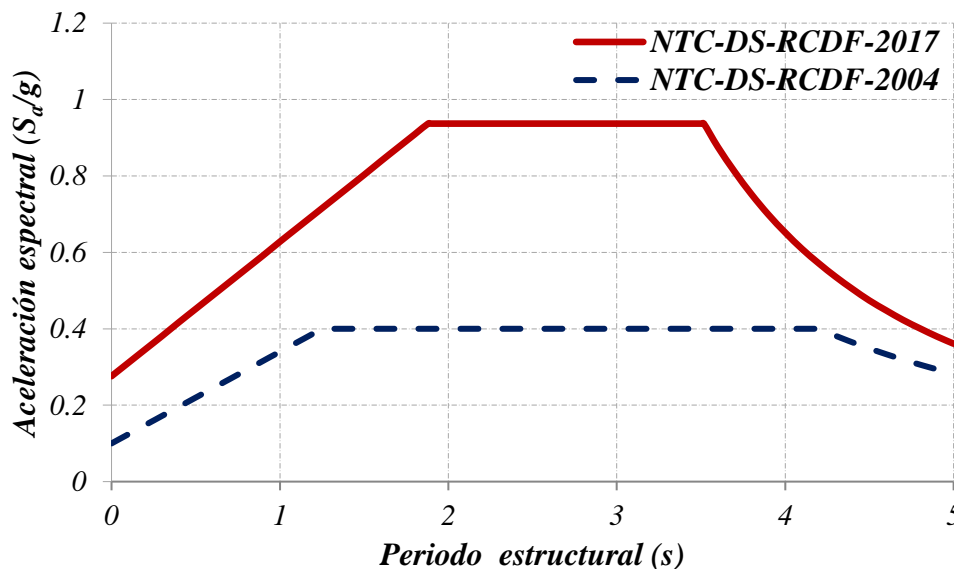


Figura 15. Espectro sísmico elástico asociado al sitio

Con fines de diseño, el espectro elástico habrá de reducirse para las condiciones a considerar (colapso, cimentación y limitación de daños), en función de los factores de comportamiento sísmico, sobre-resistencia e irregularidad, Q' , R y FI , respectivamente, para el estado límite de seguridad contra colapso y por el factor K_s , cuando se trate de la revisión del requisito de limitación de daños.

Como se observa el espectro de diseño aplicable al diseño estructural es exclusivamente dependiente de las características del proyecto estructural y se podrá construir a partir del espectro aquí propuesto una vez definidos los factores citados.

Se destaca que el espectro así obtenido será válido cuando, habiendo obtenido un periodo determinado *in situ* mediante algún método alternativo (vibración ambiental, down hole, cross hole, etc.) no difiera en más del 25% del obtenido mediante el SASID.

V ANÁLISIS GEOTÉCNICO

V.1 Sistema de cimentación

De acuerdo a las características del proyecto, el entorno geotécnico en que se desarrolla y aprovechando la presencia del sótano, se planteó como sistema de cimentación un cajón rígido y estanco que compense las cargas impuestas por el edificio. El cajón quedará desplantado a 4.70 m de profundidad (figura 16) y deberá presentar la rigidez suficiente para transmitir las cargas al terreno de manera uniforme, ello implica que las excentricidades generadas por las cargas permanentes no excederán al 1.5%, una excentricidad mayor podría causar asentamientos diferenciales inadmisibles.

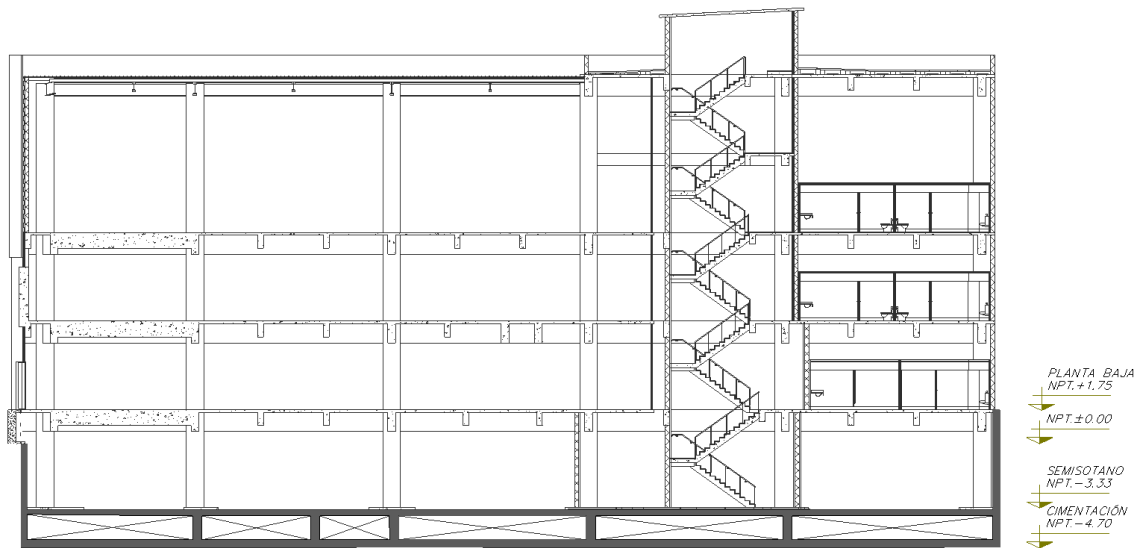


Figura 16. Corte esquemático del sistema de cimentación

Esta solución presenta la ventaja de su adecuación permanente al fenómeno de hundimiento regional que caracteriza la zona.

A continuación se describen las condiciones de resistencia y deformación que regirán el diseño ejecutivo.

V.2 Análisis de compensación

De acuerdo con la información proporcionada, las descargas (carga muerta y carga viva para asentamientos) del edificio a nivel de losa de fondo representa una presión de contacto, q_0 , bajo la misma de 6.7 t/m^2 , sin que presenten excentricidades mayores al 1%, lo cual garantiza un comportamiento uniforme del edificio. Por otra parte, considerando el esfuerzo total p_{od} al nivel de desplante D_f de 6.4 t/m^2 , se presenta un incremento neto de esfuerzos $\Delta\sigma_{od}$ del orden de 0.3 t/m^2 , por lo que se considera prácticamente una compensación total.

V.3 Capacidad de carga

No obstante que se trata de un sistema totalmente compensado se considera prudente determinar la capacidad de carga admisible del terreno de apoyo, la cual se determina utilizando el criterio de Skempton mediante la siguiente ecuación:

$$q_a = \frac{cN_c}{F_s} + p_{od}$$

En donde c representa el valor medio de la cohesión en condiciones no drenadas (c_{uu}) de las unidades estratigráficas involucradas en la superficie potencial de falla, N_c es un factor de capacidad de carga que depende de la geometría del cajón, F_s es el factor de seguridad, que para este tipo de cimentaciones se considera generalmente entre 3 y 1.5 para condiciones de carga permanente y accidental, respectivamente y p_{od} asume el significado antes definido (esfuerzo total a nivel de desplante).

Aplicando los parámetros geométricos y materiales del sistema adoptado, la capacidad de carga admisible resulta $q_{ap} \approx 11 \text{ t/m}^2$ para condiciones de carga permanente y $q_{aa} \approx 15 \text{ t/m}^2$ para cargas accidentales.

Como se observa, los esfuerzos permanentes transmitidos se ubican por debajo de los admisibles y representan el límite para los esfuerzos inducidos en la secuencia arcillosa.

V.4 Asentamientos

De acuerdo con las propiedades del suelo, procedimiento constructivo, características del sistema de cimentación y descargas de la estructura, se esperan deformaciones de tres tipos: expansiones debidas al decremento de esfuerzos causados por la excavación δ_{ex} ; asentamientos por recompresión δ_e asociadas a la aplicación de cargas generadas por la estructura; estos asentamientos serán simultáneos al proceso constructivo. Finalmente, durante los primeros años de servicio se presentarán asentamientos por consolidación δ_p de la SAS (serie arcillosa) debido al incremento neto de esfuerzos.

La magnitud de las deformaciones generadas durante el proceso constructivo y a largo plazo se estiman a partir de las ecuaciones siguientes:

$$\delta_{ex} = \sum \sigma_{ex} M_e \rho_e d \quad \delta_e = \sum q_0 M_e \rho_c d$$

$$\delta_p = \sum \Delta \sigma_v \rho_c d$$

donde σ_{ex} representa el esfuerzo liberado debido a la excavación, q_0 el esfuerzo debido a la aplicación de la carga representada por el peso de la estructura incluyendo el cajón y $\Delta \sigma$ el incremento neto de esfuerzos respecto a los esfuerzos *in situ* al centro de cada estrato involucrado. M_e y m_v representan los módulos de deformación elástico y plástico a la profundidad de interés; ρ_e y ρ_c representan un factor de expansión y recompresión, respectivamente, y es función del alivio y compresión de esfuerzos en el subsuelo y d el espesor de cada estrato involucrado.

El análisis de influencias de las cargas a profundidad se realiza empleando la solución de Boussinesq, aplicable al cálculo de distribución de esfuerzos en un punto cualquiera dentro de la masa de suelo y para polígonos cargados de cualquier geometría.

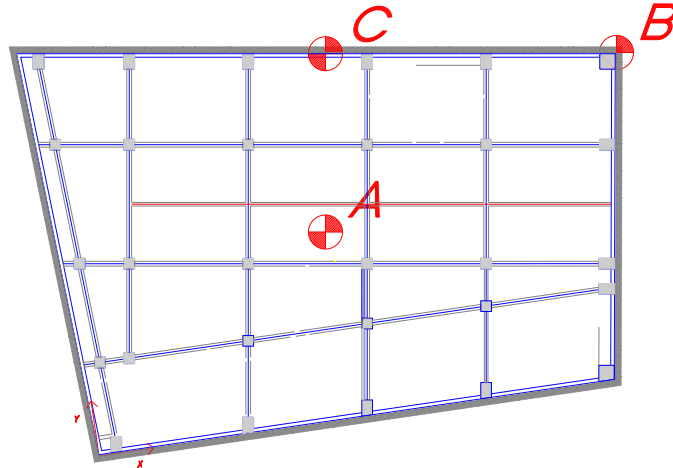


Figura 17. Ubicación de los puntos analizados para excavación

En la figura 17 se indican los puntos de interés y en las figuras 18 a 20 el decremento de esfuerzos (6.4 t/m^2) en la masa de suelo asociada a la excavación de toda el área en esos puntos. Estos decrementos se consideran a partir del nivel máximo de excavación (nme).

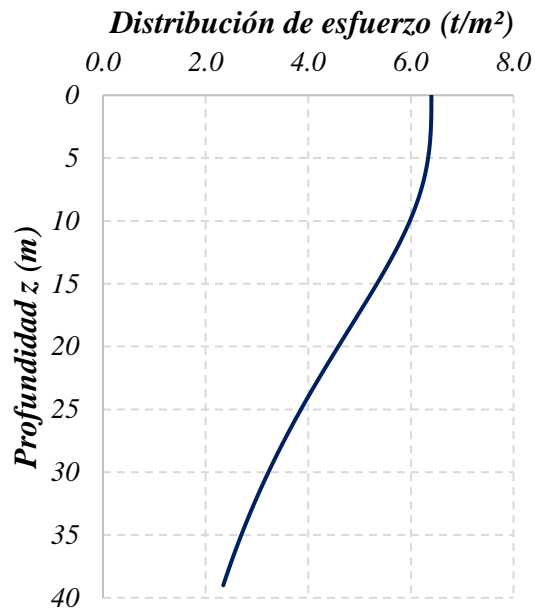


Figura 18. Liberación de esfuerzos al centro del área (Punto A)

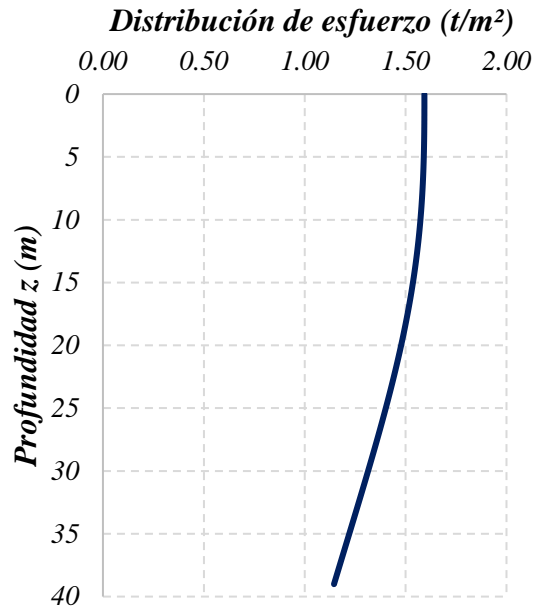


Figura 19. Liberación de esfuerzos en la esquina (B)

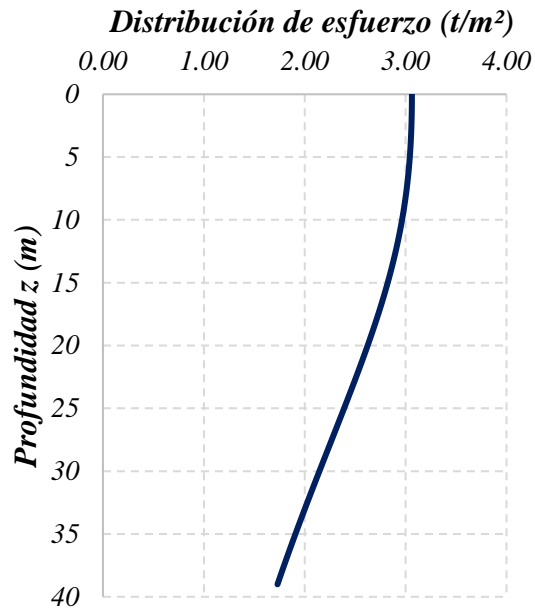


Figura 20. Liberación de esfuerzos en el punto C

De manera análoga, se hace el análisis para la condición de recompresión ($6.7 t/m^2$) durante la construcción de la estructura (figura 21) y para el incremento neto de esfuerzo ($0.3 t/m^2$) a largo plazo (figura 22); sin embargo, debido a la rigidez de la estructura y ausencia de excentricidades, estos análisis únicamente se llevan a cabo al centro del área.

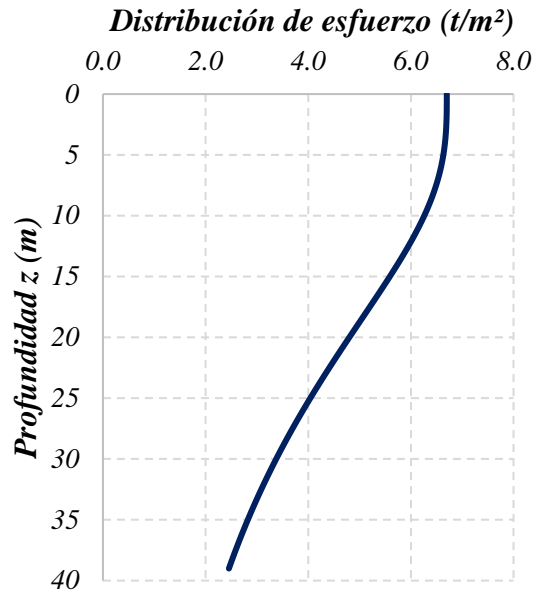


Figura 21 Incremento de esfuerzos por recompresión al centro del área

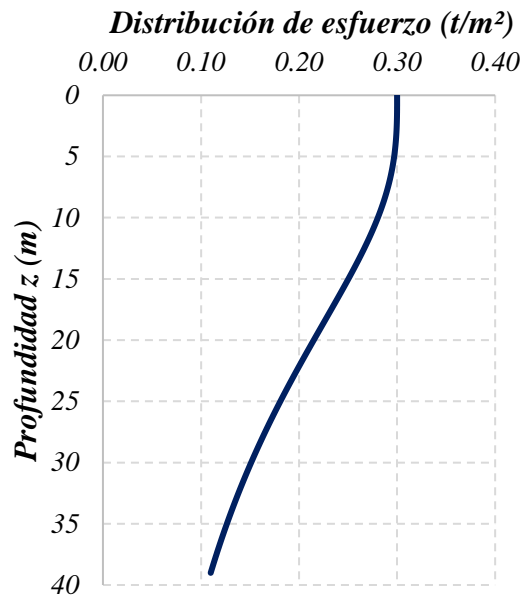


Figura 22. Incremento neto de esfuerzos al centro del área

Aplicando los parámetros geométricos y materiales del sistema adoptado, se tiene que la expansión en los puntos antes indicados (centro, lado largo y esquina del área excavada), resultan de **33**, **17** y **9 cm**, respectivamente.

El asentamiento por recompresión del terreno que se presentará de manera simultánea a la construcción se estima de **30 cm** y se consideran uniformes debido a la gran rigidez del cajón y ausencia de excentricidades.

El asentamiento de largo plazo en la estructura se ubicará en el orden de **10 cm** y se presentará durante los primeros años de servicio de la misma.

Se destaca que en el análisis se ha considerado la totalidad del área excavada en una sola etapa, por ser esta la condición más desfavorable; un proceso de excavación y construcción en etapas podrá disminuir significativamente la magnitud de las deformaciones (expansiones y recompresiones) ya que estas resultan fuertemente dependientes del proceso constructivo y tiempo de ejecución.

V.5 Verificación de los estados límite de falla y de servicio

Estado límite de falla

Considerando lo establecido en las NTC-DCC-RCDF-2017, se tiene que, para cimentaciones compensadas, los esfuerzos actuantes y resistentes deberán cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < r$$

donde $\sum QF_c/A$ representa el esfuerzo transmitido al suelo de 6.7 t/m^2 , evaluado a partir de la sumatoria de las acciones verticales ante cualquier condición de carga sobre la superficie de la cimentación, afectadas por su respectivo factor de carga F_c .

El segundo miembro de la ecuación r se asocia con la capacidad de carga del terreno y para el caso se determina mediante la siguiente ecuación por tratarse de un material con comportamiento preferentemente cohesivo:

$$r = C_u N_c F_R + p_V$$

Aplicando las propiedades geométricas y materiales del sistema de cimentación para el cajón considerado, se tiene que:

$$r = 14.5 \text{ t/m}^2$$

Considerando las cargas generadas por la estructura, el peso propio de la cimentación y rellenos, afectando a todas ellas por su respectivo factor de carga, se tiene que:

$$8.7 < 14.5 \text{ t/m}^2$$

Como se observa, el uso del cajón como sistema de cimentación cumple con el ELF establecido en las NTC-DCC-RCDF-2017.

Estado límite de servicio

Las NTC-DCC-RCDF-2017 establecen que para cumplir con los estados límite de servicio (ELS) en la zona III, deberán considerarse los siguientes valores de deformación máximos admisibles:

**Límites máximos para movimientos y deformaciones
originados en la cimentación**

Movimientos verticales	Asentamiento	Construcciones aisladas	< 30 cm
		Construcciones colindantes	< 15 cm
	Emersión		< 30 cm
	Velocidad del componente diferido		< 1 cm/semana
Inclinación media	Inclinación visible	< 100/(100+3h) por ciento	h = altura de construcción
deformaciones diferenciales	Distorsión angular en marcos de acero		< 0.006
	Distorsión angular en marcos de concreto		< 0.004
	Distorsión angular en muros de carga		< 0.002

Como se observa las deformaciones estimadas en el largo plazo se ubican por debajo de los indicados en la tabla y por tanto el sistema de cimentación adoptado cumple satisfactoriamente con el ELS.

V.6 Estabilidad de los cortes

En el análisis de estabilidad de los cortes que el proyecto demanda se utilizó el programa “Slide V 5.016”, considerando las superficies de falla cinemáticamente posibles, de acuerdo con diversos criterios para un suelo estratificado con diferentes leyes de resistencia al corte.

Los análisis indican condiciones que no cumplen requisitos mínimos de seguridad en el corto plazo para cortes verticales de 4.70 m (figura 23), siendo necesario un sistema de contención.

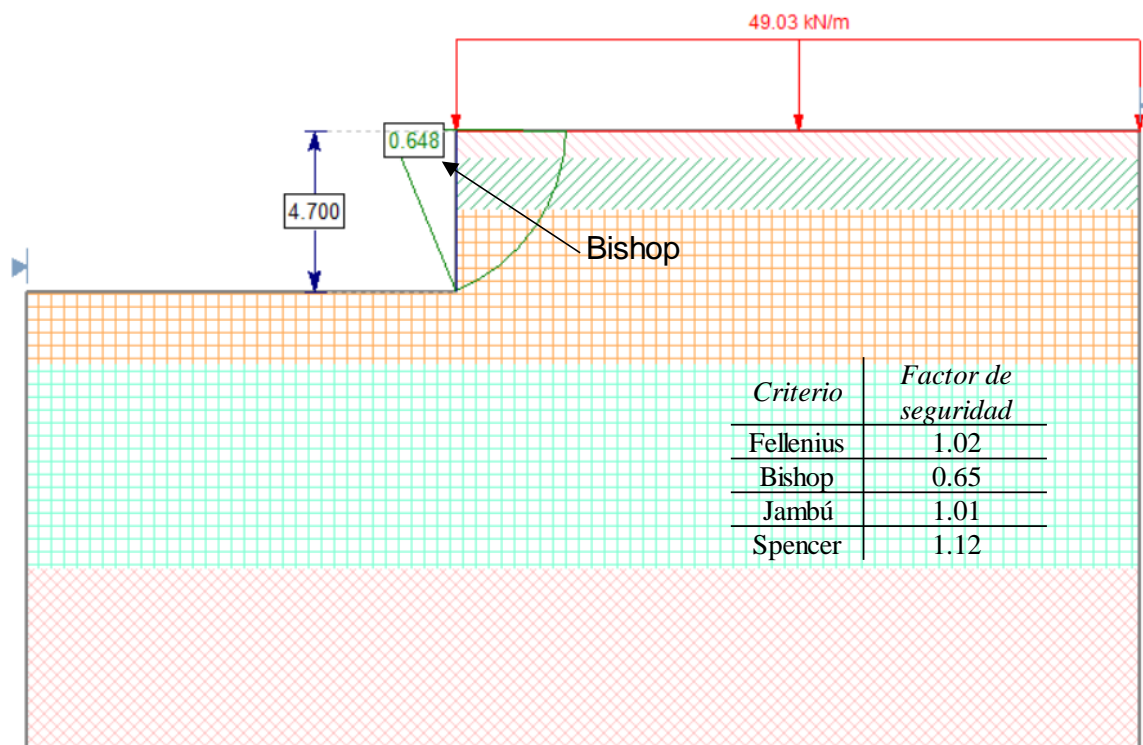


Figura 23. Estabilidad del corte vertical a 4.70 m

V.7 Presión horizontal en contención

Estructura de contención temporal

Como estructura de contención temporal se plantea el uso de un muro Milán, muro Berlín, tablestaca metálica o prefabricada de concreto, etc., la cual deberá cumplir con requisitos de estabilidad por volteo y deslizamiento. El sistema de contención se deberá reforzar mediante un sistema de troquelamiento, dicha condición se propone fundamentalmente por las condiciones geotécnicas de la zona, además de la existencia de colindancias formadas por edificios de 5 niveles.

Presión horizontal en contención temporal

Asumiendo el uso de sistemas de contención flexibles, se calculan los esfuerzos horizontales σ_{ha} considerados en el diseño del sistema, los cuales se definirán a partir de los esfuerzos verticales efectivos σ_v , la presión del agua en el subsuelo U y la sobrecarga en superficie provocada por los edificios colindantes $q_o = 5 \text{ t/m}^2$, definida por Rankine con la siguiente expresión:

$$\sigma_h = (\sigma_v + q_o)K_a - 2c\sqrt{K_a} + U$$

donde $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ representa el coeficiente de empuje activo, c representa el valor de cohesión en condiciones no drenadas y ϕ el ángulo de fricción interna.

Bajo estas condiciones, la presión horizontal σ_h es función de la profundidad z de análisis y comportamiento del material involucrado y se puede determinar directamente de la figura 24.

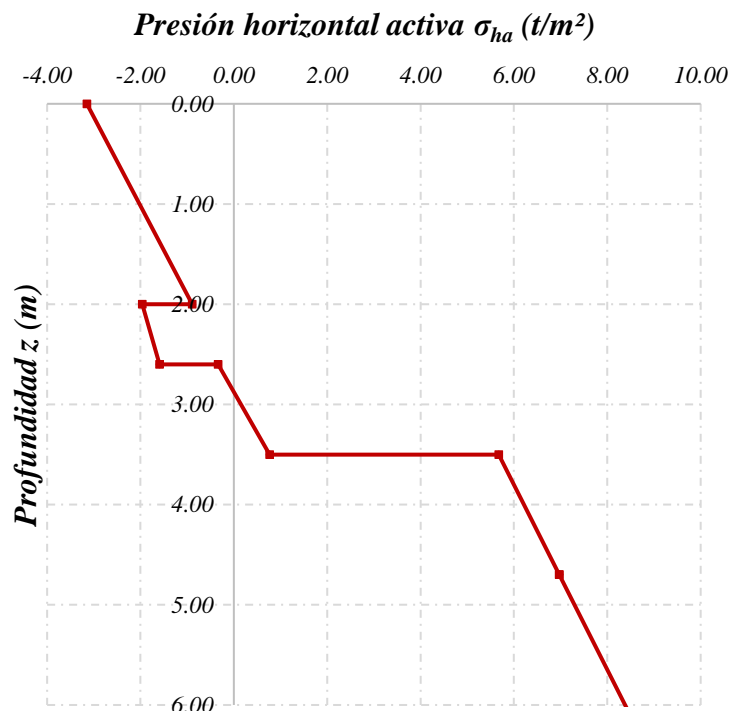


Figura 24. Presión horizontal activa

En la figura 24 se puede observar que, a partir de la teoría de Rankine, no se presentan esfuerzos en los primeros 3 m de la excavación, lo cual se debe a que en la ecuación para la obtención de los esfuerzos horizontales en estado activo, el segundo miembro depende de la cohesión, por tanto, si los materiales superficiales presentan la suficiente resistencia al esfuerzo cortante, no existen empujes sino hasta que el esfuerzo presente por el peso del material provocan un empuje horizontal.

A partir de los esfuerzos horizontales activos se ha construido el diagrama de presión redistribuida p_m , la cual se determina a partir de la siguiente expresión:

$$p_m = \frac{1.28 E_{at}}{0.775 H}$$

Siendo E_{at} , el empuje activo total y H la altura del corte contenido.

En la figura 25 se indica la magnitud de la presión horizontal redistribuida p_m con que habrá de calcularse la precarga en troqueles.

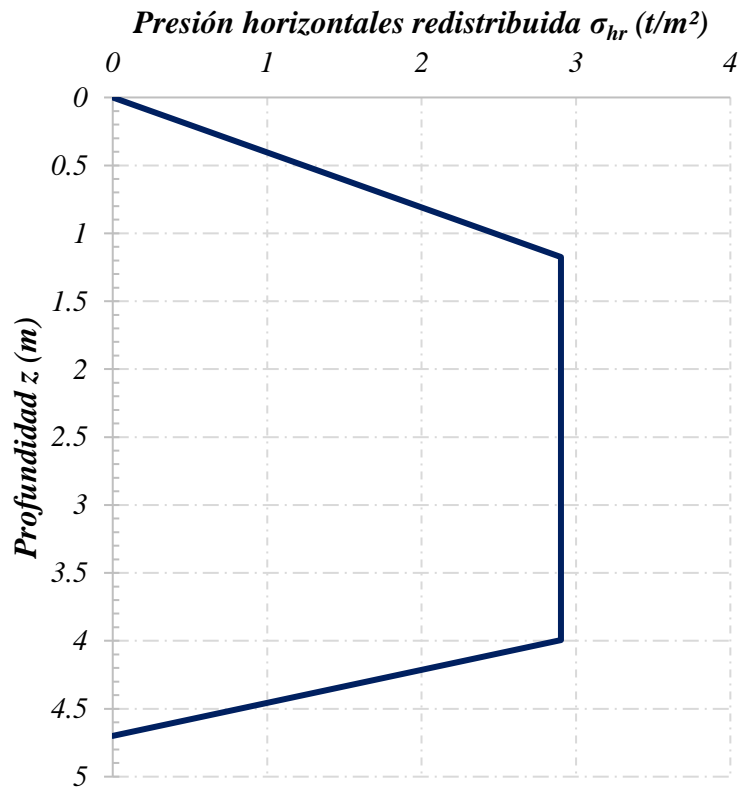


Figura 25. Presión horizontal redistribuida

Como se observa, el colocar un solo nivel de troqueles a una profundidad de 2.5 m, implicará una precarga de **12 t** por cada metro de separación entre troqueles. Se destaca la necesidad de vigas madrina que garanticen la distribución de la precarga en la estructura de contención. En caso de reaccionar los troqueles contra la losa de fondo o celdas de cimentación, será necesario considerar la colocación de los troqueles de manera simétrica, además de las preparaciones necesarias para ello en estos elementos estructurales.

Presión horizontal a largo plazo

Los esfuerzos horizontales σ_{ho} actuantes en los muros de sótanos, se definirán a partir de las mismas premisas que las contenciones temporales, y se definen por la siguiente expresión:

$$\sigma_h = (\sigma_v + q_o)K_o + U$$

donde, $K_o = 1 - \text{sen} \phi_{CD}$ es el coeficiente de presión de tierras en reposo definido por Jaky, el cual depende del ángulo de fricción interna ϕ_{CD} en condiciones drenadas de los materiales contenidos.

Adicionalmente y con objeto de establecer los incrementos de esfuerzo generados por la acción de un sismo severo sobre los muros, se consideró una aceleración en la superficie del terreno a_0 . La fuerza sísmica F asociada al incremento de esfuerzo se determina a partir de:

$$F = m a_0$$

donde, m representa la masa de suelo y relleno que empuja sobre los muros durante el sismo. Este parámetro es función del peso volumétrico de los materiales involucrados.

Considerando que las presiones horizontales son las debidas al material contenido, sobrecarga en superficie y presión hidrostática, el diagrama de presiones horizontales aplicable al diseño estructural de los muros del sótano es función de la profundidad z y se podrá determinar mediante la aplicación de la siguiente ecuación o bien directamente de la figura 26:

$$\sigma_h = 0.90 z + 2.25$$

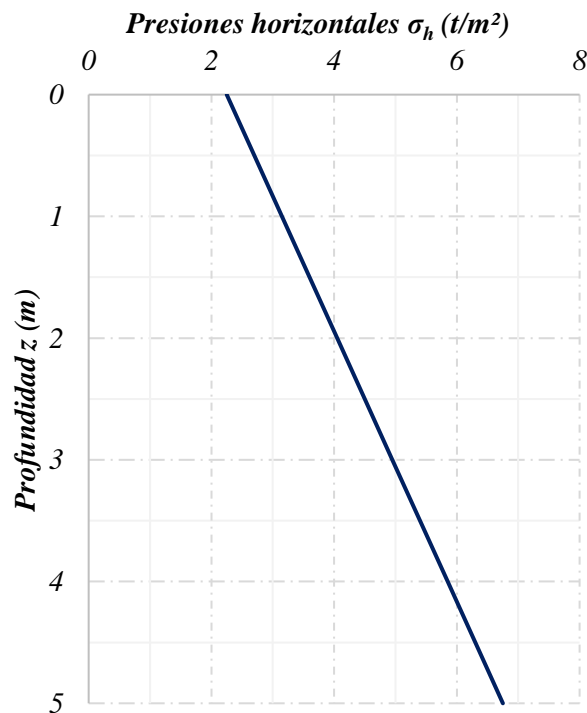


Figura 26. Presión horizontal en reposo

V.8 Estabilidad del fondo de la excavación

A fin de garantizar la estabilidad del fondo de la excavación, se analiza la posibilidad de falla de fondo (flujo plástico) y por supresión. Para el análisis se ha considerado la totalidad del área excavada en una sola etapa.

Falla de fondo

Mediante la aplicación de la siguiente ecuación se determina el Factor de Seguridad (FS) ante la falla de fondo:

$$FS = \frac{c N_c}{q_o + P_{od}}$$

Las variables involucradas asumen el significado antes definido.

Considerando la excavación de toda el área en una sola etapa, se tiene que para la colindancia donde la sobrecarga es de 5 t/m^2 , se alcanza un $FS = 1.3$, lo que no satisface requisitos de seguridad y por tanto en esta colindancia la excavación tendrá que llevarse a cabo en franjas alternadas cuyo ancho se limite a 3.5 m. En el resto de las colindancias se cumple con requisitos de seguridad.

Falla de fondo por sub-presión

La definición del Factor de Seguridad (FS_s) ante la posibilidad de falla del fondo por sub-presión, queda expresado a través de la siguiente ecuación:

$$FS_s = \frac{\Sigma(\gamma_i D_i)A + \Sigma(c_i D_i)w}{\gamma_w h_w A}$$

donde γ_i , D_i , c_i son el peso volumétrico, espesor y resistencia al corte, respectivamente, de los estratos que interactúan entre el desplante del cajón y el estrato permeable. A y w , son el área y perímetro de la excavación, respectivamente, h_w representa la altura piezométrica en el estrato permeable y γ_w el peso volumétrico del agua.

Considerando la presencia del horizonte permeable a 8 m de profundidad y carga hidráulica asociada, para la excavación al nivel -4.7 m se obtienen factores de seguridad $FS_s < 1$, por lo que es necesario considerar el abatimiento del nivel de agua a través de pozos de alivio o de bombeo.

Es conveniente construir los pozos de alivio previo a que la excavación alcance una profundidad de 2.5 m, y se distribuyan de tal manera que el área regular tributaria de cada uno de ellos no exceda a 50 m^2 . Cada pozo será perforado hasta 9 m de profundidad, garantizando así la captación del horizonte permeable ubicado a 8 m. El agua que emerja de estos pozos será conducida por gravedad hacia cárcamos de bombeo, los cuales quedarán ubicados en zonas de máxima captación y menor interferencia con el desarrollo de la obra.

V.9 Estabilidad de la tablestaca

Falla por volteo

La revisión de falla por volteo se ha realizado en condiciones de esfuerzos efectivos, considerando los empujes horizontales activos E_{at} actuantes sobre la tablestaca y los horizontales pasivos E_{pt} que se desarrollan en la zona de empotre.

Cabe destacar que la condición analizada corresponde con la última etapa de excavación por ser la más desfavorable. El factor de seguridad FS_{volteo} se determina mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$FS_{volteo} = \frac{M_{vp}}{M_{va}} = \frac{E_{pt} d_p}{E_{at} d_a}$$

siendo M_{vp} y M_{va} los momentos de volteo pasivo y activos respecto al nme, respectivamente; d_p y d_a son la distancia a los centros geométricos de los empujes pasivos y activos respecto al punto de giro de la tablestaca, respectivamente. Las variables anteriores se consideran a partir del nivel de desplante del sistema de contención, donde los empujes activos actúan del lado de la excavación y a partir del nme hacia la superficie, mientras que los empujes pasivos actúan a partir del nme hasta la profundidad del desplante del sistema de contención.

Con base en lo anterior y considerando las magnitudes de cada una de las variables con la condición de excavación de toda el área, el factor de seguridad por la condición de volteo cumple satisfactoriamente con los requisitos de seguridad.

Aunado a lo anterior, la longitud de empotramiento del sistema de contención considerando una sobrecarga de 1.5 t/m², resulta del orden de **1.8 m**, destacando que en el análisis no se considera el sistema de troquelamiento. Con base en lo anterior, el sistema de contención deberá desplantarse a una profundidad de **6 m** a partir del nivel de banqueta.

Falla por deslizamiento

Por otra parte, con el objeto de garantizar la estabilidad del sistema de cimentación y, de manera análoga a la falla por volteo, se ha revisado la falla por deslizamiento. El factor de seguridad $FS_{deslizamiento}$ podrá definirse a partir de la siguiente expresión:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{E_{pt}}{E_{at}}$$

donde las variables involucradas asumen el significado antes definidos.

Considerando la tablestaca en cantiléver hasta 4.7 m, se alcanza un $FS_{deslizamiento} < 1$. Sin embargo, al considerar la contribución del troquel ubicado a 2.5 m y su precarga de 12 t/m, se satisfacen ampliamente los requisitos de seguridad.

Análisis de estabilidad general de talud

En el análisis de estabilidad general del sistema de contención, se ha empleado la paquetería Slide V 5.0 antes referida, obteniendo factores de seguridad aceptables (figura 27).

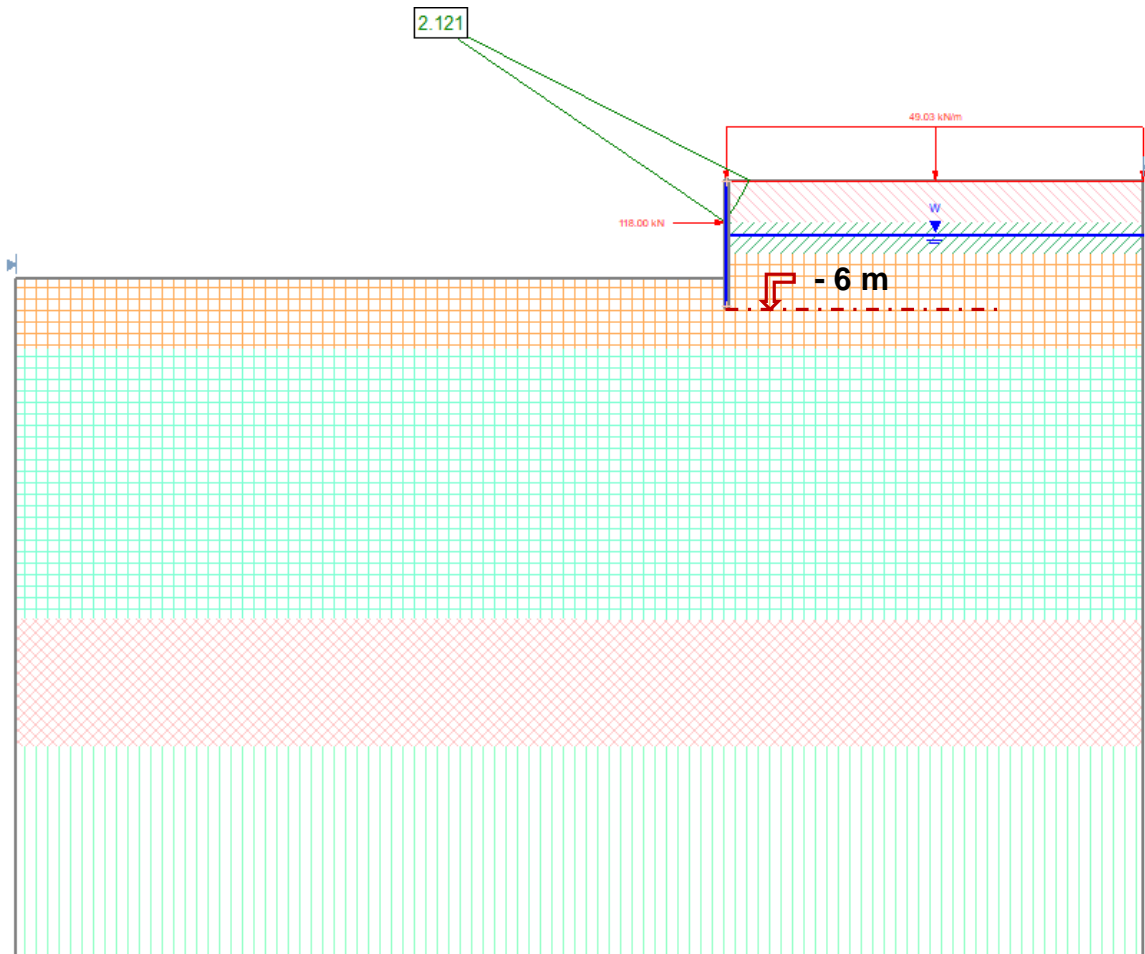


Figura 27. Análisis de estabilidad del sistema de contención

VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La construcción del cajón de cimentación conlleva actividades diversas que deberán realizarse desde antes de iniciar el proceso de excavación. A continuación se describen las generalidades del proceso que se han llevado hasta el presente mes y que obedecen a lo propuesto en el Estudio de Mecánica de Suelos:

VI.1 Instalación del sistema de contención

Tomando en cuenta que para el desarrollo de la obra se hizo uso de un sistema de contención a base de muro Milán, el procedimiento ha contemplado las siguientes etapas:

- Excavación de una zanja hasta una profundidad de 2.5 m de profundidad y construcción de brocales que servirán de guía al equipo durante la construcción de la trinchera y eventual apoyo temporal de los elementos prefabricados.
- Excavación en trinchera hasta la profundidad de 6.5 m. La trinchera se estabilizó con lodo bentonítico con viscosidad Marsh de 40 segundos y contenido de arena menor a 4%.
- Instalación del armado estructural o elemento prefabricado en la trinchera, debiendo contar con elementos que permitan ubicarlo y soportarlo temporalmente. La posición del elemento no variará en más de 2 cm respecto al proyecto.

VI.2 Drenaje superficial

Previo al proceso de excavación de cada etapa, se construyó un dren perimetral a una distancia mínima de 2 m del hombro del corte. A través de este dren se captan los escurrimientos superficiales hacia la zona de excavación y los conduce hacia cárcamos de bombeo, de donde desalojarán el agua de la zona de obra. El dren consiste en excavar una zanja de 50 cm de profundidad mínima, con sección trapecial y pendiente hacia los cárcamos, debiendo estar revestida con concreto pobre (figura 28).

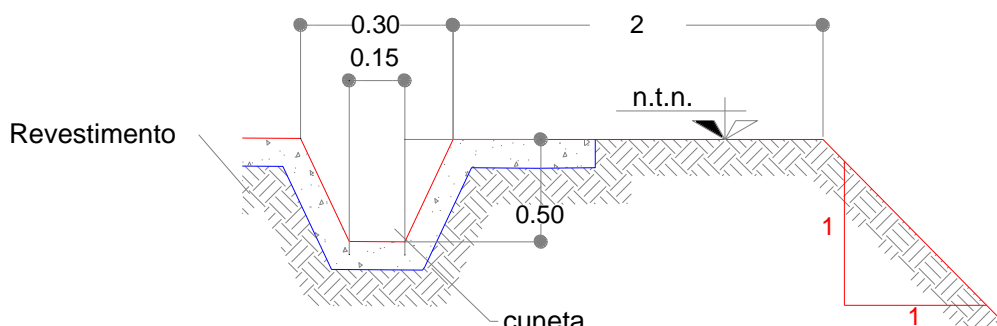


Figura 28. Drenaje superficial.

VI.3 Sistema de pozos de alivio

Con la finalidad de realizar las excavaciones en las mejores condiciones posibles, reducir las deformaciones y eliminar las posibilidades de falla del terreno, se instaló un sistema de pozos de alivio que eventualmente se pueden habilitar como de bombeo en cuyo caso se incrementarán los diámetros.

- Los pozos de alivio se llevaron hasta 9 m de profundidad y contemplaron un área tributaria de 50 m² en toda el área a excavar.
- Los pozos se perforaron en 4" de diámetro mínimo, utilizando brocas del tipo de aletas y únicamente agua limpia como fluido de perforación.
- La perforación se lavó, haciendo circular agua hasta que retorne razonablemente limpia.
- Se instaló un tubo de ademe de PVC de 2" de diámetro. Los tubos contienen ranuras alternadas, con abertura de 2 mm y 10 cm de longitud y se ubicaron un mínimo de 3 ranuras en cada sección, separadas verticalmente un máximo de 20 cm. Se buscó que el área de las ranuras no sea menor al 4% del área perimetral del ademe.

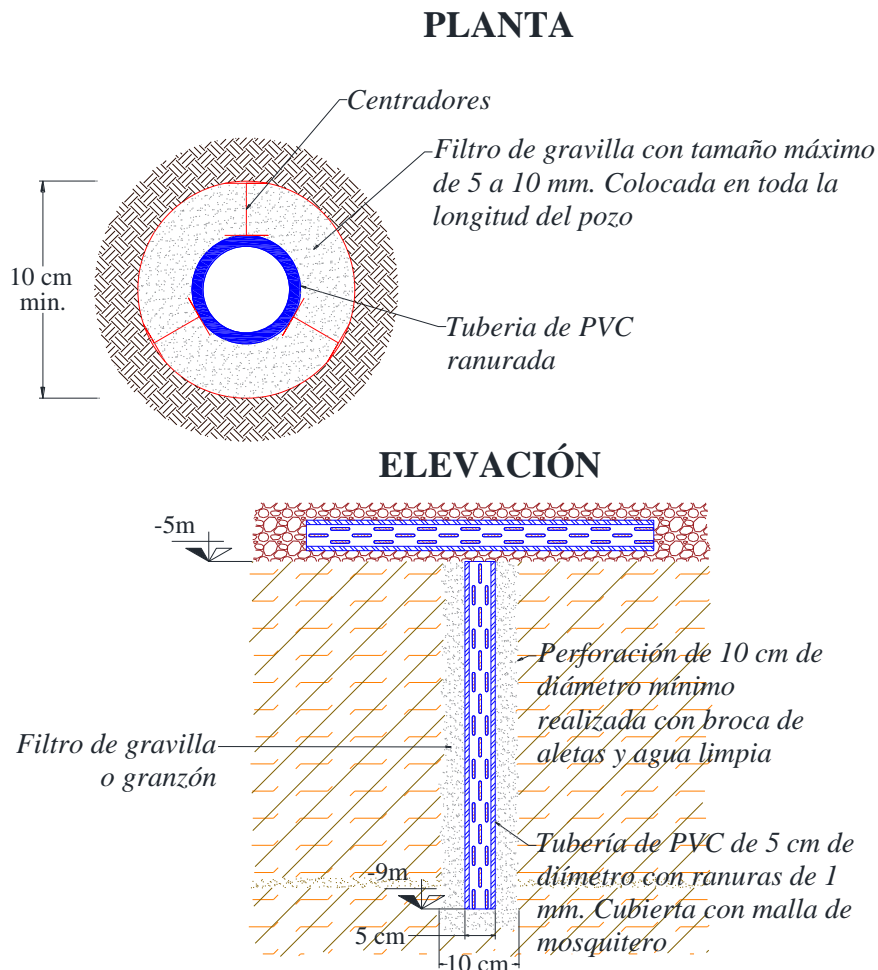


Figura 29. Detalles generales para construcción de pozos de alivio

- El espacio anular entre el ademe y la pared del barreno se llenó, en toda su longitud, con gravilla limpia o granzón con tamaños en el rango de 3 a 10 mm. Los detalles del pozo se indican en la figura 29.
- Para una mayor efectividad, los pozos de alivio se intercomunicaron con tubos ranurados que conducen, por gradiente, el agua hacia cárcamos laterales equipados con bombas de achique con capacidad suficiente. Estos tubos quedaron totalmente alojados en el tercio inferior de la capa de tezontle.

VI.4 Procedimiento de excavación

Instalado el sistema de contención perimetral y los pozos de alivio, se inició la excavación en etapas; a continuación se describen las generalidades del procedimiento:

- La primera etapa consiste en la excavación de toda el área hasta 3 m de profundidad máxima, procurando la integridad de los pozos de alivio.
- En la segunda etapa se excavó hasta el nivel máximo (nme), aproximadamente 5 m. En esta etapa se formó una berma perimetral de 4 m de ancho y los cortes observaron una relación vertical:horizontal (v:h) de 1:1 (figura 30). La berma funcionó como plataforma de trabajo para los trabajos de instalación de troqueles.

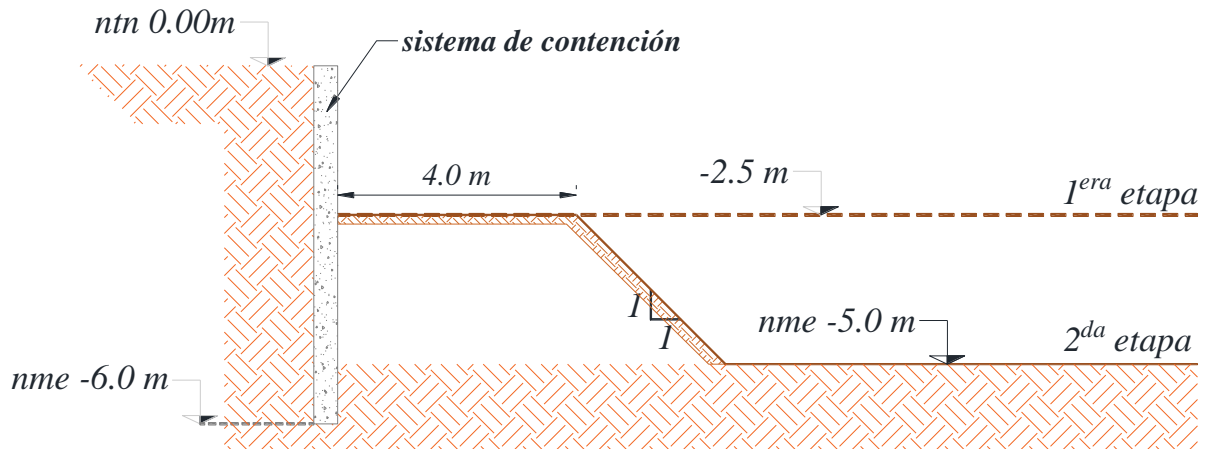


Figura 30. Geometría de los cortes en etapas

- Una vez alcanzado el nme, se afinó con herramienta manual el fondo y se colocó una capa de tezontle de 30 cm de espesor. En el tercio inferior de la misma quedarán alojados los brocales y conexiones o ramificaciones de los pozos de alivio.
- Sobre la capa de tezontle se colocó una membrana de polietileno de alta densidad (HDP) termosoldada que cubrirá toda el área del cajón ubicada por debajo del NAF, ello incluye losa de fondo y muros de contención.
- Construidas las celdas del cajón se colocaron los troqueles que soportan las estructuras de contención con la precarga que corresponda. Para tal efecto se recomendó las

preparaciones necesarias en estos elementos y la colocación de los troqueles en forma simétrica.

- El retiro de la franja perimetral fue por franjas alternadas con ancho no mayor a 4 m. En la excavación de cada franja se colocó la capa de tezontle, membrana HDP, etc., además de la integración estructural de las celdas con el muro de contención.
- Se previó un sistema de bombeo que elimine cualquier efecto de sub-presión bajo la losa de fondo, hasta que el esfuerzo transmitido por el cajón sea de al menos 2.5 t/m^2 .
- Se recomendó que el concreto utilizado en el cajón incluyera de manera integral algún aditivo impermeabilizante; adicionalmente, en las juntas de colado la colocación de bandas ojilladas de PVC al centro del elemento y de water stop en los costados (figura 31).

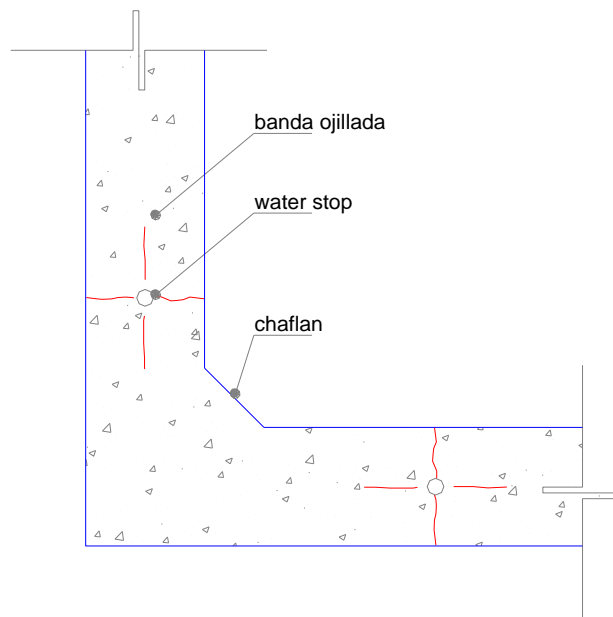


Figura 31. Detalles en junta de colados del cajón

VII PROCEDIMIENTO DE OBRA

En este capítulo se mostrará la eficiencia del procedimiento constructivo propuesto, a partir de las visitas realizadas durante la construcción de la cimentación, donde se ha podido observar un comportamiento adecuado en las excavaciones y en los muros de contención.

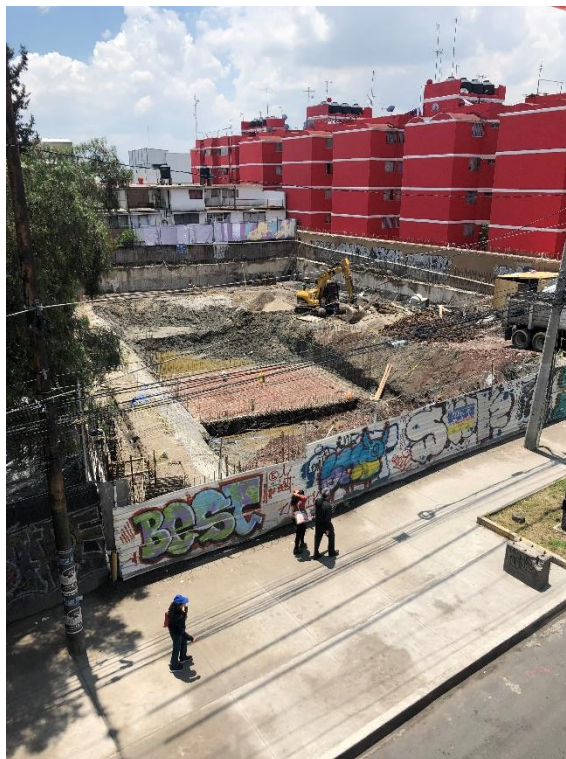


Figura 32. Vista panorámica del predio con excavación parcial

Debido a la inminente falla que podría presentarse de acuerdo con los resultados de la estabilidad de taludes, se construyó el muro Milán, desplantado a una profundidad de 6 m respecto al nivel de banqueta. Se destaca que la integridad de este tipo de estructuras de contención no puede asegurarse debido a los esfuerzos a los que se somete el suelo durante el colado del elemento. Por tal razón es necesario contar con un procedimiento de integración estructural del muro después de que aparezcan las anomalías posterior a la excavación.

En la figura 33 y 34 se muestra una discontinuidad en el concreto del muro, hecho que deja expuesto el acero de refuerzo y propicia a una reparación del muro, cuya condición deberá asegurar que, el muro después de rehabilitado, trabaje como un elemento continuo y rígido. Dicha anomalía se asocia con la ruptura del suelo durante el colado del elemento, es decir, cuando los estratos de suelo se exponen a la presión que genera el concreto, el suelo se deforma obedeciendo a la expansión del concreto existiendo pérdidas del mismo entre los vacíos generados por la falla.



Figura 33. Anomalía constructiva en el muro Milán



Figura 34. Anomalía en el muro de contención

Debido a las condiciones del terreno y a la necesidad de excavación, se realizó una plataforma de entrada y salida de maquinaria y vehículos de carga, por tal motivo, la excavación para el cajón de cimentación se realiza por partes. De este modo se planteó la excavación hasta el nivel máximo de excavación (nme) únicamente en la parte Este del predio como se puede observar en la figura 35.

En la misma figura es posible observar que hacia el lado Oeste (parte izquierda de la fotografía), se mantiene la plataforma de trabajo donde son posibles las maniobras para las máquinas excavadoras. Destacando que en la parte excavada, se realizó el destajo del material manteniendo una berma de 4 m de ancho como se indicó en el procedimiento constructivo.



Figura 35. Vista panorámica de la excavación desde el interior del predio

Las bermas representan un contrapeso para contener las cargas inducidas por el suelo y por las estructuras vecinas, ello debido a la posible falla por volteo que pudiera presentar la contención, adicionalmente se utilizaron como plataforma de trabajo para la instalación de troqueles y la adecuación estructural del cajón con el muro Milán.



Figura 36. Excavación y bermas

Para asegurar la estabilidad del muro Milán y con base en el análisis, es necesaria la colocación de troqueles, es por ello por lo que se construyó parte del cajón en la zona de excavación (figura 37), es decir, los troqueles se colocaron en las preparaciones construidas en la losa, la cual se puede observar en la figura 38. Así mismo, esta condición propició que las deformaciones por expansión se mitigaran considerablemente.



Figura 37. Construcción de la losa por etapas



Figura 38. Preparación en losa para colocación de troqueles

De acuerdo con lo observado durante la exploración geotécnica, el NAF se localizó a una profundidad de 2.60 m, además se encontró un estrato drenante a -8 m, lo anterior propicia dificultades durante el procedimiento constructivo además de una posible falla por

subpresión. En la figura 39 se puede observar el nivel de aguas freáticas presente en la excavación.



Figura 39. NAF en la excavación

Para contrarrestar la falla por sub-presión se instalaron pozos de bombeo y de alivio para lograr el abatimiento de la presión de poro necesario.

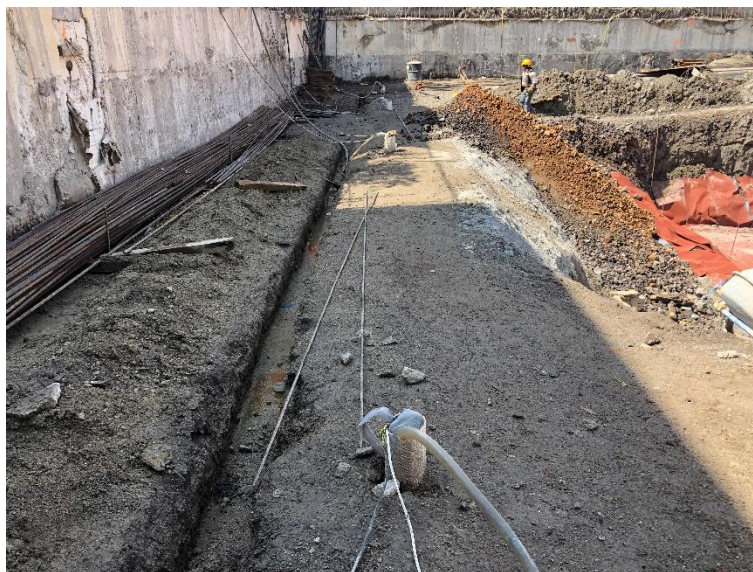


Figura 40. Pozos de alivio y drenaje superficial

Los pozos de alivio se conectaron a una línea de drenaje de PVC instalada en las paredes del muro Milán, en los puntos más altos, el drenaje fue a través de líneas de drenajes superficial

como las propuestas en el capítulo VI.2, instrumentados con bombas tipo bala y un flotador electrónico.

Alcanzado en nme, se colocó una capa de tezontle como plataforma de trabajo, destacando que los pozos de alivio se mantuvieron 30 cm dentro de dicha plataforma. Las características del tezontle permiten el libre drenaje del agua de los pozos de alivio.

Con el fin de mantener una superficie limpia de trabajo, además de evitar filtraciones de agua hacia las celdas del cajón de cimentación, se colocó la membrana de polietileno de alta densidad, tratando de mantener cierta holgura para el ensamble del HDP del resto de la excavación.

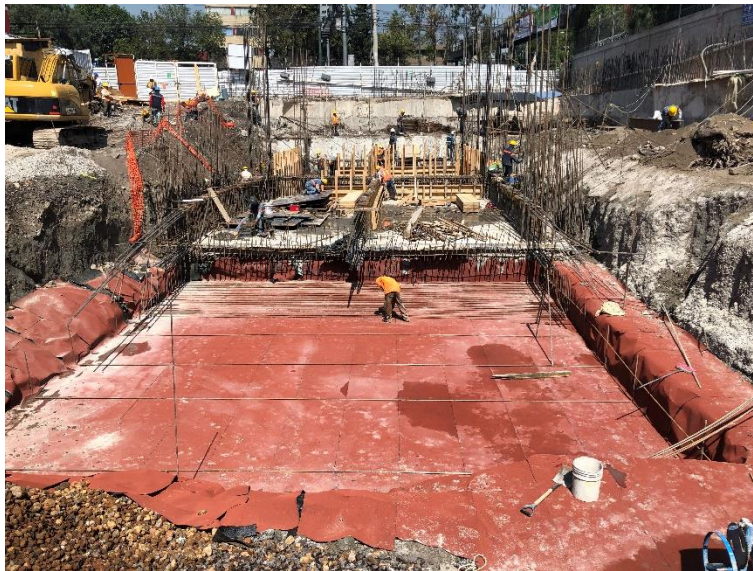


Figura 41. Colocación de la membrana de HDP

Para la instalación de troqueles, se ejecutó la excavación local para cada uno, destacando que, una vez colocados todos los troqueles se procederá a la excavación del resto de la berma así como la construcción de losa de fondo del cajón y el anclaje con el muro Milán.

El monitoreo topográfico de las etapas construidas hasta este momento da como resultado la eficiencia esperada, presentando movimientos menores a 10 mm.

VIII CONCLUSIONES TÉCNICAS

A partir de la información recopilada y los resultados obtenidos durante el estudio de mecánica de suelos y el análisis geotécnico se derivan las siguientes conclusiones:

- Con base en la Zonificación Geotécnica establecida en las NTC-DCC-RCDF-2017, el sitio de interés se ubica en la zona III, o de lago.
- Como referencia, de acuerdo con el mapa de isoprofundidades a los DP consignado en las NTC-DS-RCDF-2004, en el sitio de estudio esta profundidad se ubica alrededor de 55 m.
- El subsuelo en esta zona se caracteriza por presentar una estratigrafía formada por materiales de origen lacustre, altamente compresibles y de muy baja resistencia al esfuerzo cortante, constituidos básicamente por arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos.
- De acuerdo con las fuentes oficiales, la velocidad de hundimiento regional de la zona se ubica en el rango de 15 a 20 cm/año.
- Utilizando el programa SASID que incluyen las NTC-DS-RCDF-2017, el sitio presenta un periodo natural de vibrar de 2.98 segundos.
- La estratigrafía del sitio corresponde con la típica de zona de lago, formada por una CS con espesor de 4 m y constituida por rellenos superficiales y suelos arcillosos de consistencia media a dura, bajo esta y hasta 37 m, se presenta la SAS, formada por suelos lacustres normalmente consolidados, altamente deformables y con baja resistencia al esfuerzo cortante, interestratificados con lentes y horizontes arenosos y limo-arenoso duros. A partir de 37 m se presenta una secuencia aluvial limo-arenosa muy dura, cementada, con gravillas pumíticas.
- El NAF fue detectado a 2.6 m de profundidad y la presión de poro determinada en las capas arenosas observa una distribución de presiones neutrales prácticamente hidrostática, adicionalmente en la CD el abatimiento es prácticamente total.
- La aceleración espectral para el análisis de la estructura podrá determinarse en la figura 15, en función de su periodo fundamental. Las adecuaciones al mismo son totalmente dependientes del proyecto estructural adoptado.
- Dadas las condiciones geotécnicas que gobiernan la zona, descargas de la estructura de 6.7 t/m^2 , y la necesidad del sótano a 4.7 m de profundidad, donde el esfuerzo en sitio es de 6.4 t/m^2 , se planteó un cajón de cimentación. Ello y la ausencia de excentricidades en las cargas garantizan un adecuado desempeño de la estructura durante la vida útil.
- La capacidad de carga admisible ante condiciones de carga permanente y accidental resultan de 11 y 15 t/m^2 , respectivamente.

- Considerando las descargas asociadas a la excavación del terreno y las cargas de la estructura, se han estimado las deformaciones que se indican en la tabla, destacando que tanto las expansiones como recompresiones se ven fuertemente influidas por el procedimiento constructivo y tiempo de ejecución.

Deformación en cm

Al centro del área	δ_{exp}	33	expansión
Al centro del lado largo		17	
En la esquina noreste		9	
Al centro del área	δ_{rec}	30	recompresión
Al centro del predio	δ_p	10	consolidación

- Los esfuerzos aplicados y asentamientos de largo plazo asociados por el cajón cumplen satisfactoriamente con los Estados Límite de Falla y de Servicio establecidos en las NTC-DCC-RCDF-2017
- Los cortes verticales mayores a 3.5 m solo podrán ser estables mediante un sistema de contención troquelado, el cual se diseñó a partir de las acciones indicadas en la figura 25.
- La presión horizontal de largo plazo a considerar en el diseño estructural de los muros del cajón en función de la profundidad z , pueden determinarse directamente de la figura 26.
- Con el objeto de satisfacer requisitos de seguridad contra falla general de fondo y por sub-presión, la excavación se está llevando a cabo en etapas y con la implementación de pozos de alivio.
- *Grosso modo* la excavación en primera etapa se realiza hasta 2.5 m de profundidad en toda el área y hasta el nme en segunda etapa, conservando una berma perimetral de 4 m de ancho y cortes con relación 1:1. Hacia la colindancia con los edificios la excavación perimetral se realiza en franjas alternadas con ancho máximo de 3.5 m; en el resto de las colindancias las franjas podrán tener un ancho de hasta 7 m.
- Los pozos de alivio serán perforados en 4", con ademe ranurado de 2", a 9 m de profundidad y área tributaria de 50 m². El agua que emerja de estos pozos se conduce hacia cárcamos de bombeo.
- Para excavaciones a 5 m de profundidad, una tablestaca rígida desplantada a 6 m y troquelada a 2.5 m es estable ante deslizamiento, giro y falla general.
- Es conveniente considerar sistemas de drenaje superficial a base de cunetas en tanto permanezcan las excavaciones abiertas. Estos sistemas cuentan con cárcamos y equipos de bombeo capaces de resolver cualquier eventualidad.
- Alcanzado el nme se afinó el fondo y colocó una capa de tezontle de 30 cm de espesor, sobre la cual se instaló una membrana HDP termosoldada que cubre toda el área del

cajón ubicada por debajo del NAF y sobre esta, el firme en que se desarrollaron las actividades inherentes al colado del cajón en su conjunto.

- El concreto utilizado en el cajón incluye un aditivo impermeabilizante integral, además de bandas ojilladas de PVC y water stop en las juntas de colado.
- Se deberá monitorear el comportamiento de la estructura proyectada y estructuras e instalaciones colindantes, mediante la colocación de testigos en muros y referencias superficiales. Ello permitirá detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad o de deformaciones inadmisibles.
- Es necesario contar en todo momento con un sistema de bombeo de achique con capacidad suficiente para resolver cualquier eventualidad que pudiera presentarse en la obra.

IX CONCLUSIONES GENERALES

Con base en las condiciones del proyecto arquitectónico, el entorno geotécnico y los resultados generados en el análisis geotécnico, el sistema de cimentación empleado a base de un cajón que compensa parte de las cargas resulta ser el más adecuado.

El uso de cimentaciones compensadas en edificaciones con número de niveles considerables ubicadas en zona de lago, resulta particularmente eficiente debido a las condiciones de hundimiento regional, además de la alta compresibilidad de los suelos y baja resistencia al esfuerzo cortante.

En la Ciudad de México, especialmente en edificaciones desplantadas en cimentaciones profundas, se han observado muchos edificios que se ven afectados por las condiciones anteriores, es decir, algunos emergen provocando adecuaciones de acceso que no cumplen con requisitos de servicio necesarios, algunos otros, presentan asentamientos mayores a las deformaciones de las construcciones vecinas, aunado a ello, tienen problemas de inundaciones, colapso en el drenaje, entre otros.

En el caso de las cimentaciones compensadas, estrictamente se debe asegurar que no existan excentricidades entre el centro de cargas, centro de pilotes y centro geométrico, de lo contrario, podrán provocarse asentamientos diferenciales y desplomes en la edificación. Así mismo, la cimentación debe presentar la rigidez necesaria para asegurar el buen comportamiento de la estructura.

Para el proyecto en estudio, se ha podido observar un inmejorable comportamiento geotécnico, tomando en cuenta los aspectos enunciados a continuación:

- Estabilidad en los cortes, debido a la construcción de bermas que fungen como contrapeso hacia los esfuerzos generados por las colindancias.
- Protección a las colindancias, a través del muro Milán y del sistema de troqueles, se ha logrado mantener un rango de deformaciones altamente confiables, sin embargo deberá asegurarse durante todo el proceso de construcción del edificio.
- Abatimiento de la presión de poro, tomando en cuenta la instalación de pozos de alivio y pozos de bombeo de achique. Así mismo, se pudo asegurar una superficie de trabajo accesible para la construcción del cajón de cimentación, además de evitar la falla por sub-presión del fondo de la excavación.
- Capacidad de carga adecuada del suelo, el nivel de desplante de la losa de fondo del cajón se seleccionó adecuadamente, pudiéndose observar en la capacidad de carga en comparación con los esfuerzos ejercidos por la super estructura.

Los aspectos anteriores pudieron desarrollarse debido a una campaña de exploración eficazmente planeada, considerando y seleccionando ensayos de laboratorio adecuados. Es necesario considerar que todo lo anterior se resume a un adecuado diseño y procedimiento constructivo.

X REFERENCIAS

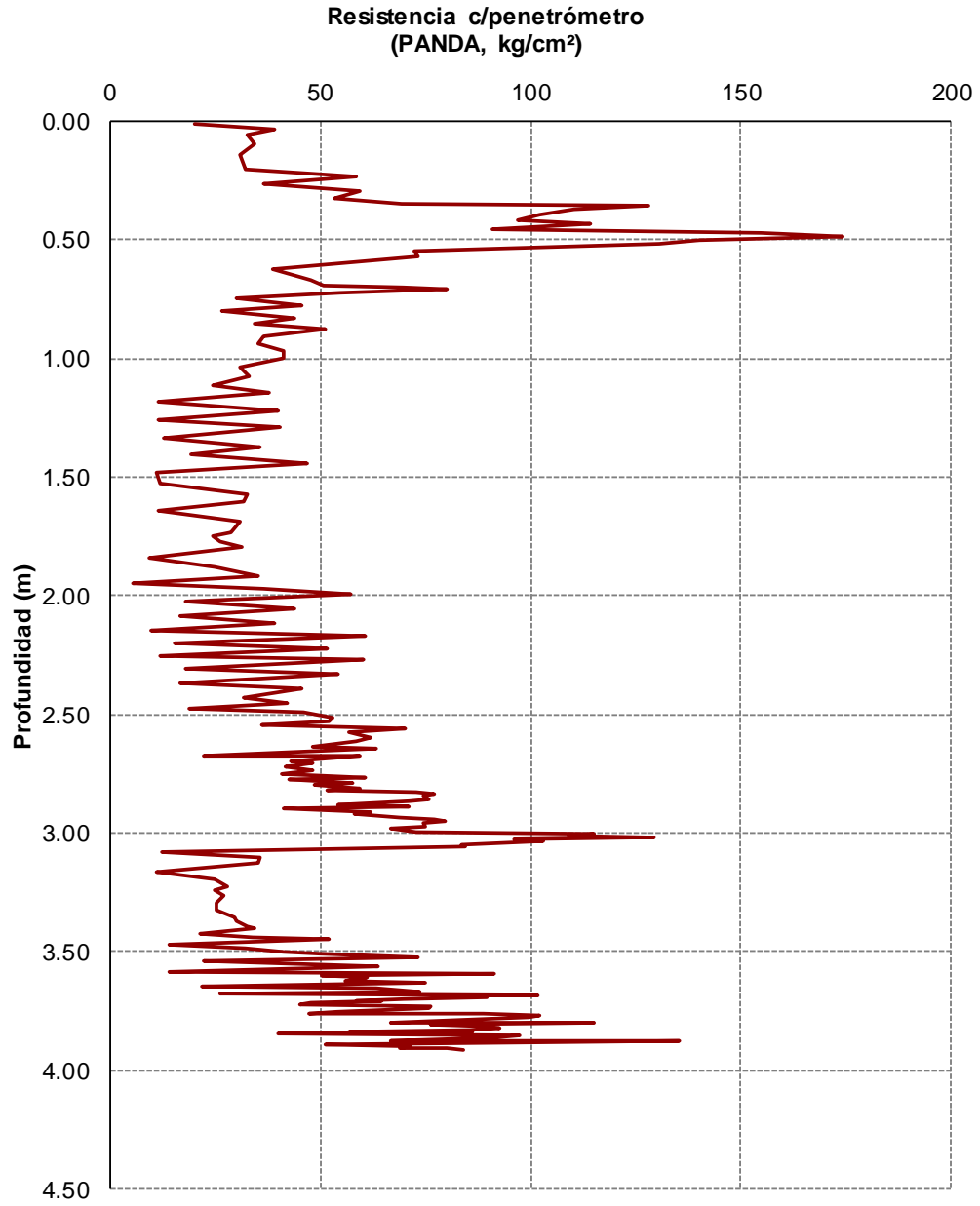
- I. COVITUR (1987). "*Manual de Diseño Geotécnico*". Departamento del Distrito Federal, México, D.F.
- II. E. Tamez (2001). "*Ingeniería de Cimentaciones*". TGC Geotecnia, México, D.F.
- III. K. Terzaghi, R.B. Peck y G. Mesri (2002). "*Soil mechanics in engineering practice*". John Wiley & Sons, Inc. New York.
- IV. SMIE (2004). "*Cálculos de esfuerzos y asentamientos bajo cargas rectangulares*". XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- V. L. Zeevaert (1983). "*Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*". Van Nostrand Reinhold, 2a edición. New York.
- VI. RCDF (2017). "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*". Gobierno de la Ciudad de México.
- VII. RCDF (2017). "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*". Gobierno de la Ciudad de México.
- VIII. SMMS (2002) "*Manual de Construcción Geotécnica I*" Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., México, D.F.

ANEXO I
Perfiles estratigráficos

PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: PA-1

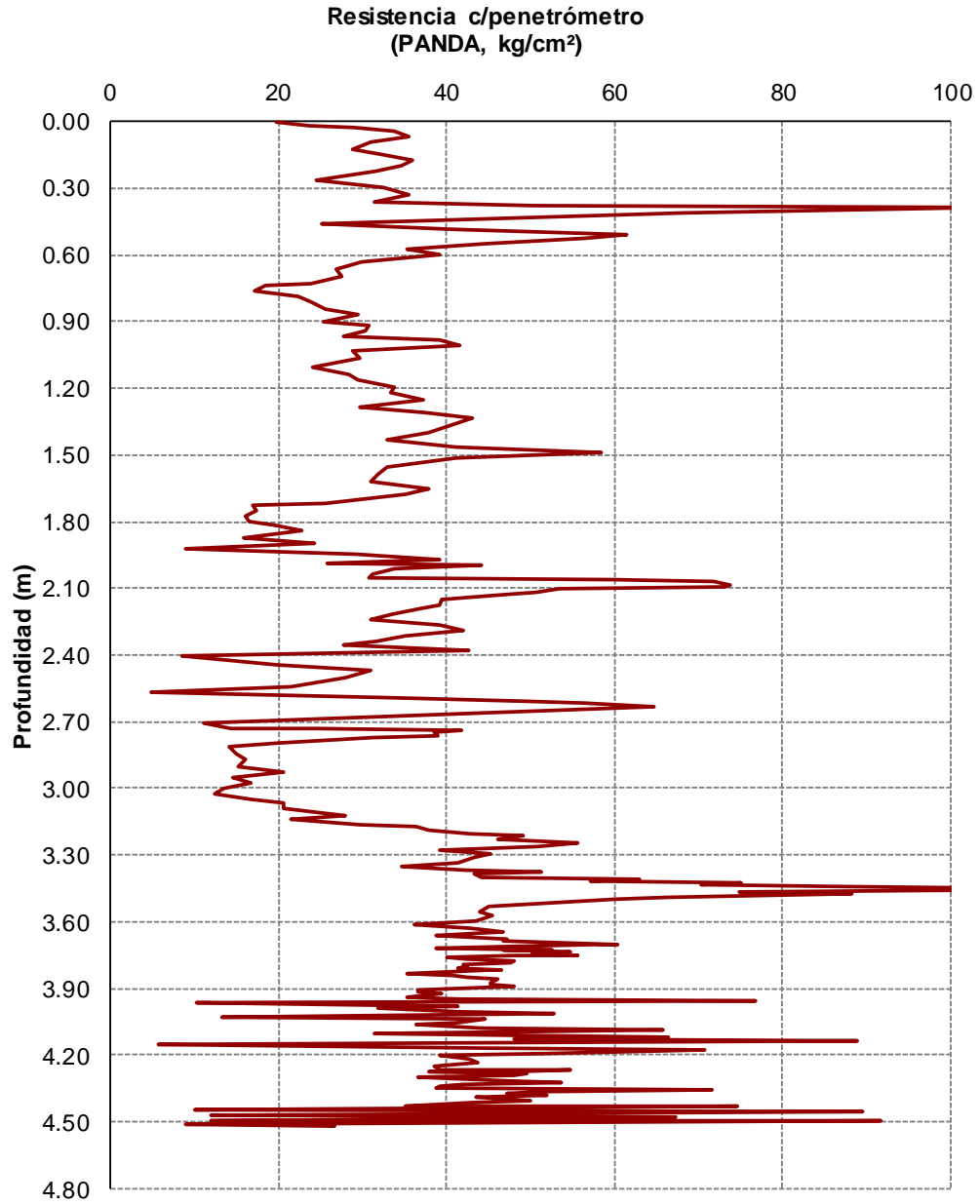
FECHA: MAYO, 2018



PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: PA-2

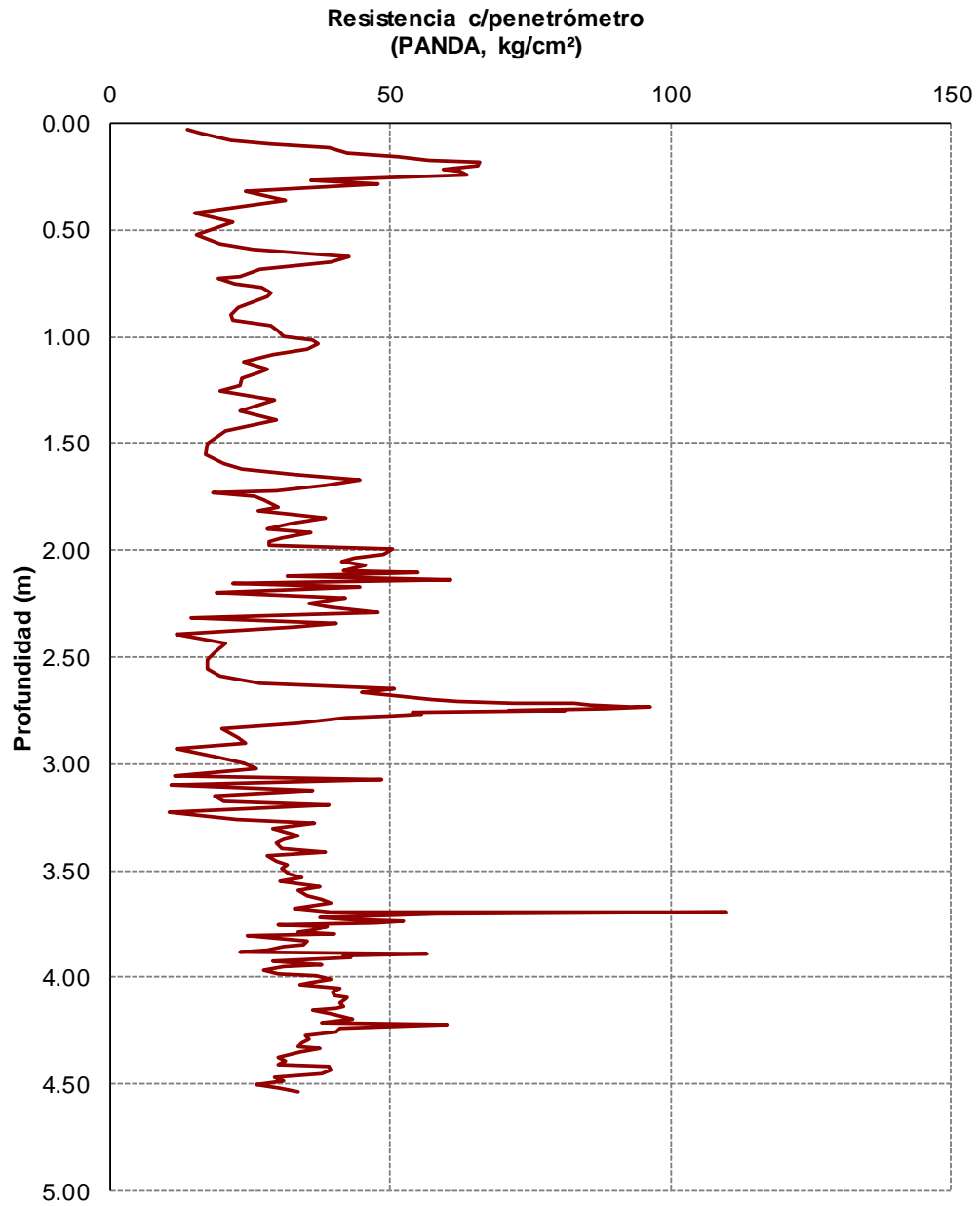
FECHA: MAYO, 2018



PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: PA-3

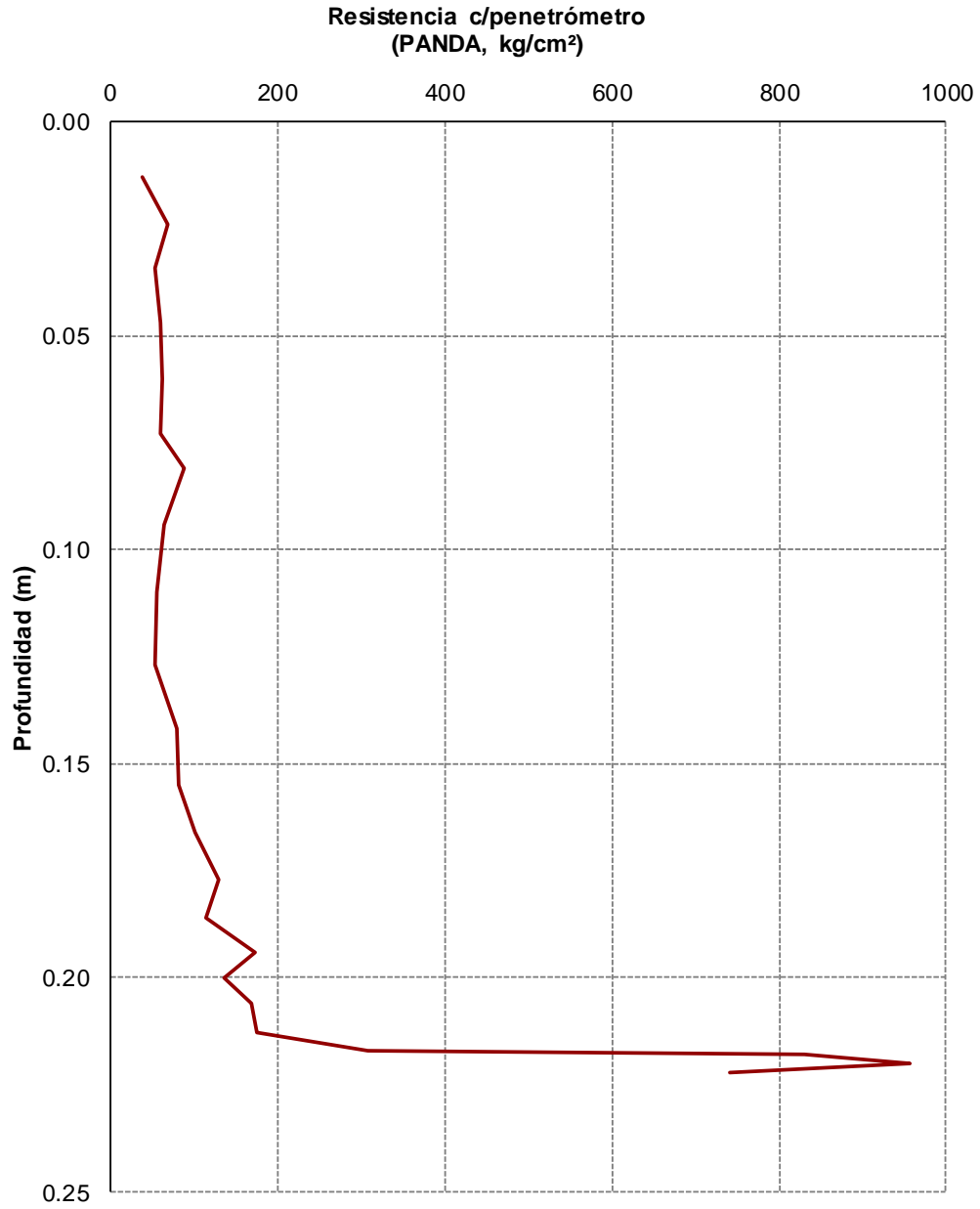
FECHA: MAYO, 2018



PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: PA-4

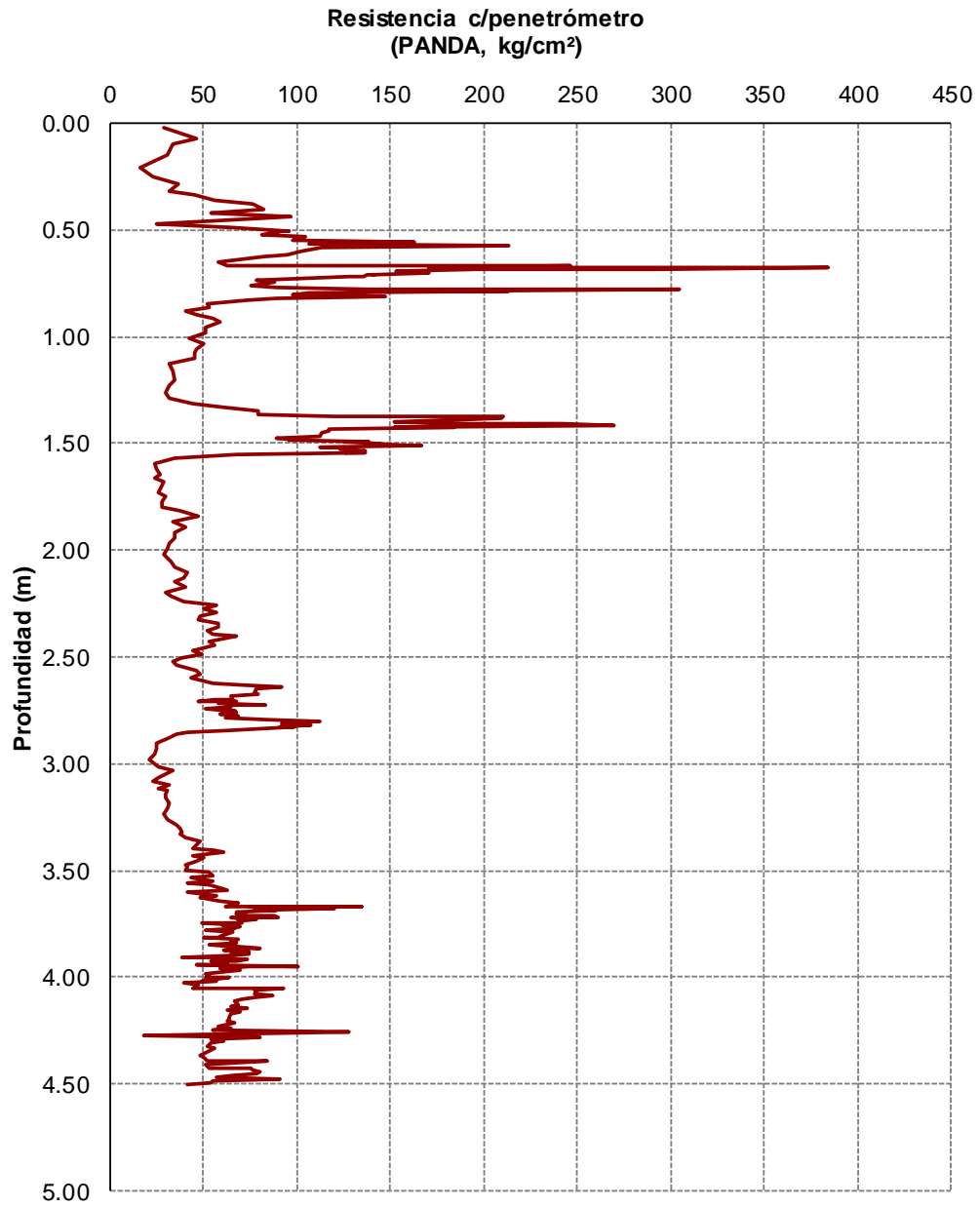
FECHA: MAYO, 2018



PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: PA-5

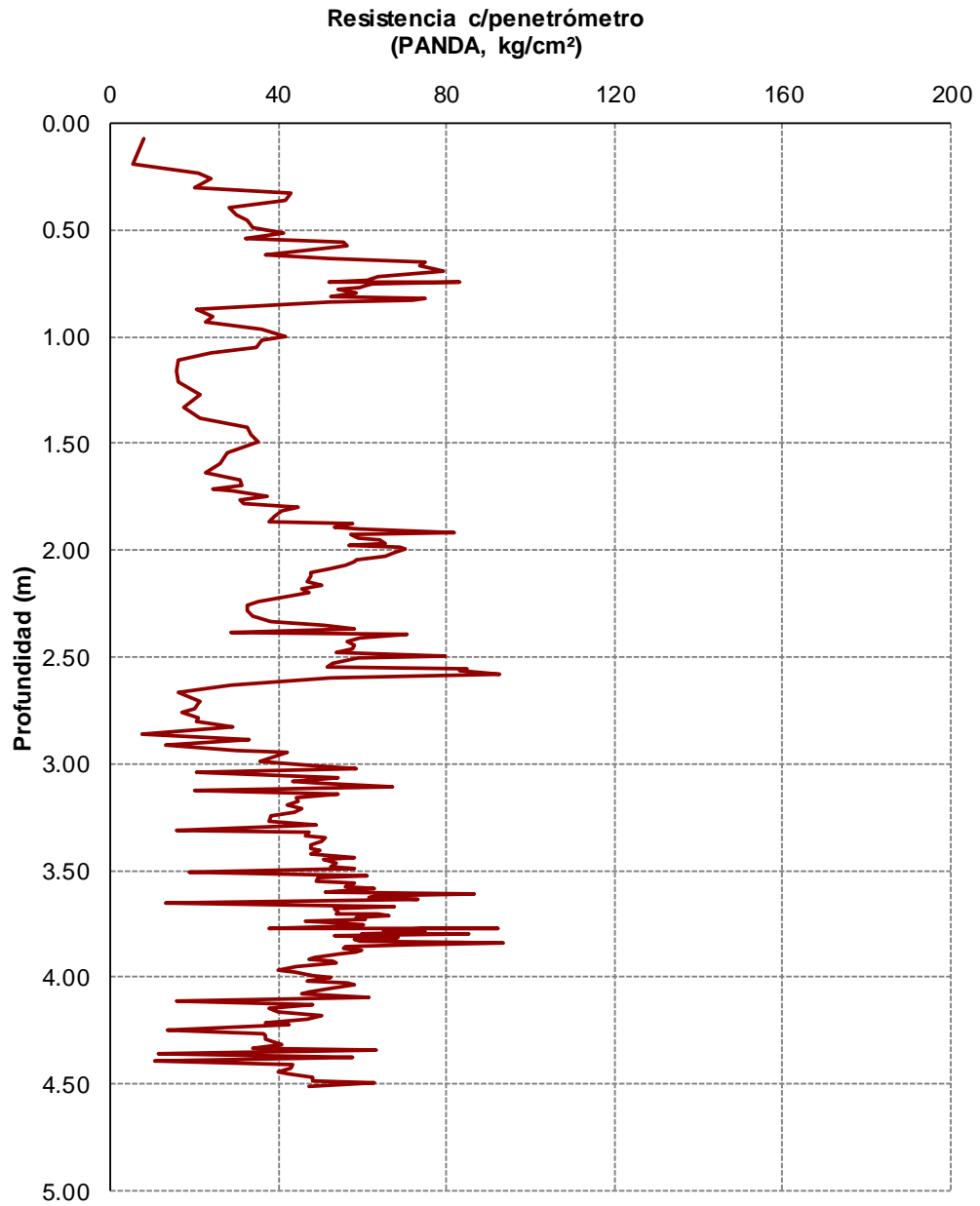
FECHA: MAYO, 2018



PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: PA-6

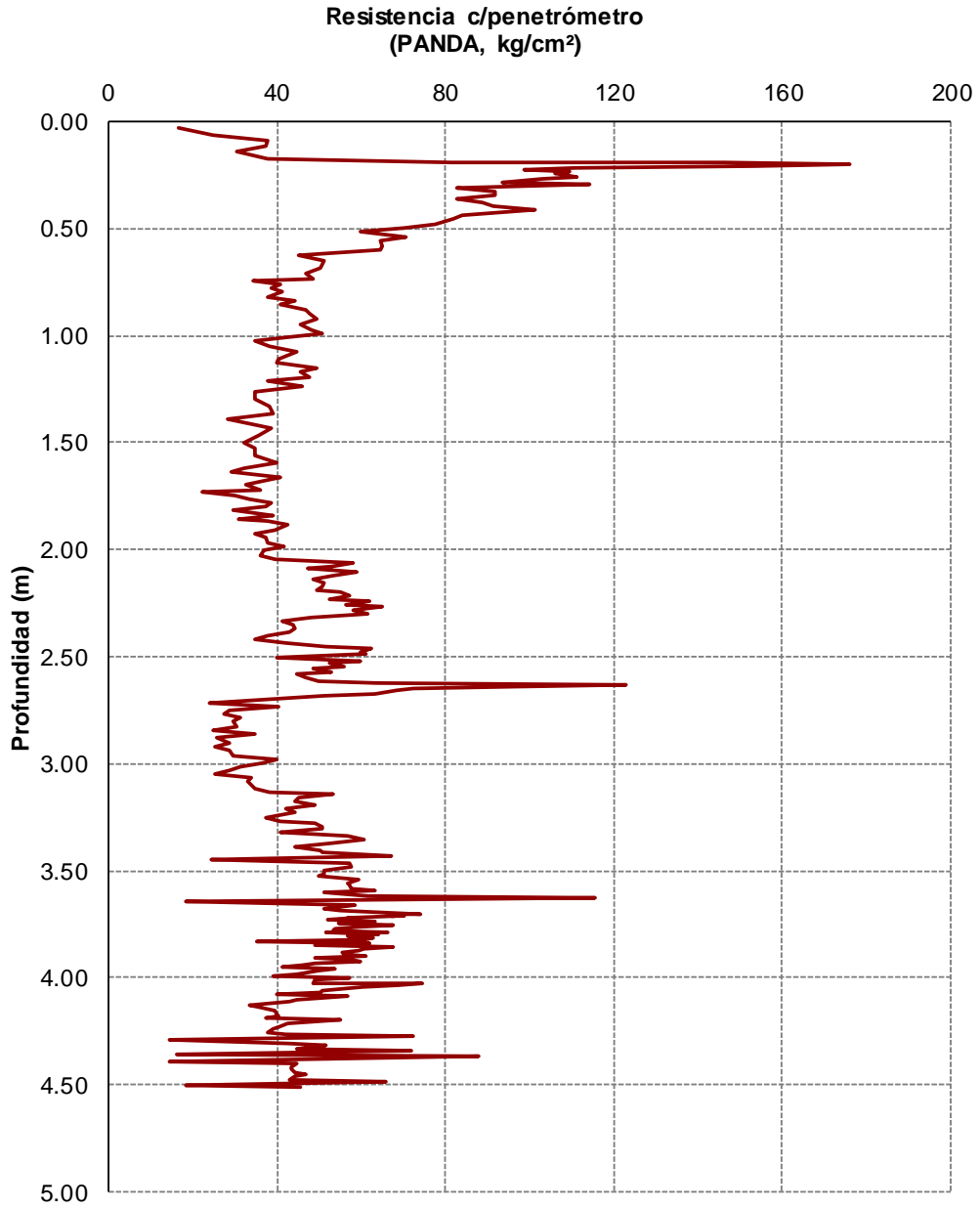
FECHA: MAYO, 2018



PROYECTO: AZUCAR 139

SONDEO: PA-7

FECHA: MAYO, 2018



ANEXO II
Resultados de laboratorio

LABORATORIO

MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

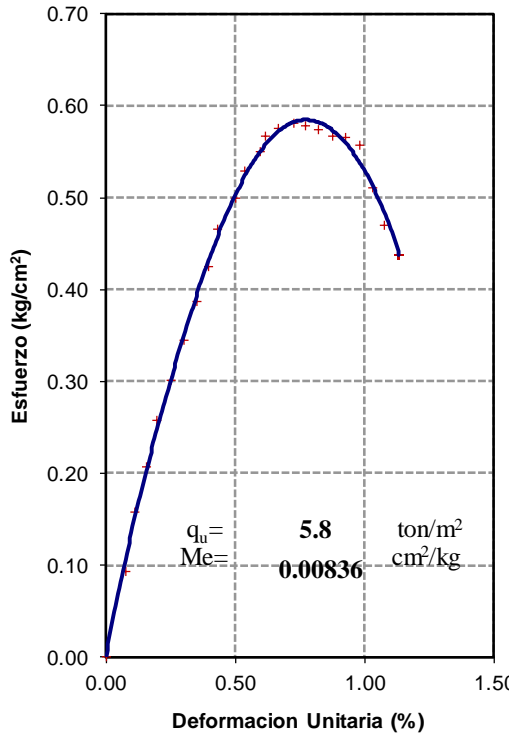
PROYECTO : AZUCAR 139, CDMX

SONDEO O POZO: PCA-1

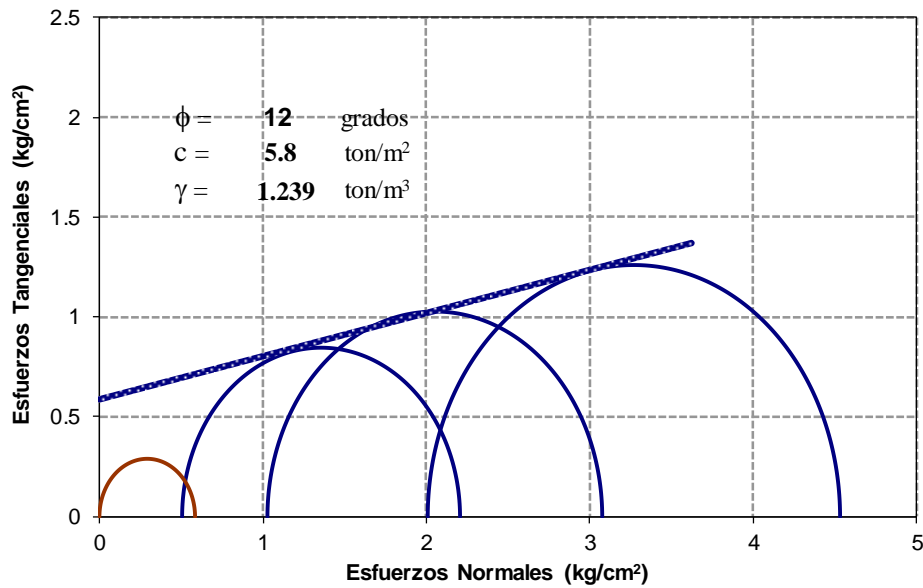
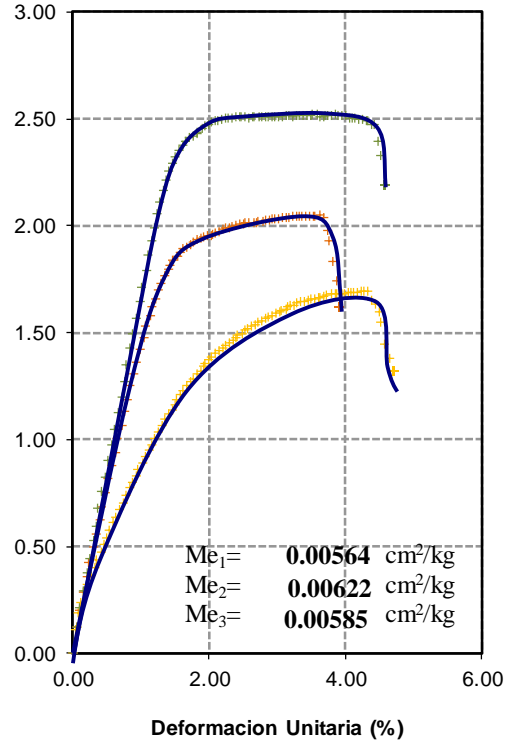
OBSERVACIONES: TRIAXIAL RAPIDA (UU)

PROFUNDIDAD: 1.6 m.

COMPRESION SIMPLE



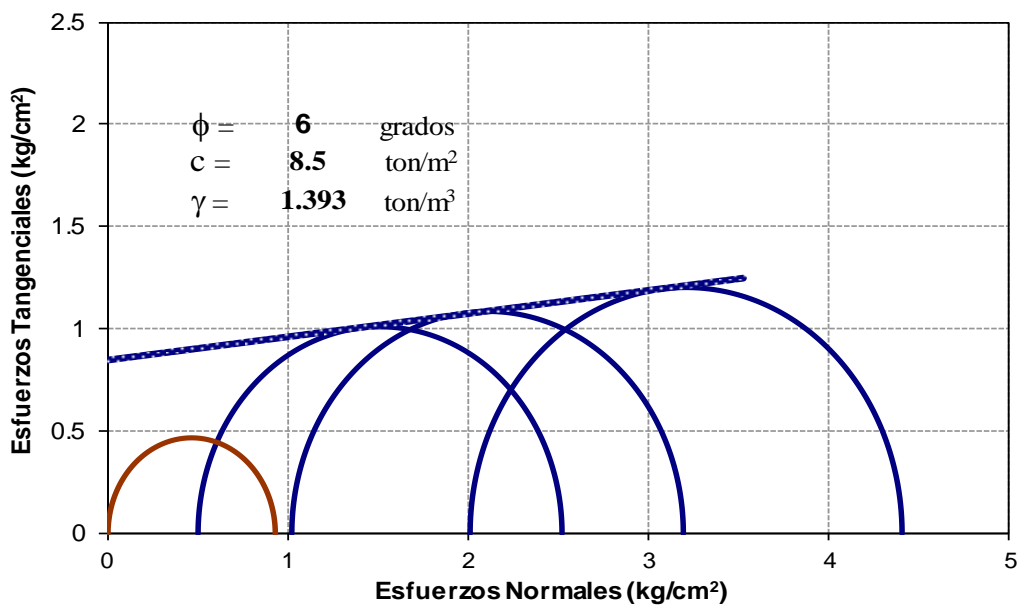
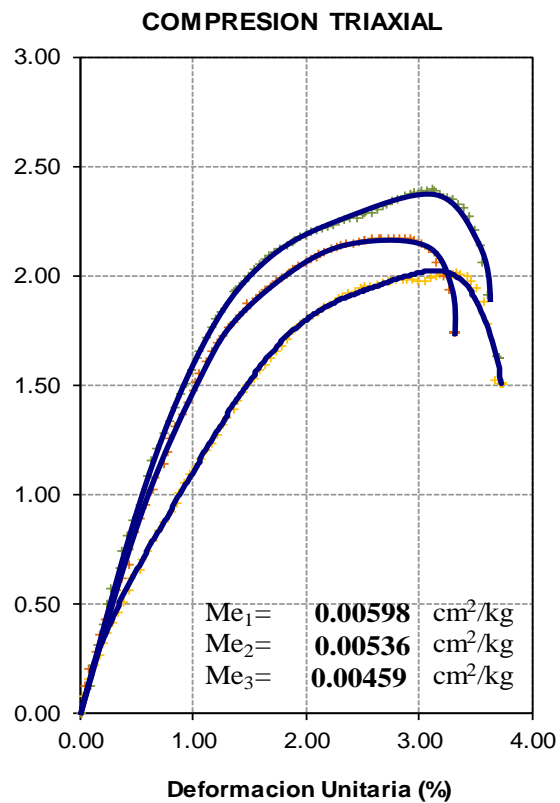
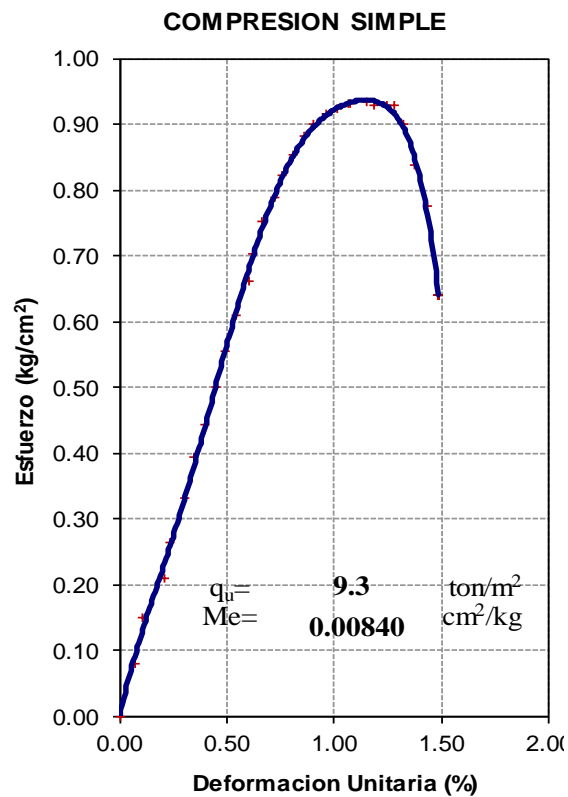
COMPRESION TRIAXIAL



LABORATORIO	MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.		
--------------------	--	--	--

PROYECTO :	AZUCAR 139, CDMX	SONDEO O POZO: PCA-2
------------	------------------	----------------------

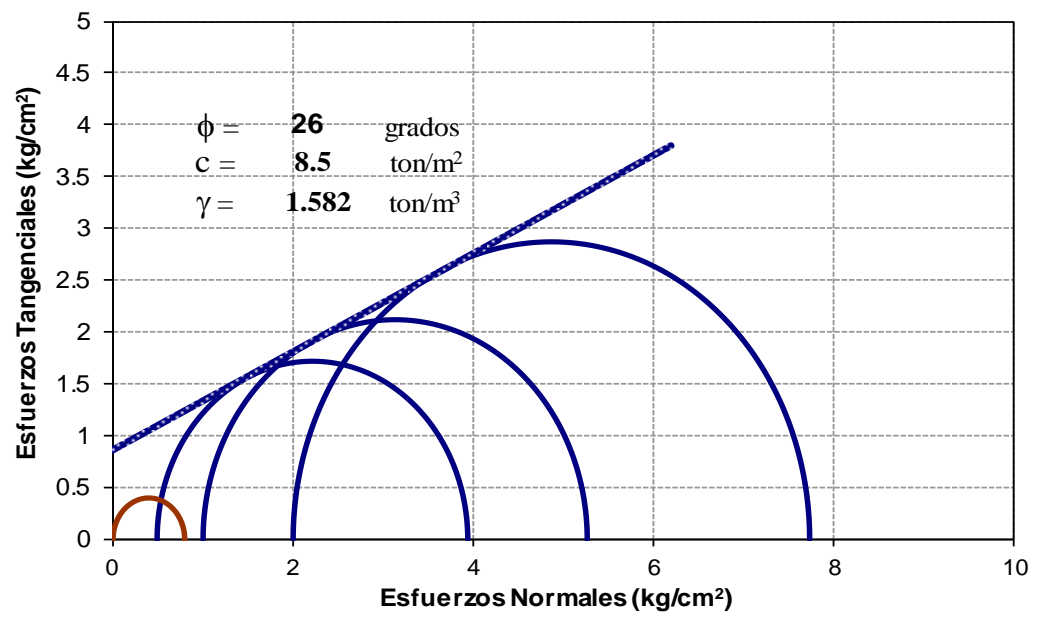
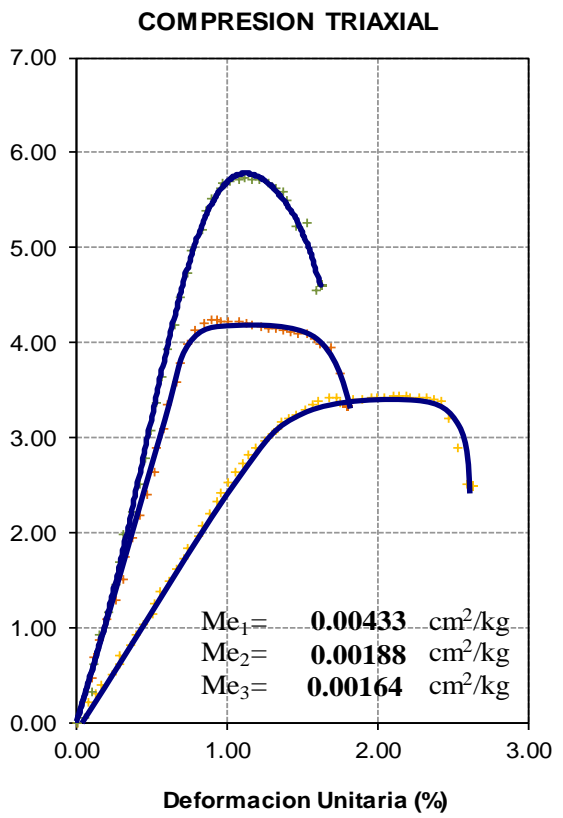
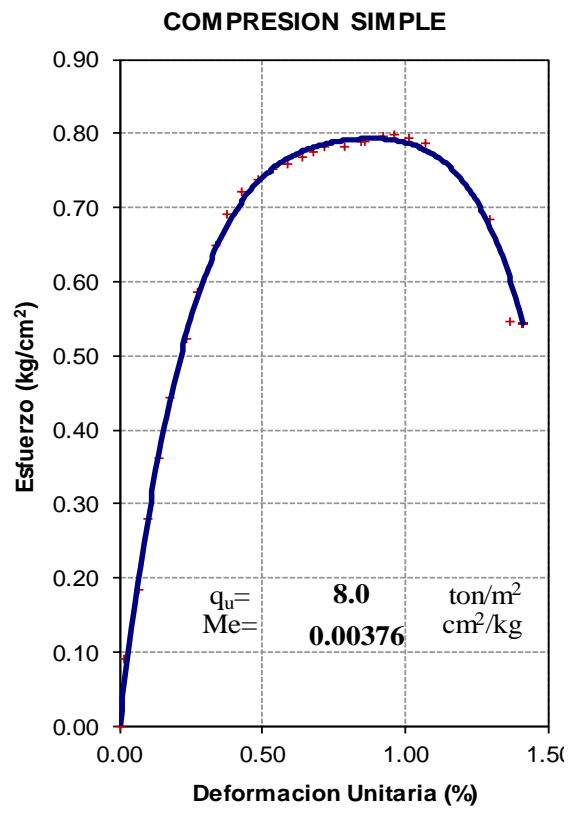
OBSERVACIONES:	TRIAXIAL RAPIDA (UU)	PROFUNDIDAD: 1.5 m.
----------------	------------------------	---------------------



LABORATORIO **MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.**

PROYECTO : **AZUCAR 139, CDMX** SONDEO O POZO: **CPTu-1**

OBSERVACIONES: **TRIAXIAL RAPIDA (UU)** PROFUNDIDAD: **2.6 m.**



LABORATORIO

MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

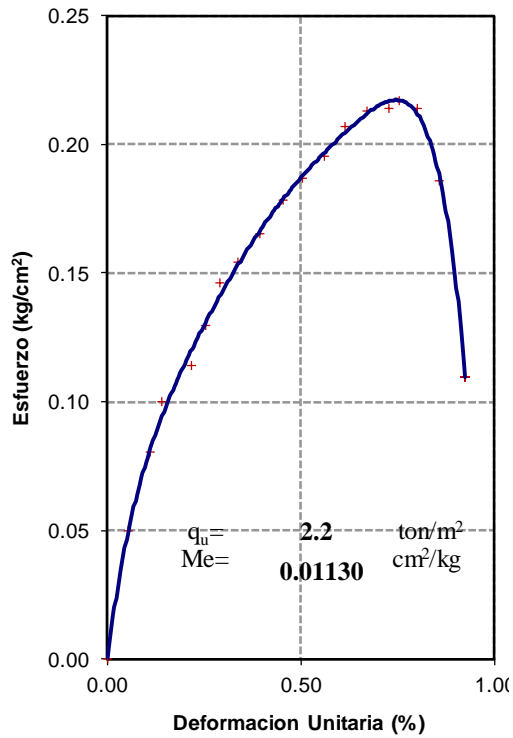
PROYECTO : AZUCAR 139, CDMX

SONDEO O POZO: CPTu-1

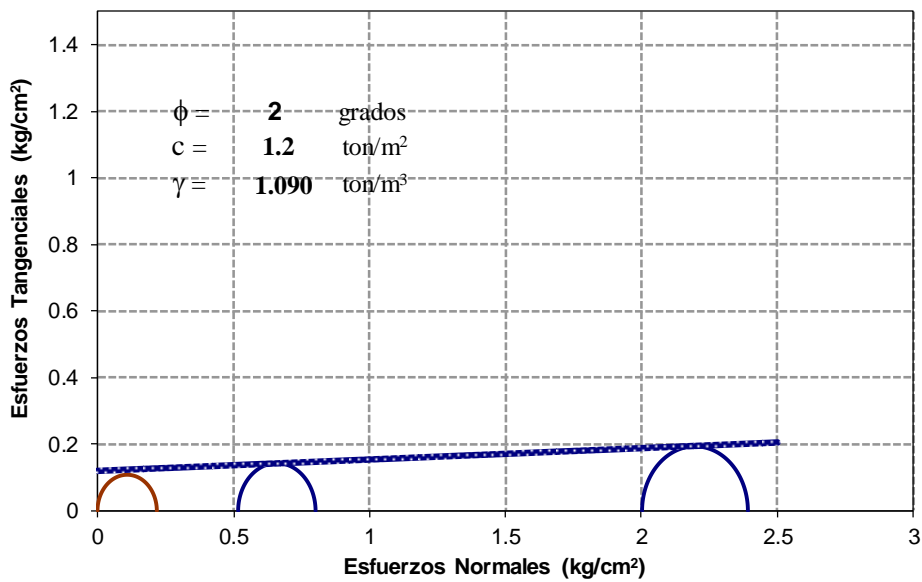
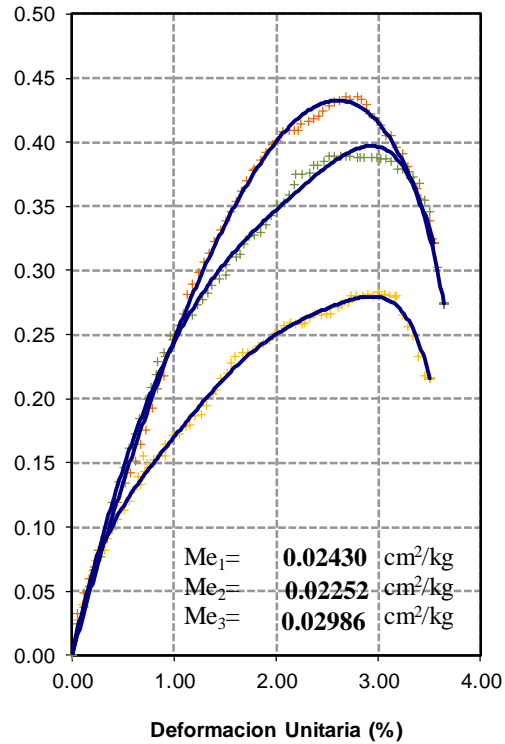
OBSERVACIONES: TRIAXIAL RAPIDA (UU)

PROFUNDIDAD: 6.5 m.

COMPRESION SIMPLE



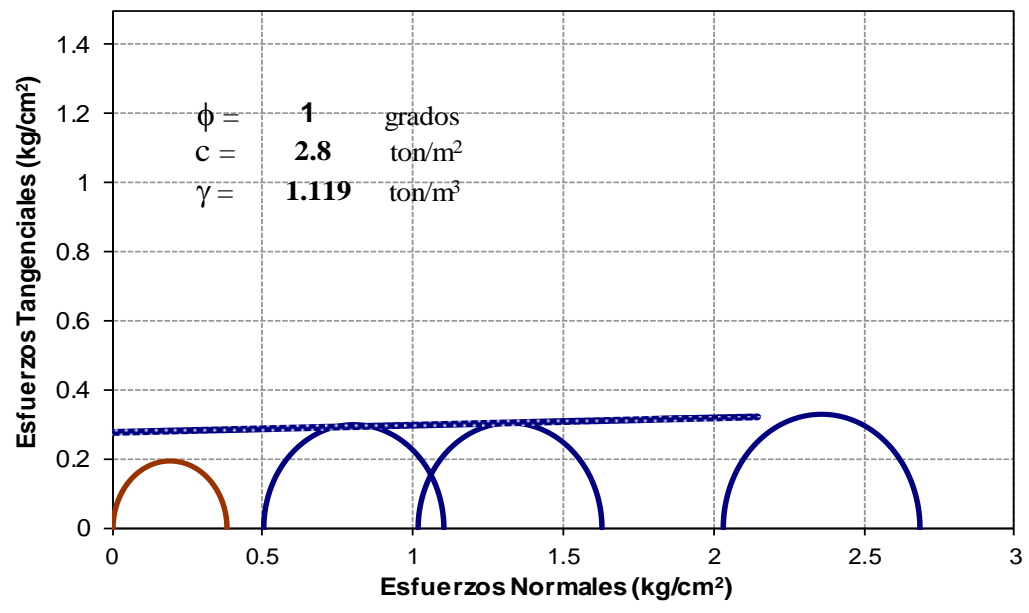
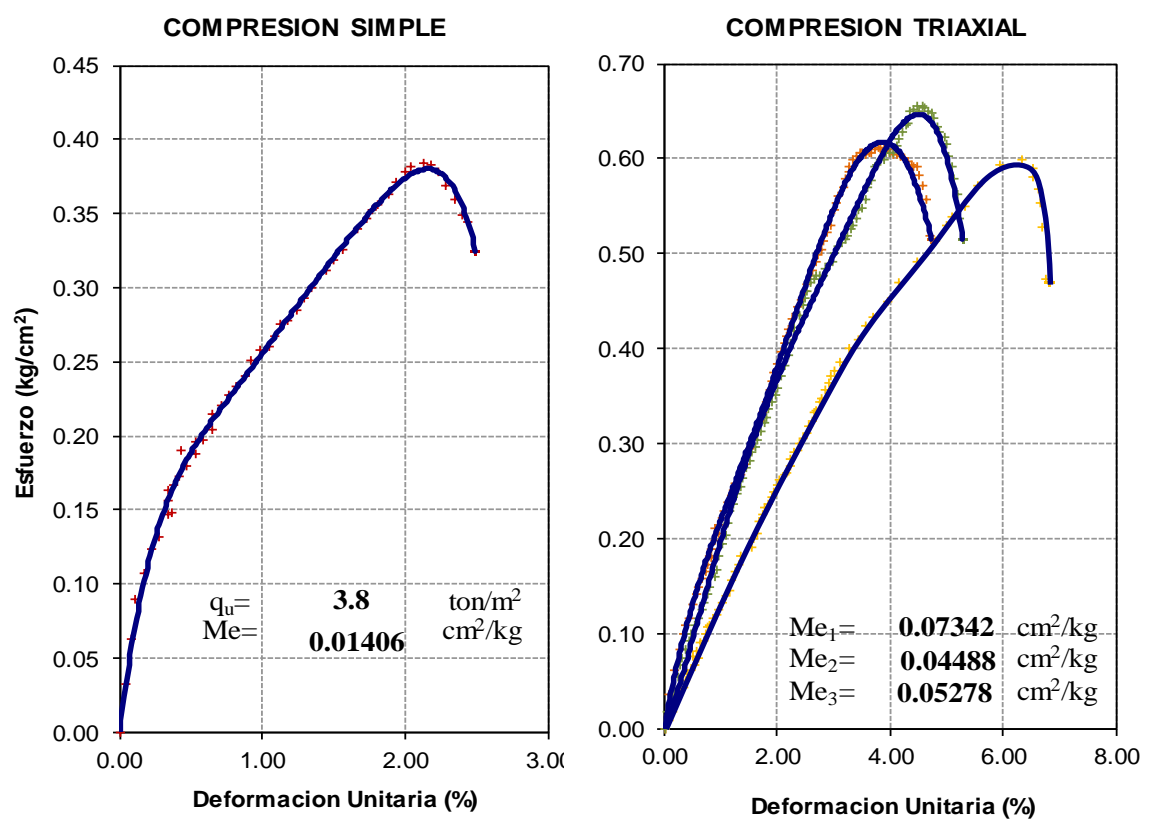
COMPRESION TRIAXIAL



LABORATORIO **MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.**

PROYECTO : **AZUCAR 139, CDMX** SONDEO O POZO: **CPTu-1**

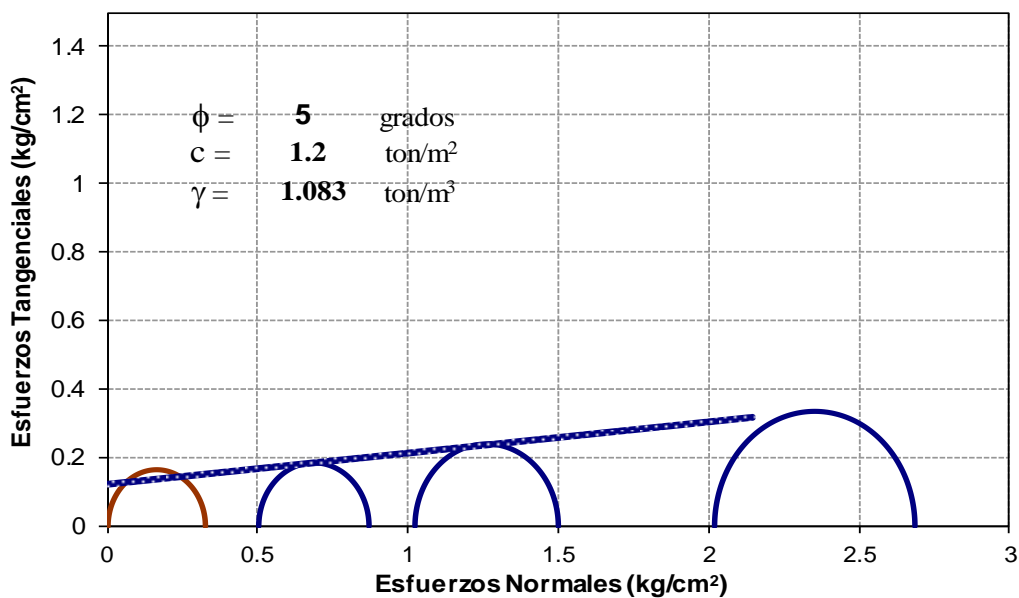
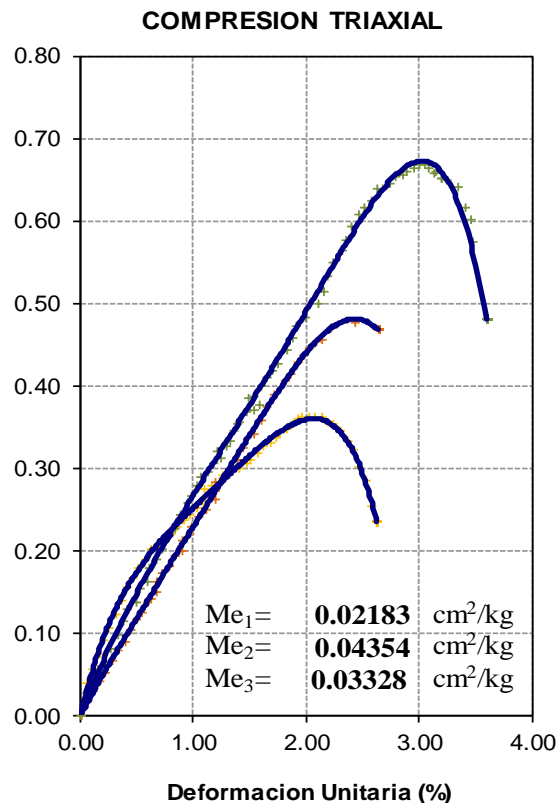
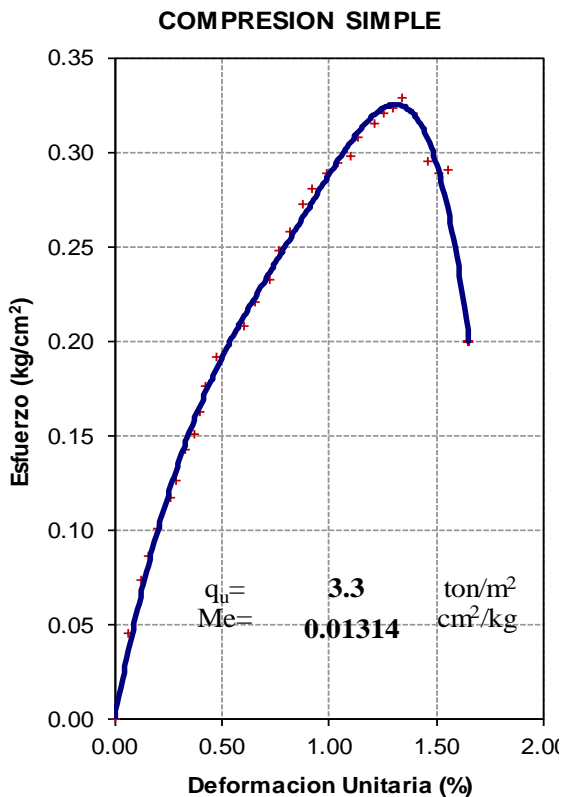
OBSERVACIONES: **TRIAxIAL RAPIDA (UU)** PROFUNDIDAD: **11.5 m.**



LABORATORIO **MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.**

PROYECTO : **AZUCAR 139, CDMX** SONDEO O POZO: **CPTu-1**

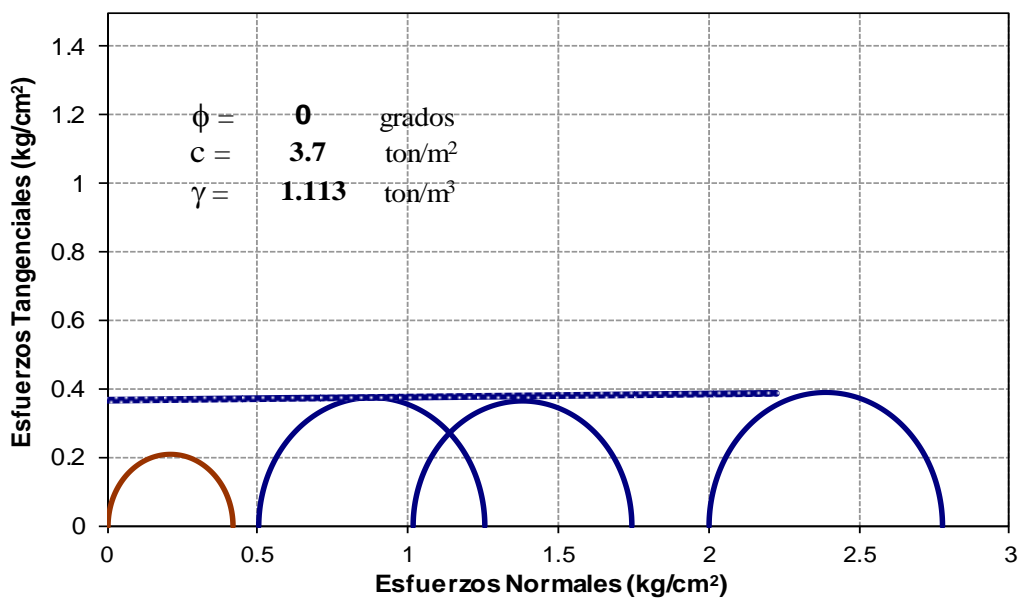
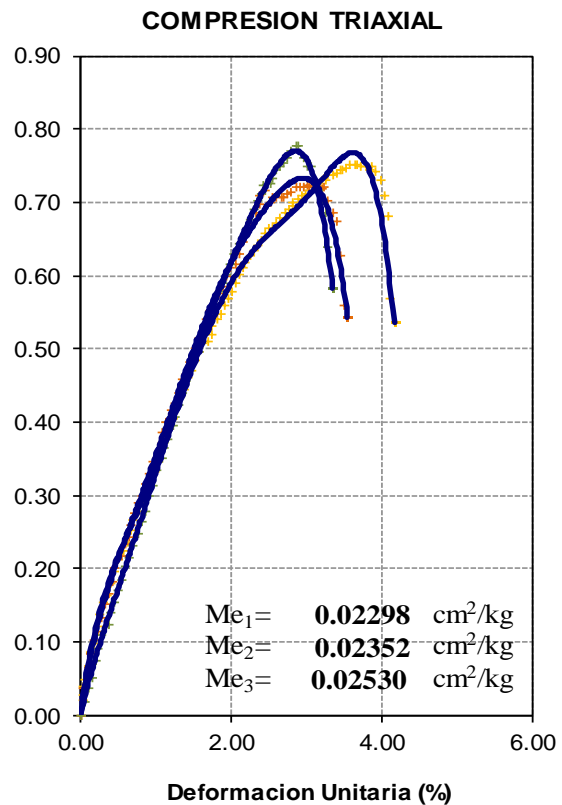
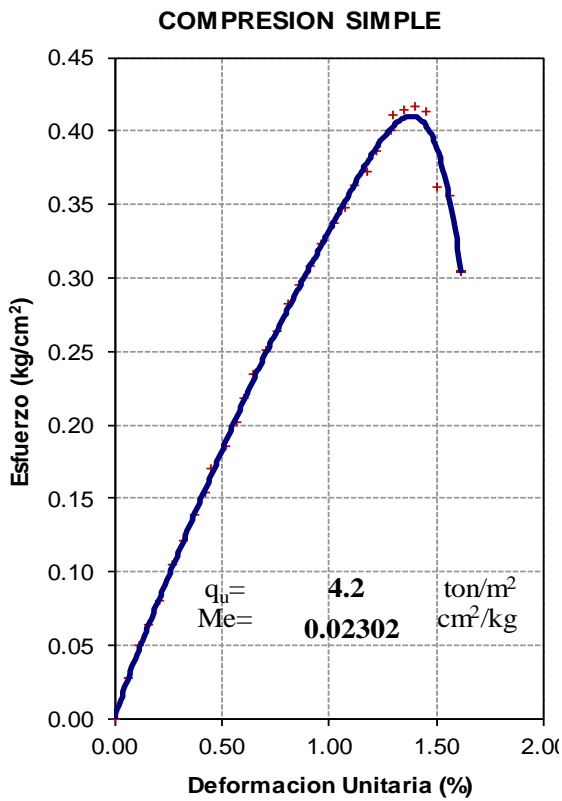
OBSERVACIONES: **TRIAXIAL RAPIDA (UU)** PROFUNDIDAD: **16.5 m.**



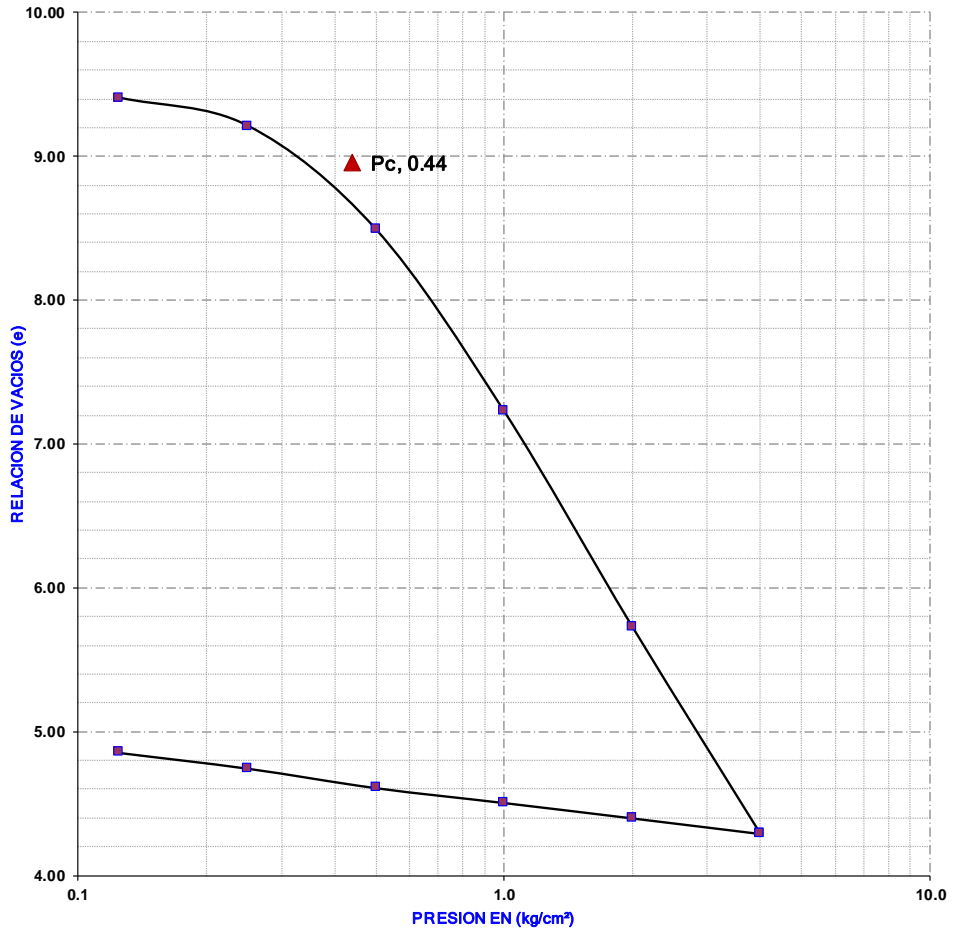
LABORATORIO **MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.**

PROYECTO: **AZUCAR 139, CDMX** SONDEO O POZO: **CPTu-1**

OBSERVACIONES: **TRIAXIAL RAPIDA (UU)** PROFUNDIDAD: **27.5 m.**

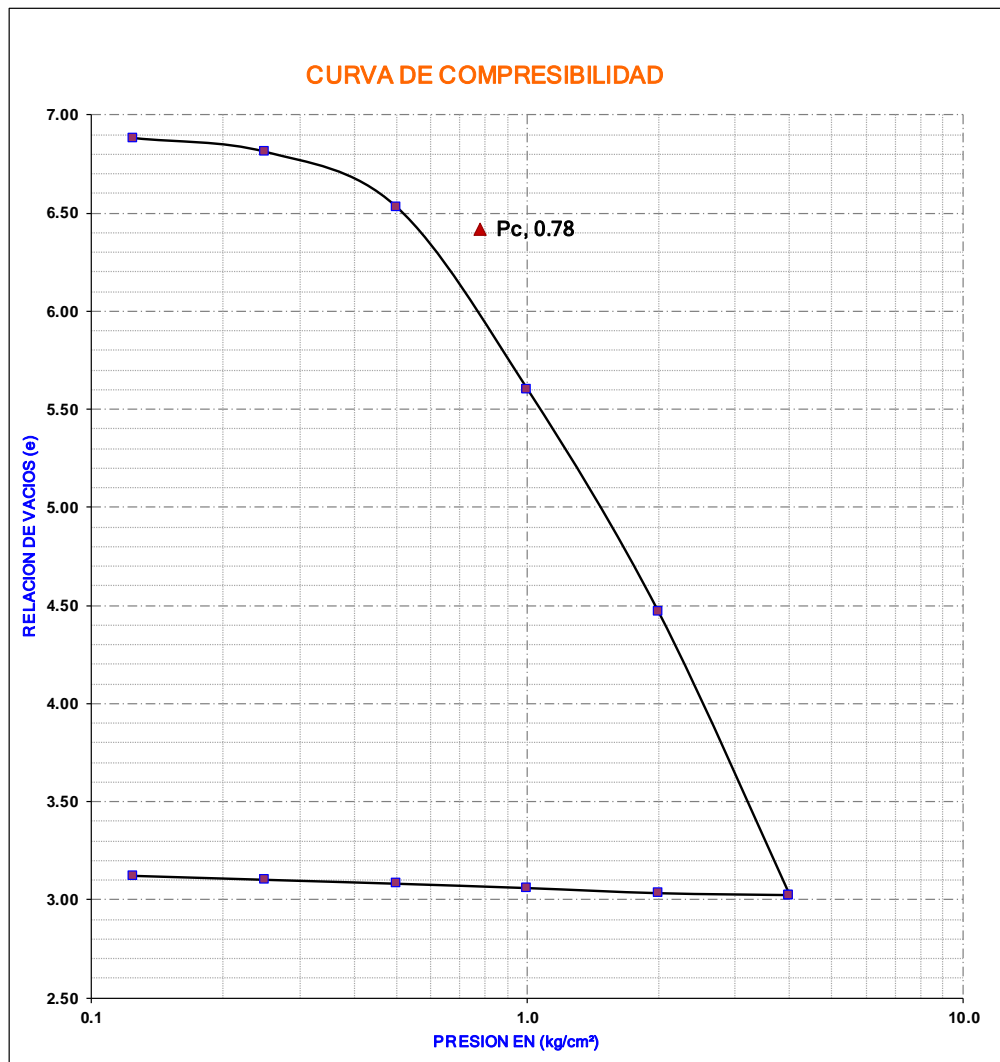


CURVA DE COMPRESIBILIDAD



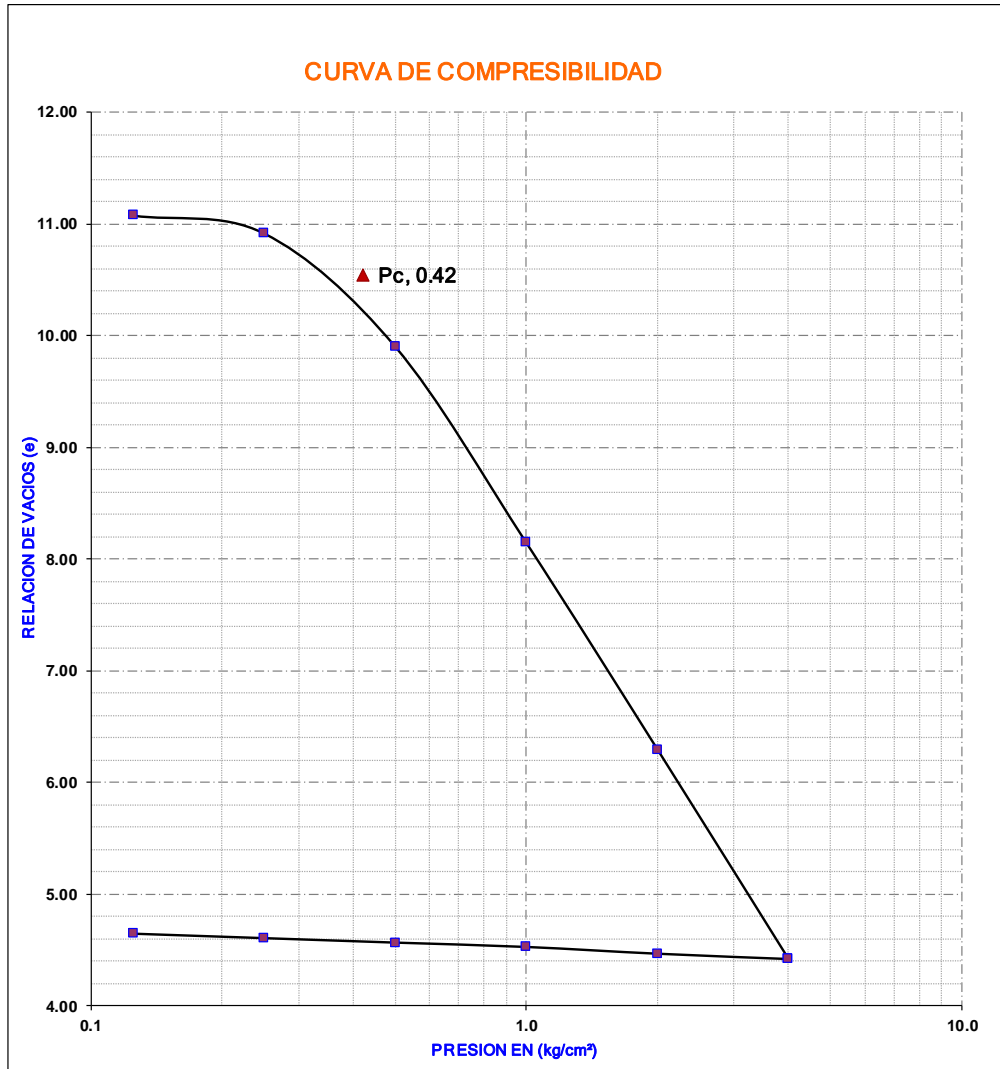
DATOS INICIALES					P _c
ω %	S _s	γ _{vnat} (T/m³)	e	Gω %	(kg/cm²)
429	2.211	1.060	10.035	95	0.44

PROYECTO:		
AZUCAR 139		
LUGAR:	SONDEO:	
CDMX	CPTu-1	
MUESTRA	PROFUNDIDAD	FIGURA:
1	6.00 - 7.00 m	S/N



DATOS INICIALES					P_c
$\omega\%$	Ss	$\gamma_{\text{nat}} \text{ (T/m}^3\text{)}$	e	G $\omega\%$	(kg/cm 2)
322	2.190	1.119	7.265	97	0.78

PROYECTO: AZUCAR 139		
LUGAR: CDMX	SONDEO: CPTu-1	
MUESTRA 2	PROFUNDIDAD 11.00 - 12.00	FIGURA: S/N



DATOS INICIALES					P _c
ω %	S _s	γ _{vnat} (T/m ³)	e	G _ω %	(kg/cm ²)
502	2.201	1.057	11.531	96	0.42

PROYECTO: AZUCAR 139		
LUGAR: CDMX	SONDEO: CPTu-1	
MUESTRA 3	PROFUNDIDAD 16.00-17.00	FIGURA: S/N

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: AZUCAR 139 FECHA: MAYO, 2018
 LOCALIZACION: CDMX
 SONDEO: SE-1
 MUESTRA: 3
 PROFUNDIDAD: 37.7 m

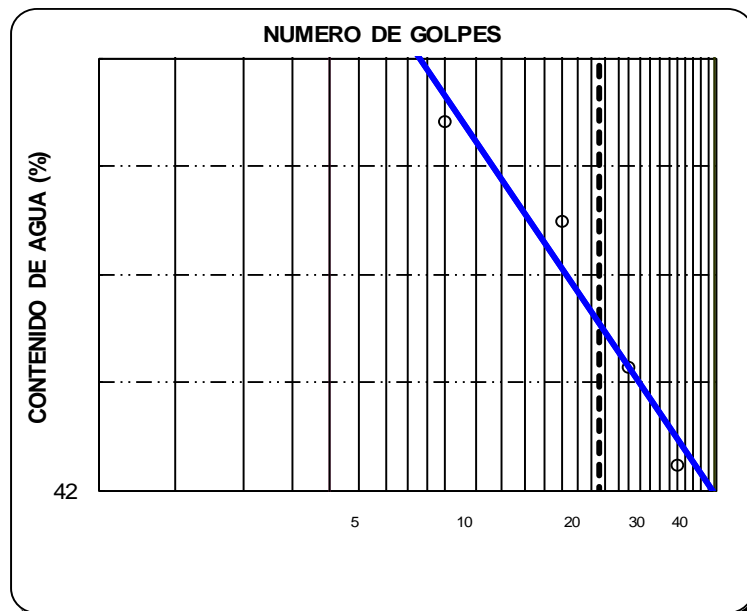
LIMITE LIQUIDO

No PRUEBA	NUMERO GOLPES	No. TARA (gr)	PESO TARA (gr)	Whumedo MASTARA (gr)	Wseco MASTARA (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)
1	40	28	6.23	17.85	14.4	42.2
2	30	35	6.2	21.13	16.63	43.1
3	20	31	6.19	25.48	19.54	44.5
4	10	36	6.72	29.07	22.09	45.4

LIMITE PLASTICO

No PRUEBA	No. TARA	PESO TARA (gr)	Whumedo MASTARA (gr)	Wseco MASTARA (gr)	CONTENIDO DE AGUA (%)	VALOR PROMEDIO (%)
1	38	6.94	10.9	9.99	29.8	29.9
2	37	5.45	10.97	9.7	29.9	

LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICO	SUCS
43.5 %	29.9 %	13.7 %	ML



ANEXO III
Reporte fotográfico



Acceso al predio desde la Av. Azúcar



Trabajos de exploración geotécnica SE-1



Acceso al predio desde la Av. Azúcar



PA-1



PA-2



PA-3



PA-4



PA-5



PA-6



PA-7