



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN PARA UNA OBRA DE
RECONSTRUCCIÓN UBICADA EN LA ZONA DE LAGO DE LA
CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. ARTURO ALEJANDRO RODRÍGUEZ MARTÍNEZ

DIRECTOR DE TESINA: **M. I. WALTER IVÁN PANIAGUA ZAVALA**

MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO

MARZO 2021

A G R A D E C I M I E N T O S

A mis padres María del Carmen Martínez Labastida y Arturo Rodríguez Acosta a quienes les debo todo, por su apoyo y amor incondicional.

A mis hermanas Nayeli y Laura por estar siempre a mi lado alentándome a superarme.

A mis amigos y compañeros de vida David, Alexis, Gresli, Raúl, Nora, Angel, Mario, Penélope y Daniela por estar siempre conmigo en los buenos y malos momentos.

A mis profesores de la especialidad y licenciatura por guiarme y formarme para así ser un mejor ingeniero.

A mi tutor el M. en I. Walter Paniagua, por recibirme a pesar de no haber sido su alumno en clases y por orientarme en aspectos fundamentales de la tesina e invertir su tiempo en mi trabajo.

Mi eterno agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por haberme permitido tener acceso a una formación académica y humana y retribuirle así en un futuro todo lo que me ofreció en su momento.

Agradezco de manera especial a CONACyT por el apoyo económico con el cual los profesionistas podemos acceder a estudiar un nivel académico superior y poder así retribuírselo a México en un futuro.

GRACIAS

Arturo Alejandro Rodríguez Martínez

C O N T E N I D O

	Página
I. INTRODUCCIÓN.....	1
I.1 Antecedentes	2
I.2 Objetivo y alcances	4
II. PROYECTO EN ESTUDIO.....	5
II.1 Proyecto arquitectónico	5
II.2 Proyecto estructural	7
II.2.1 Importancia estructural	7
II.2.2 Bajada de cargas	8
II.3 Proyecto geotécnico	8
II.3.1 Marco geológico	8
II.3.2 Zonificación geotécnica.....	10
II.3.3 Profundidad de los Depósitos Profundos	11
II.3.4 Campaña de exploración	11
II.3.5 Hundimiento regional	21
II.3.6 Periodo dominante del terreno.....	22
II.3.7 Estratigrafía y propiedades	23
II.3.8 Condiciones piezométricas	26
II.3.9 Consideraciones sísmicas	27
II.3.10 Condiciones adicionales en el terreno	28
II.3.11 Modelo geotécnico	29
III. DISEÑO GEOTÉCNICO.....	31
III.1 Consideraciones iniciales.....	31
III.2 Cajón de cimentación.....	31
III.2.1 Análisis de compensación	32
III.2.2 Análisis por esfuerzos permisibles	32
III.2.3 Análisis del estado límite de falla.....	34
III.2.4 Análisis del estado límite de servicio	36
III.2.5 Revisión por falla de fondo	37
III.2.6 Revisión por subpresión	38
III.2.7 Cálculo de asentamientos	38
III.3 Sistema de cimentación mixto	45

III.3.1	Análisis del estado límite de falla.....	45
III.3.2	Análisis del estado límite de servicio	47
III.3.3	Distribución de pilotes.....	48
IV.	CONCLUSIONES.....	52
V.	REFERENCIAS	54
VI.	ANEXOS	56
VI.1	Perfiles estratigráficos PANDA.....	56

I. INTRODUCCIÓN

La Ciudad de México se encuentra asentada en la cuenca del Valle de México, dentro de la cual se ha podido determinar a través de recopilación de información, experiencia e investigación, que el subsuelo que la compone presenta tres zonas geotécnicas, cada una con sus respectivas particularidades, las cuales se encuentran identificadas en mapas como los que presentan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (*NTC-DCC-RCDF-2017*).

La importancia de identificar estas zonas geotécnicas en primer lugar es reconocer que, si bien el diseño de un sistema de cimentación depende en gran medida de las características estructurales y arquitectónicas del proyecto, la zona geotécnica por si misma nos orienta hacia una solución del sistema de cimentación más adecuado para cada tipo de estructura. A su vez, la estratigrafía del sitio de estudio nos permitirá identificar los principales problemas geotécnicos característicos de cada zona y con ello evaluar las distintas alternativas de solución para el diseño de cimentación de mayor eficiencia.

Este caso de estudio se encuentra enfocado en dar solución al sistema de cimentación de una obra situada en la denominada zona de lago de la Ciudad de México, los suelos de esta zona se encuentran caracterizados por presentar baja resistencia al esfuerzo cortante y alta deformabilidad. En ella es común encontrar como solución del sistema de cimentación en edificaciones pequeñas y de grandes áreas, el uso de cajones de cimentación, para el caso de edificaciones de altura intermedia, el uso de pilotes y para el caso de edificaciones altas o pesadas, pilas o sistemas de cimentación mixtos.

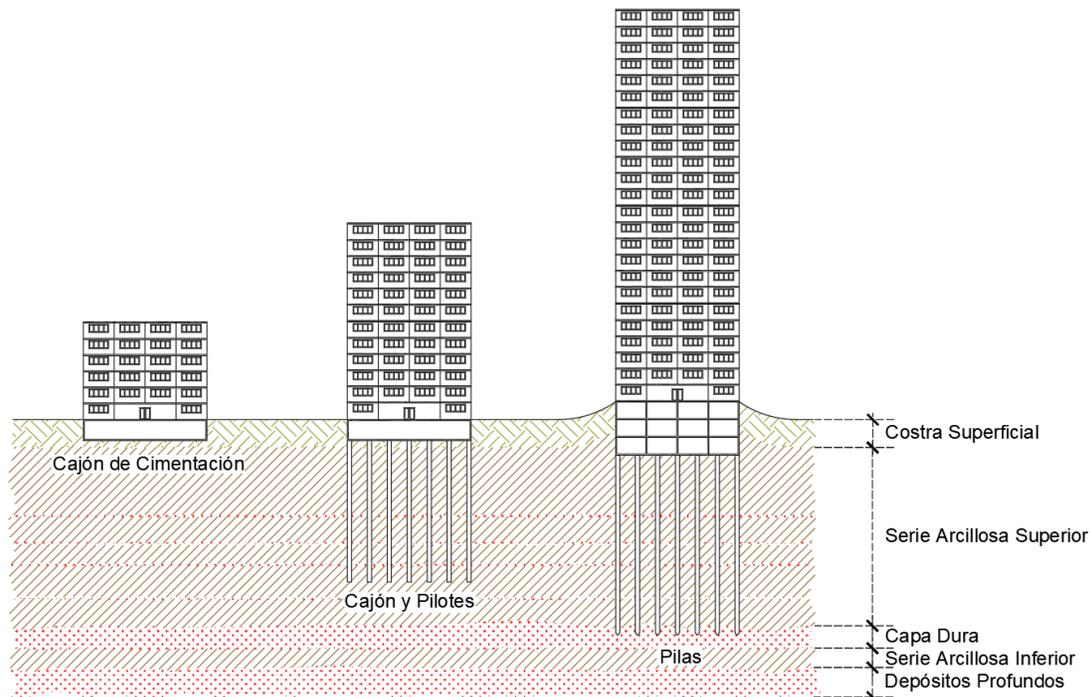


Figura 1. Sistemas de cimentación convencionales en zona de lago

Como se puede observar en la figura anterior, se presentan tres distintas soluciones a tres distintas solicitudes de estructuras que pueden desplantarse sobre el suelo de la zona de lago, cada una de ellas presentará diferentes ventajas y desventajas para su diseño y construcción, será labor del ingeniero geotecnista determinar cuál será la solución adecuada para cada tipo de estructura.

I.1 Antecedentes

Como resultado del evento sísmico suscitado el 19 de septiembre del año 2017, se observaron múltiples daños a estructuras, principalmente a muchas situadas en la zona de lago, los daños a las estructuras iban desde daños no estructurales, daños al sistema estructural, colapso parcial de algún entrepiso, o bien colapso total de la estructura. Ello dio pie a la restauración de muchas de ellas, estos trabajos en función del daño identificado en la estructura partían desde rehabilitación en elementos ornamentales, rehabilitación o refuerzo de elementos estructurales, e inclusive para determinados edificios la reconstrucción total del mismo.

Una de las estructuras dañadas durante este evento, fue el edificio habitacional ubicado en la calle Pestalozzi, en la colonia Piedad Narvarte, en la zona céntrica de la Ciudad de México (CDMX), perteneciente a la alcaldía Benito Juárez (figura 2).

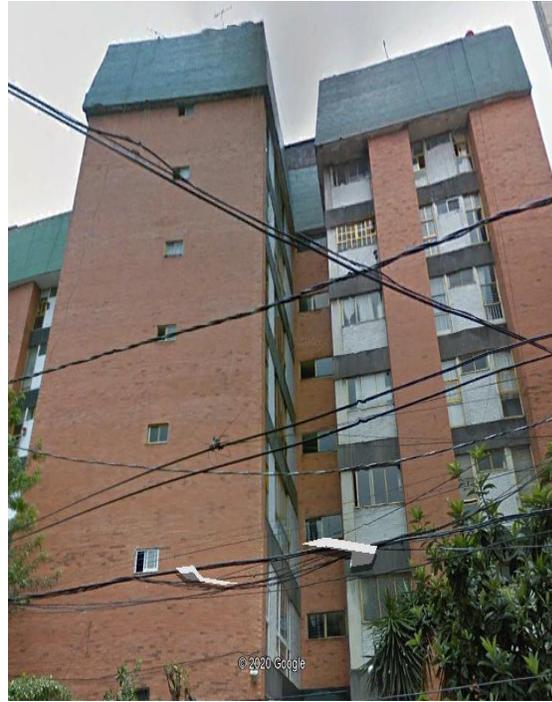


Figura 2. Ubicación del edificio

En general, la zona donde se encuentra ubicado el edificio sufrió diversos daños debidos al sismo lo cual se ha visto reflejado en la reconstrucción de varias edificaciones, aunado a ello, se puede observar en la zona que estructuras, vialidades e instalaciones municipales, han presentado daños importantes debidos al comportamiento del subsuelo, los cuales se asocian principalmente al hundimiento regional de la zona; a continuación, se muestran algunas figuras donde se puede observar el estado del edificio previo y posterior a dicho evento sísmico.



a)



b)

Figura 3. a) Edificio visto desde la calle Enrique Pestalozzi previo al sismo del 2017, b) edificio visto desde la calle Enrique Rébsamen previo al sismo del 2017



a)



b)

Figura 4. a) Vista del edificio desde su interior posterior al sismo del 2017, b) edificio visto desde la calle Enrique Rébsamen posterior al evento sísmico

Como se puede observar en las figuras anteriores, se muestran algunos de los daños que presento la estructura, los cuales llevaron a la decisión de la demolición de esta para su posterior reconstrucción. Aquí es donde surge la necesidad de plantear un sistema de cimentación que satisfaga correctamente los lineamientos establecidos para los estados límites de seguridad y de servicio establecidos en las *NTC-DCC-RCDF-2017*.

I.2 Objetivo y alcances

El objetivo de este trabajo es realizar el diseño del sistema de cimentación adecuado para la reconstrucción del edificio ubicado en la calle Pestalozzi, considerando sus características arquitectónicas, estructurales y entorno geotécnico, de tal manera que se obtengan resultados satisfactorios ante diferentes evaluaciones de seguridad.

Con lo que respecta a la evaluación de seguridad del sistema de cimentación, se realizarán dos análisis, uno a través de esfuerzos permisibles y otro a partir de estados límites, en este sentido se revisará que el sistema cumpla baja ambos criterios; sin embargo, para el caso de estados límite se cumplirán los criterios establecidos en las *NTC-DCC-RCDF-2017*, debido a que es la normativa correspondiente con la zona donde se encuentra ubicado el proyecto.

El análisis presentado en este trabajo corresponde únicamente a un análisis estático de la cimentación, por ello, todas las condiciones de análisis dinámicas en la cimentación quedan fuera del alcance de esta.

Por último, este documento no considera dentro de sus alcances el proceso constructivo que deba realizarse para poder llevar a cabo el sistema de cimentación planteado, por lo que las recomendaciones sugeridas a lo largo del trabajo no llevan un análisis profundo del proceso constructivo del sistema de cimentación.

II. PROYECTO EN ESTUDIO

La estructura anteriormente mencionada y que a partir de ahora se identificará como *Edificio Pestalozzi*, se encuentra ubicado en una zona que se encuentra caracterizada por presentar un uso predominantemente habitacional, sin embargo, en las avenidas principales es posible observar una combinación de uso habitación con comercial, en la cual se encuentran estructuras de altura variable, que van desde los 2 hasta los 8 niveles, por ello se asume que las estructuras de la zona presentan varios sistemas de cimentación, como los indicados en el capítulo anterior.

A continuación, se muestra la descripción y características del proyecto, considerando el planteamiento arquitectónico y estructural del nuevo edificio, así como la información geotécnica disponible.

II.1 Proyecto arquitectónico

Derivado de los daños en la estructura posterior al sismo, se decidió demoler el edificio para su reconstrucción total, ello llevo a la consideración de un cambio en la arquitectura del edificio, la cual originalmente se encontraba constituida por cuatro torres principales, con un cubo de luz al centro de estas (figura 5), estas estructuras representaban un área de construcción aproximada de 1400 m², albergadas en un área del predio del orden de 2440 m² y 196 m de perímetro, en ellas se alojaban 105 departamentos, los cuales se encontraban distribuidos en siete niveles con un semisótano el cual tenía un uso de estacionamiento.

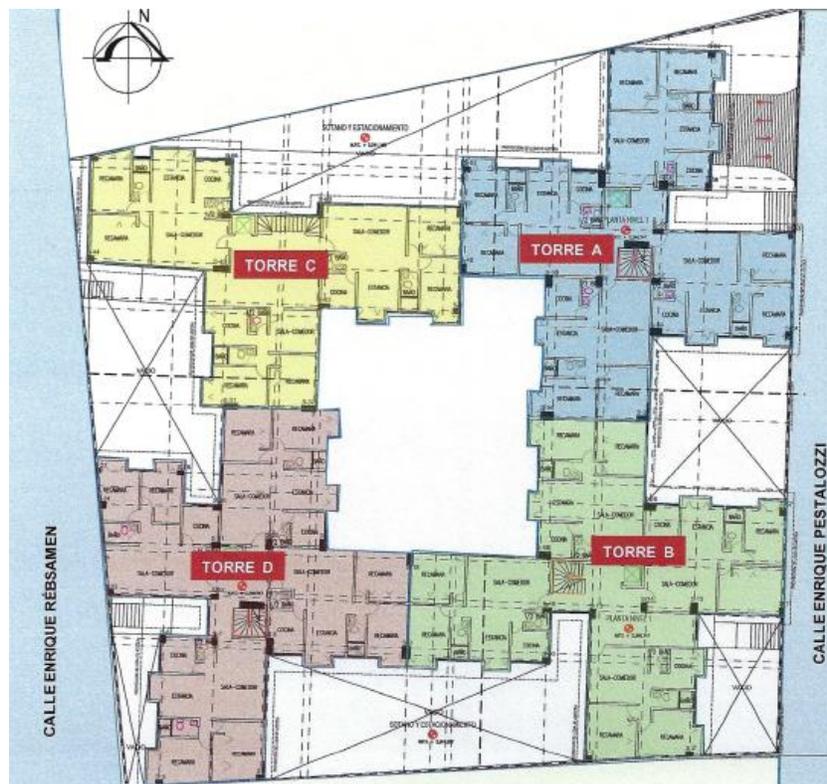


Figura 5. Vista en planta del edificio original

Como es posible observar en la figura anterior, se muestra que las cuatro torres se encontraban ligadas, de tal modo que interactuaban como una sola estructura, sin embargo, se replanteo la configuración arquitectónica y estructural de las torres, de modo que se pudiera dar cabida al mismo número de departamentos y área construida, por lo cual ahora este proyecto se encuentra conformado por cuatro torres independientes entre sí como se muestra en la figura 6.

Es importante destacar que el edificio conservará el semisótano que tenía originalmente y que tiene un uso de estacionamiento, con una capacidad para 108 cajones de estacionamiento, el cual, con respecto al nivel de banqueta, su lecho superior de losa llegará a una profundidad de 1.7 m, por su parte, la profundidad del lecho bajo de la losa del cajón de estacionamiento será de 2.7 m. A su vez, se destaca que por debajo del sótano se ubicarán las cisternas y fosas para los elevadores.

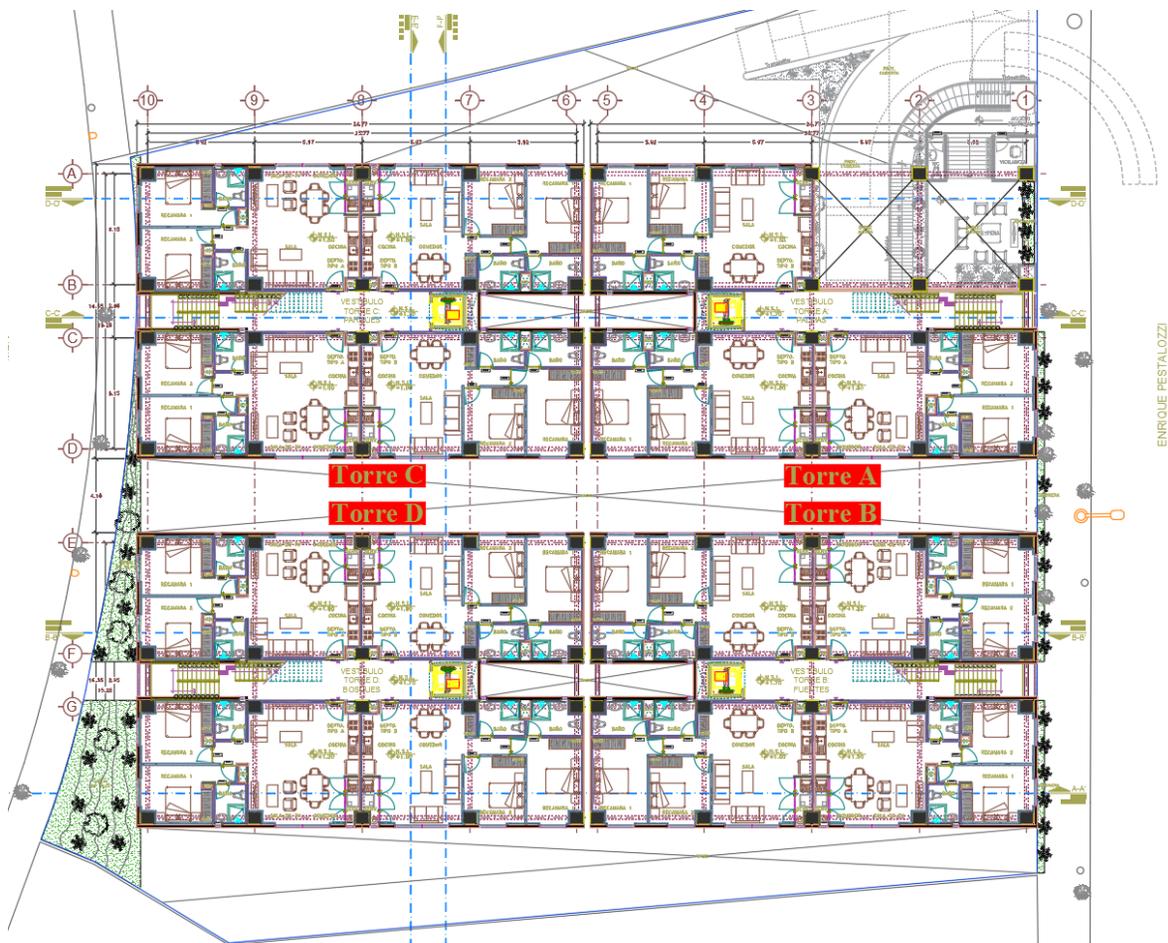


Figura 6. Vista en planta de la nueva configuración arquitectónica

Como se puede observar en la figura anterior, cada torre se encuentra compuesta por una estructura en forma de U en su planta y siete niveles, con un área en construcción por torre del orden de 395 m², en las cuales se albergarán cuatro departamentos por nivel, a excepción del séptimo nivel en el cual las torres A, B y D tendrán únicamente tres departamentos, por su parte, la torre C únicamente tendrá seis niveles departamentales.

Derivado de la descripción anterior, se puede destacar que la única estructura con una composición geométrica distinta en altura será la torre C, la cual tendrá una altura de 21.30 m, mientras que las demás torres alcanzarán una altura total de 24.55 m, a continuación, se muestra un corte esquemático de las torres.

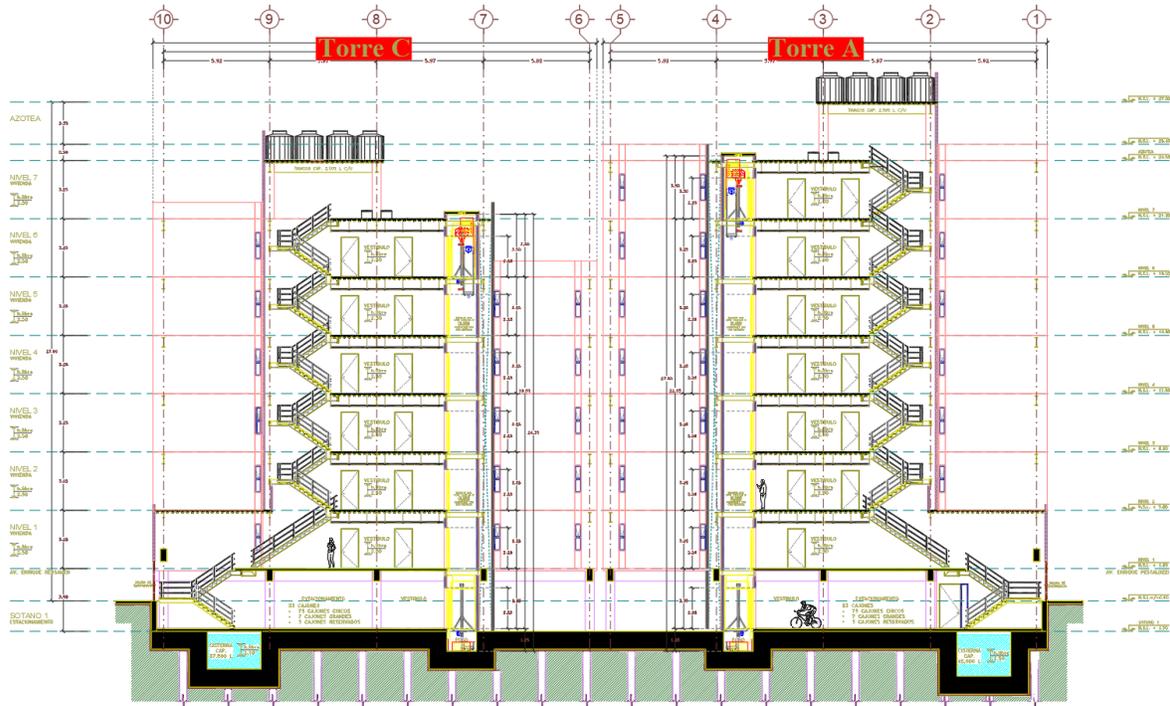


Figura 7. Vista en elevación de las torres A y C

II.2 Proyecto estructural

El proyecto estructural originalmente consistía en un solo edificio conformado por cuatro torres, las cuales se encontraban constituidas por marcos de concreto reforzado. Actualmente el proyecto consiste en cuatro edificaciones; cada una constituye una torre de edificios departamentales, las cuales a diferencia de la estructura original se encuentran separadas una de otra. A su vez, estas cuatro estructuras compartirán el semisótano que funge como estacionamiento.

II.2.1 Importancia estructural

Derivado del uso habitacional que se le dará a estas estructuras, de la zona geotécnica en la cual se encuentran que es zona de lago, y de la altura en construcción que alcanzan las cuatro torres, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (*NTC-DS-RCDF-2017*), estas estructuras pertenecen al subgrupo B1, el cual se caracteriza por ser edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

II.2.2 Bajada de cargas

Del proyecto estructural se conoce que la estructura de las 4 torres estará compuesta por un sistema a base de marcos de acero, por su parte, el sótano de estacionamiento estará construido con elementos de concreto reforzado, a su vez, se conocen las descargas de las cuatro torres en conjunto con el cajón de estacionamiento compartido ante condiciones estáticas y sísmicas, las cuales se conocen con y sin factores de carga, y se presentan de manera simplificada a continuación:

Tabla 1. Acciones a nivel de cimentación sin factores de carga

<i>Condición de carga</i>	Q_v	V_x	V_y	M_x	M_y
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN·m</i>	<i>kN·m</i>
Carga vertical máxima	179849.59	-	-	-	-
Carga instantánea	166486.93	5301.81	41080.55	304748.63	309636.95
Carga de servicio	161173.41	-	-	-	-

Tabla 2. Acciones a nivel de cimentación con factores de carga

<i>Condición de carga</i>	Q_v	V_x	V_y	M_x	M_y
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN·m</i>	<i>kN·m</i>
Carga vertical máxima	251789.42	-	-	-	-
Carga instantánea	233081.70	5832.00	455188.61	426648.08	433491.74
Carga de servicio	161173.41	-	-	-	-

De las cargas anteriores se determinó que el peso unitario medio (presión media) de la estructura es de aproximadamente 66 kPa.

Por lo tanto, las cargas anteriores serán las que se emplearán para la revisión del sistema de cimentación y de esa forma adoptar el sistema que satisfaga las necesidades estructurales ya presentadas.

II.3 Proyecto geotécnico

A continuación, se muestra toda la información geotécnica disponible de la zona y del sitio, la cual es indispensable para el desarrollo del modelo geotécnico y del diseño del sistema de cimentación adecuado.

II.3.1 Marco geológico

La Cuenca del Valle de México es una entidad endorreica ubicada en la porción centro-oriental de la denominada Faja Volcánica Transmexicana o Eje Neovolcánico, caracterizada

por el predominio de rocas ígneas, de edad Terciaria sobre las rocas sedimentarias Mesozoicas, la cual tiene una superficie aproximada de 9540 km², a una altura promedio de 2240 metros sobre el nivel del mar (*msnm*).

Como se ha estudiado y caracterizado, el Valle de México es una zona principalmente lacustre la cual se encuentra limitada topográficamente por cuatro sierras de origen volcánico, al oeste por la Sierra de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo, por su parte, al norte se encuentra la Sierra de Guadalupe, en el este se limita por la Sierra Nevada, por último, al sur se encuentra confinada por la Sierra de Chichinautzin.

La parte central del Valle se encuentra conformada por depósitos lacustres de arcilla (*Ql*), las cuales están rodeadas a su vez de depósitos aluviales (*Qal*) que se extienden debajo de los depósitos lacustres.

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 esfuerzo cortante; tal es el caso del sitio de estudio.

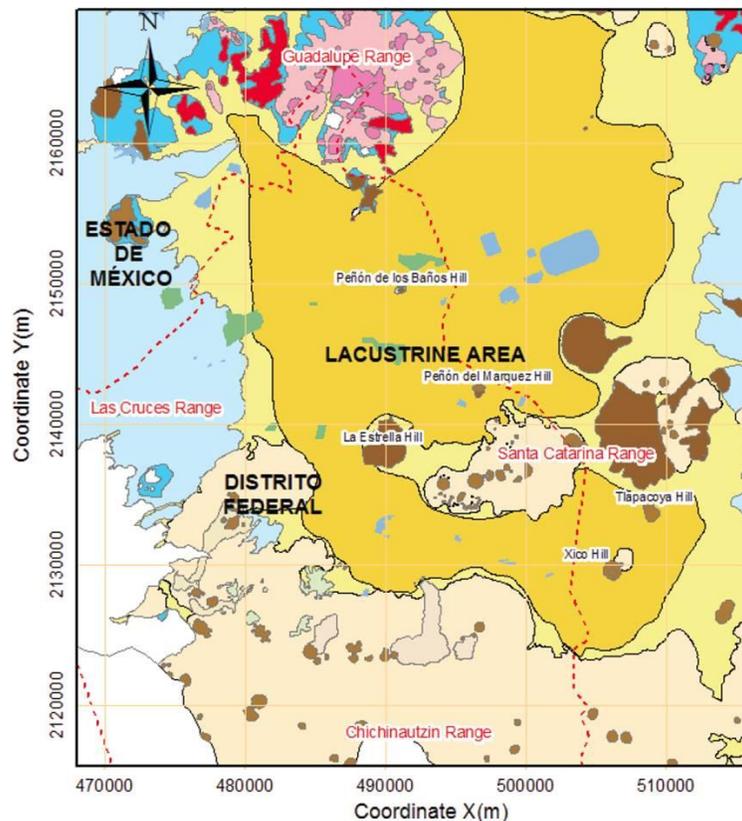


Figura 8. Plano geológico del área (Mooser, 1996)

Las Unidades Litológicas de la alcaldía Benito Juárez datan de la era (C) Cenozoico y del periodo (Q) Cuaternario, entre la roca o suelo predomina el suelo con una porción de Aluvial del 5.26% y el Lacustre representa el 94.74% de la superficie delegacional.

II.3.2 Zonificación geotécnica

De acuerdo con la Zonificación Geotécnica (figura 9) establecida en las *NTC-DCC-RCDF-2017* y la estratigrafía detectada, el sitio se encuentra ubicado en Zona III o zona de lago, en la vecindad con la Zona II o de transición.

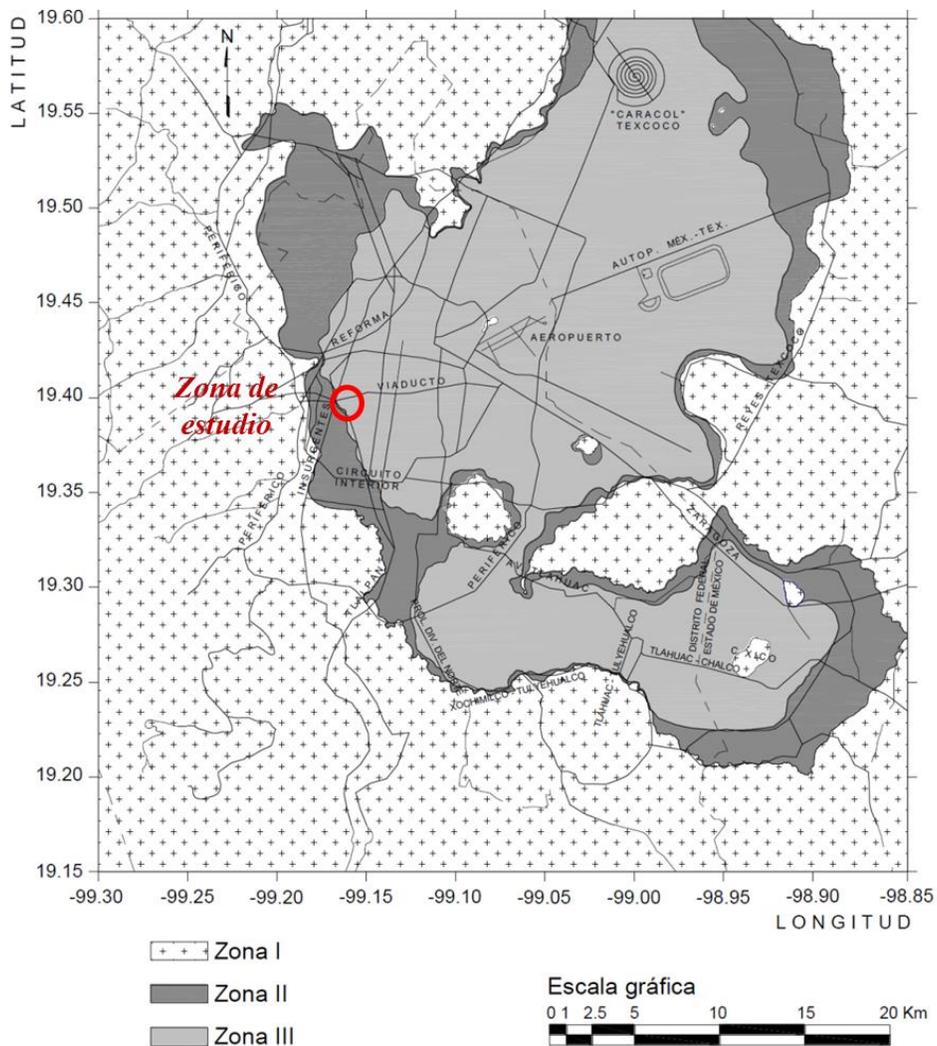


Figura 9. Zonificación geotécnica (NTC-DCC-RCDF, 2017)

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, interestratificados con horizontes y lentes de menor deformabilidad formados por arenas, limos arenosos o arcillas arenosas, que algunas veces incluyen gravas.

Como parámetro de partida, se conoce del proyecto estructural que el peso unitario medio es del orden de 66 kPa, el cual al ser mayor a 40 kPa clasifica a la estructura como una construcción pesada, extensa o con excavaciones profundas, a su vez, se sabe del sitio que esta estructura se encuentra ubicada en la zona geotécnica de lago, por lo que su campaña de exploración deberá incluir sondeos para determinar la estratigrafía, así como las propiedades índice y mecánicas de los materiales que permitan caracterizar al sitio y permitan el adecuado diseño del sistema de cimentación.

Aunado a lo mencionado anteriormente, del proyecto arquitectónico se conoce que este proyecto alberga un perímetro del orden de 198 m, sin embargo, para zona de lago el reglamento indica que deberá realizarse al menos un sondeo por cada 120 m de perímetro, es por ello, que para este proyecto debe de considerarse al menos dos sondeos exploratorios para el diseño del sistema de cimentación.

Campaña de exploración realizada

La campaña de exploración realizada en el sitio se llevó a cabo a través de dos sondeos exploratorios (*SE*), dos sondeos de muestreo selectivo (*SM*), cuatro pozos a cielo abierto (*PCA*) y seis ensayos con Penetrómetro Dinámico Ligero *PANDA* (*PA*).

La localización del predio con la ubicación de los trabajos, se indican de manera esquemática en la imagen de figura 11 y los perfiles estratigráficos asociados en las figuras 12 a 18.

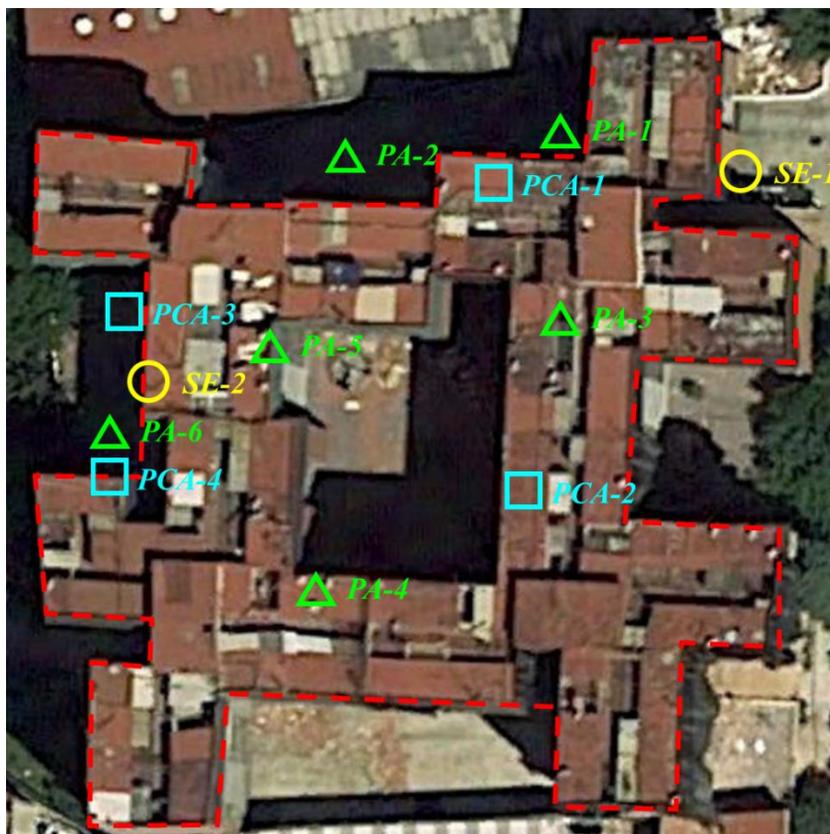


Figura 11. Ubicación de los trabajos de exploración

A continuación, se realiza una breve descripción de los trabajos de exploración realizados en el sitio:

Pozos a cielo abierto

La profundidad explorada a través de los *PCA* fue de 3 m. De las paredes de cada *PCA* se realizó una descripción detallada de la estratigrafía observada, midiendo además la resistencia al esfuerzo cortante q_c con penetrómetro de bolsillo a cada 20 cm.

Penetrómetro dinámico ligero (PANDA)

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 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.

Sondeos exploratorios

Con el *SE* se investigaron los materiales del subsuelo hasta 40 m de profundidad, alternando el hincado de un cono eléctrico *CPT* en los suelos blandos y la técnica de penetración estándar *SPT (ASTM D-1586)* en aquellos estratos cuya consistencia no permitió el hincado del cono eléctrico.

Aplicando estas técnicas de exploración fue posible estimar la resistencia por fricción q_f y por punta q_c del suelo a la penetración del cono eléctrico.

Cuando las condiciones del terreno no permitieron el hincado del cono eléctrico, se utilizó la técnica *SPT*, determinando la resistencia del terreno mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar en 30 cm; adicionalmente, con esta técnica, se obtuvieron muestras alteradas en tramos continuos de 60 cm de las capas de mayor rigidez.

Sondeos de muestreo selectivo

De los pozos a cielo abierto se obtuvieron muestras inalteradas para ensayarlas en laboratorio y dar así propiedades índice y mecánicas de los materiales superficiales, a su vez, a partir de los resultados obtenidos con el *SE*, se definieron aquellos estratos que presentan la principal influencia en el comportamiento de la estructura proyectada y, por ende, que regirán su diseño geotécnico. En los estratos así seleccionados se obtuvieron muestras inalteradas empleando para ello tubos de pared delgada o tipo *Shelby*.

REGISTRO DE SONDEO EXPLORATORIO

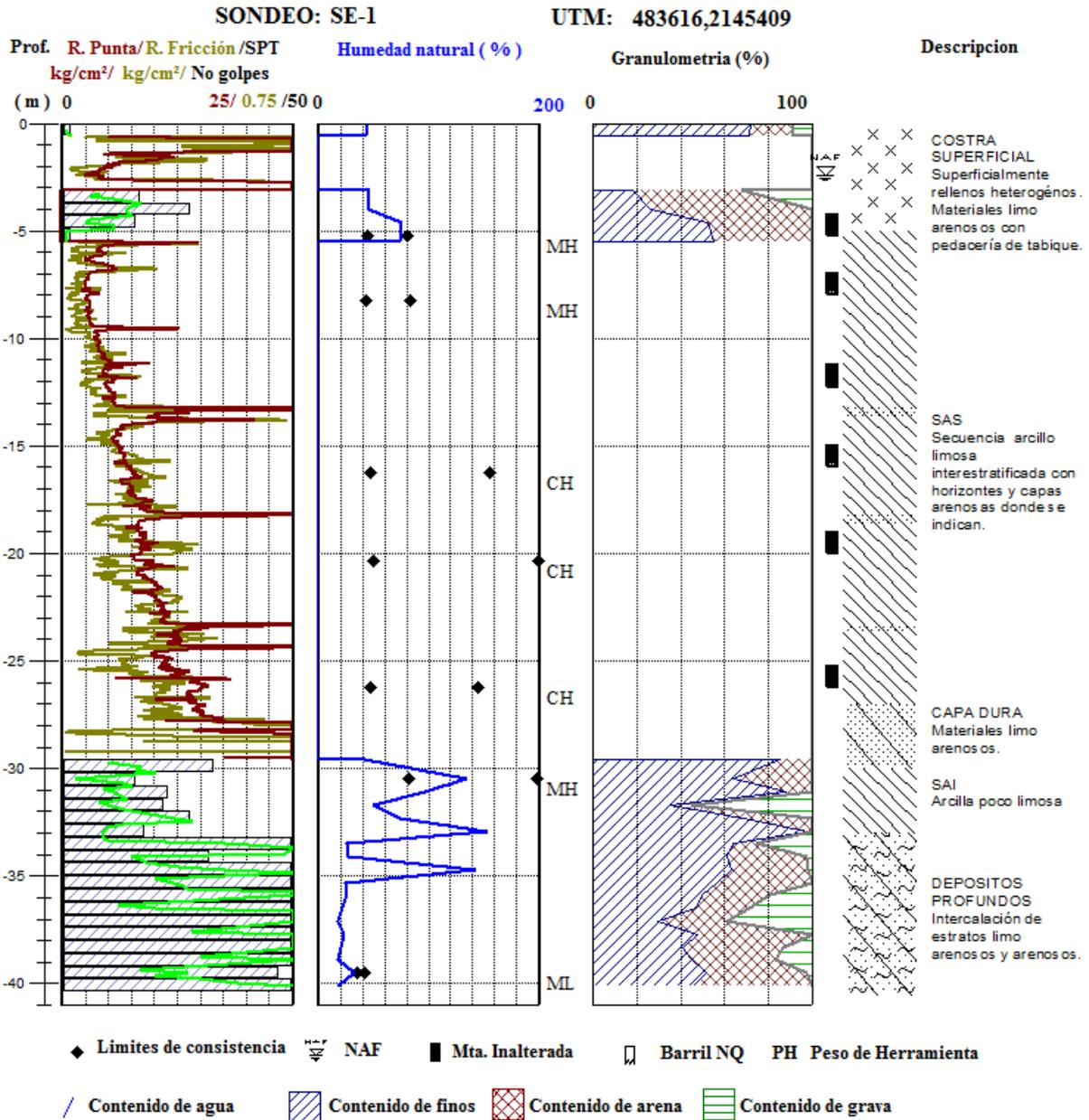


Figura 12. Perfil estratigráfico del SE-1

PERFIL DE POZO A CIELO ABIERTO

POZO : PCA-1

UTM : 483399, 2145519

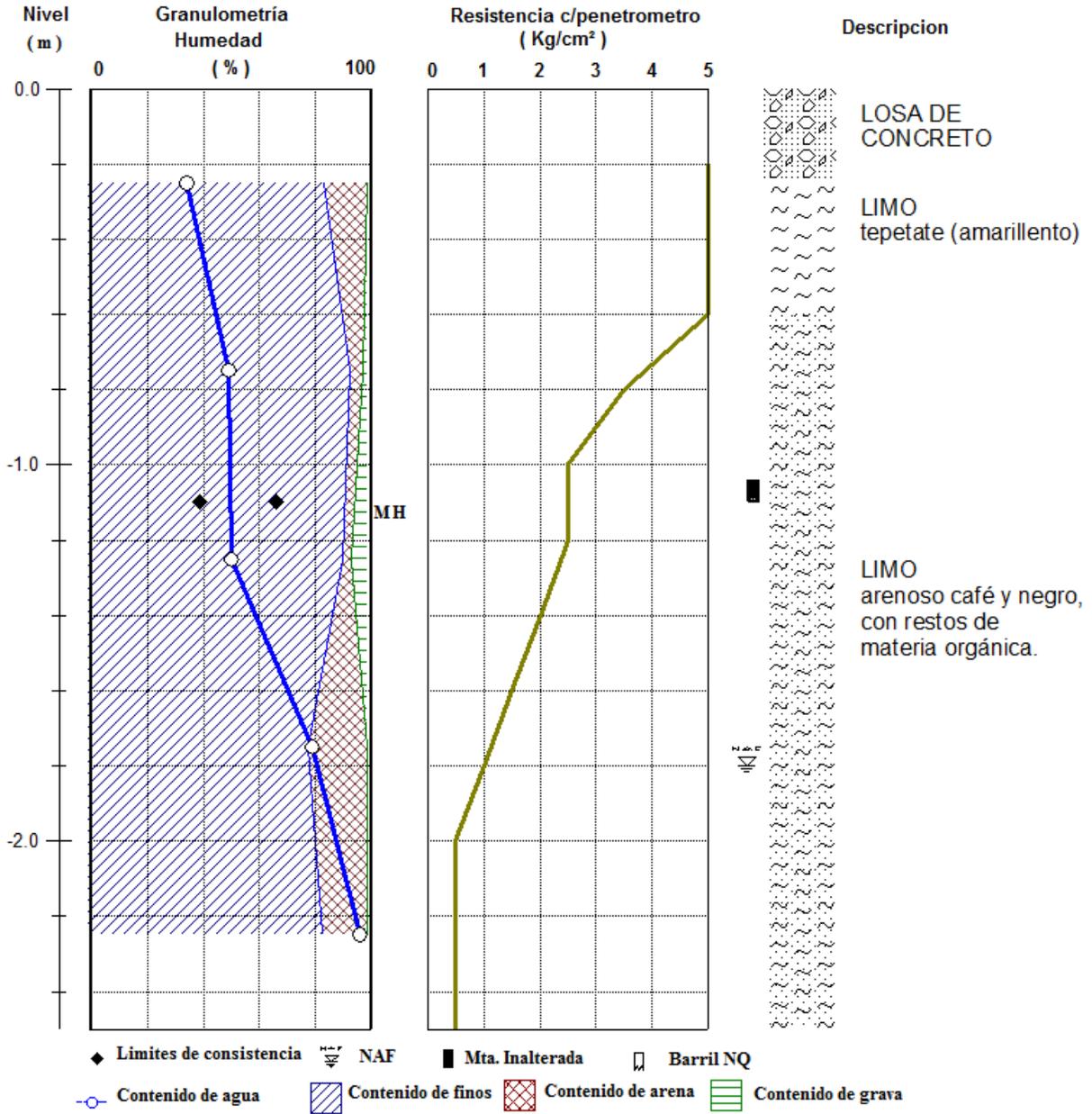


Figura 14. Perfil estratigráfico del PCA-1

PERFIL DE POZO A CIELO ABIERTO

POZO : PCA-2

UTM : 483345, 2145383

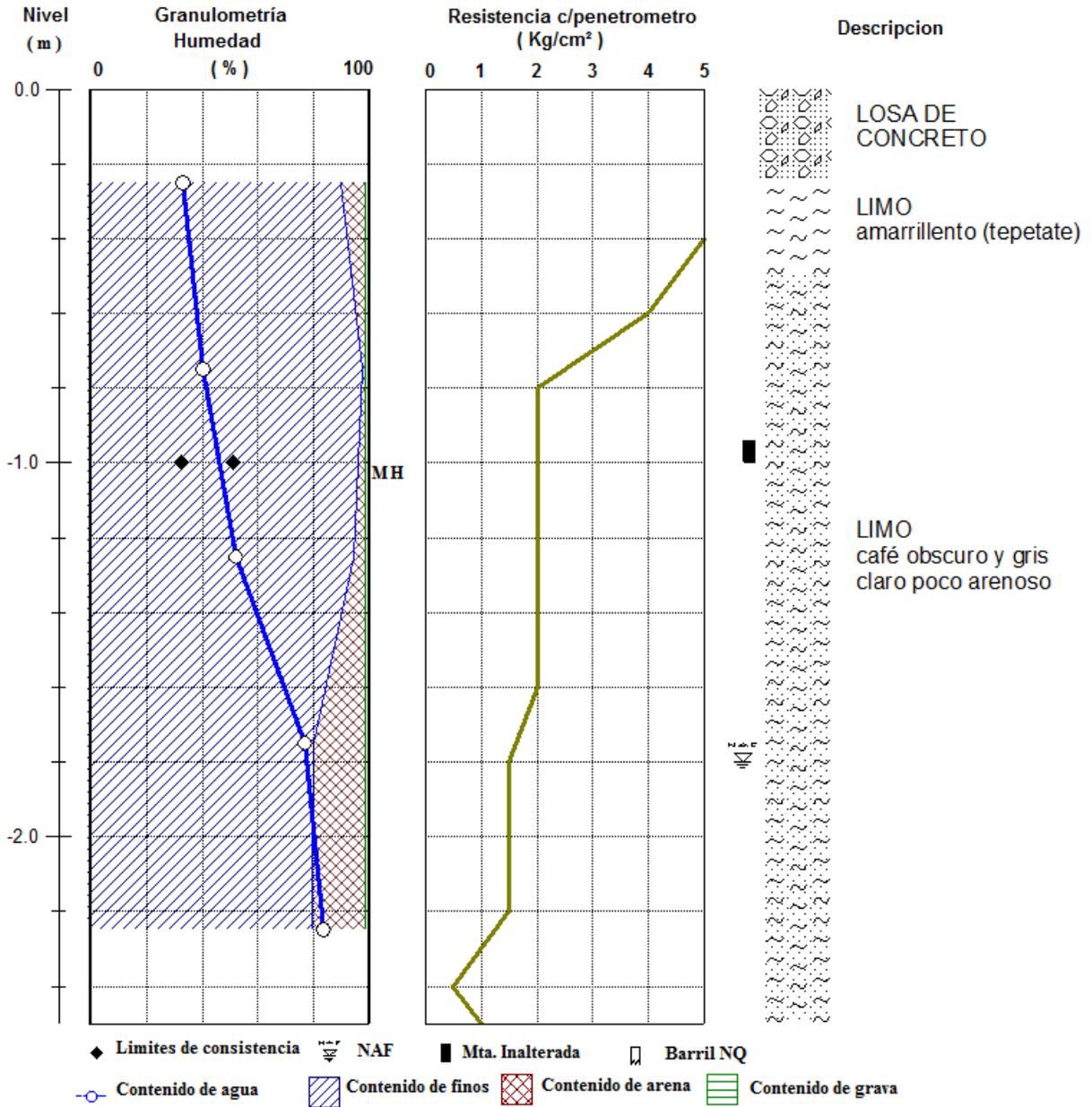


Figura 15. Perfil estratigráfico del PCA-2

PERFIL DE POZO A CIELO ABIERTO

POZO : PCA-3

UTM : 483425, 2145409

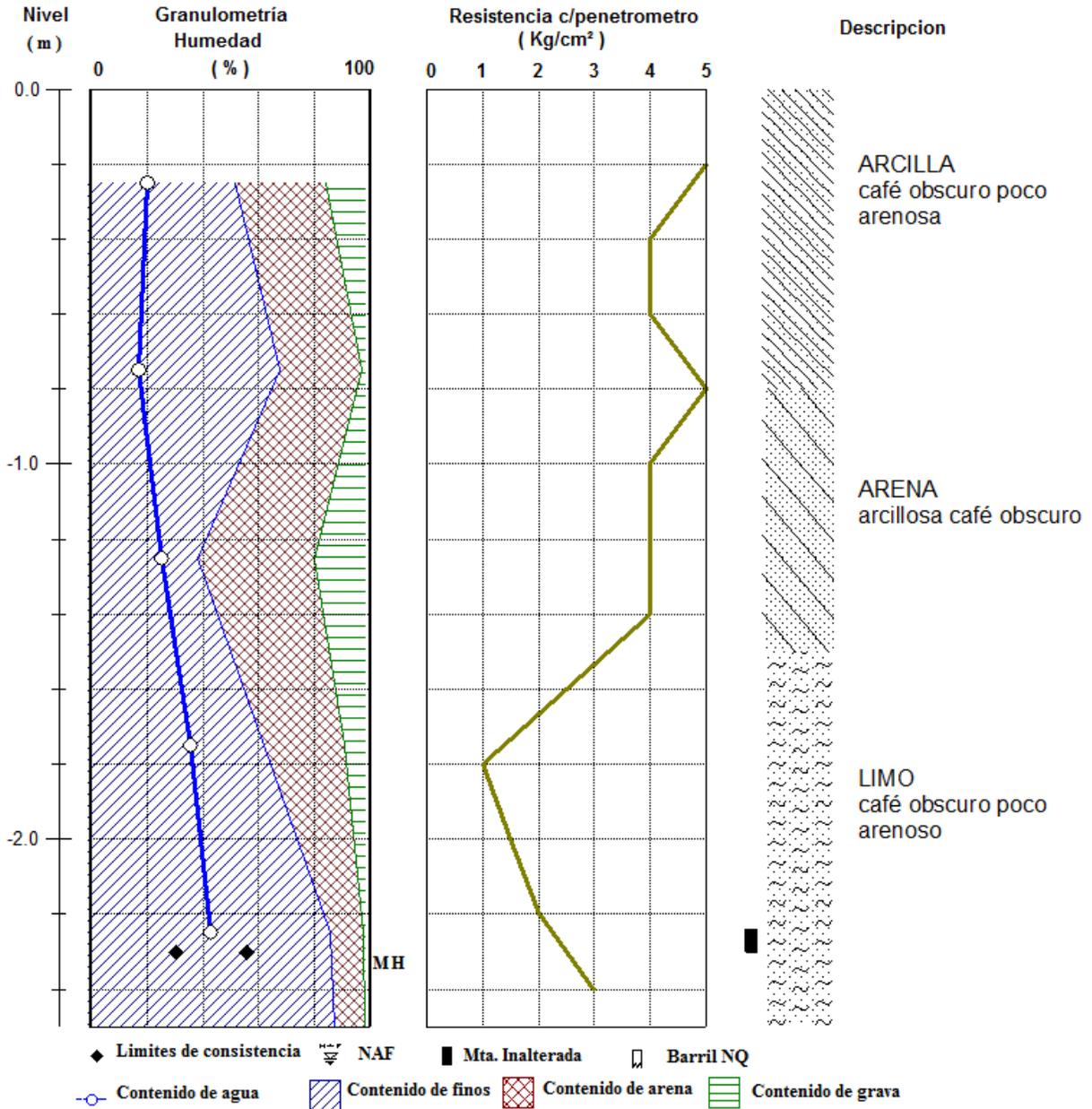


Figura 16. Perfil estratigráfico del PCA-3

PERFIL DE POZO A CIELO ABIERTO

POZO : PCA-4

UTM : 483423, 2145399

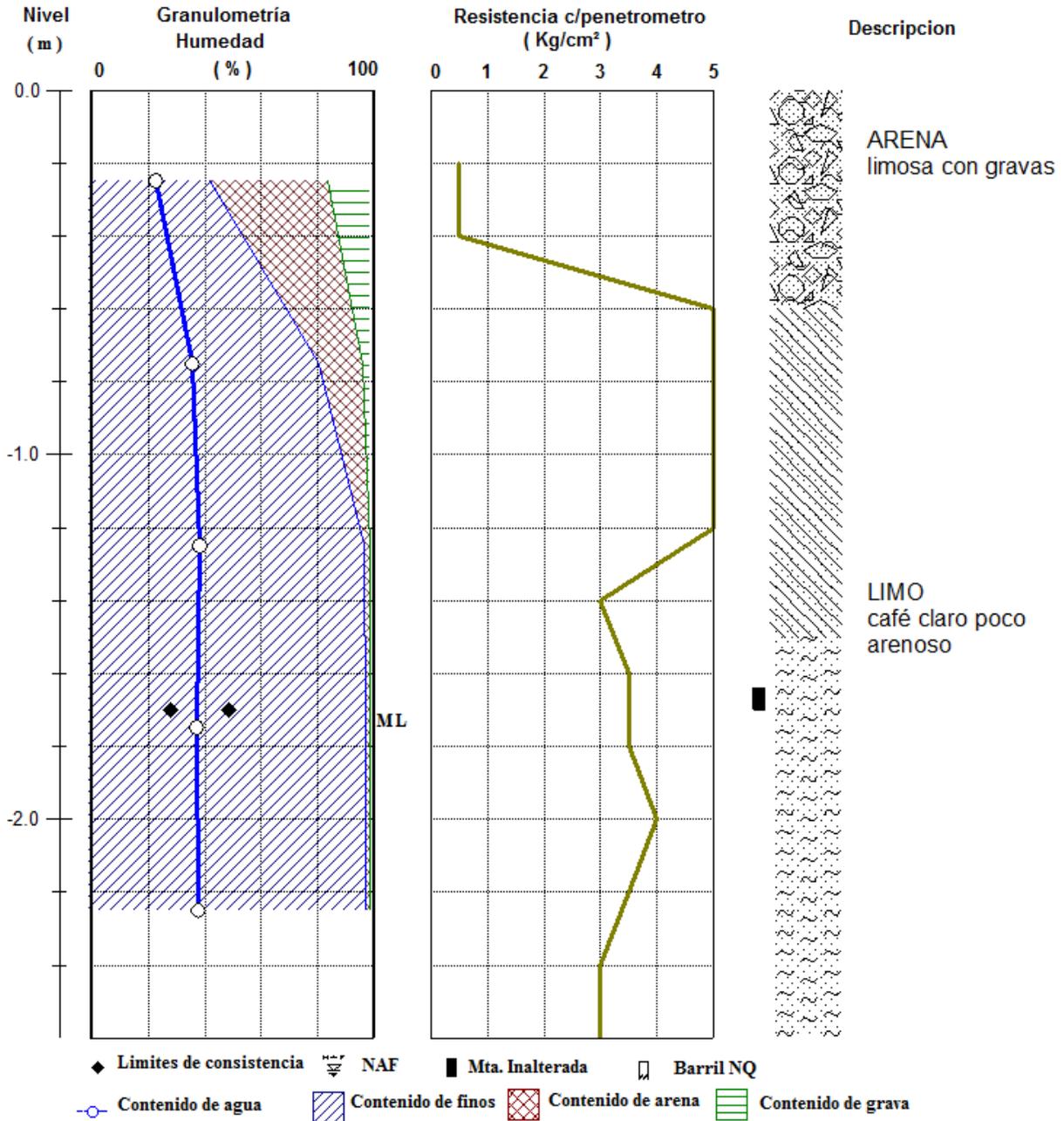


Figura 17. Perfil estratigráfico del PCA-4

SONDEO: PANDAS

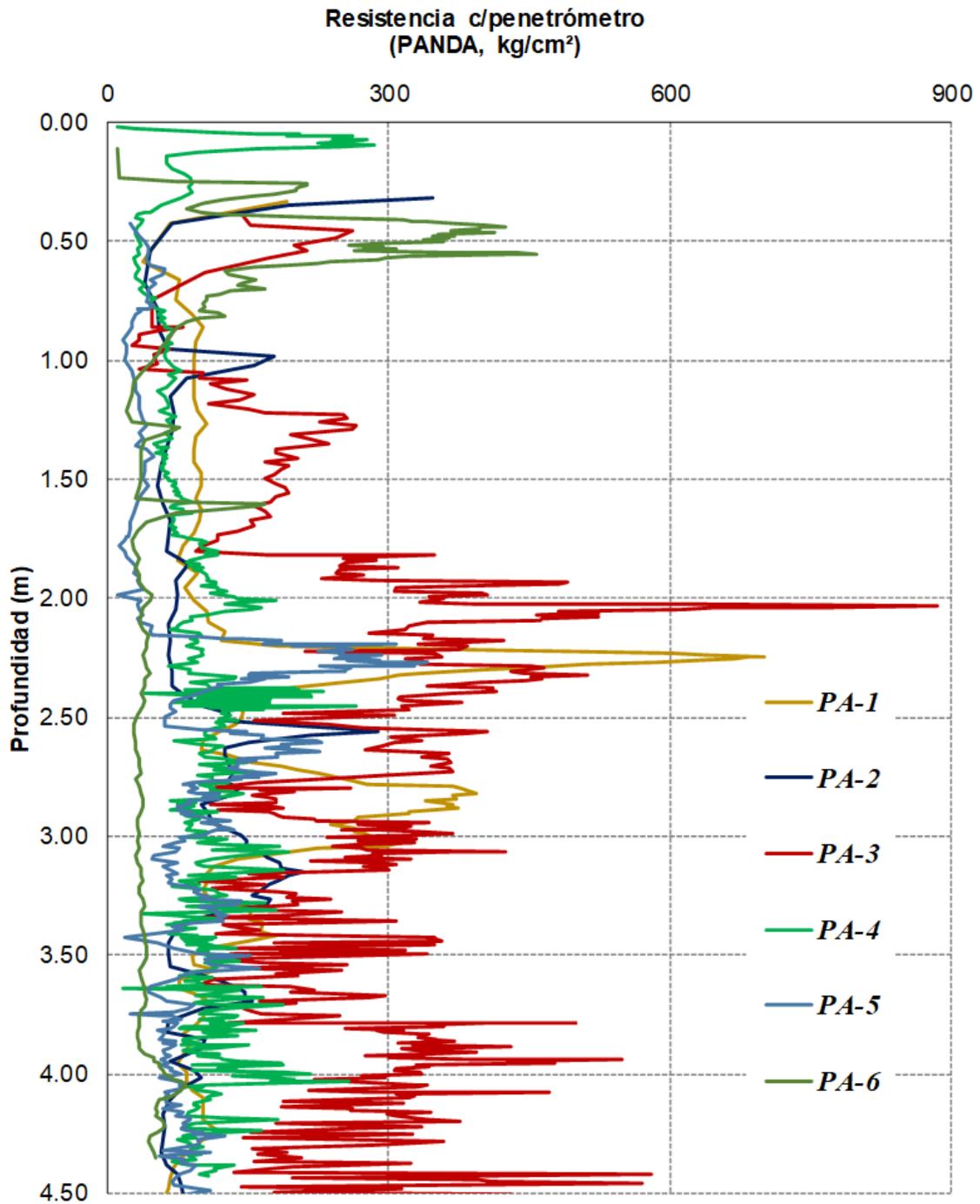


Figura 18. Perfil estratigráfico PANDA

II.3.5 Hundimiento regional

Con objeto de establecer la velocidad de hundimiento regional representativa de la zona, se recopiló la mayor información posible relacionada con este fenómeno.

Como primer parámetro, se consideró la información presentada por el laboratorio de Geoinformática del Instituto de Ingeniería de la UNAM, donde se tiene un mapa de velocidades de hundimiento regional para la Ciudad de México y parte del Estado de México, en él se identificará la zona donde se realizará el proyecto (figura 19), como se puede observar para la zona de estudio se presenta una velocidad de hundimiento regional en el rango de 5 a 10 cm/año.

Sin embargo, como es posible ver este rango es aún muy amplio, por lo que se recurrirá a una fuente más de información para establecer un valor más aproximado a la zona de estudio.

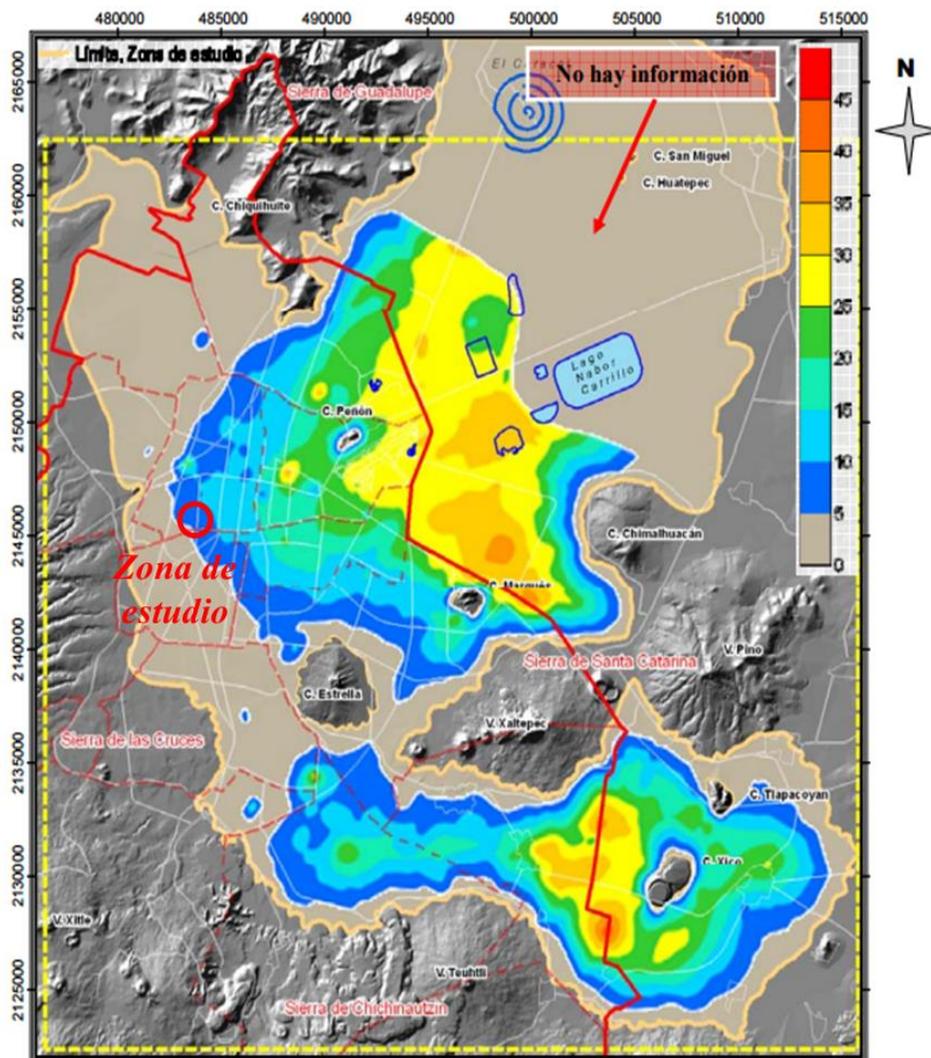


Figura 19. Velocidad de hundimiento regional en cm/año (Laboratorio de Geoinformática, 2008)

Ahora bien, para establecer un valor comparativo de las velocidades de hundimiento regional, también se consultó el Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectro de Diseño Sísmico (*SEHEDIS*) considerando un radio de búsqueda de 1000 m con respecto a la ubicación del proyecto, considerando así para la determinación del hundimiento regional de la zona cinco bancos de nivel, a continuación, se presenta las velocidades estimadas:

Tabla 3. Velocidad de Hundimiento Regional registrado a través del SEHEDIS

<i>Banco</i>	<i>Radio</i>	<i>Velocidad de Hundimiento Regional</i>
	<i>m</i>	<i>cm/año</i>
170-B(S03W02)02	271.14	6.6
169-B(S03W02)01	431.18	2.5
680-P(S02W02)01	652.34	7.7
171-B(S03W02)03	822.36	2.7
172-B(S03W02)04	981.51	2.6

Cabe resaltar que la información obtenida del *SEHEDIS* resulta del análisis de los bancos de nivel del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (*SACMEX*) en el periodo de 1983 a 2016, para ello se considerará un valor promedio de las velocidades registradas en la tabla, considerando así una velocidad de hundimiento regional de la zona del orden de 5 cm/año.

Por ello, considerando las dos fuentes de información ya analizadas, será prudente considerar que la zona presentará una velocidad de hundimiento regional aproximada de **5 cm/año**.

II.3.6 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 **1.741 s** (figura 20).

Como se puede apreciar el periodo del sitio es considerablemente largo, esto nos indica que tendrá mayores implicaciones en el comportamiento de estructuras de gran altura o muy pesadas ante eventos sísmicos.

Ahora bien, debido a que el presente estudio tiene como objetivo realizar un análisis de la cimentación puramente estático, y dado que no se tienen pruebas dinámicas del sitio, se considerará como bueno el valor proporcionado por el *SASID*, sin embargo, se debe de reconocer que lo mejor para un proyecto será siempre complementar los estudios con ensayos dinámicos del suelo *in situ*, a través de métodos indirectos como lo pueden ser: el monitoreo de vibración ambiental, cross hole, down hole, etc.

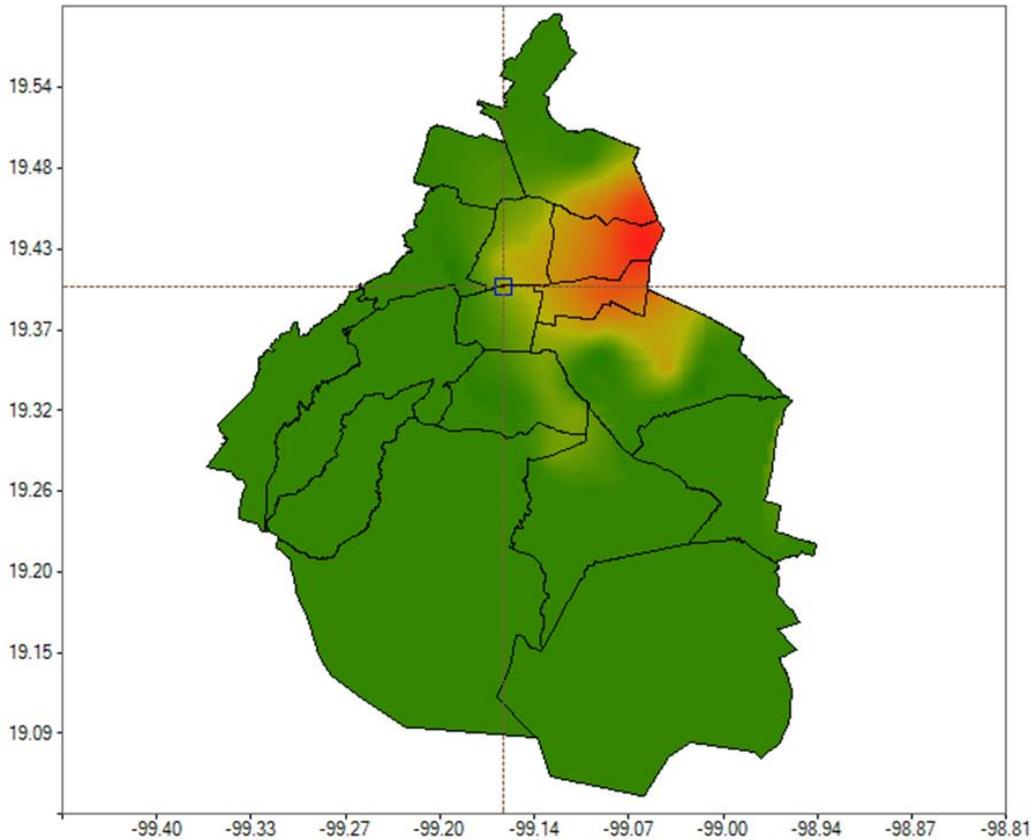


Figura 20. Mapa de igual periodo dominante SASID

II.3.7 Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía del sitio corresponde con la típica de zona de lago, formada por una Costra Superficial (CS), la cual presenta un espesor del orden de 6 m, constituida por rellenos superficiales y suelos limo arenosos, posteriormente y hasta aproximadamente 27 m se presenta la Serie Arcillosa Superior (SAS), formada por suelos predominantemente arcillosos, normalmente consolidados, altamente deformables y con baja resistencia al esfuerzo cortante, con interestratificaciones de lentes duros arenosos.

Entre 27 y 30 m, se presenta una Capa Dura (CD), formada principalmente por una secuencia areno-limosa de consistencia muy dura, color gris verdoso. A partir de 30 y hasta 33 m de profundidad se localiza la Serie Arcillosa Inferior (SAI), formada por arcillas color gris verdoso y café claro de carácter similar a las de la SAS, aunque con un grado de preconsolidación avanzado y una mayor cantidad de horizontes arenosos duros.

Los Depósitos Profundos (DP) se ubican a partir de 33 m y están constituidos por materiales aluviales formados por arenas y limos arcillosos color gris claro y café con gravas, en estado muy denso.

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

Costra superficial

Con espesor del orden de 6 m se presentan materiales de relleno, constituidos por limos arenosos con presencia de grava. Esta unidad presenta en los 2 m superficiales rellenos heterogéneos formados por limo arenoso que empaqueta gravas y pedacera de tabique. Por debajo y hasta la base de la unidad se presenta una serie de materiales arcillo limosos y limo arcillosos con arena de color café y gris oscuro. Se destaca la presencia de múltiples horizontes de materiales granulares en estado muy denso.

El contenido natural de agua de los materiales superficiales se ubicó en el orden de 40%. Hacia los rellenos superficiales los límites de consistencia para una muestra a 1 m de profundidad resultaron del orden de 35 y 50% de límite plástico y líquido, respectivamente, pudiéndose clasificar (*SUCS*) como limo de alta compresibilidad (*MH*). Por su parte, en una muestra hacia el final del estrato resultó de 243 y 68% de límite líquido y plástico, respectivamente. La composición granulométrica está formada, por el 65% de finos, mientras que la arena y gravas forman el 20 y 15%, respectivamente.

La resistencia N_{spt} en los rellenos superficiales registro un máximo de 27 golpes. Por su parte, en los materiales arcillo limosos, la resistencia por punta q_c obtenida a partir de la prueba de *CPTu* registro valores erráticos, estimando un valor medio de 12.5 kg/cm² (1225 kPa), mismo comportamiento que presenta la resistencia por fricción q_f con un valor medio del orden de 0.4 kg/cm² (39 kPa). La resistencia q_{pa} , medida con la prueba *PANDA*, presenta un comportamiento prácticamente constante en todo el espesor de la *CS*, resultando un valor medio del orden de 110 kg/cm² (10787 kPa).

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

Tabla 4. Parámetros mecánicos de los materiales identificados en la costra superficial a través de pozos a cielo abierto

<i>Parámetro</i>		<i>PCA-2</i>	<i>PCA-3</i>	<i>PCA-4</i>	<i>Unidad</i>
Profundidad	z	1	2.3	1.7	m
Peso volumétrico	γ_m	15.9	15.3	14.9	kN/m ³
Cohesión aparente	c_u	54	50	66	kPa
Ángulo de fricción interna	ϕ	9	12	17	grados

Tabla 5. Parámetros mecánicos de los materiales identificados en la costra superficial a través de sondeos de muestreo selectivos

<i>Parámetro</i>		<i>SE-1</i>	<i>SE-2</i>	<i>Unidad</i>
Profundidad	z	5.25	3.55	m
Peso volumétrico	γ_m	13.1	10.8	kN/m ³
Cohesión aparente	c_u	7	19	kPa

Serie arcillosa superior

Bajo la CS y hasta 27 m de profundidad, se presenta una secuencia de depósitos lacustres formados por arcillas, limos y arcillas limosas, de consistencia blanda a muy blanda. Como parte de esta unidad se presentan interestratificados horizontes y delgadas capas duras, de arenas finas limpias, arenas limosas, arcillas arenosas, etc., destacando los ubicados a 13.5, 18.5 y 21 m de profundidad. A esta unidad en su conjunto se le ha denominado Serie Arcillosa Superior (SAS).

Los límites de consistencia a lo largo de todo el estrato presentan comportamiento de un material arcilloso de alta compresibilidad (*CH, SUCS*).

La resistencia por punta q_c de esta unidad presenta una clara tendencia al incremento con la profundidad, típica de un suelo preconsolidado, llegando a valores de hasta 15 kg/cm^2 (1471 kPa), en tanto que la resistencia por fricción q_f presenta la misma tendencia al incremento, llegando a valores de 0.375 kg/cm^2 (37 kPa). En este espesor se presentan una serie de horizontes duros donde q_c alcanza valores de hasta 25 kg/cm^2 (2452 kPa) y q_f de hasta 0.75 kg/cm^2 (74 kPa).

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

Tabla 6. Parámetros mecánicos de los materiales identificados en la serie arcillosa superior a través del sondeo de muestreo selectivo 1

Parámetro		SE-1				Unidad
Profundidad	z	8.25	16.25	20.35	26.25	m
Peso volumétrico	γ_m	14.3	11.8	12.4	13.2	kN/m^3
Cohesión aparente	c_u	28	11	56	26	kPa

Tabla 7. Parámetros mecánicos de los materiales identificados en la serie arcillosa superior a través del sondeo de muestreo selectivo 2

Parámetro		SE-2				Unidad
Profundidad	z	9.75	17.5	23.0	26.25	m
Peso volumétrico	γ_m	11.5	11.7	10.7	11.7	kN/m^3
Cohesión aparente	c_u	26	38	31	37	kPa

Capa Dura

Con espesor del orden de 3 m, bajo la SAS, se observan una serie de materiales aluviales muy duros y cementados, formados por una alternancia de limos arenosos con vetas calichosas.

El contenido natural de agua de estos materiales se ubicó en el orden de 40%, en tanto que su composición granulométrica está definida por 80% de finos y 20% de arenas. La resistencia por punta q_c presenta valores mayores a 25 kg/cm^2 (2452 kPa), mientras que la q_f

resultado de forma general mayor a 0.75 kg/cm^2 (74 kPa). La resistencia N_{spt} alcanzó valores el rango de 35 a más de 50 golpes.

Con base en correlaciones empíricas basadas en el resultado del número de golpes con la prueba SPT, en la siguiente tabla se indican los parámetros mecánicos asignados a esta unidad:

Tabla 8. Propiedades mecánicas asignadas a la capa dura

<i>Propiedad</i>			<i>Unidad</i>
Peso volumétrico	γ_m	18.1	kN/m^3
Ángulo de fricción interna	ϕ	>30	grados

Serie arcillosa inferior

Entre 30 y 33 m se presenta una secuencia de depósitos lacustres formados denominada SAI, con un alto grado de preconsolidación, debido al abatimiento de agua por bombeo.

El contenido natural de agua presenta un comportamiento errático, pudiendo estimar un valor medio de 80%, sin embargo, se presentan valores máximos de hasta 180% y mínimos de 50%; los límites de consistencia resultaron de 39 y 28%, para límite líquido y plástico, respectivamente, resultando un limo de alta compresibilidad (*MH*, *SUCS*). Por su parte, la composición granulométrica de este estrato presentó el 80 y 20% de finos y arenas respectivamente, destacando que hacia la parte central se presenta un horizonte de gravas de hasta un 50%. La resistencia N_{spt} presentó un valor medio de 18 golpes alcanzando un máximo de 27 golpes.

Depósitos profundos

A partir de 33 m y hasta la profundidad máxima explorada se observan una serie de materiales areno limosos muy densos, denominados genéricamente como Depósitos Profundos (*DP*), lo cual coincide de manera aproximada a lo observado en las curvas de igual profundidad para la zona.

En estos materiales el contenido natural de agua es del orden de 20%, mientras que los límites de consistencia en una muestra a 39 m resultaron de 42 y 36% para límites líquido y plástico, pudiéndose clasificar a partir del *SUCS*, como limo de baja compresibilidad (*MH*); en tanto que la composición granulométrica resultó de 40, 40 y 20% de finos, arenas y gravas, respectivamente. La resistencia N_{spt} resultó con valores, en general, mayores a 50 golpes, con únicamente dos tramos aislados donde este parámetro se reduce hasta 45 golpes.

Por sus características, a esta unidad se le considera el basamento local.

II.3.8 Condiciones piezométricas

A partir de la medición directa en los *SE*, se pudo determinar la presencia de agua a la profundidad de 2.7 m, nivel que se asocia al nivel de aguas freáticas (*NAF*) de la zona.

II.3.9 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 de elásticos contenidos en el *SASID* se define mediante las siguientes expresiones:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (1)$$

donde

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

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda\right] \frac{T}{T_a} & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda & \text{si } T_a < T \leq \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\varepsilon & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (3)$$

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 21:

Tabla 9. Parámetros del espectro

a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	k	T_s	λ	ε	τ
0.357	1.215	1.405	2.376	0.560	1.741	0.50	1.20	1.00

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.

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*.

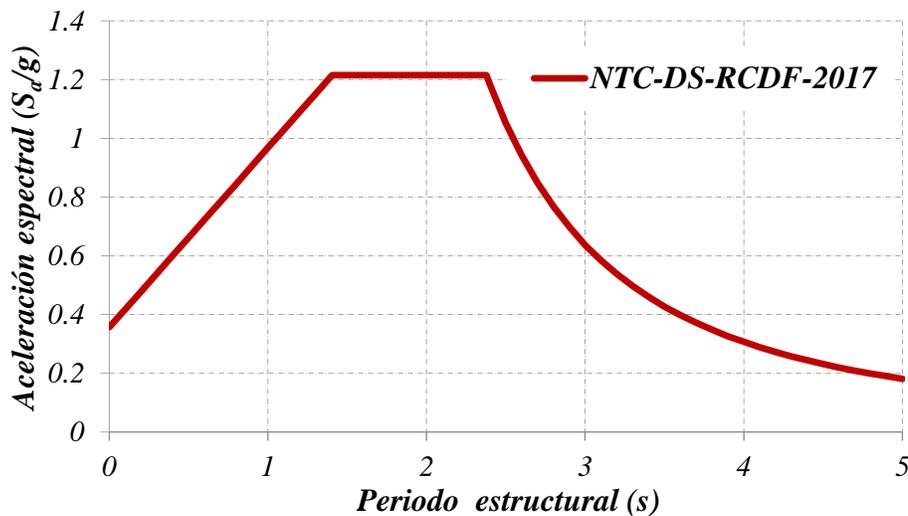


Figura 21. Espectro sísmico elástico asociado al sitio

II.3.10 Condiciones adicionales en el terreno

Como se hizo mención en la descripción del proyecto, la estructura original presentaba un cajón de cimentación con uso de estacionamiento para el edificio, sin embargo, se ubicó la presencia de pilotes por debajo del mismo, los cuales fueron identificados y se muestran de manera esquemática en la figura 22, en total se encontraron 79 elementos, los cuales muy probablemente hayan sido empleados como pilotes para el control de asentamientos.

Es importante que estos pilotes no convivan con el sistema de cimentación que se vaya a emplear como solución al proyecto, esto debido a que se desconoce con certeza su estado estructural, así como sus condiciones en el terreno, como lo son su verticalidad y la profundidad a la que llegan.

Será en el diseño del sistema de cimentación, que se tomará la mejor decisión para evitar la interacción entre estos elementos y los que se dispongan para el nuevo sistema.

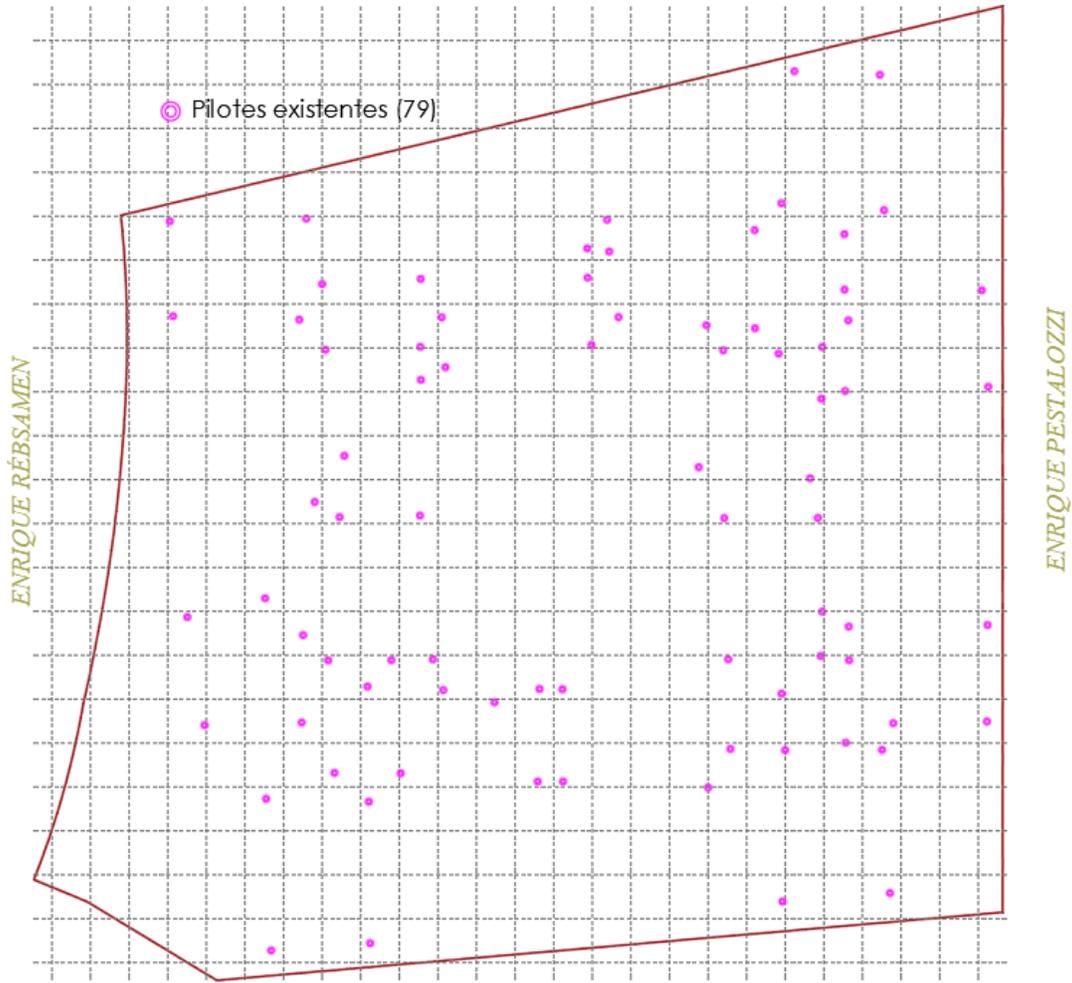


Figura 22. Ubicación de pilotes existentes

II.3.11 Modelo geotécnico

A partir de los criterios descritos a lo largo de la información geotécnica, se presentará a continuación el modelo geotécnico que se empleará para los subsecuentes análisis del sistema de cimentación adoptado en el proyecto.

El modelo geotécnico por tanto incluye las consideraciones descritas en cada unidad estratigráfica que tendrá influencia en el sistema de cimentación.

Como se puede observar en la tabla 10, se expresan las propiedades mecánicas que regirán el diseño del sistema de cimentación, entre las cuales se presentan γ correspondiente al peso volumétrico de los materiales y c_u que representa la cohesión obtenida a través de pruebas triaxiales del tipo UU, la selección de los parámetros se basó en los resultados presentados en cada unidad estratigráfica.

Tabla 10. Modelo geotécnico, propiedades mecánicas de resistencia

Unidad	Profundidad		γ	c_u
	De:	A:	[kN/m ³]	[kPa]
CS	0.0	6.0	15.3	50.0
SAS	6.0	13.5	11.5	26.0
	13.5	20.0	11.8	24.0
	20.0	25.0	10.7	31.0
	25.0	27.3	11.7	30.0

Tabla 11. Modelo geotécnico, propiedades de deformabilidad y compresibilidad

Unidad	Profundidad		E_{ti}	E_{50}	e_0	C_r	C_c	OCR
	De:	A:	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]
CS	0.0	6.0	2370.6	1738.8	-	-	-	-
SAS	6.0	13.5	10776.5	10247.3	2.41	0.01	0.10	3.02
	13.5	20.0	6735.3	5786.7	6.85	0.29	3.18	1.96
	20.0	25.0	10776.5	11528.2	7.07	0.26	3.03	2.35
	25.0	27.3	8980.4	5589.4	4.32	0.38	4.52	1.10

Por su parte, en la tabla 11 se muestran las propiedades de deformabilidad, entre las cuales se encuentran E_{ti} que corresponde con el módulo de elasticidad tangente inicial y E_{50} representa al módulo de elasticidad al 50% de la resistencia a la compresión. A su vez, se muestran las propiedades de compresibilidad, entre las cuales se presenta, e_0 correspondiente con la relación de vacíos inicial, C_r que representa el índice de recompresión, C_c es el índice de compresión y OCR representa la relación o grado de sobreconsolidación del suelo.

III. DISEÑO GEOTÉCNICO

III.1 Consideraciones iniciales

A partir de las características del proyecto, donde se incluyen las características arquitectónicas, estructurales y geotécnicas del sitio, se establecerá el sistema de cimentación más adecuado para el correcto comportamiento del proyecto.

La solución del sistema de cimentación será aquella que cumpla con diferentes evaluaciones de seguridad, para el caso de este estudio, se limitará a la revisión bajo esfuerzos permisibles y estados límites, en este caso establecidos en la normativa local, de manera que se llegué a la solución más económica. Entiéndase por solución más económica a aquella que cumpla con los estados límite del reglamento y que aunado a ello presente un proceso constructivo sencillo de llevar a cabo en obra.

III.2 Cajón de cimentación

Considerando las características del proyecto arquitectónico se tendrá en la estructura un semi sótano que fungirá como cajón de estacionamiento el cual considerando el espesor de su losa llegará a una profundidad con respecto al nivel de banqueteta de 2.7 m, por ello, una primera alternativa de solución al sistema de cimentación será la de considerar un cajón de cimentación.

Una de las principales razones por la cual se considera al cajón de cimentación como una buena alternativa de solución en este proyecto es la de contar con un área considerable en el predio que facilite las distintas maniobras que puedan ejecutarse en obra, además de requerir este sistema obligatoriamente para su uso como estacionamiento.

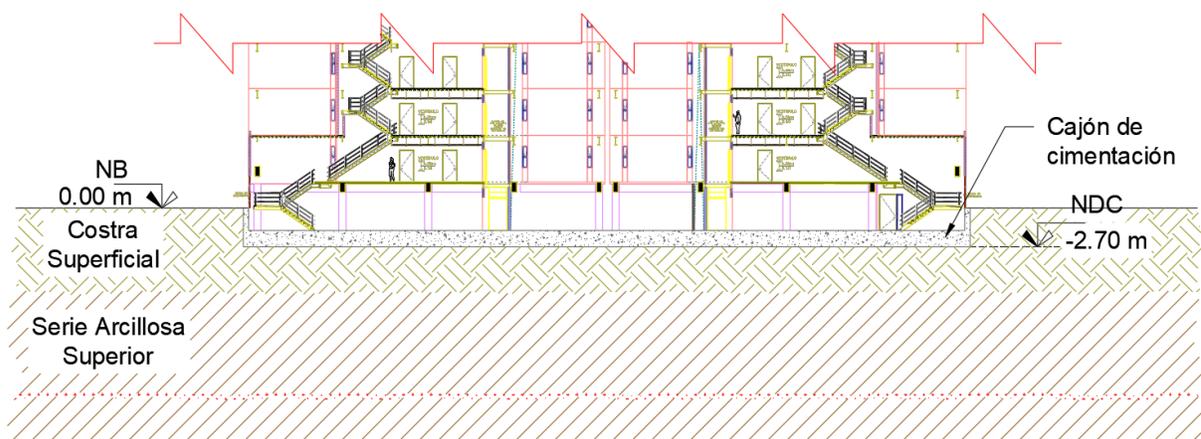


Figura 23. Corte esquemático del cajón de cimentación

III.2.1 Análisis de compensación

A partir de las condiciones de carga, profundidad de desplante y considerando un cajón estanco, se tiene que el esfuerzo total a nivel de desplante (σ_{od}) es del orden de **41.3 kPa**, por su parte, la presión de contacto (q_0) bajo la losa es de **65.8 kPa**. De esta manera se tendrá una **compensación parcial** con el cajón del orden del 63%, es decir, el incremento de neto de esfuerzos es de **24.5 kPa**.

Este incremento en el estado de esfuerzos resulta viable toda vez que no se exceda el esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación (σ_{PC}), para evitar grandes deformaciones al alcanzar la rama virgen de la curva de compresibilidad.

III.2.2 Análisis por esfuerzos permisibles

Como una primera revisión del sistema de cimentación propuesto, se realizará un análisis por esfuerzos permisibles, en el que se aplicará una teoría clásica para la determinación de la capacidad de carga del sistema con respecto a la carga última determinada en el proyecto estructural sin factores de carga, de manera tal que se cumpla con un Factor de Seguridad (*FS*).

Análisis estático de la capacidad de carga

Para el análisis de la capacidad de carga se empleó la teoría de capacidad de carga de *Meyerhof* (1963), la cual resulta de una modificación a la ecuación general de *Terzaghi* para cimentaciones superficiales, esta ecuación a diferencia de la propuesta originalmente por *Terzaghi* considera factores debidos a la profundidad, la inclinación de la carga y de forma, aunado a los factores de capacidad de carga que usualmente incluyen la mayoría de las teorías de capacidad de carga.

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (4)$$

donde, c representa el valor medio de la cohesión en condiciones no drenadas en el mecanismo de falla, q es el esfuerzo al fondo de la cimentación, γ el peso volumétrico del suelo, B el ancho de la cimentación. Adicional a estos parámetros y en función del ángulo de fricción interna ϕ , se presentan N_c , N_q y N_γ , los cuales son factores de capacidad de carga, estos parámetros describen la naturaleza básica de la superficie de falla en el suelo.

Los factores de capacidad de carga se determinarán a partir de las deducciones realizadas por *Prandtl* en el caso de N_c , en el caso de N_q se empleará la ecuación presentada por *Reissner* en 1924 y por último para N_γ , se determinará a partir de la expresión de *Caquot* y *Kerisel* (1953) y *Vesic* (1973).

Como complemento a los parámetros descritos anteriormente, *Meyerhof* propone una serie de factores que deberán considerarse para el análisis de la capacidad de carga en la cimentación como lo son: F_{cs} , F_{qs} y $F_{\gamma s}$, estos parámetros describen factores de forma del

cajón, donde se relaciona principalmente la relación ancho-largo del cajón, F_{cd} , F_{qd} y $F_{\gamma d}$ que describen los factores de profundidad y por último, se tiene F_{ci} , F_{qi} y $F_{\gamma i}$, que describen factores de inclinación de la carga.

Para la determinación de los factores de forma se empleará las ecuaciones propuestas por *DeBeer* en 1970, en los factores de profundidad se tomarán los propuestos por *Hasen* en 1970 y para la inclinación se tomarán los criterios adoptados por *Meyerhof* y *Hanna* en 1981.

Bajo este criterio y sustituyendo las variables en la ecuación se obtiene que la capacidad de carga última se ubica en el orden de **204 y 144 kPa**, para condiciones de carga viva máxima y accidental, respectivamente, para las cuales consideraré un *FS* de 3 para condiciones estáticas y de 2 para condiciones sísmicas o accidentales en la determinación de la capacidad de carga admisible, la cual se podrá estimar a través de la siguiente expresión.

$$q_a = \frac{cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q(N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}}{FS} + q \quad (5)$$

De la expresión anterior, se determinó que el valor de la capacidad de carga resulta de **96 kPa** ante condiciones estáticas y de **93 kPa** ante condiciones accidentales. Considerando que la presión en la losa ejercida por la carga viva máxima sin factores de carga es del orden de **74 kPa**, se cumple la siguiente condición y por tanto ante esta primera revisión por esfuerzos permisibles estáticos **cumple** el cajón de cimentación.

$$q_a > \frac{Q_v}{A} \quad (6)$$

Análisis de los efectos sísmicos en el cajón

Para evaluar los esfuerzos generados en el suelo bajo condiciones de carga accidental, se ha considerado emplear el método rígido convencional, el cual consiste en asumir al cajón de cimentación como un elemento rígido y de esta manera poder aplicar la ecuación de la escuadría,

$$Q_{sis} = \frac{Q_v}{A} \pm \frac{M_x d_y}{I_x} \pm \frac{M_y d_x}{I_y} \quad (7)$$

donde, Q_v es la fuerza vertical que se produce bajo la losa del cajón de cimentación, A es la superficie de contacto, M_x y M_y son los momentos sísmicos resultantes en la dirección longitudinal y transversal del edificio, respectivamente, por su parte, d_x y d_y representan las distancias a las cuales se encuentran los puntos de análisis con respecto al centro de cargas, por último, I_x y I_y , representan los momentos de inercia respecto al eje x y y , respectivamente.

Considerando ahora el efecto de empotramiento del cajón, se presentan restricciones en los muros debido al empuje pasivo E_p en la cara opuesta a la dirección del sismo y a la fricción desarrollada en los muros laterales con dirección paralela al mismo. Adicionalmente, como

acción actuante se presenta el empuje activo E_a en el muro transversal al cajón en la misma dirección del sismo, además de la fuerza de fricción F_f de los muros laterales que disminuirá aún más el momento en el cajón, a continuación, en la figura 24 se representan las acciones previamente mencionadas.

Por ende, la obtención del momento se verá modificada a la siguiente expresión:

$$M_R = M_{(x,y)} + E_a d_{Ea} - E_p d_{Ep} - \frac{1}{2} F_f D_f \quad (8)$$

Para la determinación de los empujes activos y pasivos se partirá de la teoría de *Rankine* para el cálculo de los coeficientes de tierra.

Bajo estas consideraciones, se infiere que los esfuerzos máximos que la estructura transmite al suelo bajo condiciones de carga accidental se encuentran en las esquinas del cajón, debido a que son las que mayor brazo de palanca presentan, por ello se determinará los esfuerzos a cada una de las esquinas.

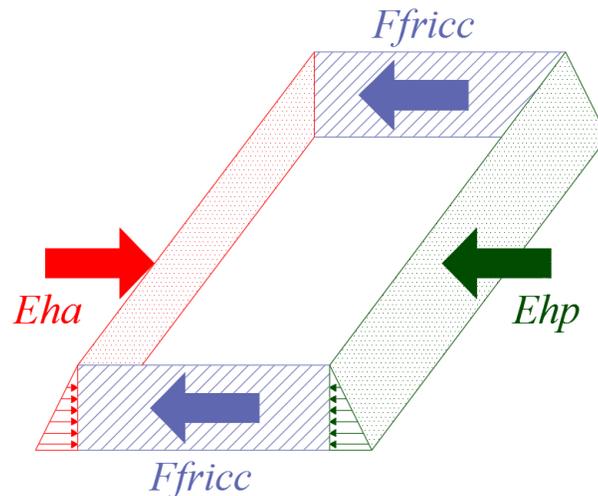


Figura 24. Esquema de las restricciones sísmicas en el cajón

Derivado del análisis en las esquinas ante condiciones sísmicas en el cajón, se tiene que la esquina más esforzada resulta con un esfuerzo aproximado de **87 kPa**, el cual comparativamente con la capacidad de carga ante condiciones accidentales resulta menor, ya que este presentaba una resistencia del orden de **93 kPa**, por lo que, ante estas condiciones se puede asumir que el cajón de cimentación **cumple** satisfactoriamente ante estas teorías de esfuerzos permisibles.

III.2.3 Análisis del estado límite de falla

Ahora bien, la siguiente evaluación de seguridad en el cajón, será una revisión por estados límite de falla (*ELF*), para la cual se seguirán los criterios establecidos en las *NTC-DCC-RCDF-2017*, donde la premisa principal es revisar que los esfuerzos transmitidos a la cimentación no sean mayores a la capacidad de carga de la cimentación. Para ello, se

considerará que la cimentación propuesta es de tipo somera, así, el esfuerzo factorizado aplicado a nivel de desplante del cajón deberá cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < r \quad (9)$$

donde, $\sum Q F_c/A$ representa el esfuerzo transmitido al suelo, determinado a partir de la suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga F_c , será entonces que se emplearán las cargas simplificadas que se mostraron en la bajada de cargas del proyecto estructural, ya afectadas por el F_c .

Por su parte, el segundo miembro de la ecuación r representa la capacidad de carga del sistema de cimentación y para este caso deberá determinarse mediante la siguiente ecuación, asociada a un suelo con comportamiento predominantemente cohesivo:

$$r = c_u N_c F_R + p_v \quad (10)$$

siendo c_u la cohesión aparente determinada a través de un ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU), N_c representa el coeficiente de capacidad de carga, F_R el factor de resistencia que para este caso deberá considerarse por las condiciones del sitio y tipo de cimentación como 0.65 por ubicarse en zona de lago, por último, p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

Para poder determinar el coeficiente de capacidad de carga, se empleará la siguiente expresión.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (11)$$

Análisis de los efectos estáticos ante el ELF

Como primer análisis se realizará una revisión del *ELF* ante condiciones estáticas o bien condiciones de carga viva máxima, donde como lo indica el modelo estructural, no existen excentricidades, por ello, la carga que provocará el esfuerzo en el fondo de la cimentación será puramente por cargas verticales.

Aplicando los parámetros geométricos y cargas del sistema de cimentación planteado junto con los parámetros geotécnicos del subsuelo, se tiene que, el esfuerzo factorizado máximo generado por las cargas de la estructura, incluyendo peso propio para la condición de carga permanente resulta de **103 kPa**, en tanto que, el término relacionado con la capacidad de carga del sistema de cimentación determinado a partir de la ecuación 10, resulta de **151 kPa**, por lo que el *ELF* se satisface ampliamente ante estas condiciones de análisis.

Análisis de los efectos sísmicos ante el ELF

Ahora bien, se realizará un análisis de los efectos sísmicos en la cimentación a través del *ELF*, para ello deberán implementarse al análisis estático las siguientes consideraciones.

Dado que este análisis incluye solicitaciones sísmicas, estas dan lugar a fuerzas resultantes excéntricas, las cuales tendrán aplicación a una distancia e del eje longitudinal y transversal del sistema de cimentación, por lo que se tendrá que considerar una doble excentricidad, para ello deberá tomarse una dimensión reducida del área efectiva del cimiento a través de las siguientes expresiones.

$$B' = B - 2e_B \quad (12)$$

siendo, B' el ancho reducido para el análisis del área de contacto en el sentido transversal del cajón, en el caso de la longitud para el sentido longitudinal, se aplicará un criterio análogo al lado transversal. Por su parte e_B representa la excentricidad en el lado transversal, para el caso del lado longitudinal se realizará de igual manera y se obtendrá a partir de la siguiente ecuación.

$$e = \frac{M}{Q_{v(\text{accidental})}} \quad (13)$$

Ya determinadas las nuevas dimensiones, se obtendrá un área de contacto efectiva A' , con la cual se podrá determinar el esfuerzo transmitido al suelo.

Por su parte, la capacidad de carga aportada por el cajón de cimentación será modificada a partir de las fuerzas cortantes al nivel de la cimentación, estas se tomarán en cuenta con su ángulo de inclinación δ respecto a la vertical, y modificarán directamente al coeficiente de capacidad de carga N_c , como se muestra a continuación.

$$N_c^* = N_c(1 - \tan \delta)^2 \quad (14)$$

Bajo estas consideraciones de nueva geometría y modificación a los parámetros de capacidad de carga, el esfuerzo transmitido al suelo por parte de la estructura resulta del orden de **105 kPa**, por su parte, la capacidad de carga del sistema de cimentación obtenida es aproximadamente de **110 kPa**, como se puede observar, ante esta condición, no se encuentra tan sobrado el cajón de cimentación como si lo era ante condiciones estáticas, sin embargo, sigue cumpliendo con lo establecido en el reglamento y a partir de esta revisión, se puede concluir que el cajón de cimentación a la profundidad de desplante propuesta, **cumple** por revisión de capacidad de carga ante diferentes evaluaciones de seguridad.

III.2.4 Análisis del estado límite de servicio

Si bien, hasta ahora el cajón ha representado una solución adecuada ante condiciones de capacidad de carga con respecto a los esfuerzos transmitidos por la estructura a la cimentación, deberá también cumplirse una serie de revisiones ante estados límite de

servicio, como lo son: falla de fondo, falla por subpresión y asentamientos permisibles, a continuación, se realizará el cálculo y revisión de cada una de las consideraciones descritas en el cajón de cimentación.

III.2.5 Revisión por falla de fondo

Para realizar la falla de fondo en el cajón de cimentación, se realizará un análisis de equilibrio límite, en la cual se deberá considerar la resistencia que opone el suelo a través de su capacidad de carga con el sistema de cimentación adoptado, con respecto al esfuerzo producido al nivel de desplante del cajón en conjunto con la sobrecarga que generará la colindancia, para ello se empleará la siguiente expresión.

$$FS = \frac{cN_c}{p_v + q_{colindancia}} \quad (15)$$

donde, FS es el factor de seguridad que se determinará entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes de la ecuación anterior, cN_c representa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, la cual para suelos predominantemente cohesivos es determinada a partir de la cohesión c como resistencia no drenada y un factor de forma como capacidad de carga N_c , por su parte, p_v es la presión vertical al nivel de desplante de la cimentación y $q_{colindancia}$ es la sobrecarga ejercida por la estructura colindante y que considerará para esta revisión de 30 kPa , estos dos últimos esfuerzos conformarán lo que se conoce como esfuerzos actuantes.

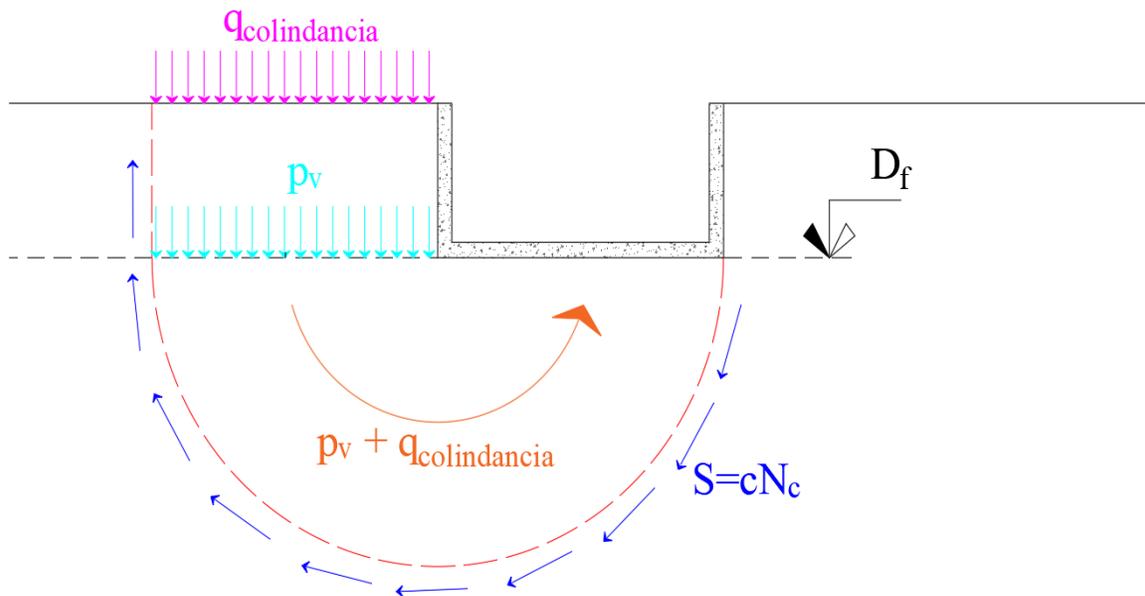


Figura 25. Esquema de la falla de fondo

Aplicando la expresión anterior, se llegó a un FS del orden de **2.40**, el cual para esta revisión puede considerarse más que satisfactorio, y por ende se podrá decir que el cajón de cimentación **cumple** por falla de fondo.

III.2.6 Revisión por subpresión

En este apartado se realizará la revisión del cajón ante efectos de subpresión, la cual se realizará a partir del siguiente análisis de estado de equilibrio límite.

$$FS = \frac{A(\sum \gamma_i d_i)}{AU} \quad (16)$$

siendo A el área de contacto de la losa del cajón de cimentación con el suelo, γ_i el peso volumétrico de cada estrato involucrado, d_i el espesor de cada estrato y U la carga hidráulica, la cual fue considerada hasta el primer lente permeable ubicado a una profundidad aproximada de 14 m.

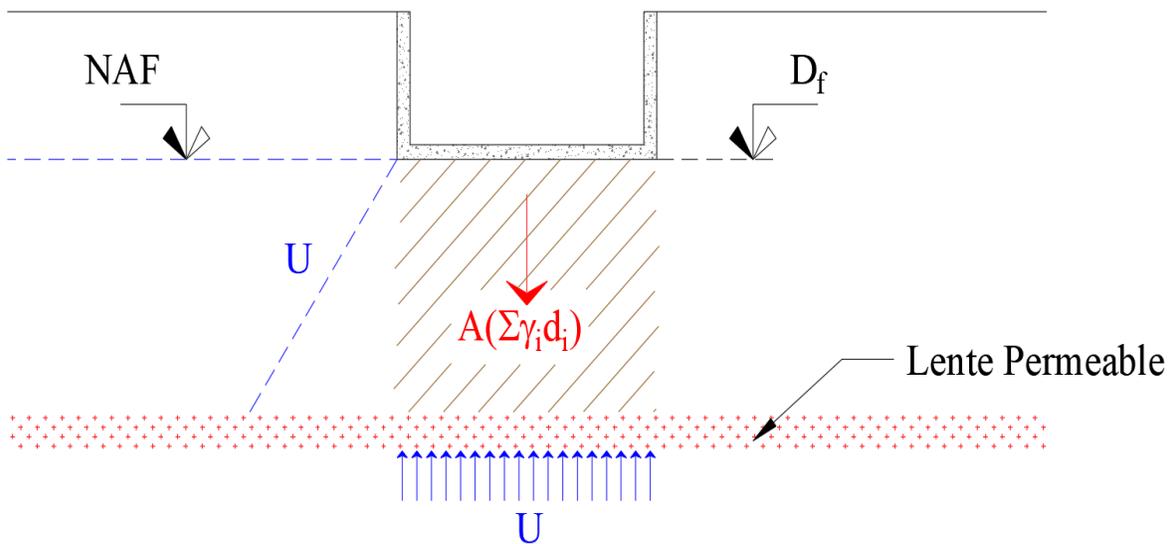


Figura 26. Esquema de la falla por subpresión

Aplicando los conceptos previamente establecidos, se obtiene un FS en el cajón ante los efectos de subpresión del orden de **1.80**, el cual es considerado satisfactorio y por ello, se puede decir que el cajón de cimentación **cumple** por la revisión de subpresión.

III.2.7 Cálculo de asentamientos

Como se mencionó previamente, el cajón aunado a las condiciones de capacidad de carga deberá cumplir con los asentamientos permitidos a corto y largo plazo tal y como se establece en la normatividad local. Para ello realicé el análisis de asentamientos a corto y largo plazo por separado, para posteriormente combinar los efectos simultáneamente y determinar el asentamiento total que provocará la estructura en el suelo con el sistema de cimentación planteado.

Variación del estado de esfuerzos

Para la determinación de los asentamientos a corto y largo plazo deberá determinarse el estado de esfuerzos, para ello y como primer paso será oportuno realizar un análisis de influencias, para ello utilicé una expresión modificada de la teoría general de *Boussinesq*, la cual permite determinar la influencia en cualquier punto para un área rectangular con carga uniformemente basándose en la solución para $X = 3$ en un suelo homogéneo e isótropo, y se expresa de la siguiente manera:

$$I_w = \frac{3}{4\pi} \left[\left(\sin \alpha_0 - \frac{\sin^3 \alpha_0}{3} \right) + \left(\sin \alpha' - \frac{\sin^3 \alpha'}{3} \right) \right] [(\varphi_1 - \varphi_2) + \sin(\varphi_1 - \varphi_2) \cos(\varphi_1 + \varphi_2)] \quad (17)$$

En la siguiente figura se ilustran los argumentos de la expresión mostrada anteriormente:

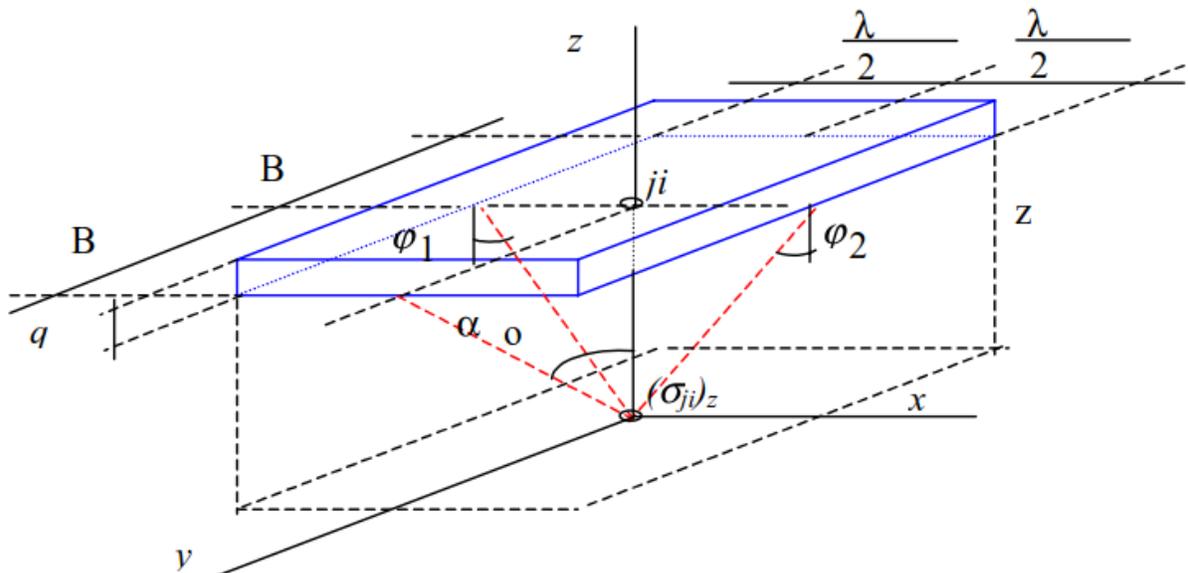


Figura 27. Esfuerzo vertical en un punto debido a un área regular uniformemente cargada (Miramontes, 2004)

A continuación, se presenta el gráfico de influencias calculado a través de la teoría de Boussinesq hasta la máxima profundidad explorada, se puede observar en ella que, debido a las dimensiones en planta del cajón de cimentación, las influencias se ven muy poco atenuadas con la profundidad, llegando a los 40 m a un valor de influencia del orden de 0.45.

Derivado de los resultados obtenidos en la figura 28, se puede concluir que la exploración fue insuficiente en cuanto a la profundidad, por ello, se estima que debió al menos llegar a una profundidad de 90 m, profundidad en la que las influencias de las cargas de la estructura se ven atenuadas en el orden del 90 %; como resultado de ello, se espera que la distribución de esfuerzos en la masa de suelo se vea poco disminuida hasta la profundidad explorada.

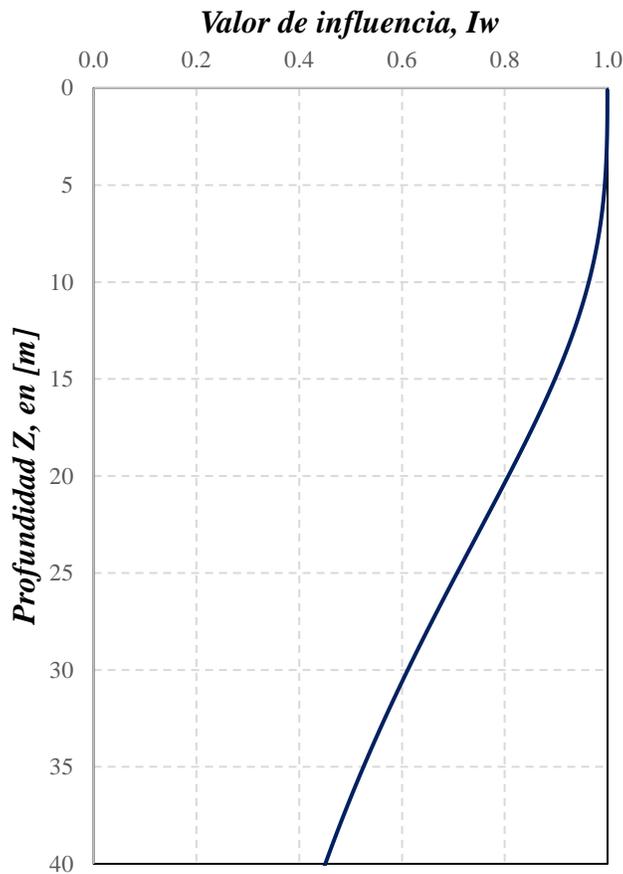


Figura 28. Diagrama de influencias hasta la profundidad máxima de exploración

Ya con la teoría a emplear definida para el cálculo de influencias y considerando los valores representados de influencia en la figura anterior, se determinará la influencia representativa en cada unidad geotécnica identificada y previamente definida en el modelo geotécnico, este cálculo se realizará a través de la siguiente expresión:

$$\overline{I_w} = \frac{\int_{z_1}^{z_2} I_w dz}{z_2 - z_1} \quad (18)$$

siendo, $\overline{I_w}$ el valor ponderado de influencia de cada estrato, este análisis se consideró necesario, debido a la naturaleza de suelos compresibles del sitio, así como los espesores que presentan las unidades geotécnicas, para así no cometer un mayor error de imprecisión al tomar el valor de influencia al centro de cada estrato como comúnmente se calcula.

A continuación, se muestran los estados de esfuerzos con los cuales podrá estimarse posteriormente los asentamientos en el sistema de cimentación a corto y largo plazo, cabe mencionar que para fines de esta tesis y dado que se desconoce la presión que ejercía la estructura original, los estados de esfuerzos serán calculados únicamente a partir de los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio, ignorando así la presión original ejercida en la masa de suelo por el edificio inicial.

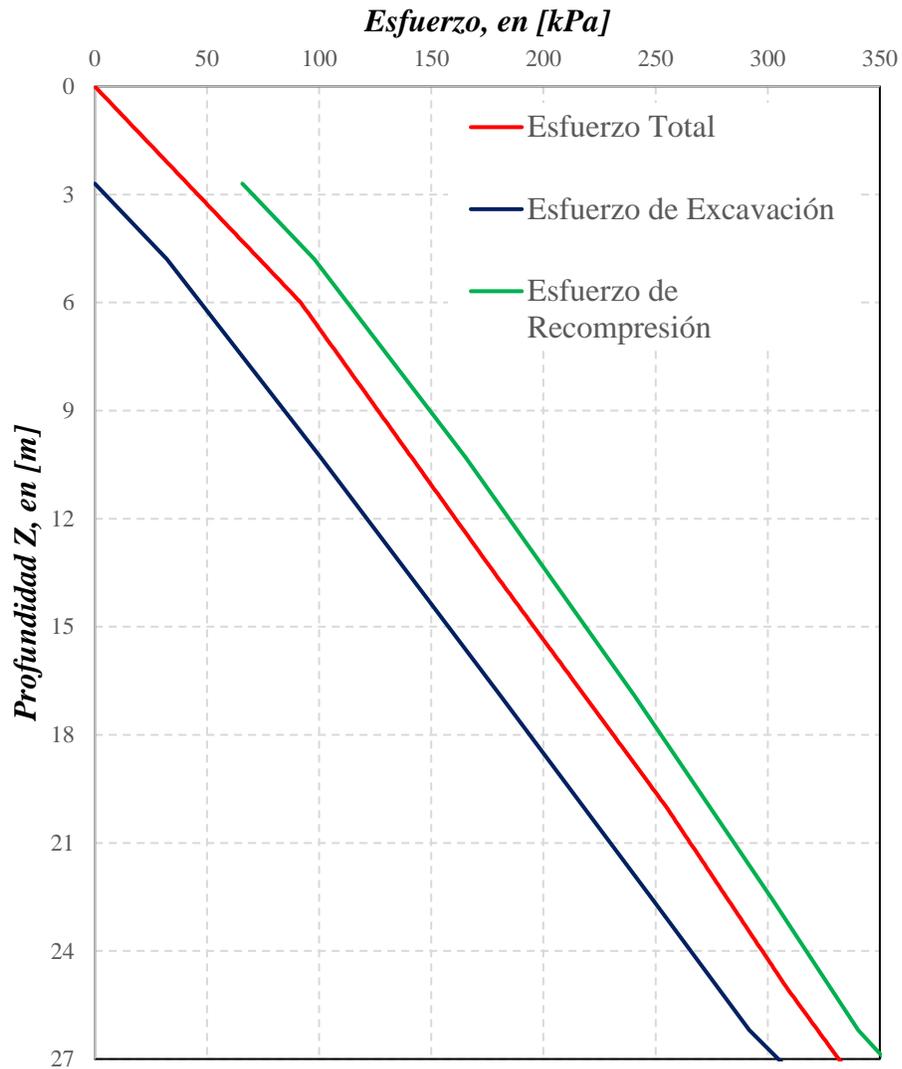


Figura 29. Estado de esfuerzos totales originales y sus variaciones debidas a la excavación y carga de toda el área en una sola etapa

Como puede observarse en la figura anterior, se muestra la variación del estado de esfuerzos total, así como el esfuerzo producto de la excavación y por la recompresión atenuados a la profundidad por su valor de influencias correspondientes, en los que se observa el cálculo de los mismos considerando que la excavación y la nueva carga aplicada se realizará en una sola etapa, sin embargo, como evidencian las dimensiones del cajón de cimentación esto no se llevará así en obra, sin embargo, para el análisis a corto plazo consideré apropiado realizar el análisis bajo estas condiciones para no involucrar procesos extras como lo es el constructivo.

En la figura 30 se observa la variación del esfuerzo efectivo inicial (σ'_{v0}), el cual fue determinado a partir de una condición hidrostática del agua considerando al NAF a una profundidad de 2.7 m; por otra parte, se determinó el esfuerzo efectivo final (σ'_{vf}) el cual

resulta de sumar al esfuerzo efectivo inicial el incremento neto de esfuerzos, el cual resulta de la presión ejercida por la estructura menos el esfuerzo de excavación, por último, es posible observar el esfuerzo de preconsolidación determinado a través de pruebas de laboratorio, a partir de este gráfico es posible analizar la relación directa que existe entre el esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo efectivo final, relación que será de gran importancia para el cálculo de asentamientos a largo plazo.

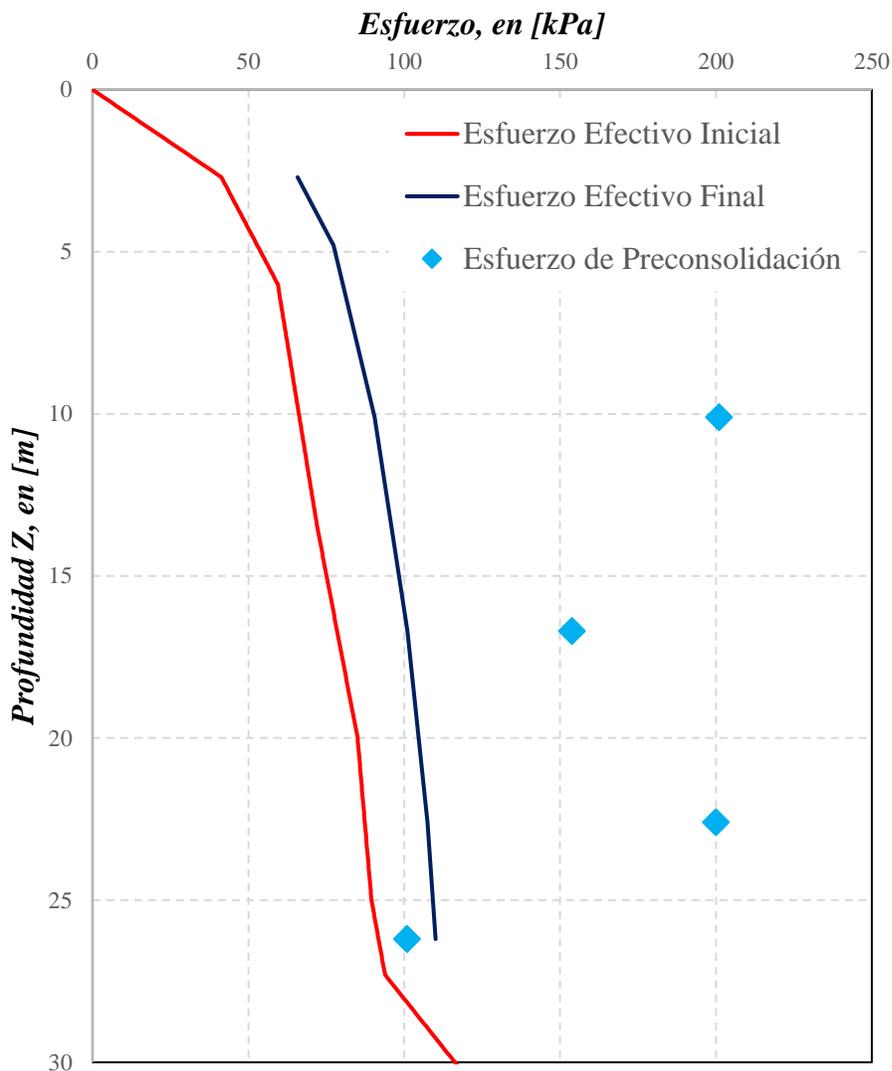


Figura 30. Estado de esfuerzos efectivos y el incremento asociado a la carga del edificio

Estimación de los asentamientos a corto plazo

A partir de la variación en el estado de esfuerzos generado por el proyecto en el subsuelo en conjunto con las propiedades del suelo, se esperan deformaciones a corto plazo o simultáneas al proceso constructivo de dos tipos: expansiones debidas al decremento de esfuerzos causados por la excavación δ_{exc} y asentamientos por recompresión δ_{recomp} asociados a la aplicación de cargas.

Primero se determinarán los asentamientos debidos a la excavación, para ello se podrá estimar la magnitud de este asentamiento a partir de la siguiente expresión.

$$\delta_{exc} = \sum \frac{\sigma_{exci} \bar{I}_w h_i}{E_{ti}} \quad (19)$$

donde, σ_{exci} es el esfuerzo liberado debido a la excavación, h_i es el espesor del estrato analizado y E_{ti} es el módulo de elasticidad tangente inicial, aplicando estos conceptos se ha llegado a una expansión por excavación en una sola etapa del orden de **15 cm**.

Ahora se determinarán los asentamientos debidos a la recompresión, para ello se empleará la siguiente expresión.

$$\delta_{recomp} = \sum \frac{\sigma_i \bar{I}_w h_i}{E_{50}} \quad (20)$$

siendo σ_i el esfuerzo debido a la aplicación de la carga representada por el peso de la estructura incluyendo la del cajón y E_{50} representa al módulo de elasticidad al 50% de la resistencia a la compresión, aplicando estos conceptos se obtuvo un asentamiento por recompresión en una sola etapa del orden de **30 cm**. De esta manera se puede estimar que los asentamientos a corto plazo que experimentará el cajón serán del orden de **15 cm**.

Como puede observarse los asentamientos inmediatos al proceso constructivo son excesivos, estos asentamientos resultan fuertemente dependientes del procedimiento de excavación, tiempo y condiciones de ejecución, por ello podrán ser mermados a través de un adecuado procedimiento constructivo y considerando el área con la cual cuenta el predio, esto no será un impedimento para poder disminuir estos asentamientos. Deberá tenerse presente que los asentamientos calculados en este capítulo asumen la excavación del cajón en una sola etapa.

Estimación de asentamientos a largo plazo

Ya determinados los asentamientos debidos a corto plazo, seguirá la estimación de los asentamientos a largo plazo derivados de la consolidación en suelos arcillosos, para este caso se tomará únicamente la deformación aportada por la SAS, en la cual se podrán emplear dos ecuaciones en función de la relación existente entre el esfuerzo efectivo final y el esfuerzo de preconsolidación.

Para suelos en los que el esfuerzo efectivo final (σ'_{vf}) sea menor a la carga de preconsolidación (σ_{PC}) se deberá considerar la siguiente expresión para el cálculo de asentamientos en esa unidad geotécnica.

$$\delta_{LP} = \frac{H_i}{1 + e_0} \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (21)$$

donde, δ_{LP} representa el asentamiento a largo plazo, H_i es el espesor de la unidad geotécnica analizada, e_0 es la relación de vacíos inicial, C_r es el índice de recompresión, σ'_{vf} es el esfuerzo efectivo vertical final y, por último, σ'_{v0} es el esfuerzo efectivo vertical inicial.

Por su parte para estratos en los que el σ'_{vf} sea mayor a σ_{PC} se deberá emplear la siguiente expresión.

$$\delta_{LP} = \frac{H_i}{1 + e_0} \left[C_r \log \left(\frac{\sigma_{PC}}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma_{PC}} \right) \right] \quad (22)$$

siendo σ_{PC} la carga de preconsolidación determinada a través de la curva de compresibilidad en esa unidad geotécnica y C_c el índice de compresión.

Aplicando los conceptos anteriores, se llegó a un asentamiento a largo plazo δ_{LP} del orden de **19 cm**, ahora bien, considerando los asentamiento totales que se obtienen a partir de la suma de los asentamientos a corto y largo plazo, se estima un asentamiento total del orden de **34 cm**, estos como se puede observar al comparar con los límites establecidos en la normativa son inadmisibles, debido a que la estructura proyectada está conformada como una estructura con construcciones colindantes, por ello tiene un asentamiento máximo permisible de **15 cm**, y como se puede observar con los resultados obtenidos hasta el momento **no se cumple** con esta condición.

Tabla 12. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación, establecidos en las NTC-DCC-RCDF-2017

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

Derivado de los análisis realizados anteriormente, se puede observar que el único criterio que no cumple ante una revisión de estados límite de servicio (*ELS*) son los asentamientos, esto nos lleva a una posible solución, la cual es aumentar la profundidad del cajón debiéndolo llevar por el estado de esfuerzos a una compensación casi total, sin embargo, para poder realizar esta solución, se tendría que llevar al cajón a una profundidad mayor, esto implica agregar al menos una losa más por debajo del cajón de estacionamiento, que a su vez trae consigo una mayor carga, además de que debido al aumento de las presiones horizontales sobre los muros del cajón, estos deban aumentar su espesor y por ende de igual manera representa un aumento en la carga transmitida al suelo; considerando estos efectos en un análisis simplista sin mayor profundidad en el aumento de la carga real del cajón, se tendría

que llevar al mismo a una profundidad aproximada de **5 m**, esta solución a su vez representa la necesidad de realizar una evaluación rigurosa del proceso constructivo del mismo.

III.3 Sistema de cimentación mixto

Como se concluyó en el análisis previo, se deberá pensar en una solución diferente o complementaria al cajón de cimentación para controlar los asentamientos excesivos que se están presentando en el sistema, para ello y debido a que podría resultar contraproducente llevar al cajón a una profundidad mucho mayor, se ha decidido optar por una solución más sencilla de realizar constructivamente hablando, esto converge en realizar un análisis para una cimentación mixta, la cual estará constituida por un cajón de cimentación con pilotes.

Ahora bien, este sistema de pilotes tendrá la función de mitigar o controlar únicamente asentamientos, ya que como se pudo observar, ante condiciones de capacidad de carga el cajón de cimentación cumple satisfactoriamente ante diferentes evaluaciones de seguridad, como el realizado ante un análisis de esfuerzos permisibles y estados límite de falla, es por ello que el sistema complementario estará enfocado únicamente a dar solución a los asentamientos excesivos a largo plazo que presenta el cajón.

Para ello, la cantidad de pilotes tal y como lo indica el reglamento, deberá ser la suficiente para soportar la carga viva media que transmite la estructura a la cimentación. Una ventaja significativa de este sistema será que podrá presentar un comportamiento acorde al del entorno, es decir, presentará compatibilidad de asentamientos debidos a la consolidación regional.

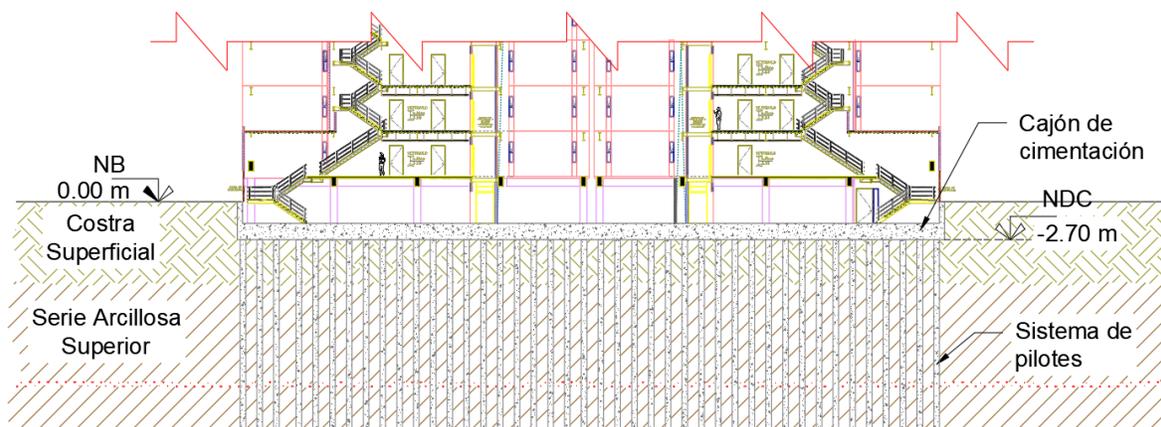


Figura 31. Corte esquemático del sistema mixto de cajón de cimentación con pilotes

III.3.1 Análisis del estado límite de falla

Como se mencionaba anteriormente, estos pilotes coparticipan para soportar las cargas actuantes, esto ayuda al cajón de cimentación a disminuir sus asentamientos. Debido a que se considera que estos elementos estarán trabajando al límite, cualquier incremento de cargas respecto a las de diseño deberá ser absorbido por la losa del cajón de cimentación.

Dado que deberán ser diseñados a la falla, se empleará directamente el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes a través de las consideraciones consignadas en las normas (análisis de estado límite), de modo que se satisfagan las cargas de servicio del sistema que no compense el cajón de cimentación, es decir, las cargas netas, para ello se deberá cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{\sum Q F_c}{N_p} < R \quad (23)$$

siendo $\sum Q F_c/N_p$ la suma de las acciones verticales ante una condición de carga media, es decir, serán las cargas de servicio que no compense el cajón de cimentación, sobre el número de pilotes N_p , dada la naturaleza de las cargas a considerar, el reglamento establece un factor de carga igual a la unidad para estas solicitaciones de trabajo.

Por su parte, el segundo miembro de la expresión R representa la capacidad de carga por punta C_p más la capacidad de carga por fricción C_f del elemento considerado en el terreno, en este caso se determinará la capacidad de carga por pilote individual con comportamiento predominantemente cohesivo a través de las siguientes expresiones:

$$C_p = (c_u N_c F_R + p_v) A_p \quad (24)$$

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i \quad (25)$$

donde, P_p es el perímetro del pilote, F_R es el factor de reducción que para esta estimación deberá ser igual en resistencia por fricción a 0.65 , sin embargo, al considerar que estos elementos serán hincados a percusión y que en ellos se requerirá de perforación previa en los primeros metros del pilote, se deberá considerar para esos casos en la capacidad de carga por fricción un factor de reducción de 0.45 hasta la profundidad donde se realice la perforación previa, para tal efecto se considerará la perforación previa del suelo con un diámetro no mayor a 0.75 del ancho del pilote, por su parte, para la capacidad de carga por punta se considerará un factor de reducción de 0.35 como lo establece el reglamento. m es el número de estratos considerados a lo largo del fuste del pilote, α_i corresponde al coeficiente de adherencia lateral elemento-suelo del estrato i , c_{ui} será la cohesión aparente determinada en un ensaye triaxial no-consolidado no-drenado en cada estrato y L_i , es la longitud determinada del pilote correspondiente al estrato i .

Para esta solución se evaluará un sistema de pilotes cuadrados desplantados a **24 m** de profundidad, dejando así una longitud efectiva de pilotes de **21.3 m**, los cuales tendrán un ancho **B** de **40 cm**, y una perforación previa hasta **14 m** para poder pasar los lentes arenosos que se presentan a lo largo de la SAS sin provocar mayor afectación a las estructuras colindantes, por lo que, aplicando los conceptos anteriores se estima una capacidad portante por pilote del orden de **367 kN/pilote**; considerando que la estructura presenta una carga viva media del orden de **166486 kN** y que el cajón compensa una carga de **103250 kN**, el sistema deberá soportar una carga aproximada de **61250 kN**, requiriendo así un total de al menos **167**

pilotes, los cuales al ser utilizados para una condición de control de asentamientos, serán distribuidos en planta de manera uniforme.

III.3.2 Análisis del estado límite de servicio

Al igual que en el caso del cajón como sistema de cimentación, se deberá determinar los asentamientos a corto y largo plazo, sin embargo, dado que los mayores asentamientos se presentarán en la SAS debido a su carácter altamente compresible, resulta práctico y ha generado aproximaciones adecuadas para zonas lacustres en la CDMX el análisis propuesto por el profesor *E. Tamez*. Este método considera que la carga se distribuye en la masa de suelo dentro de una pirámide truncada cuyas caras laterales tienen una pendiente de 1:4 (*h:v*) desde la superficie hasta el nivel de desplante de los pilotes, adicionalmente, a partir del desplante de los pilotes hasta el estrato que presente mayor rigidez, la relación resulta de 1:2 (*h:v*). De este modo el incremento de esfuerzos se evalúa a la profundidad media de cada estrato ubicado por debajo de la punta de los pilotes.

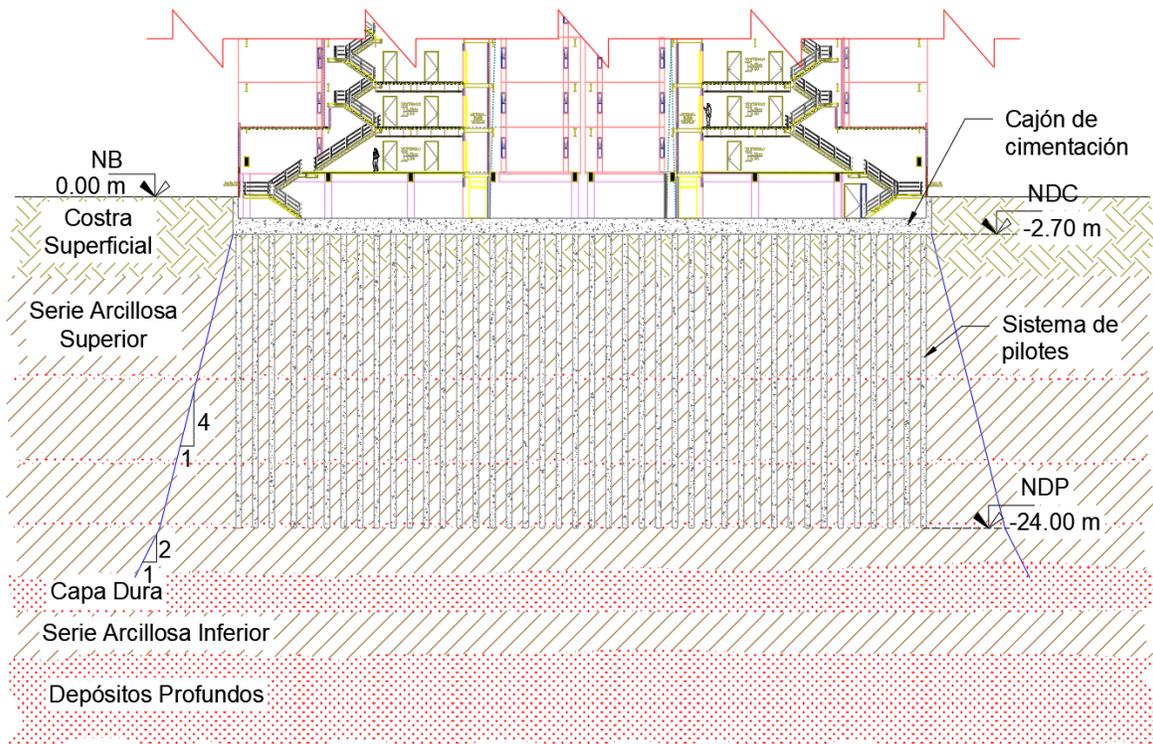


Figura 32. Distribución de esfuerzos (Método E. Tamez)

Ahora bien, para el cálculo de los asentamientos a corto y largo plazo se emplearán las ecuaciones establecidas en el capítulo de asentamientos para el cajón de cimentación, sin embargo, bajo las condiciones establecidas en esta hipótesis el esfuerzo transmitido por los pilotes tendrá que considerarse atenuado por la distribución piramidal de la solución de *Tamez*, para establecer esta disminución de esfuerzos deberá considerarse la siguiente expresión:

$$\Delta q = \frac{q_{estructura}}{\left(B + \frac{l_p}{2} + \frac{h}{2}\right) \left(L + \frac{l_p}{2} + \frac{h}{2}\right)} \quad (26)$$

siendo Δq el nuevo valor del esfuerzo atenuado por la distribución de esfuerzos a estratos profundos, $q_{estructura}$ la carga vertical de la estructura, B la longitud del lado transversal del cajón de cimentación, L la longitud del lado longitudinal del cajón, $l_p/2$ la longitud de los pilotes afectada por la distribución de *Tamez* y $h/2$ el espesor libre entre la punta de los pilotes y el estrato rígido, que en este caso será la *Capa Dura*.

Aplicando las expresiones previas para el cálculo de asentamientos (ecuaciones 20, 21 y 22), se llega a un asentamiento aproximado de **2 cm** para condiciones de corto plazo producto de la recompresión del suelo, por su parte, se obtiene un asentamiento del orden de **12 cm** para el análisis a largo plazo, por lo que el asentamiento total que presentará la estructura será aproximadamente de **14 cm**, los cuales de acuerdo con el criterio establecido por la norma en la tabla 12, se indica que para construcciones colindantes el asentamiento máximo permitido será de 15 cm, por lo que se puede afirmar que este sistema de cimentación ante condiciones de *ELS cumple*.

III.3.3 Distribución de pilotes

Ya analizados los diferentes criterios de evaluación de seguridad para el diseño de las cimentaciones, y asegurando que para el reglamento de la Ciudad de México se cumple con el sistema ante condiciones de estados límites de falla y servicio, se establecerá la distribución de pilotes en planta para su ubicación.

Es importante señalar que este análisis de distribución de pilotes debe ser evaluado al mismo tiempo que se realiza la designación de la geometría del pilote (sección transversal y longitud), la estimación de la capacidad de carga y el cálculo de asentamientos, debido a que la distribución de estos elementos se deberá realizar de modo tal que se logre un trabajo individual de los pilotes, de lo contrario se deberá considerar en el cálculo de la capacidad de carga el trabajo como grupo de pilotes.

Cálculo de la separación entre pilotes

Como se mencionó se buscará que los pilotes trabajen como elementos individuales, para ello deberán encontrarse separados uno de otro a determinadas distancias, para el cálculo de la separación mínima entre pilotes se empleará la teoría propuesta por *Tamez* para un conjunto numeroso de pilotes, esta teoría para la determinación de la separación entre elementos toma en consideración la geometría completa del pilote así como la resistencia aportada por el suelo como se expresa en la siguiente ecuación.

$$s_{mín} = \sqrt{\frac{p_i L}{R_c N_c}} \quad (27)$$

donde, s_{min} es la separación mínima entre centro de pilotes, $p_i L$ es el área perimetral de un pilote individual, R_c es la relación de los valores medios de la resistencia al corte no drenada de la arcilla subyacente a la base del prisma envolvente c_b y la resistencia media no drenada de la arcilla adyacente al fuste de los pilotes c_f , y por último, N_c es el factor de capacidad de carga de *Skempton* para una zapata rectangular en arcilla, como se expresa a continuación.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{B}{A} \right) \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \quad (28)$$

En donde las relaciones B/A y D_f/B reflejan la geometría del mecanismo de falla en la base del prisma de suelo envolvente, para este caso deberá considerarse a $D_f = L$, es decir, la profundidad de desplante será la longitud del pilote.

Tras realizar esta expresión, se obtiene que la separación mínima entre centros de pilotes deberá ser de al menos **2.1 m**, para pilotes con un ancho de 40 cm, desplantados a 24 m de profundidad. Como es posible observar, este parámetro de separación es aproximadamente 5.3 veces el lado del pilote, el cual como es evidente es mayor a la relación comúnmente empleada en la práctica de 3 veces el diámetro o lado del pilote, por lo tanto, esta separación resulta más conservadora y será la empleada para el sembrado de pilotes en el área del cajón.

Trabajos previos con los pilotes del sistema de cimentación original

Como se hizo mención en las condiciones adicionales en el terreno, se identificaron los pilotes que eran parte del sistema de cimentación de la estructura original, sin embargo, estos no deberán convivir con el nuevo sistema de cimentación, por ello se deberá evaluar la mejor solución para este caso.

Como primer parámetro se tendrá que tomar la decisión para que estos elementos no presenten intervención alguna con el cajón de cimentación, para ello se presenta la siguiente serie de soluciones:

- Extraer todos los pilotes por completo del sitio.
- Realizar un hincado a mayor profundidad de los pilotes existentes de manera que se asegure su nula participación con el cajón de cimentación; sobre todo en el caso de que llegarán a empotrarse en un estrato rígido, debido a la emersión que presentarían y a los problemas que traerían consigo a la losa del cajón.
- Demoler la sección de pilote existente de manera que se asegure su nula participación con el nuevo sistema de cimentación, y rellenar la sección hueca dejada por el pilote.

De las posibilidades planteadas, se asumió que la menos invasiva y más sencilla de realizar será la opción de demoler la sección del pilote existente, sin embargo, para ello deberá considerarse una longitud de pilote suficiente para asegurar su nula participación de estos elementos en el caso de que llegarán a empotrarse en algún estrato o lente rígido. Como se estableció en el capítulo de hundimiento regional, la velocidad del mismo se determinó del

orden de 5 cm/año , por lo que considerando una vida útil de la estructura de 50 años, se podrá estimar una longitud de pilote del orden de 2.5 m , para el cual resultará conservador asumir que en su totalidad se dará esta reducción del espesor compresible de la SAS, por ello, estos elementos deberán ser descabezados en al menos 2.5 m respecto al nivel actual en el terreno y rellenados los huecos dejados en el paso de los mismos.

Con el proceder anterior, se asegura que los pilotes existentes no presenten participación con el cajón de cimentación planteado, sin embargo, debido a la incertidumbre geométrica que presentan estos elementos con su verticalidad, resultará prudente separar a los pilotes del sistema original a una distancia de 2.1 m con respecto a los del nuevo sistema de pilotes, como se obtuvo a través de la expresión de *E. Tamez*.

Sembrado del nuevo sistema de pilotes

Para el sembrado del sistema de pilotes nuevo, se buscará una relación del centro de cargas con respecto al centro de pilotes muy similar, de manera tal que se logren excentricidades menores a 1.5% , para asegurar un correcto comportamiento del sistema de cimentación con la estructura, para ello se evaluará este concepto a través de la siguiente expresión.

$$e_i = \frac{|dcc_i - dcp_i|}{L_i} \quad (29)$$

donde, e_i representa la excentricidad en cualquiera de los dos sentidos de la estructura, ya sea la dirección transversal o longitudinal, dcc_i es la posición del centro de cargas en cualquiera de los dos sentidos de análisis, dcp_i corresponde a la posición del centro de pilotes en la misma dirección de análisis del centro de cargas y L_i es la longitud del lado analizado.

Ante los criterios expuestos, con la distribución que a continuación se muestra, se llega a valores de excentricidad del orden de 0.97 y 0.1% , en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

A continuación, se muestra la distribución definitiva del sistema de pilotes, donde se resalta en color rojo la huella del cajón de cimentación, la separación entre pilotes, el número total de elementos que componen al nuevo sistema de cimentación, así como los pilotes que forman parte del sistema de cimentación de la estructura original y, por último, se muestra en color verde la sombra de las nuevas estructuras que conformarán al nuevo proyecto.

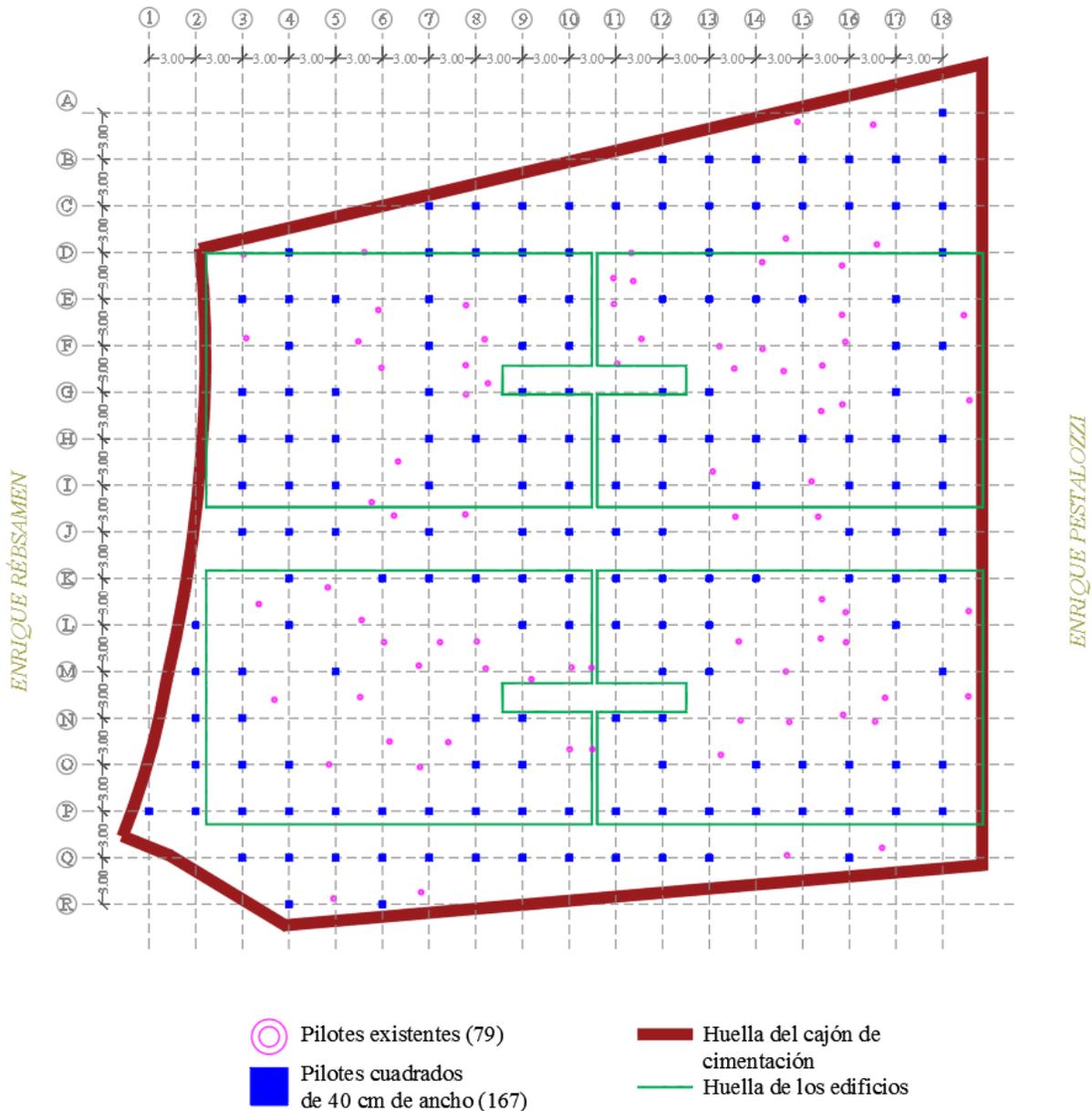


Figura 33. Distribución definitiva de pilotes

IV. CONCLUSIONES

- ✓ Como se pudo observar en este trabajo, todos los cálculos para poder llegar a una solución de cimentación están sujetos a una correcta caracterización del suelo de la zona de estudio, por ello será importante revisar cumplir con los lineamientos establecidos en la normativa local para así al menos contar con la información necesaria para realizar un correcto análisis de la cimentación, sin embargo, siempre será recomendable realizar todas las pruebas posibles en el sitio para así realizar una correcta caracterización del sitio.
- ✓ Será importante que una vez se tenga el modelo geotécnico, se pueda verificar la zona que previamente se idealiza conforme al plano de zonificación geotécnica propuesto por el reglamento, para así cumplir con una investigación del subsuelo acorde al proyecto y sus condiciones en sitio, a su vez, resultará siempre beneficioso para los proyectos ser lo más rigurosos posibles en la cantidad y profundidad de los sondeos que se realicen para así conocer con certeza las condiciones reales del sitio.
- ✓ Como se hacía mención en el inicio, la solución del sistema de cimentación puede ser orientativo a partir de las condiciones estratigráficas del sitio, como lo es su zonificación, o bien, realizar revisiones a partir de sus características arquitectónicas y estructurales iniciales, ello será de gran ayuda para iniciar un primer análisis o propuesta del sistema de cimentación.
- ✓ En determinados casos como es este proyecto, se tiene un sistema de cimentación por analizar debido a las características arquitectónicas del proyecto mismo, como lo fue en este caso el semisótano que se tiene en la estructura y que sirve como primer punto de partida para el análisis de un sistema de cimentación con cajón.
- ✓ Como se menciona en los alcances de este trabajo, el análisis de esta cimentación, está confinado a un análisis puramente estático, sin embargo, siempre será preferible de ser posible realizar un análisis dinámico de la misma, a su vez, siempre será recomendable realizarlo a través de pruebas dinámicas realizadas en el sitio y no sesgarse a un análisis a través de correlaciones con métodos convencionales de exploración como lo es el *SPT* o el *CPT* que podrían dar resultados no muy aproximados al comportamiento real del sistema.
- ✓ Será prudente en el análisis de un sistema de cimentación, realizar varias evaluaciones de seguridad, para así garantizar un correcto comportamiento de la cimentación, estos podrán ser realizados a través de análisis de esfuerzos permisibles, estados límite, métodos numéricos o bien, análisis de probabilidad de falla, como se pudo ver en este trabajo, se limitó al análisis por esfuerzos permisibles y estados límite.
- ✓ En el caso de este trabajo, se consideró la revisión de los estados límite establecidos en la normativa local, sin embargo, no podrán ser considerados como método de diseño en ninguna circunstancia, ya que como se hace mención en las mismas estas

no deberán ser empleadas como manual de diseño, sin embargo, se deberá asegurar el cumplimiento de estas ante condiciones límite de falla y de servicio.

- ✓ En el análisis realizado para verificar la condición del cajón de cimentación, se pudo observar que ante condiciones de capacidad de carga ya sea por revisiones de esfuerzos permisibles o bien revisión de estados límite, se cumple satisfactoriamente ante condiciones de carga estáticas como sísmicas, sin embargo, por parte del estado límite de servicio, se pudo observar que no se cumplen las condiciones establecidas en el reglamento, por lo que se llega a la conclusión de que el cajón de cimentación propuesto a 2.7 m de profundidad no es suficiente para el cumplimiento de dicha condición.
- ✓ Derivado de la condición del cajón ante el *ELS*, se tuvo que realizar una nueva propuesta de cimentación, que fuese capaz de satisfacer un análisis de estados límite de servicio, o bien, como resultado del análisis del cajón de cimentación, se planteó un sistema de cimentación complementario que satisficiera los criterios de asentamientos establecidos en el reglamento.
- ✓ A su vez, cualquier propuesta de sistema de cimentación deberá presentar un buen comportamiento con respecto al entorno, con esto quiero decir, que deberá presentar una compatibilidad de movimientos del subsuelo debidos a la consolidación regional (hundimiento regional), la cual se estimó a lo largo del trabajo con una velocidad aproximada de *5 cm/año*, por lo que la solución que se adoptará deberá ser compatible con este fenómeno.
- ✓ El sistema de cimentación definitivo fue el establecido por un cajón de cimentación complementado por pilotes que ayudarán a disminuir los efectos de asentamientos en el sitio, debidos a la carga estructural que se le transmitirá.
- ✓ El sistema planteado consiste básicamente en un cajón de cimentación desplantado a *2.7 m* de profundidad, con un total de *167 pilotes* los cuales tendrán una geometría cuadrada de *40 cm* por lado, desplantados a una profundidad de *24 m*, distribuidos con una separación entre centro de pilotes de al menos *2.1 m* y estos elementos deberán ser hincados a percusión con una perforación previa que ayude a proteger a las colindancias de *14 m*.
- ✓ En este tipo de trabajos será prudente realizar un monitoreo constante de las colindancias previo, durante y posterior a la construcción del sistema de cimentación, que permitan de manera oportuna realizar una modificación al sistema para así afectar lo menos posible a las estructuras colindantes|.

V. REFERENCIAS

Braja M. Das (2011). "*Principles of Foundation Engineering*". CENGAGE Learning, 7ª edición. Stamford, USA.

Budhu Muni (2011). "*Soil Mechanics and Foundations*". John Wiley & Sons, Inc. USA.

González Enrique, et al. (2015). "*Revisión de los últimos eventos magmáticos del Cenozoico del sector norte-central de la Sierra Madre del Sur y su posible conexión con el subsuelo profundo de la Cuenca de México*". Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, vol. 67.

J. E. Carmona-Álvarez y J. C. Ruge-Cárdenas. (2015). "*Análisis de las Correlaciones Existentes del Ángulo de Fricción Efectivo para Suelos del Piedemonte Oriental de Bogotá Usando Ensayes In Situ*". Tecno Lógicas, vol. 18, no. 35.

Juárez Moisés, et al. (2016). "*Geotechnical Zoning of Mexico Valley Subsoil*". Scientific Electronic Library Online, vol. 17.

Libertad Ysamar (2018). "*Evolución de la Respuesta Sísmica de la Ciudad de México*". (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Miramontes Diego, et al. (2004). "*Cálculo de Esfuerzos y Asentamientos Bajo Cargas Rectangulares Usando Mat-Lab*". Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México.

Mooser F., et al. (1996). "*Nuevo Mapa Geológico de las Cuencas de México, Toluca y Puebla*". Comisión Federal de Electricidad, México.

RCDF (2005). "*Programa Delegacional de Desarrollo Urbano de Benito Juárez*". Gobierno del Distrito Federal.

RCDF (2017). "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*". Gobierno de la Ciudad de México.

RCDF (2017). "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*". Gobierno de la Ciudad de México.

Rivera Rigoberto, López German (1998). "*Diseño y Construcción de Cimentaciones Profundas*". Facultad de Ingeniería UNAM, División de Educación Continua, México.

Tamez Enrique (2001). "*Ingeniería de Cimentaciones*". TGC Geotecnia, México.

Terzaghi Karl, et al. (2002). "*Soil Mechanics In Engineering Practice*". John Wiley & Sons, Inc. New York.

VI. ANEXOS

VI.1 Perfiles estratigráficos PANDA

A continuación, se muestran los perfiles estratigráficos *PANDA* determinados en sitio, con los cuales se construyó el perfil completo mostrado en la figura 18.

MKE, INGENIERÍA DE SUELOS, S.A. DE C.V. SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

PROYECTO: EDIFICIO PESTALOZZI

SONDEO: PA-1

UTM: 483408,2145417

FECHA: JULIO, 2019

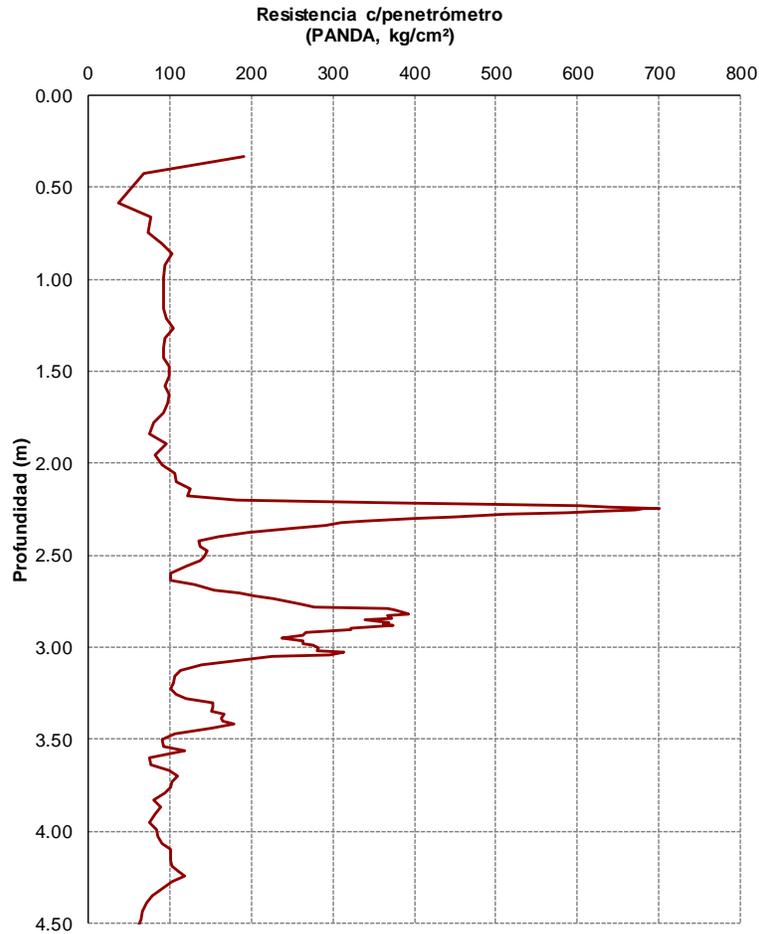


Figura 34. Perfil estratigráfico PA-1

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

SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

PROYECTO: EDIFICIO PESTALOZZI

SONDEO: PA-2

UTM: 483394,2145416

FECHA: JULIO, 2019

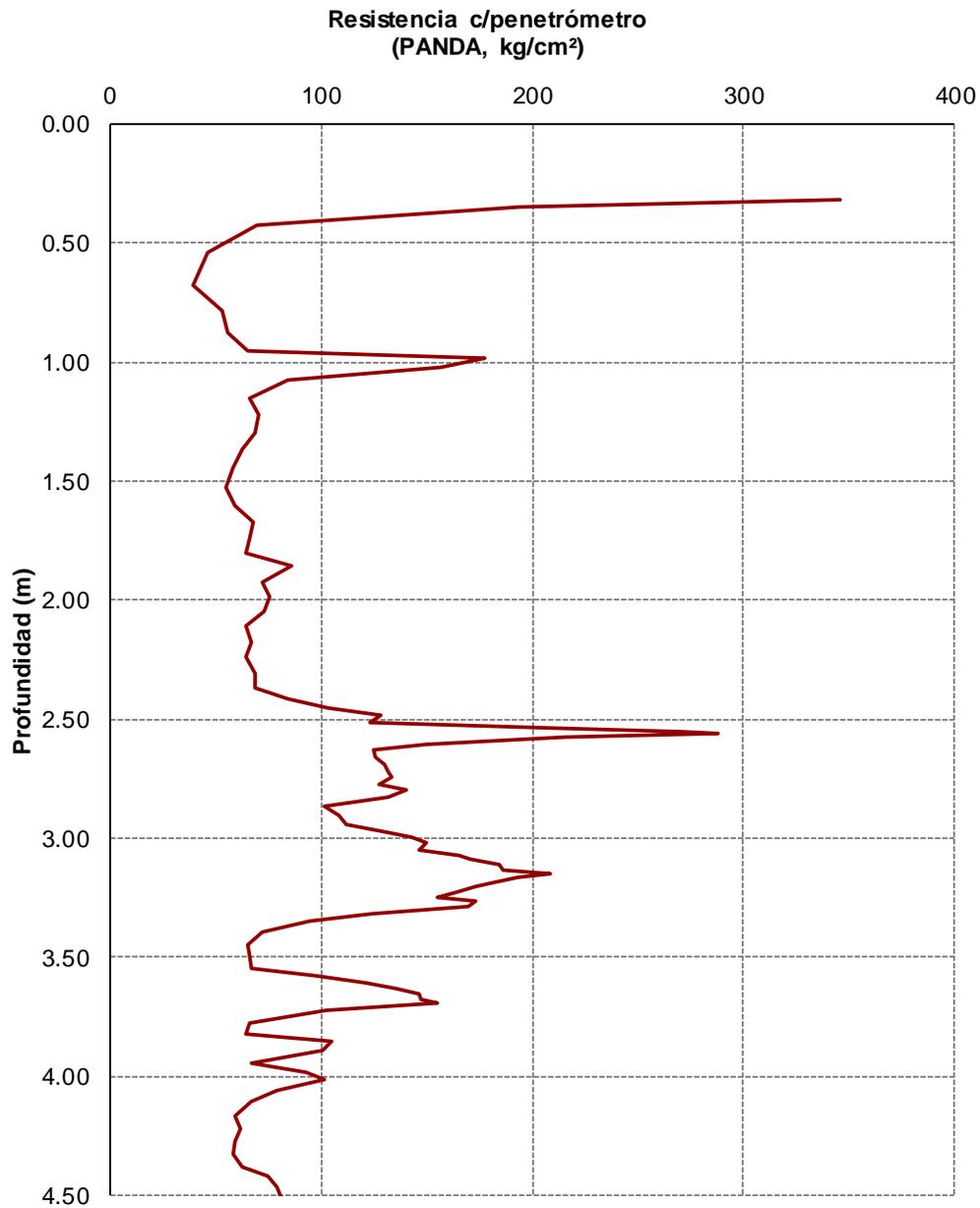


Figura 35. Perfil estratigráfico PA-2

MKE, INGENIERÍA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

PROYECTO: EDIFICIO PESTALOZZI

SONDEO: PA-3

UTM: 483408,2145405

FECHA: JULIO, 2019

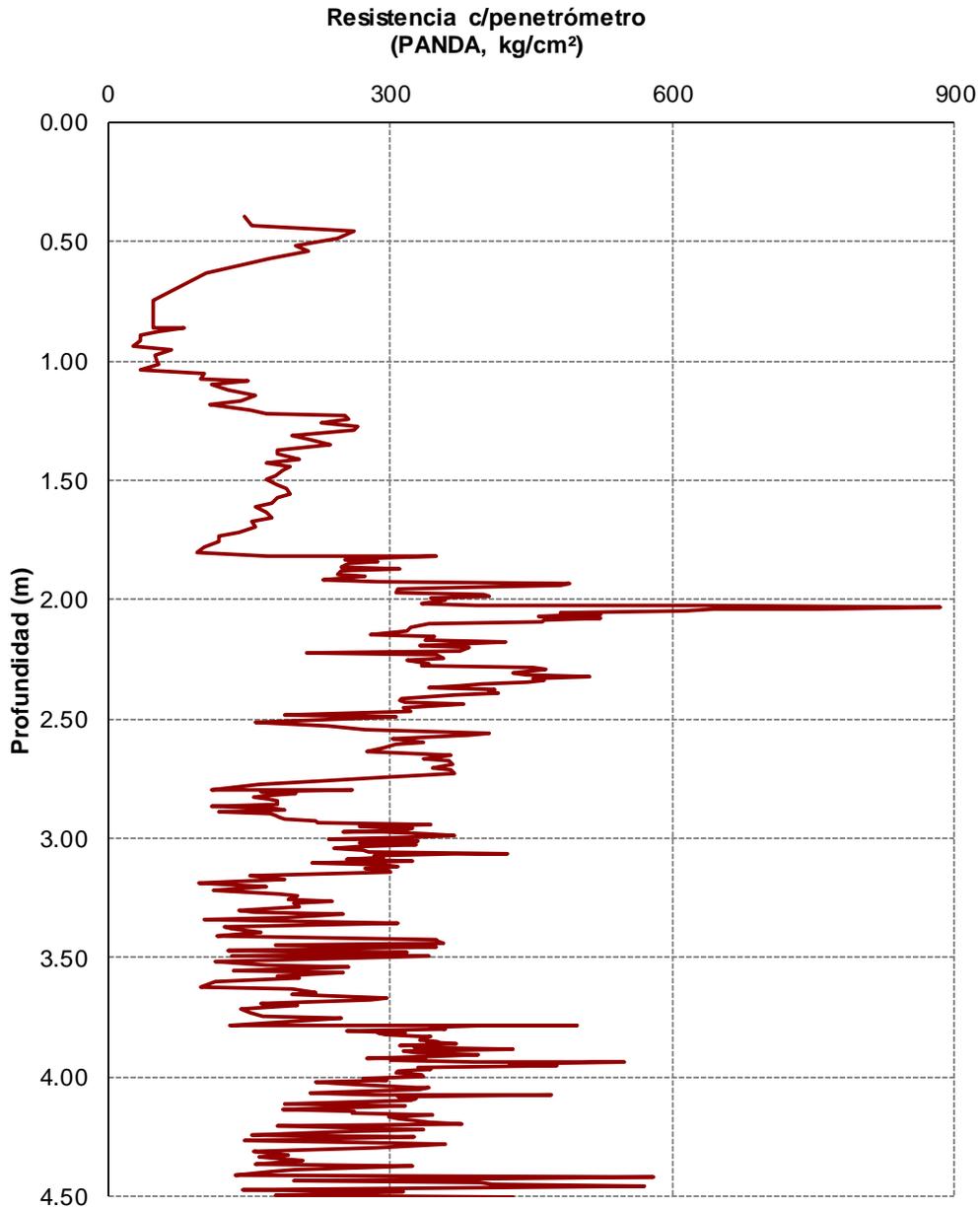


Figura 36. Perfil estratigráfico PA-3

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

SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

PROYECTO: EDIFICIO PESTALOZZI

SONDEO: PA-4

UTM: 483392,2145390

FECHA: JULIO, 2019

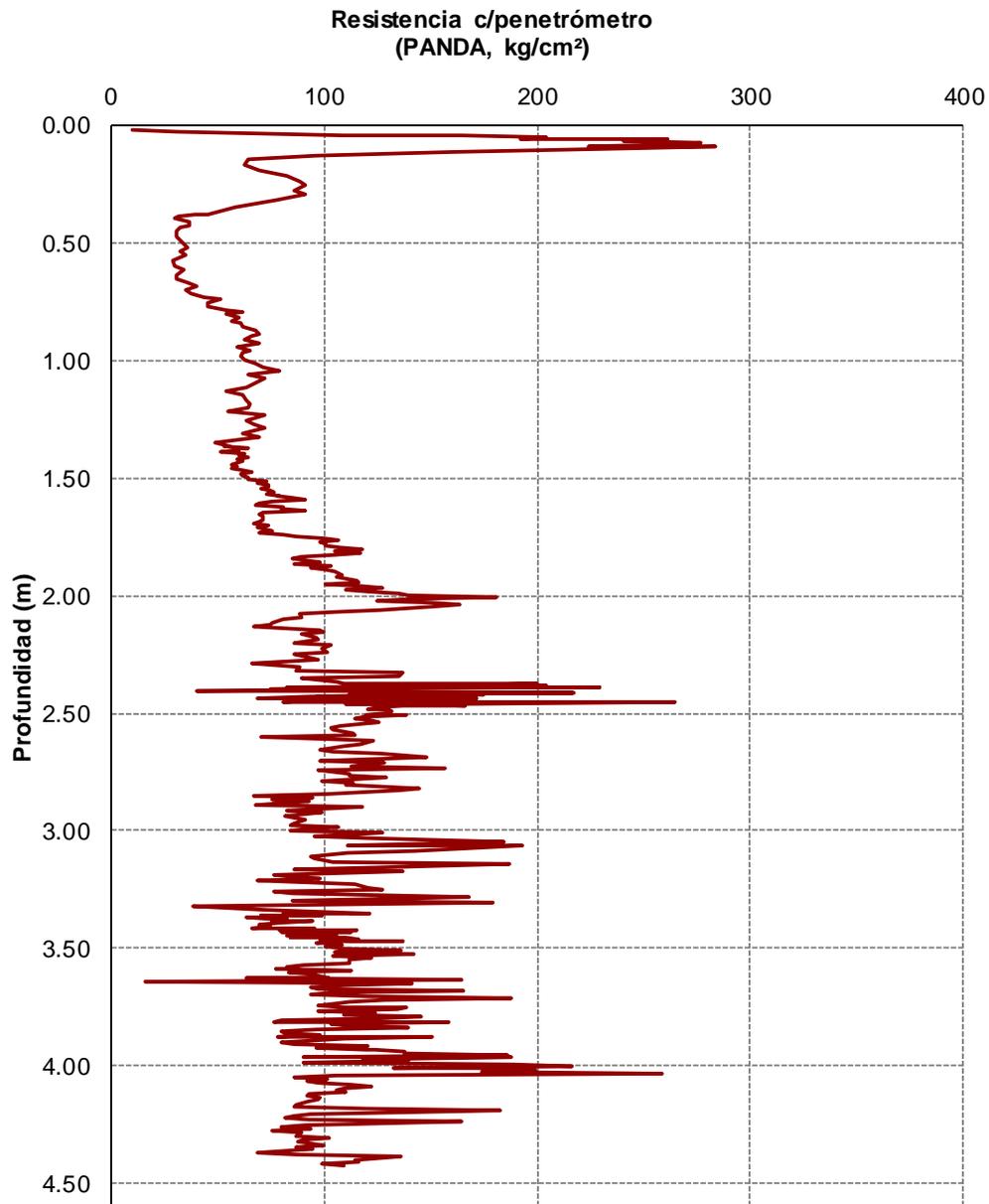


Figura 37. Perfil estratigráfico PA-4

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

SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

PROYECTO: EDIFICIO PESTALOZZI

SONDEO: PA-5

UTM: 483389,2145405

FECHA: JULIO, 2019

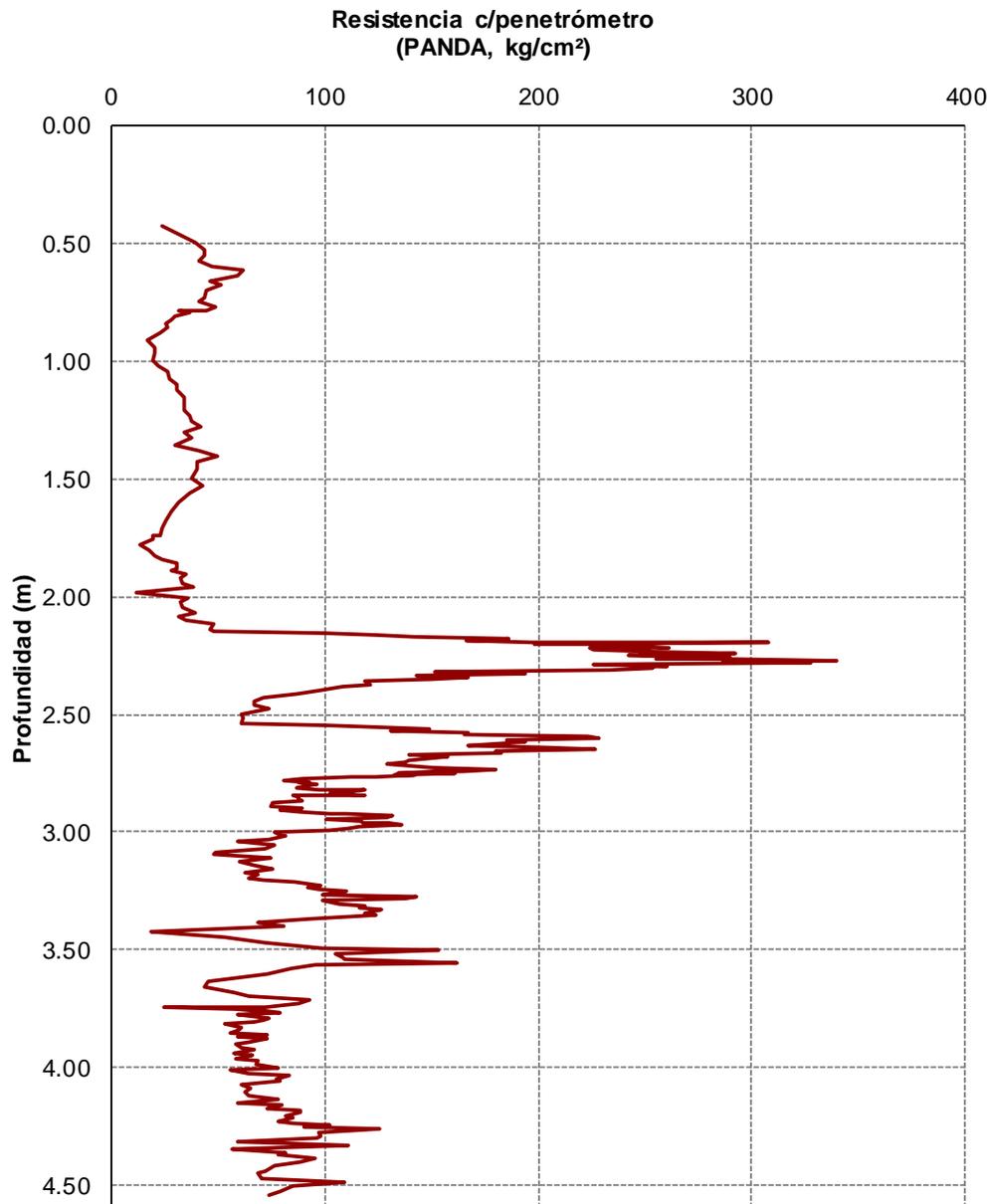


Figura 38. Perfil estratigráfico PA-5

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

SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

PROYECTO: EDIFICIO PESTALOZZI

SONDEO: PA-6

UTM: 483379,2145398

FECHA: JULIO, 2019

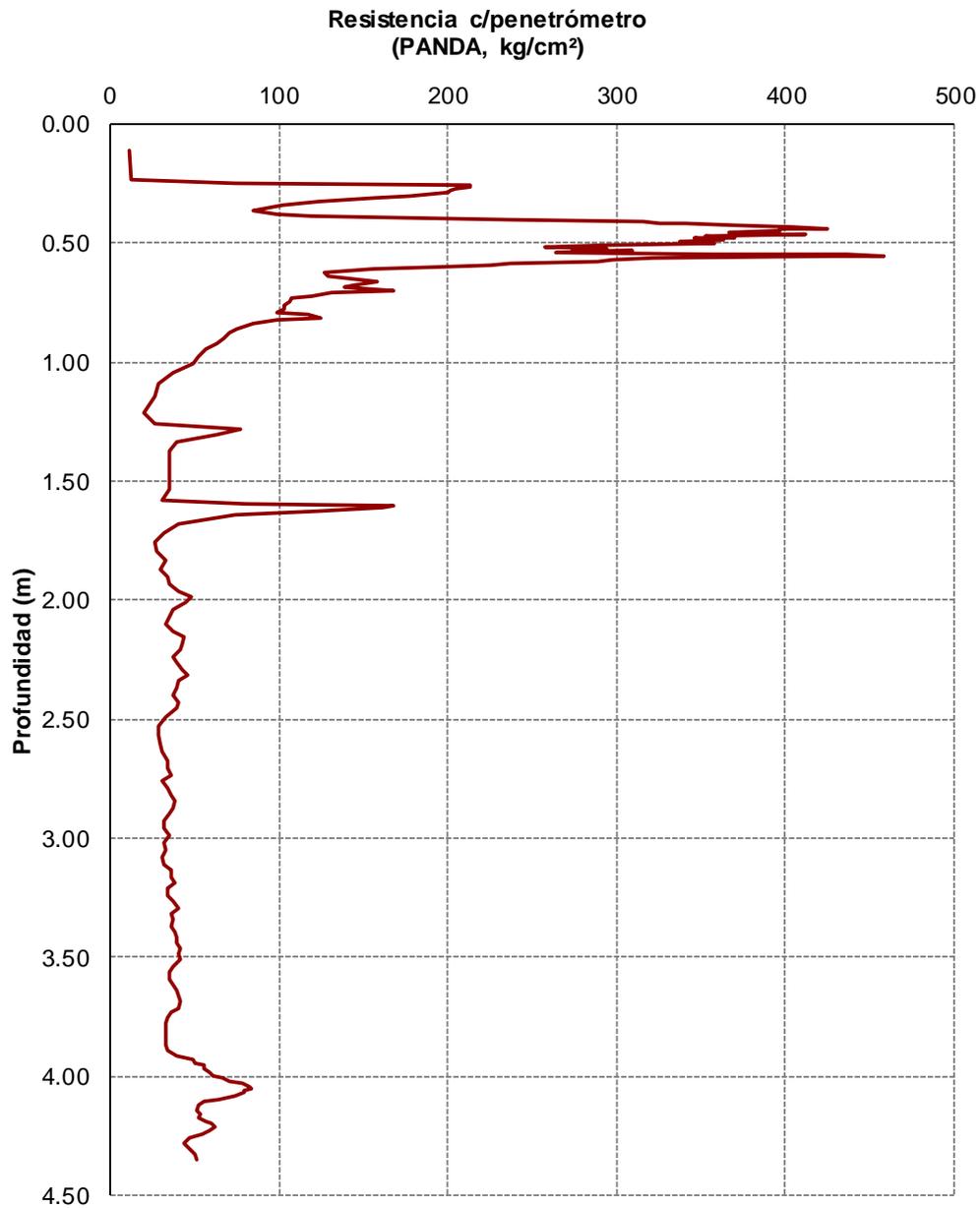


Figura 39. Perfil estratigráfico PA-6