



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA
DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL
STARMÉDICA , UBICADO EN EL EDO.
DE MÉXICO.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

CHRISTOFHER ÁNGEL MONTES DE OCA
MARTÍNEZ

DIRECTOR DE TESIS:

ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO



MÉXICO D.F.

CIUDAD UNIVERSITARIA 2009



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/132/07

Señor
CHRISTOFHER ÁNGEL MONTES DE OCA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA, UBICADO EN EL EDO. DE MEXICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO
 - II. MODELO Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO
 - III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
 - IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 18 de Enero del 2008.
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA
GGZ/RSU/gar.

DEDICATORIAS:

A la mujer que me dio la vida y luchó junto a mí día a día, gracias mamá por tu apoyo incondicional, tu amor y tu carácter, solo te puedo decir dos cosas “jefa” muchas gracias por todo nunca te podre recompensar por todo lo que me diste y te llevare siempre en mi corazón.

A mis abuelos que aunque ya no están conmigo físicamente pero su amor siempre estará en espíritu.

A toda mi familia porque en todo momento ha estado ahí en mi auxilio y apoyo, gracias por su cariño y consejos.

AGRADECIMIENTOS:

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por recibirme en sus aulas y darme la oportunidad de aprender y desarrollarme durante mi carrera.

A la Facultad de Ingeniería, por todo el conocimiento que me aportó y todas las oportunidades que me brindó en mi carrera.

Al Ing. Carlos Chávarri Maldonado que siempre ha sido un pilar muy importante en el auxilio de los estudiantes de la Facultad de Ingeniería, gracias por dirigir mi tesis y espero seguir contando con usted.

A todos los profesores de la Facultad Ingeniería que me dieron la oportunidad de conocerlos y me compartieron de sus experiencias y conocimientos.

A todos mis amigos, saben cómo soy, lo que simbolizan en mi vida y cuanto valoro su amistad, gracias por todo lo que me han compartido, dado y enseñado. Nunca olvidare todos esos momentos de dicha que viví y espero contar con ustedes durante todo el tiempo que el destino lo quiera.

ÍNDICE GENERAL.

<u>INTRODUCCIÓN</u>	6
CAPITULO I. <u>TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO</u>	8
I.1 El sitio y sus alrededores.....	8
I.2 Exploración geotécnica.....	10
I.3 Ensayes de laboratorio	18
CAPITULO II. <u>MODELO Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO</u>	19
II.1 Marco geológico.....	19
II.2 Caracterización regional del sitio.....	19
II.2.1 Zonificación geotécnica.....	19
II.2.2 Hundimiento regional.....	21
II.2.3 Periodo dominante del terreno.....	21
II.3 Estratigrafía y propiedades.....	21
II.3.1 Rellenos.....	22
II.3.2 Arcilla.....	23
II.4 Condiciones piezométricas.....	23
II.5 Consideraciones sísmicas.....	24
II.6 Solución de cimentación.....	25
II.7 Condiciones de carga.....	29

II.7.1	Análisis de compensación.....	30
II.8	Capacidad de carga.....	31
II.9	Revisión por falla de fondo por subpresión.....	33
II.10	Interacción suelo-estructura.....	34
II.11	Deformaciones verticales.....	36
II.12	Estabilidad de las excavaciones.....	37
II.13	Presión horizontal en muros del cajón---.....	38
II.14	Presión de contacto.....	39
CAPITULO III. <u>PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</u>		40
III.1	Drenaje superficial.....	40
III.2	Hincado de pilotes.....	43
III.3	Excavación y construcción del cajón.....	47
III.4	Monitoreo.....	50
CAPITULO IV. <u>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>		55
ANEXO I <u>RESULTADOS DE LABORATORIO</u>		59
ANEXO II <u>BAJADA DE CARGAS DEL PROYECTO</u>		76
<u>BIBLIOGRAFÍA</u>		80

INTRODUCCIÓN

En una primera parte el propósito que persigue esta tesis es presentar un análisis geotécnico, realizado en un predio de aproximadamente 1500 m², el cual se ubica en el Bordo de Xochiaca en Ciudad Netzahualcóyotl, estado de México, en este sitio se desarrollará el proyecto integral de un edificio destinado para uso médico. El proyecto consiste en la construcción de una estructura de 6 niveles cuya planta baja ocupará toda la superficie del predio y las restantes serán de menor dimensión.



Croquis de localización.

El estudio geotécnico sigue una metodología y se basa en las normas nacionales y normas de asociaciones técnicas internacionales, se estudiarán las condiciones del subsuelo, se

llevará a cabo el muestreo de los materiales, la determinación de las propiedades físicas y mecánicas tanto en campo como en laboratorio. Consiguiendo así definir la estratigrafía del sitio e identificar los estratos de interés para poder cumplir con las demandas que exige el proyecto ejecutivo.

En una segunda parte esta tesis tiene como propósito proponer con base en el estudio geotécnico una solución de cimentación, que sea eficiente para el proyecto y ofrezca seguridad durante su período de construcción y a lo largo de su vida útil, detallando los criterios a seguir para su diseño y construcción.

Para conseguir los propósitos que se enuncian anteriormente, la presente tesis se encuentra dividida en los siguientes capítulos:

CAPITULO I. TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO.- En este primer capítulo se recopila toda la información necesaria in situ, se valora el entorno del predio y se obtienen las características físicas y mecánicas del subsuelo mediante sondeos y pruebas de laboratorio realizadas a las muestras inalteradas conseguidas en campo, todo esto nos permite realizar perfiles estratigráficos de la zona, obtener propiedades índice de los materiales y formarnos un criterio de cuál es el estado en el que se encuentra el predio.

CAPITULO II. MODELO Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO.- Esta parte tiene como finalidad mostrar un marco geológico, apoyándose en características regionales y en zonificaciones geotécnicas ya establecidas, y una vez conjuntando toda esta información con la obtenida en laboratorio formar una estratigrafía más general. Una vez teniendo todos datos no servirán como bases para poder aplicar las teorías de carga correspondientes y poder proponer una solución de cimentación adecuada que cumpla con las condiciones de carga y este dentro de los parámetros de deformaciones a largo y corto plazo. Cumpliendo con los factores de seguridad que estipula la ley.

CAPITULO III. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO. Explica los diversos procedimientos, sistemas y detalles que deberán realizarse y ser tomados en cuenta durante el proceso de construcción de la cimentación de la estructura.

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. Se mencionan los resultados relevantes obtenidos en el desarrollo del trabajo y se hacen breves comentarios para facilitar el manejo del proyecto a un futuro.

Finalmente se muestra la bibliografía y los anexos para complementar la información, los cuales muestran los resultados de las pruebas que se le realizaron a las muestras inalteradas obtenidas en campo a las distintas profundidades y la bajada de cargas de la estructura proporcionada por el proyectista.

CAPITULO I.

TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO.

I.1 El sitio y sus alrededores

Como parte inicial de los trabajos se realizó una visita al sitio con objeto de hacer un reconocimiento y observar las características y estado que guarda actualmente el lugar, así como sus alrededores.

Durante el recorrido se observó que el predio corresponde con una fracción de lo que en el pasado reciente, constituyó un tiradero de basura. Actualmente esta zona está siendo conformada para dar paso a desarrollos, principalmente de uso comercial.



La zona se ubica en los terrenos ocupados en el pasado por el lago de Texcoco, caracterizado por una gran extensión sensiblemente horizontal, susceptible a inundaciones estacionales. Durante las últimas décadas ésta zona se ha venido ocupando paulatinamente por estructuras de diversa índole, hasta quedar casi totalmente urbanizada. Durante ésta urbanización ha sido conformado el terreno mediante la colocación de rellenos, muchas veces sin control.



Las construcciones existentes en la periferia de la zona son en general ligeras y de uso habitacional y de pequeño comercio, principalmente. Se infiere que el tipo de cimentación en que descansan estas construcciones son principalmente zapatas desplantadas sobre los rellenos colocados, o bien cajones desplantados sobre el terreno natural.



La inspección visual de las estructuras, vialidades e instalaciones de la zona, muestra claros daños asociados a asentamientos diferenciales generados por la gran compresibilidad del subsuelo.

I.2 Exploración geotécnica

INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

Con objeto de observar las características y composición de los materiales del subsuelo, se realizaron cinco sondeos exploratorios (SE); dos de ellos de tipo mixto, utilizando la técnica de penetración estándar (SPT) en los rellenos superficiales y el hincado del cono eléctrico (SCE), en los suelos blandos subyacentes. En los tres SE restantes únicamente se utilizó la técnica SPT ya que la exploración se limitó al paquete de rellenos superficiales. Estos trabajos se complementaron con un sondeo de muestreo selectivo (SMS), del que se obtuvieron muestras inalteradas

A través de los SE se investigaron los materiales del subsuelo hasta 70 m de profundidad siguiendo la norma D 1585-67 para la prueba SPT en los rellenos superficiales y la norma D 3441-75T para el hincado del cono eléctrico en los suelos blandos subyacentes; ambas normas de la ASTM.



La técnica SPT permite evaluar de forma cualitativa la resistencia de los materiales a la penetración, mediante el número de golpes N_{spt} necesarios para hincar el penetrómetro estándar, además de obtener muestras alteradas del subsuelo del sitio en toda la profundidad explorada, en tramos continuos de 60 cm con el penetrómetro. Por su parte con el SCE se registra la resistencia del suelo a cada 10 cm en una celda de carga instalada en el extremo inferior de la sarta de perforación, datos que son digitalizados por un aparato receptor.



Con los resultados de los SE se construyó un perfil estratigráfico, definiendo las profundidades de muestreo inalterado. La recuperación de las muestras inalteradas de los estratos representativos se realizó mediante el hincado a presión de tubos de pared delgada (tubos Shelby), colocados en la parte inferior de las barras de perforación.

Las muestras recuperadas de los trabajos de exploración fueron empacadas y enviadas al laboratorio para su estudio.

Durante la ejecución de los SE y posterior observación del barreno realizado, se buscó la posición del nivel de aguas freáticas utilizando para ello una sonda eléctrica.

La ubicación de los SE realizados se indica de manera esquemática en la figura 1; las columnas de los perfiles estratigráficos determinados a partir de los trabajos de exploración y resultados de las pruebas de laboratorio, en las figuras 2 a 6.

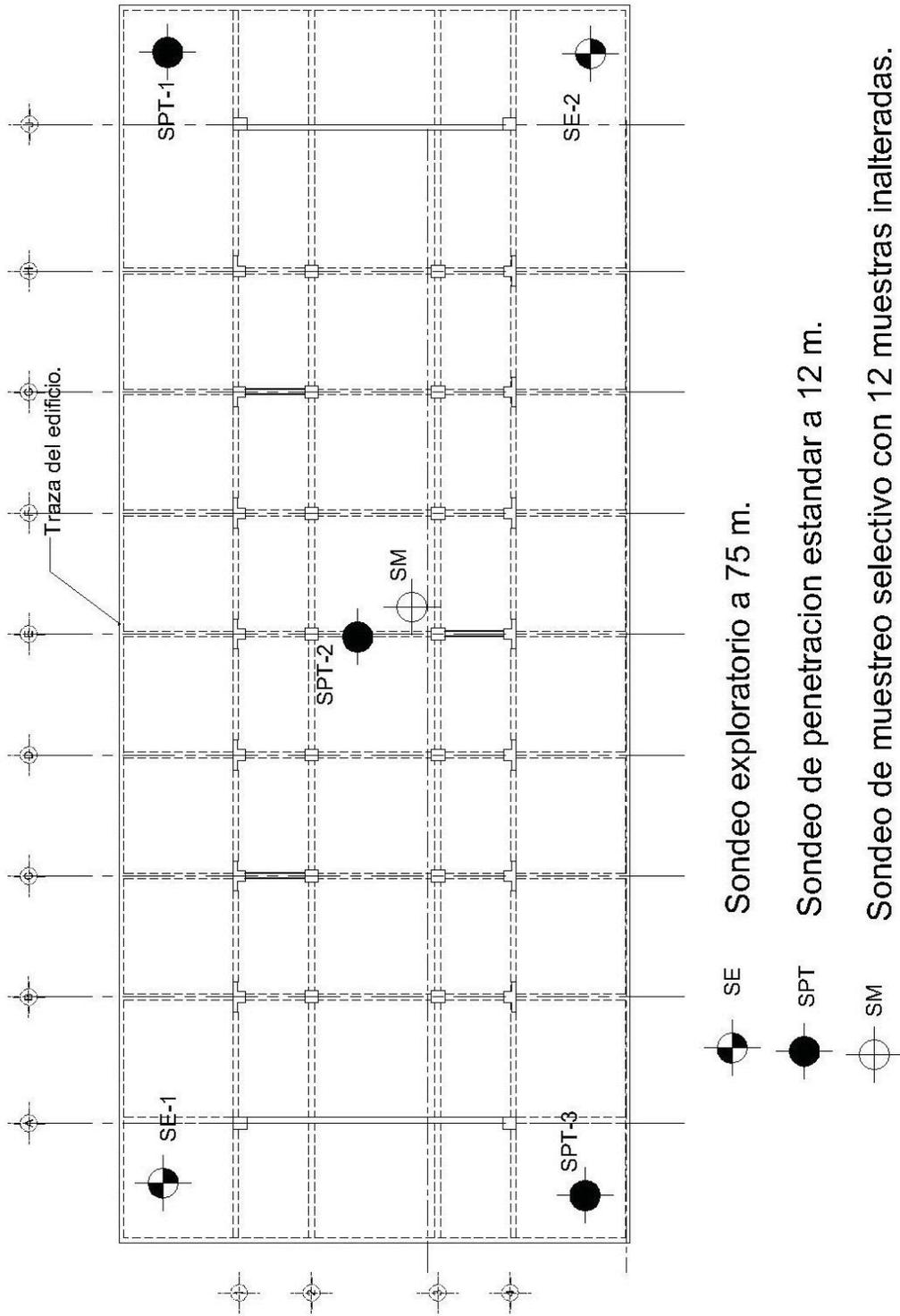


Figura No. 1

REGISTRO DE SONDEO CON CONO ELECTRICO

PROYECTO: HOSPITAL XOCHIACA

SONDEO: SC-1

UTM:

FECHA: Julio, 2007

ELEVACION:

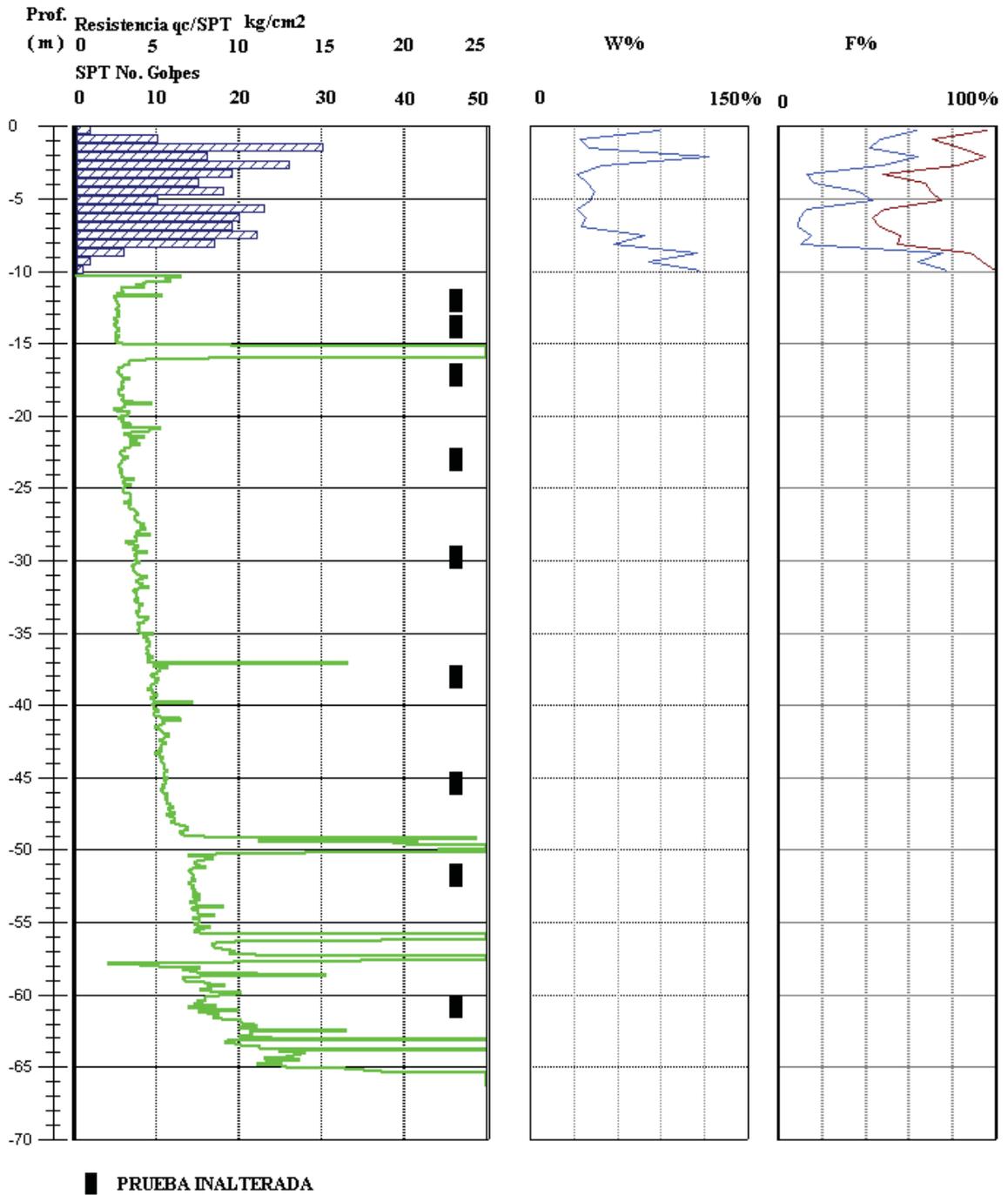


Figura 5. Perfil estratigráfico SC-1

REGISTRO DE SONDEO CON CONO ELECTRICO

PROYECTO: HOSPITAL, XOCHIACA

SONDEO: SC-2

UTM:

FECHA: Agosto, 2007

ELEVACION:

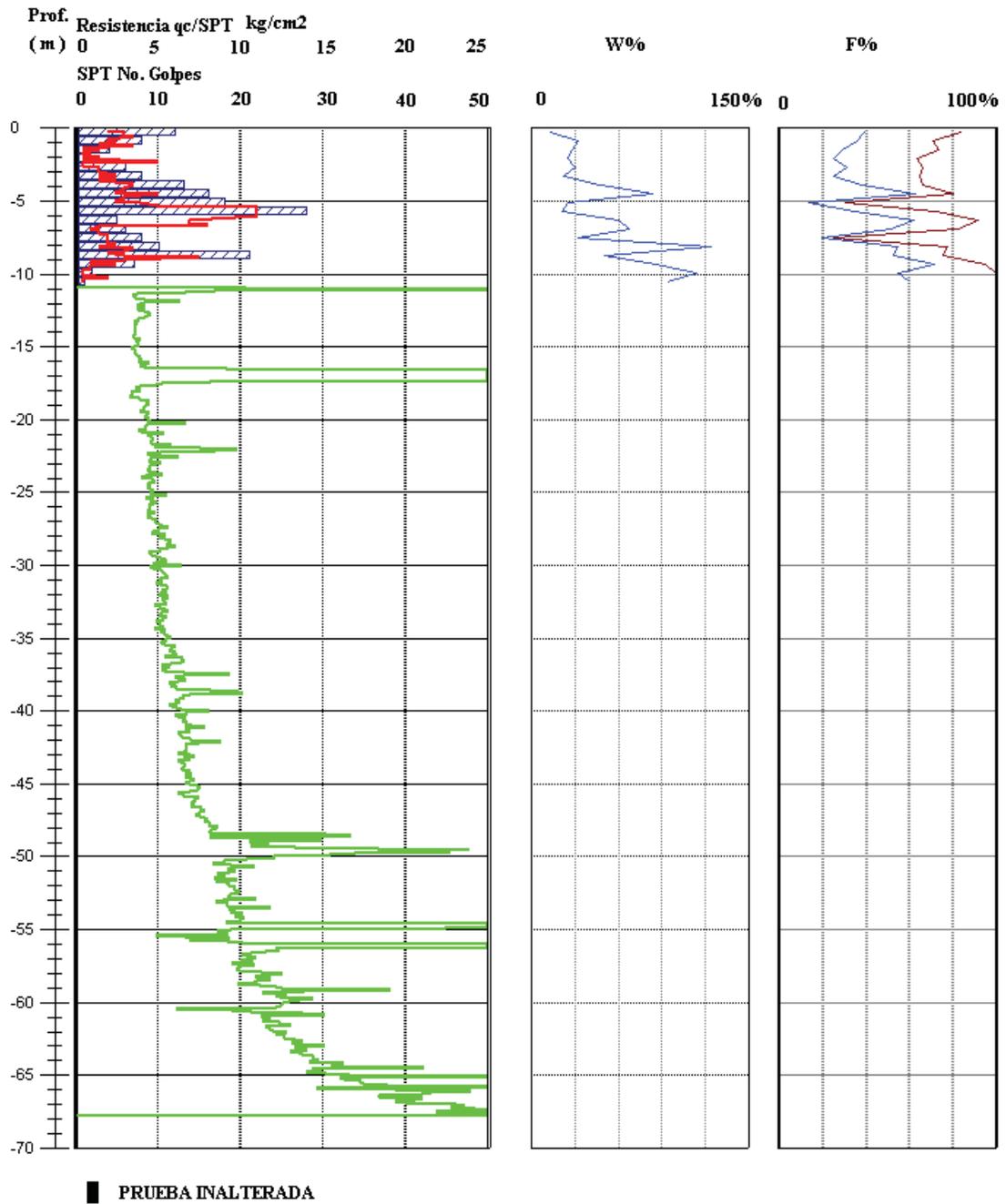


Figura 6. Perfil estratigráfico SC-2

I.3 Ensayes de laboratorio

INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

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

- Contenido de humedad natural.
- Contenido de finos.

Con estos resultados se identificó la naturaleza de los materiales, utilizando para ello el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Adicionalmente, en muestras seleccionadas se determinaron las siguientes propiedades:

- Densidad de sólidos.
- Granulometría por mallas.
- Límites de consistencia.
- Peso volumétrico natural.

Las muestras inalteradas obtenidas, del sondeo selectivo, fueron enviadas al laboratorio para su proceso. En las probetas labradas se realizaron las siguientes pruebas mecánicas:

- Compresión simple.
- Compresión triaxial rápida.
- Consolidación unidimensional.

Los gráficos y resultados de los ensayos efectuados en laboratorio se consignan en el Anexo I, algunos de los resultados se incluyen también en los perfiles estratigráficos.

CAPITULO II.

MODELO Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO.

II.1 Marco geológico

La Cuenca de México, cuyas partes centrales y suroccidentales ocupa el área urbana de la Ciudad de México a la altura promedio de 2,240 msnm, se localiza en el borde meridional de la Mesa central del Sur, sobre el cual se formó un tramo de la Zona Neo volcánica Transmexicana, esencialmente durante el Plioceno-Holoceno. La Cuenca está alargada en dirección NNE-SSW con longitud de aproximadamente 100 km y anchura de unos 30 km. Delimitada en el norte por la Sierra de Pachuca, en el oriente por la Sierra de Río Frío y por la Sierra Nevada, en el sur por la Sierra de Chichinautzin y en el poniente por el Volcán Ajusco y la Sierra de las Cruces.

La Cuenca de México es endorreica de desagüe artificial y pertenece a las planicies escalonadas que forman parte del Arco Volcánico Transmexicano (AVT). Se formó al cerrarse el antiguo Valle de México como resultado de su obstrucción por la actividad andesítico-basáltica que edificó la Sierra de Chichinautzin al sur de la ciudad. El drenaje natural interrumpido, desde la región de la Sierra de Pachuca hacia la cuenca hidrográfica del Río Amacuzac en el sur, propició la formación de un lago al norte de la Sierra Chichinautzin y su azolvamiento paulatino, acompañado por eventos volcánicos cortos locales. El azolve o relleno cubrió discordantemente el terreno de topografía severamente disectada, por lo que tiene una variación notable en su espesor en sentido lateral; no obstante, en términos generales, los espesores aumentan desde el norte hacia el sur, alcanzando en la parte central de la Cuenca unos 200 m, mientras que en el sur unos 500 a 600 m. El relleno está formado por material volcánico retrabajado, interestratificado con tobas que se interdigitan con depósitos netamente lacustres hacia las partes centrales de la Cuenca. El sitio de estudio así como la mayor parte de la zona conurbada de la Ciudad de México está edificada sobre estos depósitos lacustres.

II.2 Caracterización regional del sitio

Con objeto de establecer las condiciones regionales que caracterizan a la zona de estudio, se recopiló la mayor información posible, encontrando lo siguiente:

II.2.1 Zonificación geotécnica

El predio se asocia con la zona IIIId según la zonificación geotécnica del RCDF (figura 7). Esta zona lacustre está constituida por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Las capas arenosas son por lo general medianamente compactas a muy compactas cuyo espesor varía de centímetros a varios metros.

Esta secuencia lacustre suele estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, material desecado y rellenos artificiales heterogéneos; el espesor de ésta secuencia en el sitio es del orden de 70 m, a partir de donde se presentan materiales aluviales muy compactos.

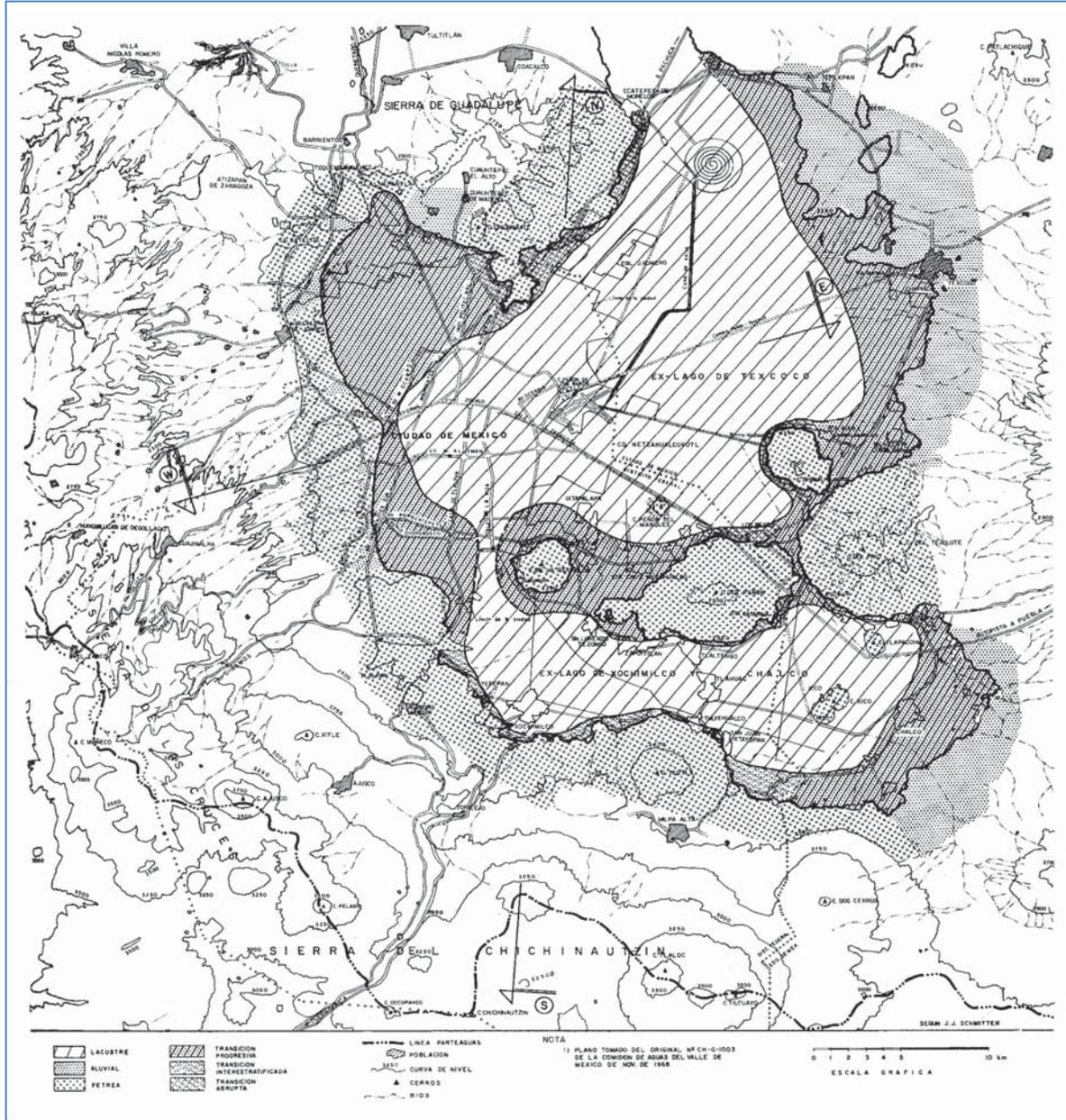


Figura 7. Regionalización Geotécnica.

II.2.2 Hundimiento regional

INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

De acuerdo con la información existente en relación con los bancos de nivel que controla el Sistema de Aguas de la Ciudad de México, de acuerdo con las nivelaciones realizadas en el periodo del año de 1992 al 2005, la zona de estudio presenta una velocidad de hundimiento promedio de la superficie del orden de 30 cm/año.

II.2.3 Periodo dominante del terreno

Por las características de consistencia y espesor que ofrecen los materiales del sitio, se considera que el periodo dominante de vibración del suelo se ubica en el orden del 4.0 s, adicionalmente, se ha observado que para los suelos de la zona de Lago y Transición del valle de México, la velocidad de hundimiento V_h puede correlacionarse con el periodo dominante de vibración del suelo T_s . Ello debido a que ambas características del suelo son función principalmente de su espesor y consistencia.

La expresión que relaciona ambas propiedades se expresa como,

$$V_h = 2 T_s^{1.9}$$

Aplicando esta relación, se tiene que para la velocidad de hundimiento reportada, el periodo de vibración del suelo asume valores de 4.2 s.

Se destaca que por sus características el subsuelo del sitio presenta muy alta amplificación dinámica ante un evento sísmico de consideración.

II.3 Estratigrafía y propiedades

Con base en los trabajos de exploración y los resultados de laboratorio, se estableció la secuencia estratigráfica que caracteriza al sitio.

La estratigrafía observada en el sitio corresponde con una capa de rellenos heterogéneos de tipo sanitario con espesor de máximo registrado de 10.8 m, sobre depósitos arcillosos de gran espesor de consistencia muy blanda, intercaladas con delgadas capas de arenas de muy alta compacidad.

A una profundidad cercana a los 65 m se detectan materiales de consistencia dura a muy dura formados por limos arenosos y arenas finas compactas.

La secuencia estratigráfica determinada con los sondeos realizados se describe a continuación detallando las unidades que lo forman.

II.3.1 Rellenos

En algunas áreas estos materiales están cubiertos por una capa endurecida de arena arcillosa o limosa, piedras aisladas y cascajo, que constituye la superficie de rodamiento. Ésta capa presenta un espesor variable en el rango de 0.10 a 1.5 m.

Los resultados de las pruebas realizadas en éstos materiales indican contenidos de humedad en el rango de 15 a 120 %, sin embargo el promedio se ubica en el orden de 40%. Por su parte, el contenido de finos se ubica en el rango del 5 al 80%, los que al igual que el contenido de humedad, los mayores valores se presentan a profundidad. Las partículas con tamaño de gravas o mayores alcanzan un contenido máximo del 70%.

Al igual que en las demás propiedades la dispersión en los valores de resistencia durante la prueba SPT es muy amplia, arrojando valores máximos de 25 golpes y disminuyendo hasta hacerse nula en algunos tramos.

Debido a la naturaleza tan heterogénea de éstos materiales, como único parámetro confiable con base en los resultados de las calas volumétricas y demás pruebas realizadas se le asigna un peso volumétrico de 1.25 t/m^3 . No es posible asignar parámetros geomecánicos a ésta unidad, sin embargo, durante la conformación de la zona, se observan cortes verticales de hasta aproximadamente 5 m.

Por otro lado aunque la naturaleza cohesiva de este tipo de materiales no ha sido probada es razonable pensar que existe un valor que contribuye a su resistencia al esfuerzo cortante. Lo anterior se basa en la observación de cortes verticales de altura considerable en los predios cercanos.

El espesor detectado en ésta unidad se ubica en el rango de 10 a 10.8 m.



II.3.2 Arcilla

Bajo los rellenos, se presenta una capa de arcilla de color gris verdoso, con horizontes de arena fina. La resistencia a la penetración del cono eléctrico varía de 2.5 a 7.5 kg/cm².

Esta capa presenta un espesor casi constante de aproximadamente 70 m y se encuentra ligeramente preconsolidada.

El contenido de agua varía de 200 a 457 % con un valor medio de 350 %.

Las propiedades determinadas en el laboratorio a partir de las probetas labradas en material inalterado, fueron las siguientes:

<i>Propiedades</i>	<i>M-1</i>	<i>M-2</i>	<i>M-3</i>	<i>M-4</i>	<i>M-5</i>	<i>M-6</i>	<i>M-7</i>	<i>M-8</i>	<i>Unidades</i>
Profundidad, z	12.45	18.35	23.45	29.95	38.2	46.4	53.1	60.45	m
Peso Volumétrico, γ	1150	1138	1157	1149	1119	1116	1165	1220	kg/m ³
Resistencia a la compresión simple, q_{uu}	2.5	0.9	1.8	1.9	2	2.1	3.6	0.8	kg/m ²
Cohesión aparente, c_{uu}	1.3	1.2	1.2	1.1	1.7	2.3	2.7	3.9	kg/m ²
Angulo de fricción interna, ϕ_{uu}	0	0	0	0	0	1	1	2	grados
Módulo de deformación elástica, M_e	0.0571	0.0625	0.0568	0.0714	0.1034	0.0865	0.111	0.1818	cm ² /kg

II.4 Condiciones piezométricas

Con base en las mediciones efectuadas con sonda eléctrica en los barrenos realizados con la ejecución de los SE, se estableció el nivel de aguas freáticas coincide con la superficie del terreno.



Para el diseño geotécnico se consideró que el comportamiento del agua en el subsuelo obedece a una distribución de presiones hidrostáticas.

II.5 Consideraciones sísmicas

Con base en la ubicación del sitio (zona IIIId) y siguiendo los lineamientos establecidos por las NTC del RDCDF, siempre que se utilice el análisis dinámico modal para el análisis estructural, la configuración del espectro de diseño sísmico estará definido por las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{l|l|l} a=a_0+(c-a_0) (T/T_a); & \text{para} & T < T_a \\ a=c & \text{para} & T_a < T < T_b \\ a=c (T_b/T)^r & \text{para} & T > T_b \end{array}$$

siendo c el valor del coeficiente sísmico que se asocia con la máxima ordenada espectral y a_0 el coeficiente de aceleración del terreno, respectivamente.

Los parámetros T_a y T_b son los periodos característicos que acotan la meseta de máximas aceleraciones en el espectro de diseño y r el exponente que define la caída del espectro.

Con base en las características de los materiales que forman el subsuelo del sitio, se considerado al terreno como del tipo IIIId, con periodo de vibración natural superior a 4.0 s.

De acuerdo con la zona a la que pertenece el sitio y tipo de terreno considerando, los valores que asumen las variables en la construcción del espectro de diseño son los siguientes:

Coefficiente sísmico	c	0.30
Coefficiente de aceleración del terreno	a_0	0.10
Límite inferior de la meseta espectral	T_a	0.85 s
Límite superior de la meseta espectral	T_b	4.2 s
Exponente para la caída del espectro	r	2

Para la revisión sísmica de estructuras del grupo B, la aceleración espectral para el análisis dinámico puede estimarse directamente de la figura 8 en función de su periodo fundamental; para estructuras del grupo A las aceleraciones espectrales deberán incrementarse en 50%.

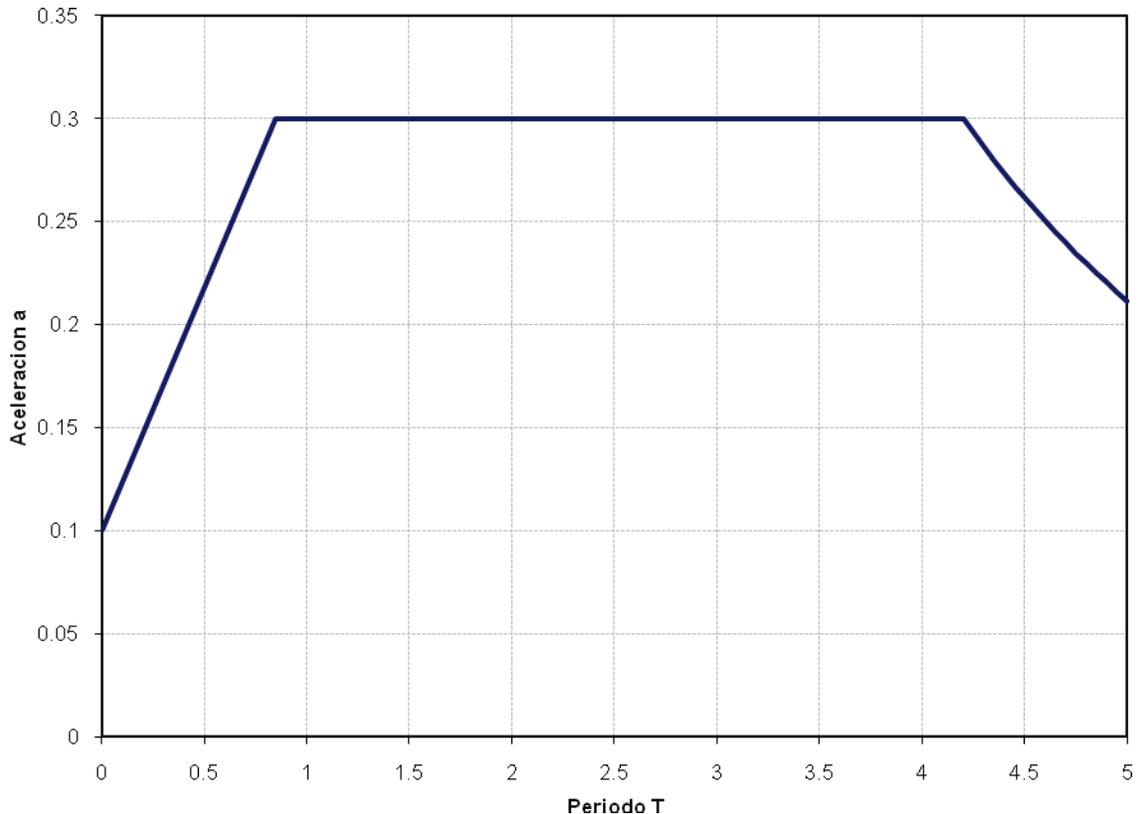


Figura 8. Espectro de diseño sísmico.

II.6 Solución de cimentación

De acuerdo con las alternativas de cimentación analizadas y discutidas con el comité de construcción, se decidió utilizar como sistema de cimentación un cajón estanco que compense totalmente la carga impuesta por el peso de la estructura e instalaciones. El cajón presentará un sobre-ancho perimetral de 3 m y se desplantará a 4.5 m de profundidad sobre una capa de tezontle de 1 m de espesor.

Debido a las incertidumbres en el comportamiento de los rellenos superficiales, se reforzarán éstos mediante el hincado de pilotes apoyados en la capa de arena ubicada a 15 m de profundidad (figuras 9 y 10). Los pilotes incluirán una extensión metálica en la punta que permita limitar la carga aplicada por ésta a un máximo de 10 toneladas. Este refuerzo del terreno se realizará en toda el área de desplante del edificio, considerando en ella un sobreancho en el rango de 1.35 a 1.85 m (fig. 11).

Se destaca que los pilotes solo representan un refuerzo del terreno y por tanto no estarán ligados estructuralmente con el cajón.

El cajón estará formado por elementos estructurales que garanticen la rigidez necesaria para asegurar una correcta distribución de los esfuerzos en la superficie de apoyo.

A continuación se citan las condiciones de carga asumidas para la estructura proyectada, las características con que debe cumplir la cimentación, así como las condiciones de resistencia y deformación que rigen para el diseño.

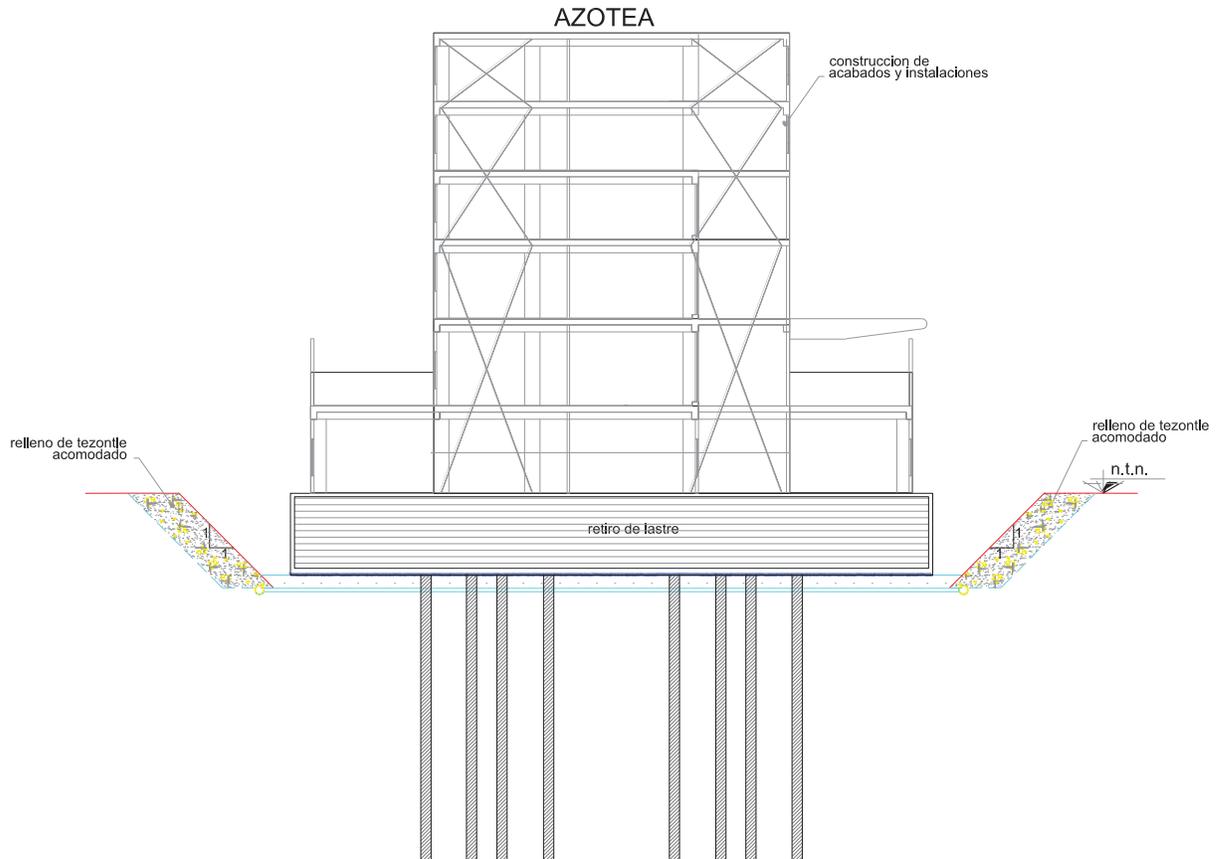


Figura 9. Cajón de Cimentación

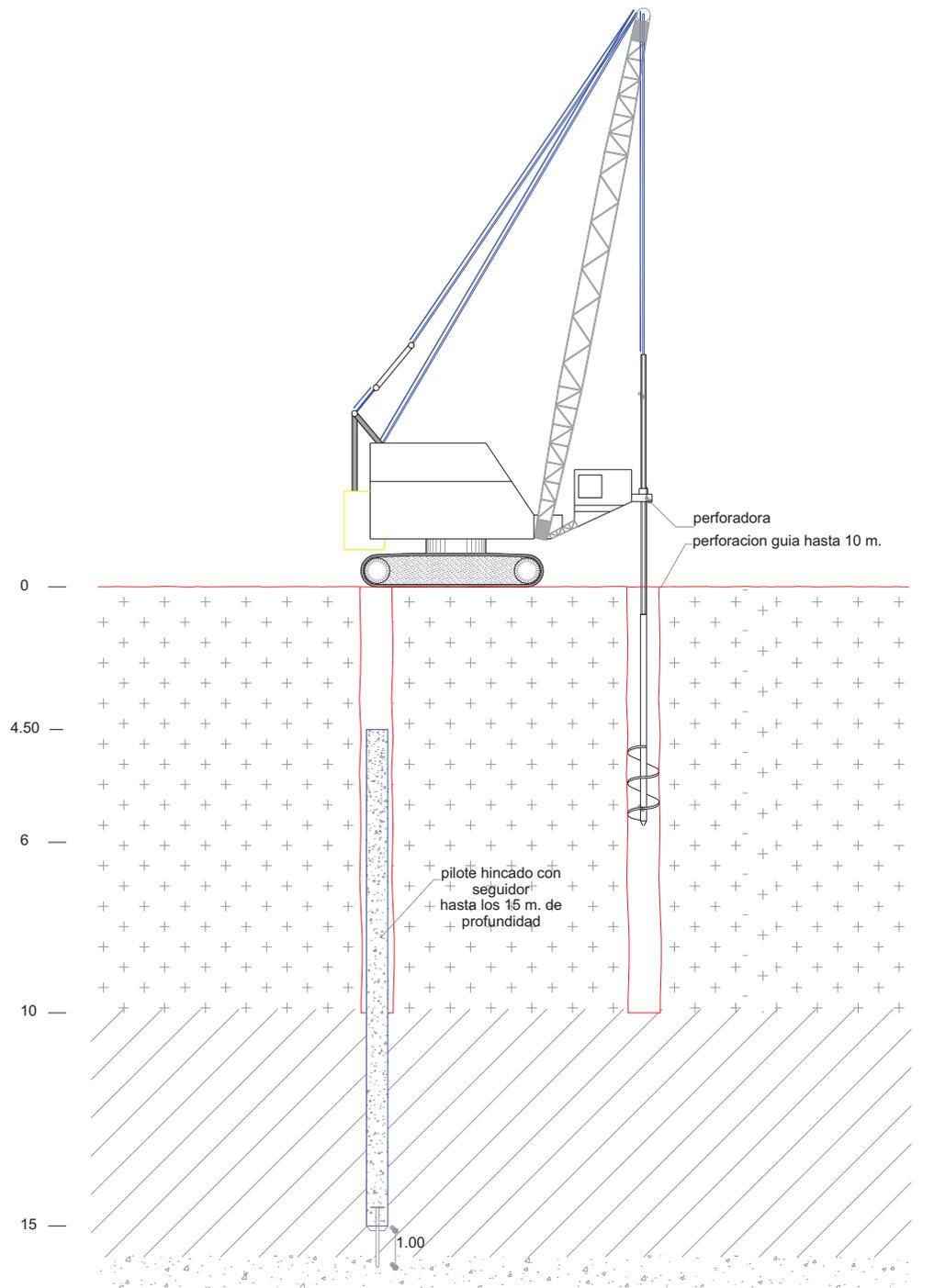


Figura 10. Colocación de pilotes cortos.

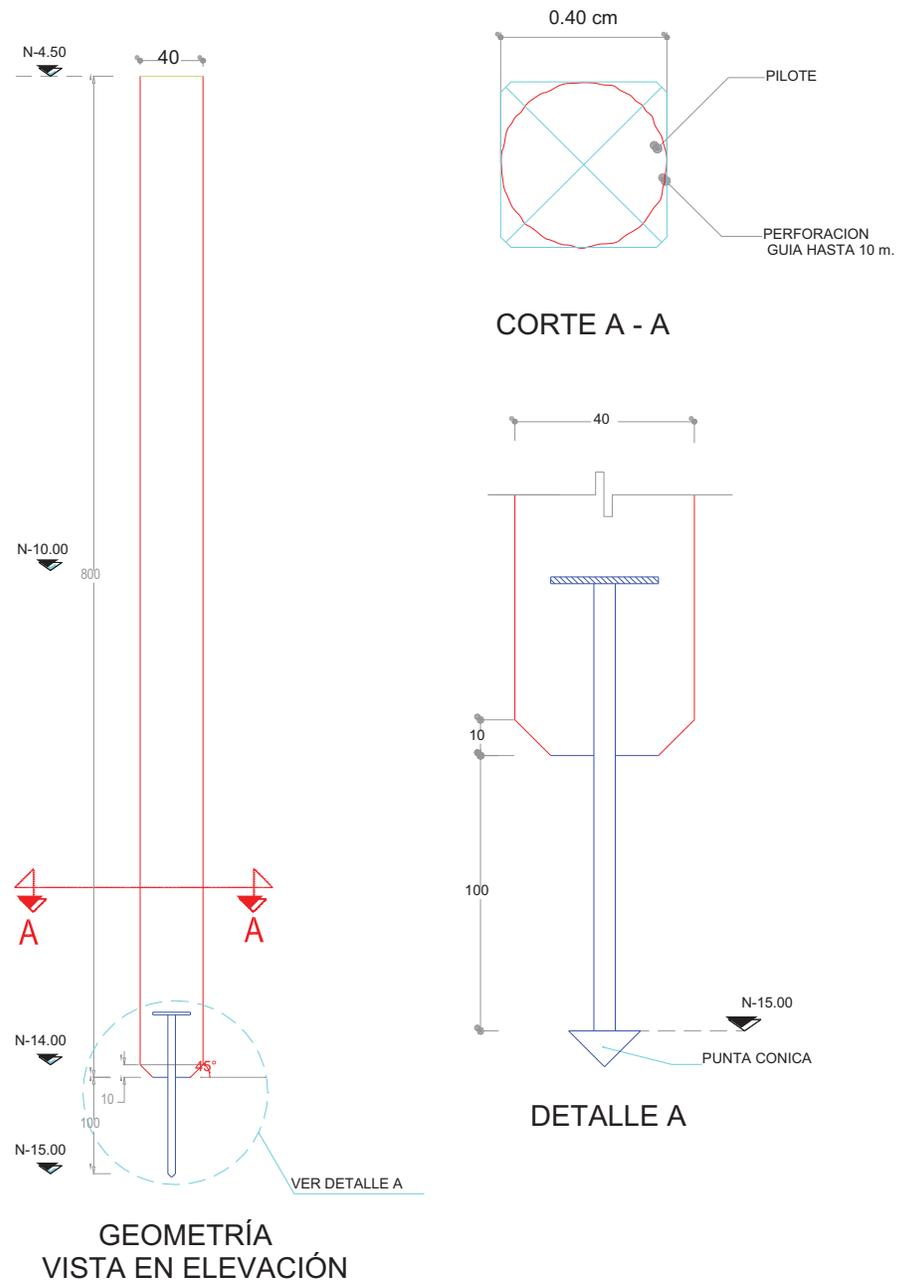


Figura 11. Detalle de pilotes cortos.

II.7 Condiciones de carga

INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM

La magnitud de las cargas de diseño proporcionadas por FT alcanza 4710 t, para condiciones de carga permanente y de 4090 t para carga accidental, a las que habrán de sumarse 2.4 t/m^2 por peso propio del cajón.

Considerando las dimensiones en planta del cajón, se tiene que el esfuerzo aplicado en el desplante ante condiciones de servicio resulta de 5.5 t/m^2 .

El análisis de bajada de cargas indica excentricidades irrelevantes en el comportamiento del edificio, pues una excentricidad permanente puede generar asentamientos diferenciales y el consecuente desplome del edificio.

Ante acciones sísmicas los momentos resultantes de volteo y cortante basal reportadas por FT acusan valores de 18,391 t-m y 1067 t en la dirección larga (x) y de 18,253 t-m y 1046 t en la dirección corta (y).

Para evaluar los esfuerzos generados en el suelo bajo condiciones de carga accidental, se ha considerado al cajón de cimentación como un elemento rígido y aplicado la ecuación de la escuadría,

$$W = q_0 \pm \frac{Mx}{I_y} \pm \frac{My}{I_x}$$

donde q_0 son los esfuerzos verticales que produce la estructura, x, y son las coordenadas del punto de interés y los parámetros I_x e I_y representan a los momentos de inercia evaluados con respecto a los ejes centroidales.

Bajo estas consideraciones y realizando la combinación del 100 y 30% de la intensidad de los momentos en direcciones ortogonales, se infiere que los esfuerzos máximo q_{max} y mínimo q_{min} , que la estructura transmite al terreno de desplante bajo condiciones de carga accidental son los siguientes:

$$q_{max} = 8.36 \text{ t/m}^2$$

$$q_{min} = 1.90 \text{ t/m}^2$$

El detalle de la bajada de cargas se consigna en el anexo II.

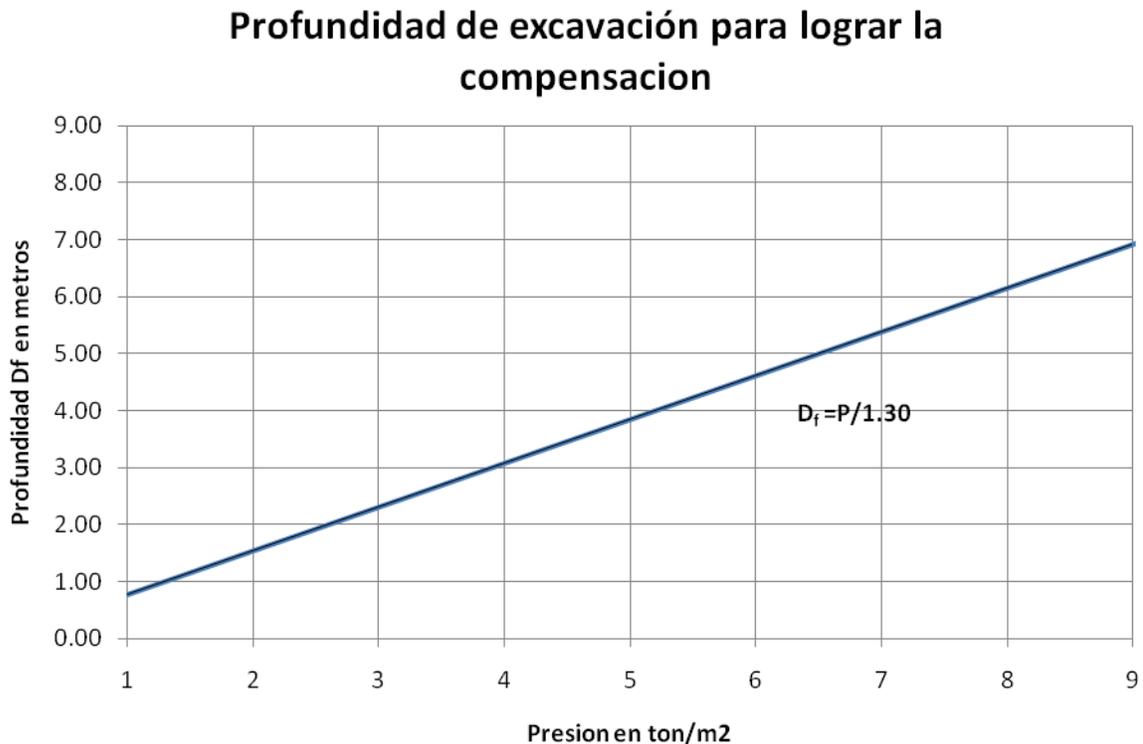
II.7.1 Análisis de compensación

Considerando la gran compresibilidad de la serie arcillosa bajo los rellenos, aunado a su estado normalmente consolidado, en donde los esfuerzos efectivos en sitio σ_{oi} y los preconsolidación σ_b son del mismo orden, se tiene que el peso unitario promedio del edificio q_d aplicado a la profundidad de desplante D_f para cumplir con una compensación total deberá cumplir con la siguiente ecuación:

$$q_d \leq \sigma_{od} + u_d$$

siendo σ_{od} el esfuerzo efectivo y u_d la subpresión por efecto del agua en el subsuelo a nivel de desplante.

Tomando en cuenta que el cajón quedará totalmente alojado en los rellenos y que el peso volumétrico promedio de los mismos se ubica en el orden de 1.25 t/m^3 , D_f resulta de 4.5 m. También podemos entrar al gráfico siguiente para obtener el nivel de desplante.



II.8 Capacidad de carga

Del cajón

Debido a la relación geométrica que existe entre el espesor de rellenos y el cajón desplantado a 4.5 m de profundidad, se considera que la condición más crítica ante una eventual falla por capacidad de carga en el sistema de suelo-cimentación estudiado, es aquella donde los rellenos transmiten íntegramente los esfuerzos hacia la secuencia de arcillas subyacentes con parámetros de resistencia desfavorables.

Utilizando el criterio de Skempton por tratarse de un suelo puramente cohesivo, la capacidad de carga admisible queda representada por la siguiente ecuación:

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

En donde c representa el valor de la cohesión en condiciones no drenadas de la serie arcillosa, N_c es un factor de capacidad de carga que depende de la geometría del cajón, F_s es el factor de seguridad, que para este tipo de cimentaciones generalmente se considera entre 2 y 1.5 para condiciones de carga permanente y accidental, respectivamente y p_{od} es el esfuerzo total a nivel de desplante, que para este caso se ha considerado el límite inferior de los rellenos.

La capacidad de carga admisible resulta de 16.7 t/m^2 para condiciones de carga permanente y de 18.1 t/m^2 para cargas accidentales.

Por su parte los esfuerzos que el cajón transmite adicionales al peso de los rellenos bajo el mismo, los esfuerzos aplicados a la serie arcillosa resultan de 12.4 y 13.1 t/m^2 para las mismas acciones consideradas.

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

En pilotes

De acuerdo con el criterio propuesto por L. Zeevaert, la capacidad de carga última Q_u de un pilote se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$Q_u = Q_{up} + Q_{uf}$$

donde Q_{up} representa la capacidad de carga última por punta, y Q_{uf} la capacidad de carga última debido a la fricción positiva generada en el fuste del pilote.

Considerando que la punta del pilote se apoye en la capa de arena a 15 m de profundidad con comportamiento puramente friccionante, la capacidad de carga última por punta del pilote se define mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{up} = 1.2 a_p \sigma_v N_q (D_r + 0.1)$$

Siendo a_p el área de la punta metálica del pilote, N_q es un factor de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna del depósito de apoyo ϕ ; σ_v es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de desplante del pilote y D_r la compacidad relativa del material de apoyo.

La evaluación de la capacidad por carga última por fricción Q_{uf} a lo largo del pilote, se determina mediante,

$$Q_{uf} = w \sum c_i l_i$$

donde w representa el perímetro del pilote, c_i es la resistencia al esfuerzo cortante en el estrato i y l_i la longitud del elemento en ese tramo.

Aplicando los criterios expuestos, la capacidad de carga última de la punta metálica de 20 por lado como se muestra en la figura 11, resulta de $Q_{pu} = 7 t$. Por su parte la capacidad de carga última por fricción para un pilote de 40 cm por lado, considerando que por sus características los rellenos no presentan parámetros de resistencia al esfuerzo cortante estables, resulta de $Q_{fu} = 6 t$.

Suponiendo que los rellenos tengan alguna contribución en la capacidad de carga de los pilotes, esta se podría incrementar en una magnitud similar a la del estrato arcilloso, alcanzando una carga última de hasta $Q_u = 20 t$. Debido a ésta incertidumbre y con la finalidad de no concentrar cargas mayores en la losa del cajón, es necesario que la extensión metálica posea las propiedades necesarias para que “fluya” con una carga de 10 t.

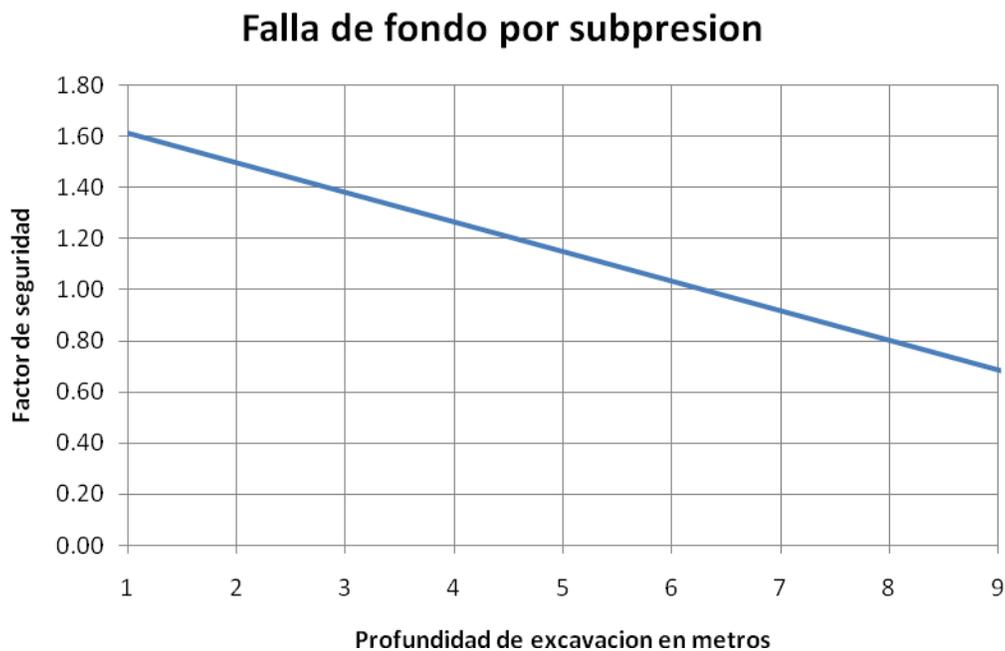
Lo anterior garantizará los objetivos del proyecto de refuerzo del terreno.

II.9 Revisión de falla de fondo por subpresión

Para la revisión del efecto de la subpresión sobre el fondo de la excavación se utilizó la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\gamma h_f + 2c \frac{h_f + h_p}{B}}{\gamma_w h_w}$$

donde h_f es la distancia entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, h_p distancia entre el nivel de desplante y el estrato permeable, γ_w el peso volumétrico del agua y h_w la altura piezométrica en el estrato permeable. En el gráfico siguiente se muestra como varía el factor de seguridad con la profundidad de la excavación. Para efecto de este trabajo el valor mínimo aceptable será de 1.4



Para excavaciones mayores, a la limitada por el factor de seguridad mencionado, se utilizaría un sistema de bombeo que permita abatir la presión de poro en los demás casos utilizaremos solo escurrimiento superficial con cárcamos de bombeo.

II.10 Interacción suelo-estructura

Por las características del cajón de cimentación, el cálculo de las deformaciones se realizará mediante un análisis de interacción suelo-estructura. Este tipo de análisis permite calcular las deformaciones con menor incertidumbre, definir los esfuerzos en el contacto suelo-cimentación y establecer módulos de reacción con los que se puede modelar el sistema integral suelo-cimentación-estructura, durante el diseño estructural.

El análisis de interacción suelo-estructura, se ejecutará aplicando el método propuesto por L. Zeevaert para una cimentación infinitamente rígida. Para ello, se dividirá a la superficie de contacto del cajón en dovelas.

A partir de la división por dovelas, se determinarán matrices de valores de influencia bajo la cimentación al considerar una carga unitaria por dovela de forma independiente.

Para ello, se emplea la solución de Boussinesq (solución elástica) y el método de Damy y Casales, aplicable al cálculo de distribución de esfuerzos en un punto cualquier dentro de la masa de suelo y para polígonos cargados de cualquier geometría. Los valores de influencia para cada dovela cargada se calculan al centro de los estratos que se encuentran por debajo de la cimentación.

Con las matrices de influencia y las propiedades geométricas (espesor) y de deformación (elasto-plástica) para cada estrato, se construye la matriz de desplazamientos, considerando los parámetros determinados mediante correlación con los trabajos de campo y ensayos de laboratorio.

La matriz de esfuerzos del sistema, se define mediante un análisis de distribución de las cargas provenientes de las columnas y transmitidas al suelo en función de las dimensiones de cada dovela en la que se divide la cimentación. En este análisis se desprecia el efecto de subpresión si el nivel de desplante se encuentra por encima del nivel de aguas freáticas.

El sistema matricial compuesto por la matriz de desplazamientos $[A]$, de cargas $[q]$ y de deformaciones $[\delta]$ es el siguiente:

$$[A][q]=[\delta]$$

Acoplado el sistema, se está en posibilidades de manipularlo y con ello, determinar la deformación esperada para la cimentación rígida y los esfuerzos en el contacto suelo-cimentación.

Estos resultados son válidos siempre que se garantice la completa rigidez del cajón de cimentación.

Para el análisis desarrollado se dividió el área de cimentación en 24 dovelas cuyos resultados se muestran a continuación:

ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.90 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">10.6 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.40 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6.85 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.40 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6.85 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.90 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">10.60 t/m²/m</div>
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.29 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6.00 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4.84 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2.58 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4.84 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2.58 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.29 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6.00 t/m²/m</div>
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.26 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.74 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4.82 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2.42 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4.82 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2.42 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.26 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.74 t/m²/m</div>
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.90 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">10.6 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.40 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6.85 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.40 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6.85 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.90 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">10.60 t/m²/m</div>
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.29 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6.00 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4.84 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2.58 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4.84 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2.58 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.29 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">6.00 t/m²/m</div>
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.26 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.74 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4.82 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2.42 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">4.82 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">2.42 t/m²/m</div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.26 t/m²</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">5.74 t/m²/m</div>

 Presión de contacto

 Modulo de reacción

INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

Es conveniente mencionar que debido a la concentración de esfuerzos que se genera en las orillas del cajón se hace necesario reforzar el terreno para aumentar su resistencia al esfuerzo cortante y disminuir sus parámetros de deformación. Este reforzo consistirá, como ya se mencionó, en la colocación de pilotes cortos en toda la superficie de contacto suelo-cimentación.

II.11 Deformaciones verticales

Conforme a las propiedades del subsuelo, procedimiento constructivo, características del sistema de cimentación y descargas de la estructura, se esperan deformaciones de tipo elástico durante la construcción de la estructura y deformaciones diferidas asociadas a un proceso de consolidación de la serie arcillosa.

Las deformaciones que ocurrirán serán de tres tipos: expansiones debidas al decremento de esfuerzos causados por la excavación δ_{ex} , asentamientos por recompresión δ_e y compresión δ_p asociadas a la aplicación de cargas generadas por la cimentación y estructura. Las dos primeras simultáneas al proceso constructivo.

Para el cálculo de las deformaciones se realizó un análisis de distribución de esfuerzos en el suelo en función de las descargas y cargas generadas para ambos sistemas de cimentación propuestos.

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

$$\delta_{ex} = \sum \sigma_{ex} M_e \rho_e d$$

$$\delta_e = \sum \sigma M_e \rho_c d$$

$$\delta_p = \sum \Delta \sigma m_v \rho_c d$$

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

Considerando que la excavación a 5.5 m de profundidad se realizará en franjas alternadas con dimensiones de 7.0 m de ancho y 40.0 m de largo, las expansiones δ_{ex} al centro de las franjas se ubicarán en el rango de 55 a 67 cm, siendo éstos últimos para las franjas centrales.

Estimando que las cargas de servicio sean las aplicadas por el cajón, los asentamientos por recompresión δ_e que experimentará la estructura se ubicarán en el orden de 75 cm.

Por otra parte, no obstante que el sistema de cimentación compense totalmente la carga, es decir no existe incremento neto en los esfuerzos efectivos, la estructura experimentará deformaciones a largo plazo asociadas a un proceso de consolidación de la serie arcillosa.

La magnitud de estas deformaciones diferidas δ_p será del orden de 30 cm , y se presentarán durante los primeros años de servicio del inmueble.

En el análisis se ha modelado un procedimiento constructivo en franjas y la aplicación de lastre de la misma magnitud que las descargas; de no realizarse de ésta manera el procedimiento constructivo las deformaciones en su conjunto se incrementarán de manera dramática.

En estos análisis no se consideró la contribución que pudieran aportar los rellenos, debidos principalmente a complicados fenómenos de descomposición de los residuos que los forman.

Se destaca que estas deformaciones deberán ser consideradas en el proyecto del peralte del cajón y niveles de piso terminado.

II.12 Estabilidad de las excavaciones

Cortes inclinados

Para el análisis de estabilidad de los cortes del terreno, se estudiaron los mecanismos de falla cinemáticamente posibles utilizando el criterio de Janbú, definiéndose el factor de seguridad como:

$$FS = \frac{N_{cf} c}{\gamma H + q} u_q$$

donde

$$N_{cf} = f(\lambda_{c\phi}, \beta)$$

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

siendo c y ϕ los parámetros de resistencia a lo largo de la superficie de deslizamiento, identificados como cohesión aparente y ángulo de fricción interna, respectivamente; γ representa el peso volumétrico del suelo. Estos parámetros se obtienen a partir del promedio pesado de los mismos en los estratos involucrados en el mecanismo de falla. H y β son la altura del talud y su inclinación, respectivamente; $\lambda_{c\phi}$ es un parámetro adimensional y q la sobrecarga aplicada en la superficie. Adicionalmente u_q es el factor de reducción por sobrecarga, N_{cf} el número de estabilidad y FS el factor de seguridad.

Adicionalmente, se realizaron análisis mediante el programa de cómputo especializado en estabilidad de taludes XTABL-5.2, en el cual se toman en cuenta explícitamente las variaciones en la estratigrafía, propiedades y condiciones de carga a las que están sujetos los cortes.

Para el análisis de estabilidad del corte se consideró una sobrecarga en la superficie de 1.5 t/m^2 provocado por maquinaria y equipo de construcción.

Los parámetros de cálculo utilizados fueron obtenidos de manera empírica considerando lo prueba de penetración estándar y los valores típicos reportados en este tipo de materiales. Los valores utilizados son $\gamma = 1.3 \text{ ton/m}^3$, $c = 1.1 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 18.5^\circ$.

El resultado de los análisis indican que los cortes con relación vertical: horizontal (v: h) 1.0:1.0, tiene un valor de 1.4 lo que satisface los factores de seguridad en el corto plazo; sin embargo, considerando el tipo de material existente, su heterogeneidad y que los modelos de análisis geotécnicos existentes no reflejan tácitamente el comportamiento de materiales de desecho es conveniente mantener en observación cuidadosa los cortes durante todo el proceso constructivo.

II.13 Presión horizontal en muros del cajón

Los muros de contención perimetrales que formarán el cajón se diseñarán estructuralmente contra los empujes generados por los rellenos que los confinarán y una sobrecarga en superficie.

Las presiones horizontales σ_h sobre las paredes del cajón, se definirán a partir de los esfuerzos verticales efectivos σ_v generados por los materiales de relleno, la presión hidrostática U debida a posición del NAF y la sobrecarga en superficie q_o , definida por la siguiente expresión:

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

siendo U la presión debida al agua en el subsuelo y K_o el coeficiente de presión de tierras en reposo definido por:

$$K_o = 0.95 - \text{sen } \phi$$

Adicionalmente y con objeto de establecer los incrementos de esfuerzo generados por la acción de un sismo severo sobre estas estructuras, se consideró un coeficiente sísmico $c = 0.30$ y se calculó la magnitud del empuje horizontal E_s con la siguiente expresión:

$$E_s = Wc/3$$

donde W es el peso de la cuña de suelo susceptible a deslizar.

Considerando una sobrecarga q_o en superficie en superficie de 1.5 t/m^2 , la presión horizontal a considerar en el diseño estructural de los muros del cajón en función de la profundidad z pueden calcularse con la siguiente expresión:

$$\sigma_h = 0.79 + 1.12z$$

II.14 Presión de contacto

La presión actuante entre la cimentación y el suelo subyacente deberá revisarse para el caso de la presencia de un sismo. El cálculo de ésta se efectuará con la siguiente fórmula de flexión.

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x x}{I_y} \pm \frac{M_y y}{I_x}$$

donde Q es la carga axial vertical total, A área de la cimentación, M_x y M_y el momento total paralelo a los ejes respectivos, I_x e I_y el momento de inercia alrededor de los ejes respectivos y x e y la distancia del centroide al punto donde la presión de contacto se desea calcular.

El análisis se desarrolló para los valores reportados de momento de volteo y cortante basal, reportadas del cálculo estructural, cuyos valores son de 18,390.8 ton-m y 1066.82 ton en la dirección del eje X y de 18,253 ton-m y 1046 ton en la dirección del eje Y. Las presiones obtenidas del cálculo muestran valores máximos de 8.78 ton/m² y mínimos de 2.5 ton/m² no presentándose en ningún caso esfuerzos de tensión. Estos valores son inferiores a la capacidad de carga para condiciones sísmicas que es de 9 ton/m².

CAPITULO III.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

La construcción del cajón de cimentación conlleva actividades diversas que deberán realizarse desde antes de iniciar el proceso de excavación. A continuación se describen de manera general las principales actividades a desarrollar.

III.1 Drenaje superficial

Deberá construirse un dren perimetral a una distancia de mínima de 2 m del hombro del corte. A través de este dren se captarán los escurrimientos superficiales hacia la zona de excavación y los conducirán hacia cárcamos de bombeo, de donde desalojarán el agua de la zona de obra. El dren consistirá en excavar una zanja de 50 cm de profundidad mínima, con sección trapecial y pendiente hacia los cárcamos, debiendo estar revestida con concreto pobre.

Sistema de pozos de bombeo y de alivio

Con la finalidad de realizar las excavaciones en condiciones lo mas estancas posible, reducir las deformaciones de los materiales superficiales y elimine las posibilidades de falla por subpresión, se instalará un sistema de bombeo a través de pozos someros de bombeo y de alivio.

- Los pozos tendrán una separación máxima de 7 m, y se profundizarán 1.5 m bajo el estrato arenoso ubicado a 15 m de profundidad. Se deberá considerar una línea perimetral de pozos ubicada a una distancia del orden de 2 m de la traza del cajón.
- Los barrenos de 10” de diámetro mínimo, se perforarán utilizando brocas del tipo de aletas y únicamente agua como fluido de perforación. Deberá contemplarse la posibilidad de ejecutarlos con pala posteadora.
- La perforación se lavará, haciendo circular agua hasta que retorne razonablemente limpia.

- En el barreno se instalará un tubo de ademe de PVC de 4" de diámetro que contenga ranuras con abertura de 2 mm y 10 cm de longitud; el área de las ranuras no será menor al 4% del área perimetral del ademe.
- El ademe incluirá centradores que garanticen su correcta colocación en el barreno. La separación vertical entre centradores no será mayor a 1.5 m y se considerarán 3 centradores equidistantes en cada sección.
- El espacio anular entre el ademe y la pared del barreno deberá rellenarse, en toda su longitud, con gravilla limpia con tamaños en el rango de 5 a 10 mm.
- Dentro de los pozos se instalarán bombas de tipo eyector o neumáticas con la capacidad suficiente para abatir el agua un mínimo de 3 m por debajo del nivel del fondo de la excavación.
- Una vez que colocada la capa de tezontle en el fondo de la excavación, se podrán retirar los eyectores de los pozos que se ubiquen en el área que ocupará el cajón, quedando así como pozos de alivio. Estos pozos se interconectarán con tubos ranurados que conduzcan, por gravedad, el agua hacia cárcamos laterales dotados con bombas de achique con capacidad suficiente. Dada la versatilidad y economía de las bombas neumáticas, podrán seguir operando aún con la capa de tezontle colocada.
- El equipo de bombeo operará ininterrumpidamente desde 20 días antes de dar inicio con la excavación hasta que se haya concluido la construcción del cajón y colocado en él una carga equivalente a 5 t/m^2 .
- La perforación de los pozos se ejecutará una vez que hayan sido hincados los pilotes.

En las figuras 12, 13 y 14 se puede apreciar de manera esquemática lo expuesto anteriormente.

ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

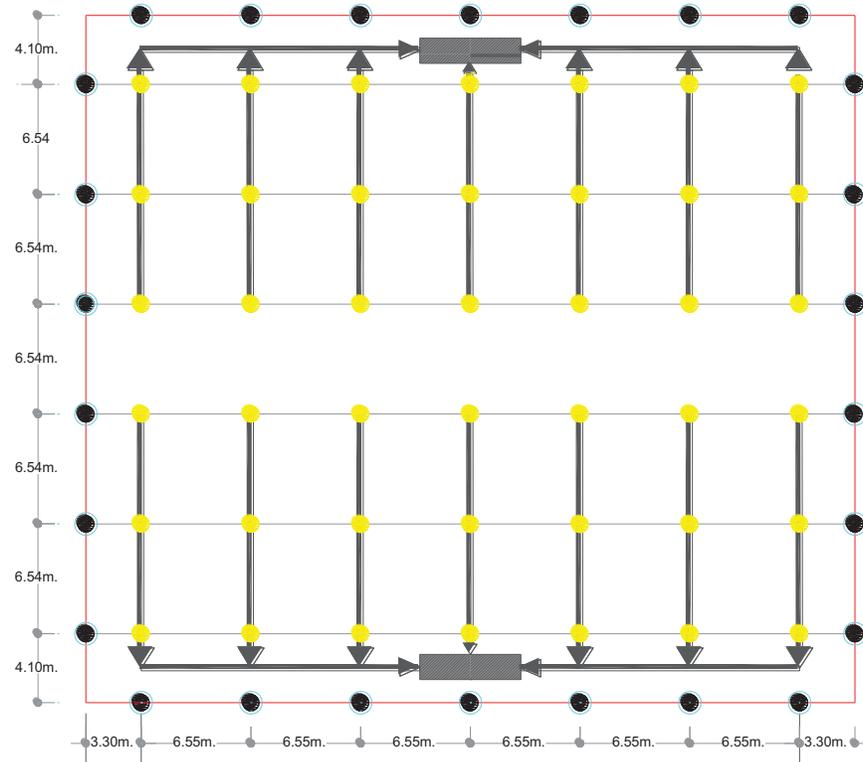


Figura 12. Distribución de pozos.

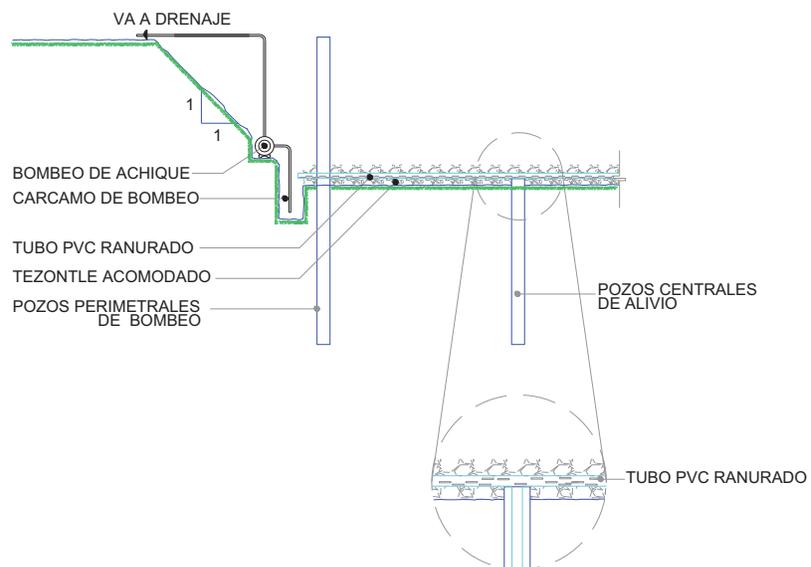


Figura 13. Detalle dren perimetral.

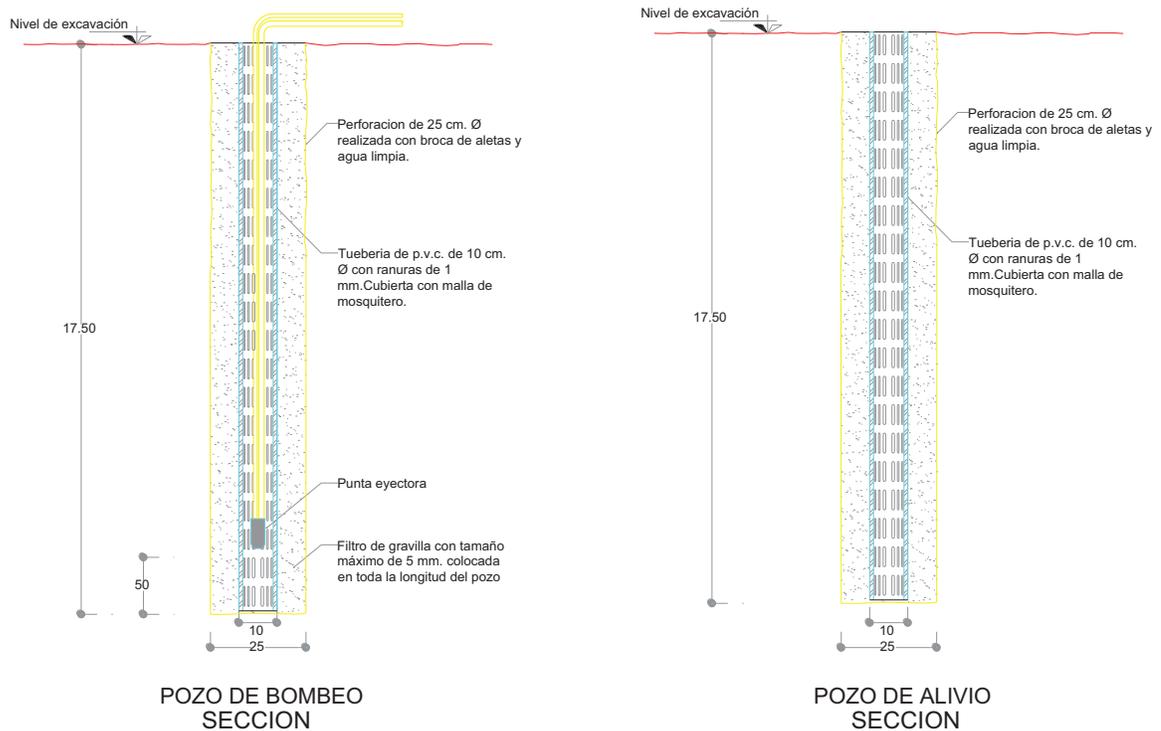


Figura 14. Detalle pozos.

III.2 Hincado de pilotes

La primer actividad consistirá en el hincado en el terreno 240 pilotes con sección cuadrada de 40 cm por lado, 10.5 m de longitud, incluyendo una extensión metálica de menor sección en la punta (figura 11). Esta extensión metálica tendrá una longitud de 1 m y una sección de 15 cm por lado, adicionalmente, presentará las características necesarias que garanticen que ésta “fluya” con una carga de 10 t.

La instalación de los pilotes se realizará atendiendo a las siguientes recomendaciones.

- Se llevará un registro detallado de la fabricación los pilotes. Las tolerancias serán de 5 cm con respecto a la longitud total de pilote y de 1 cm en las dimensiones de la sección transversal y colocación del acero de refuerzo. Se deberá garantizar su verticalidad durante el hincado posterior.

- Se contará con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de los pilotes antes y durante el hincado. La variación máxima en la posición de los pilotes respecto al proyecto será de 15 cm.
- Se establecerá el nivel de la cabeza de cada pilote una vez que haya concluido su hincado y se verificará aleatoriamente en al menos el 15% de ellos cuando se hayan hincado la totalidad. Estas mediciones serán referidas a un banco de nivel superficial fuera del área de influencia de la obra o cualquier otro factor que enmascare el comportamiento regional de la zona.
- Previo al hincado de los pilotes, se efectuará una perforación guía con extracción en todo el espesor de los rellenos. El diámetro de la perforación será de 35 cm, sin embargo, las dimensiones de la perforación e incluso su ejecución se ajustarán a partir de pruebas de hincado que se realicen en el sitio, las que se ejecutarán en la misma zona pero fuera del área de proyecto y previo al inicio del hincado.
- El hincado de los pilotes se ejecutará a partir de la periferia para concluir con los del centro. La punta metálica quedará apoyada en la capa de arena ubicada a 15 m de profundidad.
- Iniciado el hincado del pilote no se suspenderá hasta alcanzar la profundidad de desplante; se acepta una penetración máxima de la punta en la capa de arena de 20 cm.
- Para el hincado, la energía del martillo será igual o mayor de 0.3 kg-m por cada kilogramo de peso del pilote; el peso del pistón será igual o mayor del 30% del peso del pilote.
- Estos pilotes quedaran unidos por una losa cuyo espesor y armado quedara definido por el análisis estructural.

En las figuras 15, 16 y 17 se puede apreciar de manera esquemática lo expuesto anteriormente.

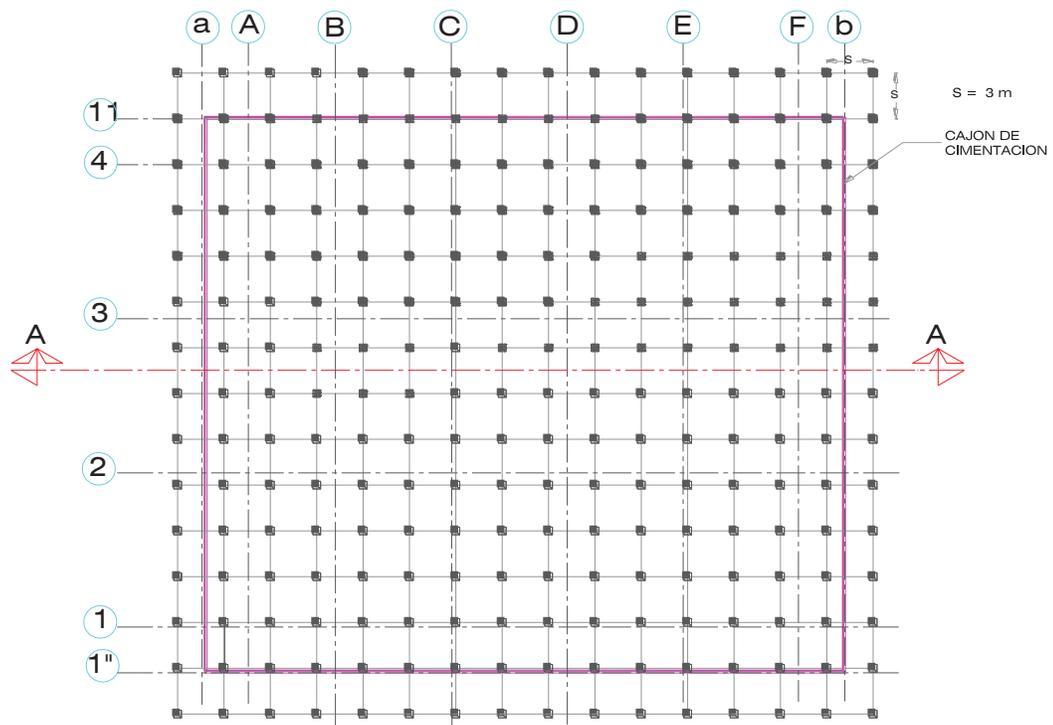


Figura 15. Distribución de sembrado de 240 pilotes.

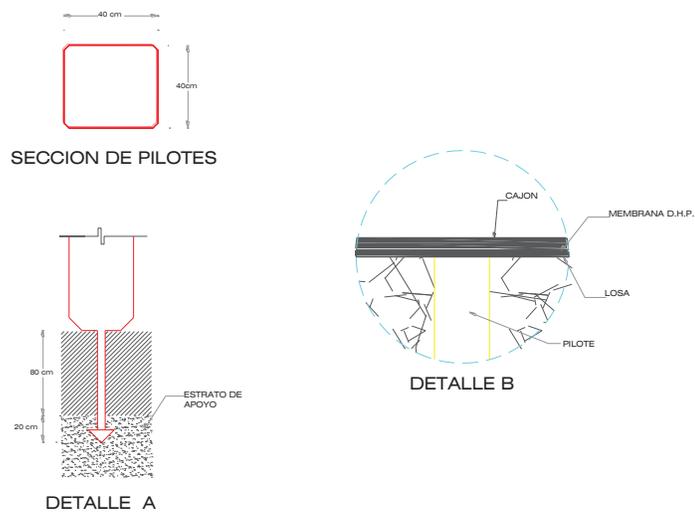


Figura 16. Detalles y cortes del pilote.

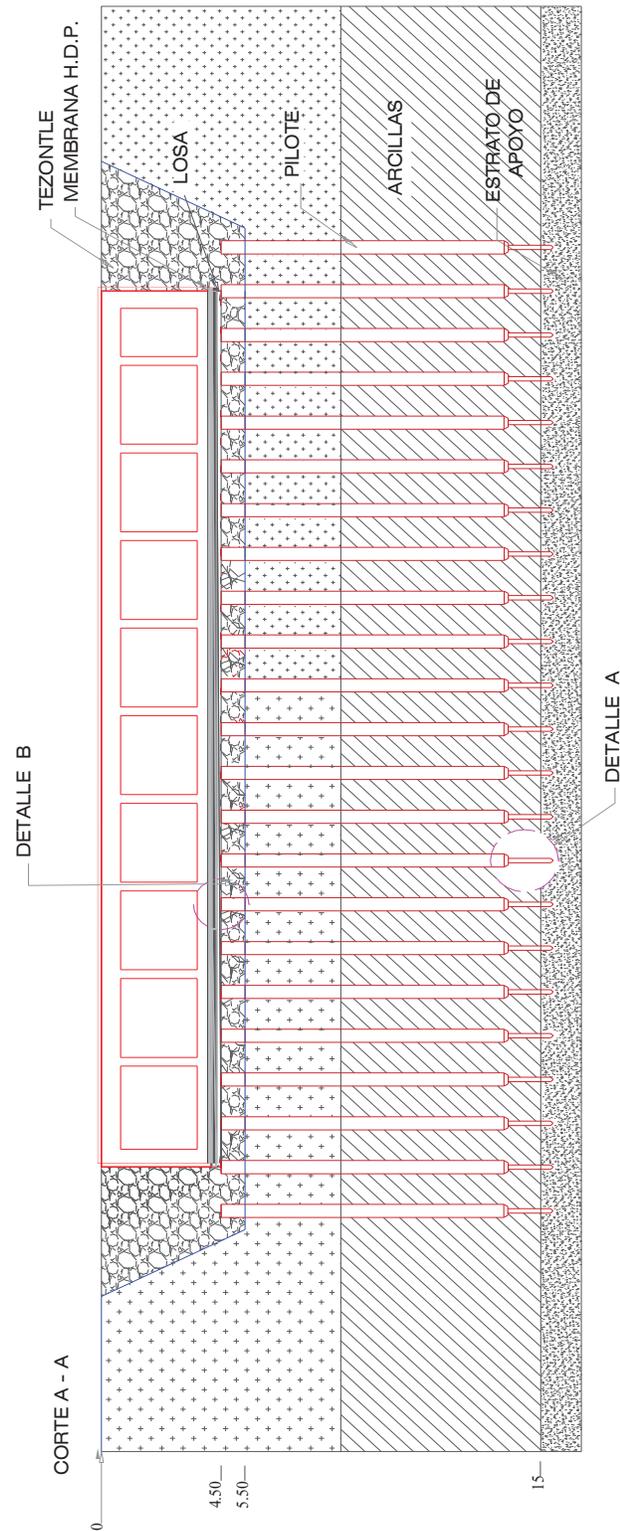


Figura 17. Corte A-A.

III.3 Excavación y construcción del cajón

Con el fin de disminuir las deformaciones durante el proceso constructivo, la excavación para alojar la capa de tezontle y el cajón, se realizará en franjas que cubran el ancho de la estructura además de incluir un sobrecancho de 2 m.

- Las excavaciones se realizarán ejecutando cortes con relación vertical:horizontal (v:h) 1:1.
- Cada franja se excavará en una sola etapa hasta la profundidad de 5.5 m, y tendrá un ancho máximo de 7 m. Se podrá especial cuidado en el último tramo de excavación a fin de evitar daños en los pilotes previamente hincados (figura 19).
- Durante el abatimiento del nivel de agua en el subsuelo, es conveniente limitar la excavación a una profundidad de 3 m sobre éste nivel.
- Se podrán excavar hasta dos franjas de manera simultánea, siempre que se inicie por las franjas extremas.
- Una vez realizada la excavación hasta 5.5 m de profundidad, se colocara la capa de tezontle con 1.0 m de espesor. El acomodo y conformado de la capa de tezontle se realizará con equipos ligeros. Es conveniente, no necesario, que la superficie del tezontle sea “cerrada” mediante un rodillo liso ligero que aplique el menor número de pasadas posible.
- El peso volumétrico del tezontle conformado no excederá a 1100 kg/m^3 .
- Sobre la capa de tezontle se colocará un firme armado de 10 cm de espesor que sujete las cabezas de los pilotes y conforme la superficie de desplante del cajón. Es conveniente, no necesario, que bajo el firme se coloque una membrana de polietileno.
- Sobre el firme se colocará la membrana HDP bajo las especificaciones de proyecto y bajo la supervisión y responsabilidad fabricante.
- Sobre la membrana HDP se construirá la franja de cajón correspondiente, colocando de inmediato una carga equivalente a 3.3 t/m^2 .
- Utilizando el procedimiento descrito, se construirán las franjas subsecuentes, debiendo aplicar una carga adicional de 2.2 t/m^2 a la franja que le antecede.
- El concreto utilizado en el cajón deberá incluir de manera integral algún aditivo impermeabilizante, adicionalmente, en las juntas de colado se colocarán bandas ojilladas de PVC al centro del elemento y de water stop en los costados.

- El proceso se repetirá para cada una de las franjas hasta concluir la construcción del cajón.
- El retiro del lastre obedecerá al mismo ritmo, magnitud y ubicación de la carga que la construcción de la superestructura imponga.

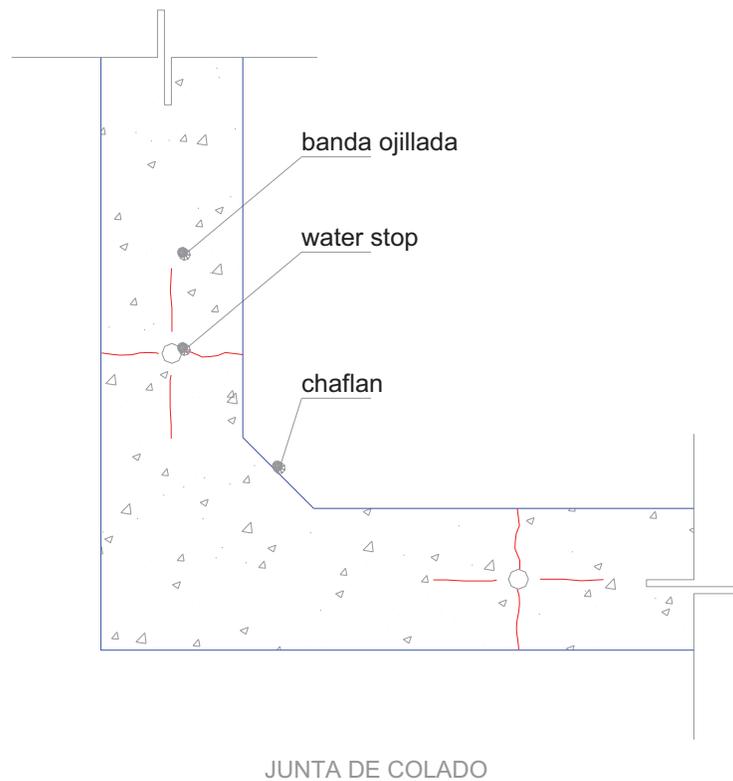


Figura 18.
de colado.

Detalle junta

ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

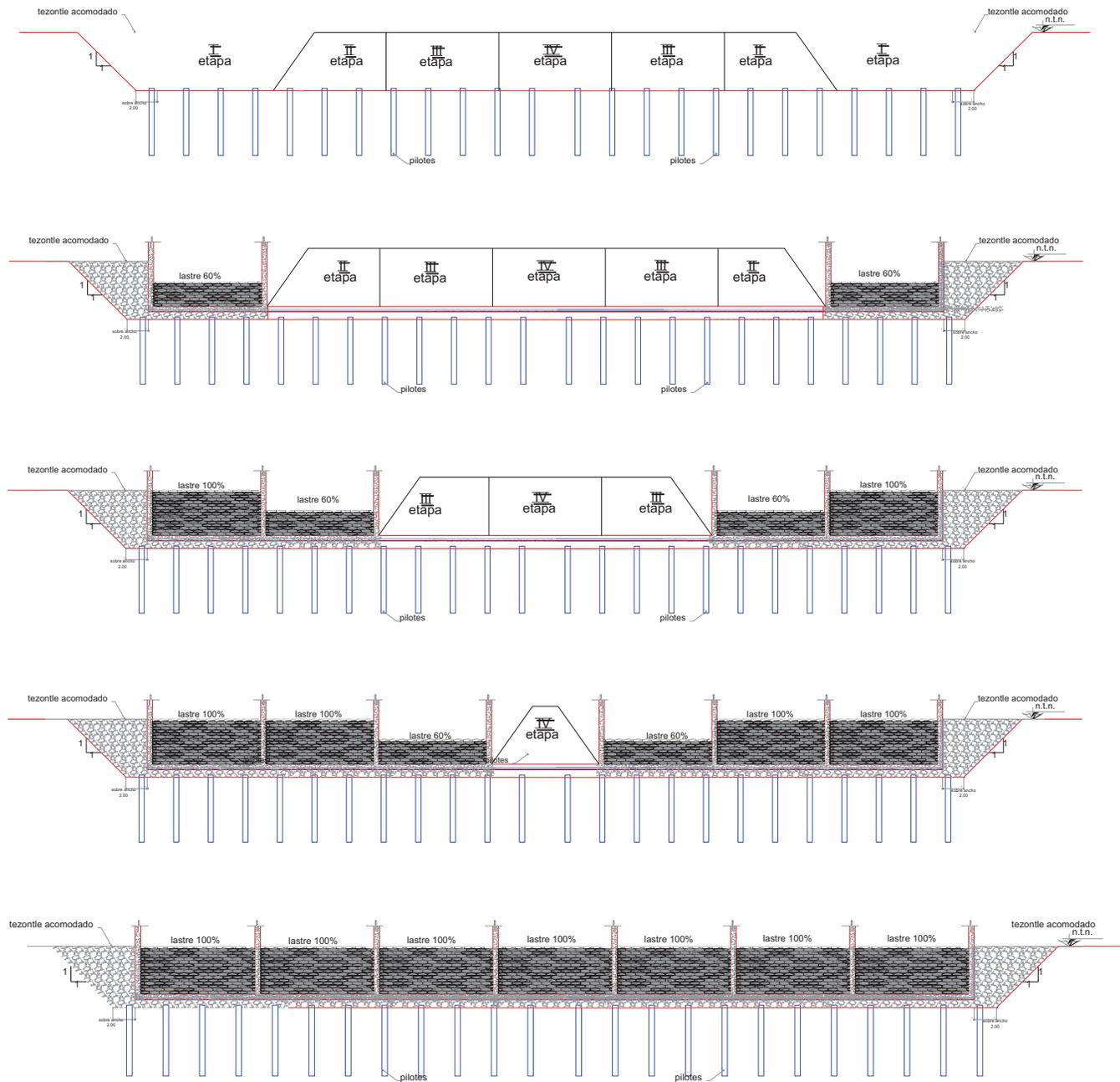


Figura 19. Etapas de excavación y proceso de lastrado.

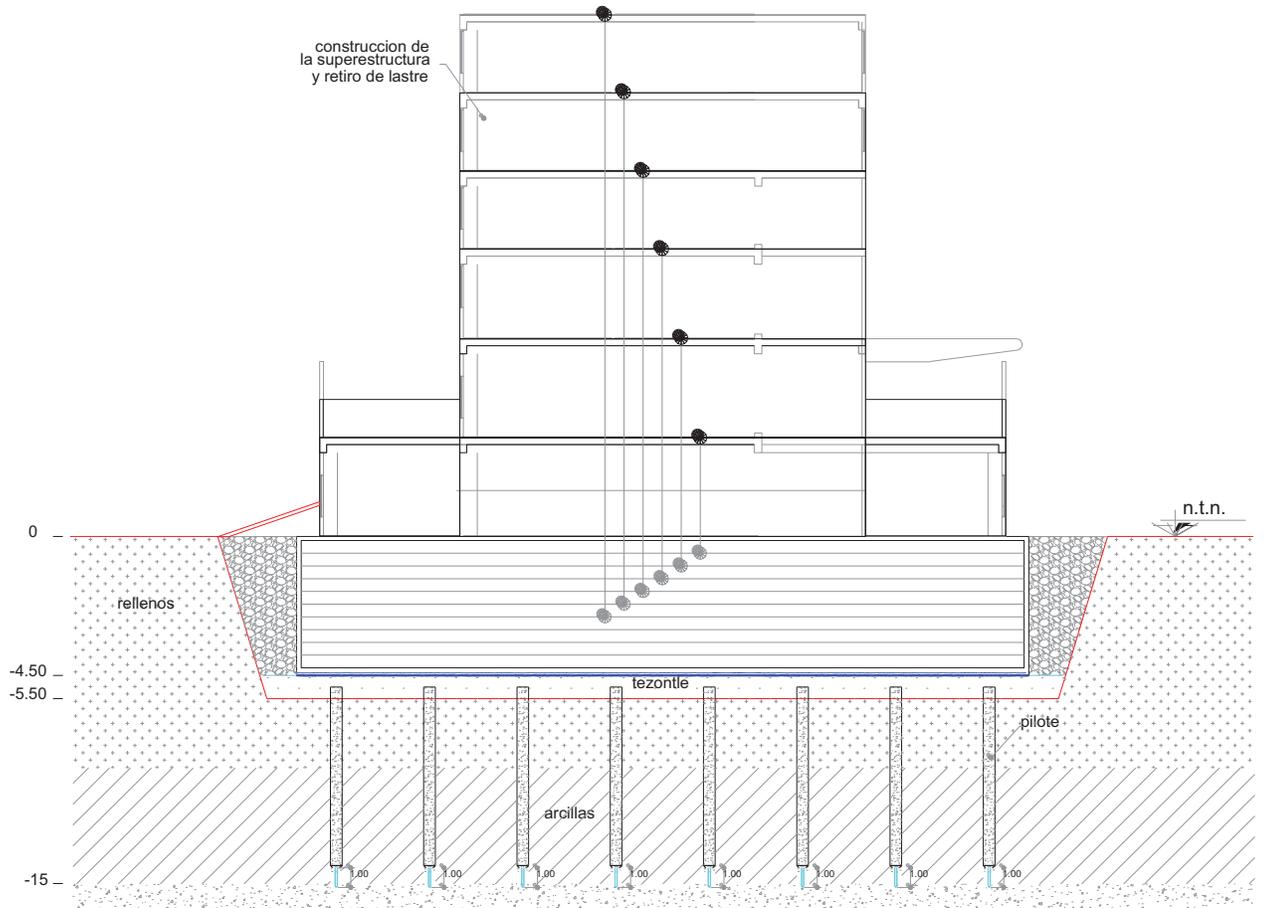


Figura 20. Construcción de superestructura y retiro del lastre.

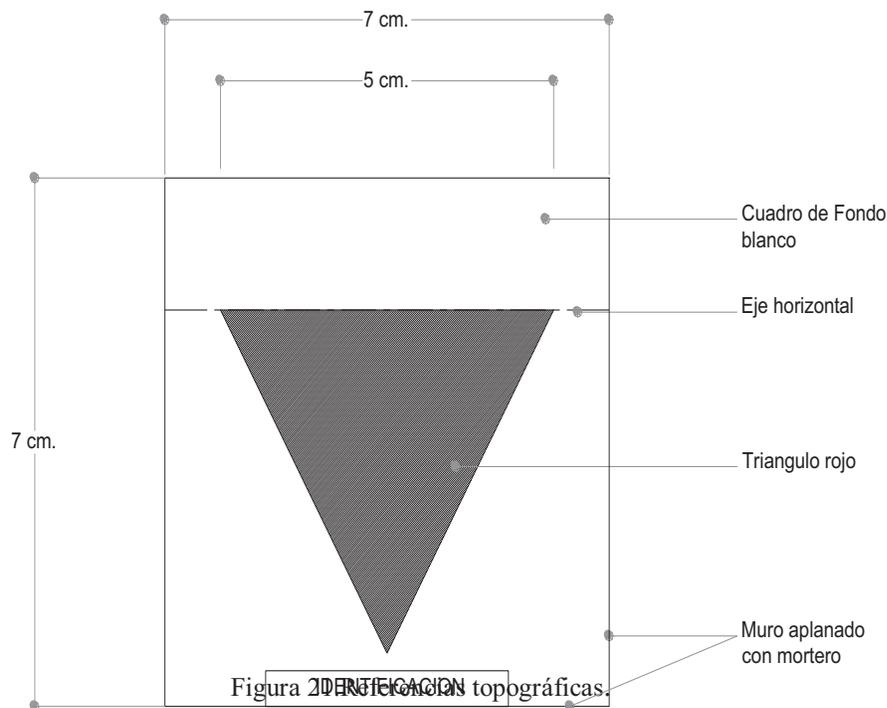
III.4 Monitoreo

Con la finalidad de medir los desplazamientos que ocurran durante la ejecución de la obra, se plantea la instalación de referencias topográficas en los muros de las construcciones e instalaciones próximas que puedan experimentar movimientos a consecuencia de las obras proyectadas. Estas mediciones permitirán detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien, deformaciones inadmisibles. Con base en el análisis del monitoreo se podrán establecer las medidas correctivas que la obra demande.

Las referencias topográficas en muros o palomas son testigos de nivel formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco (fig. 21), que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las obras y permite evaluar la magnitud de las deformaciones verticales.

Las palomas se instalarán en todas las estructuras colindantes, así como en aquellas que por su importancia deban vigilarse cuidadosamente. Las palomas se colocarán en los muros paralelos y perpendiculares a las obras; la separación máxima entre ellas será de 10 m y no inferior a 3 por muro.

En las banquetas de la calle coincidentes con las excavaciones, se instalarán referencias superficiales para medir principalmente desplazamientos horizontales, mediante líneas de colimación paralelas a los cortes.



Las referencias superficiales están formadas por cilindros de concreto de 30 cm de altura y 15 cm de diámetro, con un tornillo metálico de cabeza esférica en su extremo superior (figura 22). La ranura del tornillo se orientará perpendicular al corte y se marca justo la línea de colimación.

ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

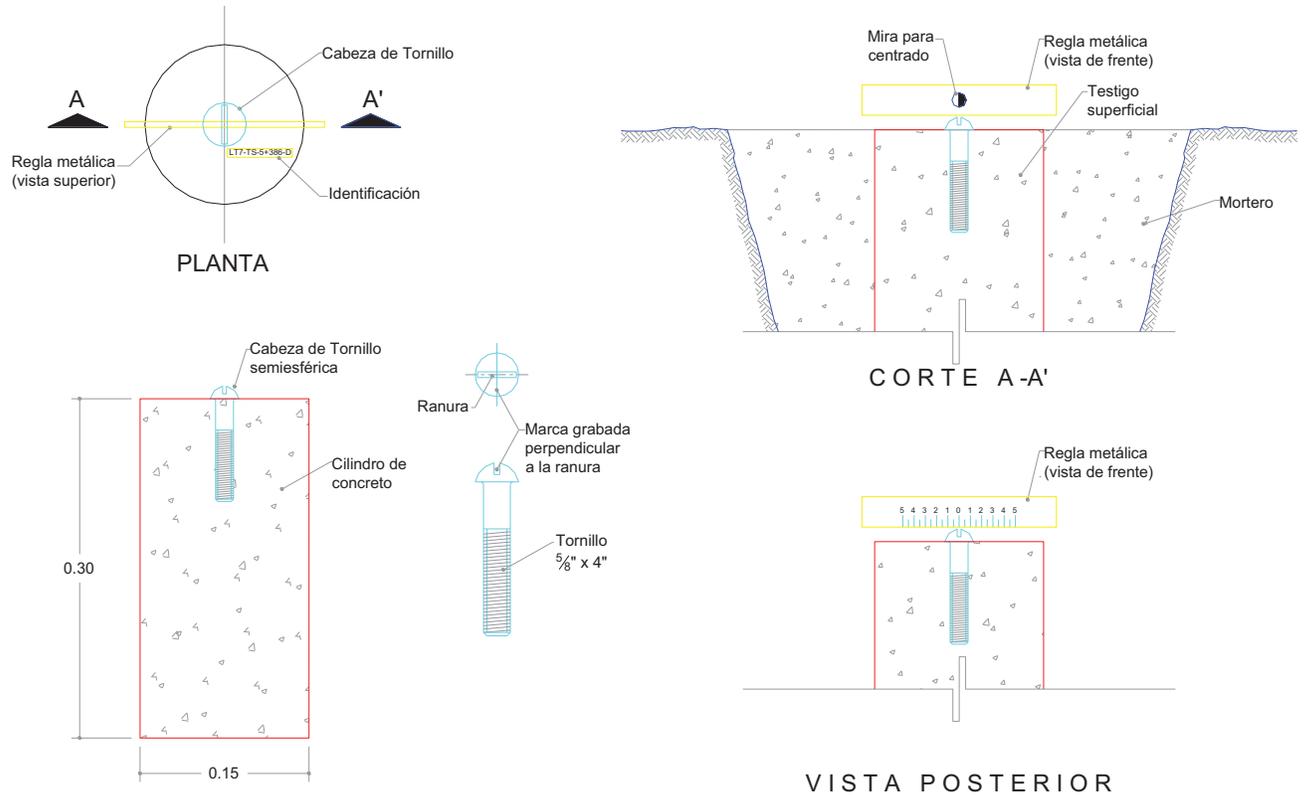


Figura 22. Referencias superficiales.

El procedimiento se indica a continuación:

Testigos en muros

- Con nivel de precisión se define la posición de las palomas, a una altura aproximada de 1.2 m sobre el nivel del piso existente.
- Se localizan los sitios donde se colocarán las palomas; las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero cemento-arena.
- En los sitios elegidos se marcan cuadros de 10 cm por lado y se pintan de blanco.
- Con el nivel de precisión se marca el eje horizontal de las palomas refiriéndolas a un banco de nivel alejado y ajeno a movimientos inducidos por la obra.

- Se pintan de rojo los triángulos y se marca la clave de identificación.
- Los desplazamientos verticales se determinaran mediante nivelaciones diferenciales entre las palomas y el banco de nivel. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 1 mm; el ajuste del aparato deberá verificarse semanalmente.
- Una vez colocadas las palomas y antes de iniciar las obras, deberán tomarse las lecturas de nivelación correspondientes a las condiciones iniciales que definen el origen de las mediciones deformación-tiempo.
- Desde el inicio de las obras se tomaran lecturas periódicas de nivelación de las palomas, anotando los datos en hojas de registro que incluyen el cálculo de la deformación.

Referencias superficiales

- Se trazan líneas de colimación paralelas a los cortes y a una distancia de 50 cm de estos. Sobre las líneas, a cada 5 m se realizan perforación en las que se colocan las referencias, confinándolas con mortero.
- Se marcan los testigos con su identificación y se protegen.
- Los desplazamientos horizontales se medirán con transito y regla metálica, colocándola en la ranura de la cabeza del tornillo, deslizándola horizontalmente hasta que la marca de la regla coincida con la línea de colimación.
- Las mediciones tendrán una precisión de 0.5 mm.

Desde el inicio de las obras se tomaran lecturas periódicas anotando los datos en hojas de registro que incluyen el cálculo de la deformación. Adicionalmente, los cálculos de deformaciones se realizarán el mismo día en que se tomen las lecturas y se reflejaran en gráficas deformación – tiempo, las que deberán estar disponibles en todo momento en la obra.

Las mediciones se ejecutarán preferentemente durante la mañana.

La frecuencia con que se deben efectuar las mediciones se indica en la siguiente tabla.

<i>Etapa de obra</i>	<i>frecuencia</i>
Perforación guía e hincado de pilotes	2 por semana
Construcción de cimentación	semanal
Construcción de superestructura	semanal
Posterior a la terminación	mensual, durante 12 meses

CAPITULO IV.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Con base en los resultados obtenidos se presentan las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- De acuerdo con la Regionalización geotécnica y Sísmica de las NTC del RCDF, el sitio de estudio se ubica en la zona IIIId.
- La estratigrafía del sitio corresponde con una zona lacustre constituida por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas areno limosas o arenoarcillos. Estas capas son por lo general medianamente compactas a muy compactas y su espesor varía de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, material desecado y rellenos artificiales heterogéneos; el espesor de este conjunto es superior a los 50 m.
- Con base en las mediciones efectuadas con sonda eléctrica en los barrenos realizados con la ejecución de los SE, se estableció el nivel de aguas freáticas coincide con la superficie del terreno.
- La aceleración espectral para el análisis dinámico de la estructura puede estimarse directamente de la figura 8 en función de su periodo fundamental; para estructuras del grupo A las aceleraciones espectrales deberán incrementarse en 50%.
- Considerando las características del proyecto y las alternativas analizadas se propone utilizar como estructura de apoyo una cimentación compensada, consistente en un cajón que presente la rigidez suficiente para garantizar la correcta distribución de los esfuerzos en la superficie de contacto suelo estructura.
- Considerando la geometría del cajón de cimentación, parámetros del subsuelo y teoría empleada, la capacidad de carga admisible no rige el diseño de la cimentación sino las deformaciones verticales.

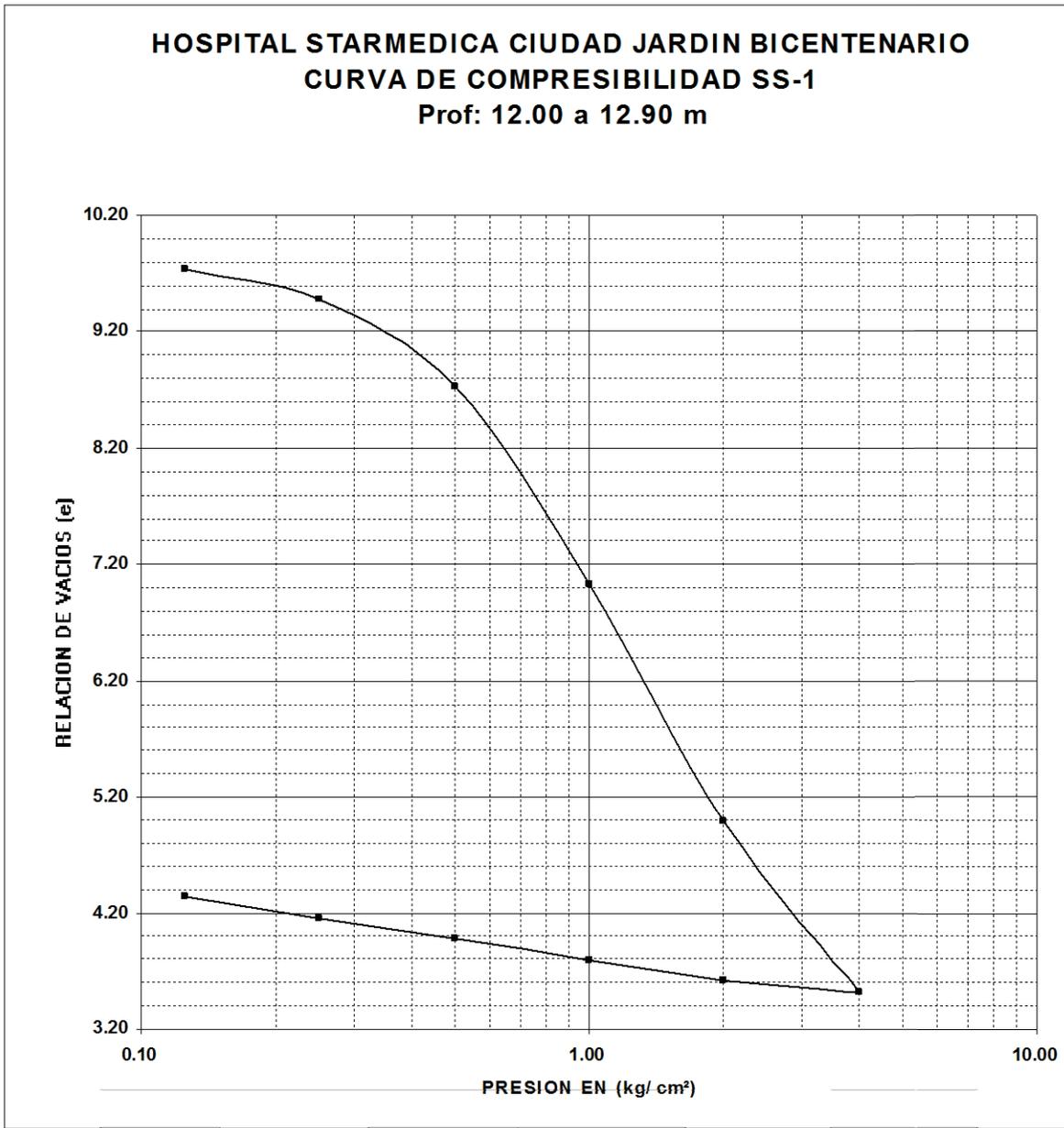
- La capacidad de carga obtenida del análisis dio como resultado para una profundidad de desplante de 4.5 m que la capacidad de carga admisible es de 8.3 y de 12.4 ton/m² para condiciones estáticas y sísmicas respectivamente.
- La falla por subpresión se revisó y se muestra gráficamente como varía el factor de seguridad con la profundidad de la excavación. Para efecto de este trabajo el valor mínimo aceptable será de 1.4. Para excavaciones mayores, a la limitada por el factor de seguridad mencionado, se utilizaría un sistema de bombeo que permita abatir la presión de poro en los demás casos utilizaremos solo escurrimiento superficial con cárcamos de bombeo.
- El análisis de interacción suelo-estructura evidencia la concentración de esfuerzos que se genera en las orillas del cajón. Debido a lo anterior el suelo deberá reforzarse con pilotes cortos en toda la superficie de contacto suelo-cimentación.
- Se destaca que los pilotes solo representan un refuerzo del terreno y por tanto no estarán ligados estructuralmente con el cajón.
- Las deformaciones a largo plazo, tanto para expansiones como para recompresiones, se estimarán usando la teoría clásica de consolidación unidimensional.
- El resultado de los análisis de estabilidad de las excavaciones indican que los cortes con relación vertical: horizontal (v: h) 1.0:1.0, tiene un factor de seguridad con valor de 1.4 lo que es aceptable a corto plazo para el desarrollo del proceso constructivo.
- La presión horizontal actuando sobre los muros del cajón podrán estimarse directamente de del la expresión $\sigma_h = 0.79 + 1.12z$
- La presión de contacto que se genera por la presencia de un sismo se evaluó con la fórmula de flexión. Los resultados muestran que las presiones obtenidas tienen valores máximos de 8.78 ton/m² y mínimos de 2.5 ton/m² no presentándose, en ningún caso, esfuerzos de tensión ni valores que superen la capacidad de carga para condiciones sísmicas.

- El proceso de excavación exigirá la instalación de un sistema de drenaje con el objeto de eliminar o reducir a un mínimo la filtración de agua hacia la excavación. Este sistema consistirá en una zanja o canal perimetral con las dimensiones necesarias para alojar un tubo ranurado con diámetro mínimo de 6 pulgadas que permita conducir el agua de filtración hacia sumideros o cárcamos de bombeo desde los cuales el agua podrá ser eliminada por bombeo o cualquier otro medio apropiado.
- Cuando el factor de seguridad de falla de fondo por subpresión sea menor de 1.4 se utilizará un sistema de bombeo por gravedad para abatir el nivel freático y pozos de alivio. Lo anterior eliminará la posibilidad de falla de fondo y facilitará los trabajos de construcción de la estructura de cimentación.
- La separación horizontal máxima de los pozos será de 7.5 m y estarán operando un plazo mínimo de 20 días antes del inicio de actividades. La excavación podrá iniciarse cuando se haya alcanzado el abatimiento requerido por proyecto.
- El equipo de bombeo operará ininterrumpidamente hasta que la losa de fondo cubra la totalidad del área y logre equilibrarse el esfuerzo por subpresión.
- El abatimiento del nivel freático se controlará mediante la instalación de piezómetros abiertos que se colocaran en la parte media del estrato permeable.
- Previo al inicio de la excavación se alojaran en el terreno 240 pilotes cortos con una sección de 40x40 cm. Los pilotes, con punta metálica, se hincarán hasta una profundidad aproximada de 15 m garantizando que estos queden empotrados 20 cm en la capa de apoyo.
- Con la finalidad de no concentrar cargas mayores en la losa del cajón, es necesario que la extensión metálica posea las propiedades necesarias para que “fluya” con una carga de 10 t.
- La excavación para alojar el cajón de cimentación se realizará en cuatro etapas. Lo anterior con el fin de disminuir las expansiones durante el proceso constructivo. Cada etapa de excavación tendrá una dimensión de 7.00 m como máximo en su lado más corto y se llegará hasta la profundidad necesaria para lograr la compensación estipulada. La excavación se realizará formando un talud 1:1 además de considerar un sobrecancho de 2.0 m. Los últimos 20 cm se realizará con herramienta manual.

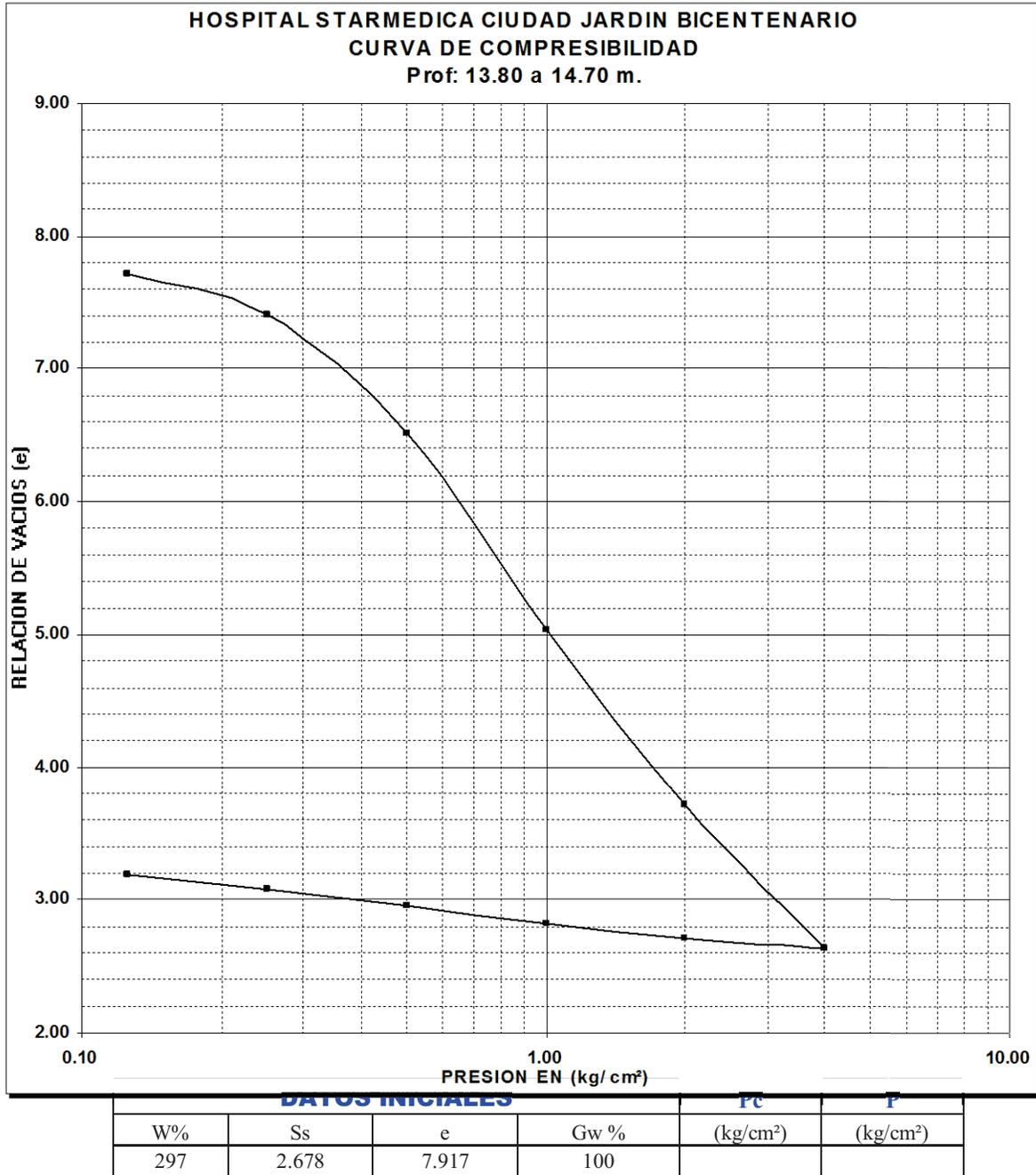
- La losa de fondo se realizará con el número de colados que señala el procedimiento de excavación. El concreto utilizado incluirá aditivo impermeabilizante integral, en las juntas de colado se colocarán bandas ojilladas de PVC al centro del elemento y de water stop en los costados.
- Se deberá monitorear el comportamiento de las estructuras e instalaciones colindantes, mediante la colocación de testigos en muros y referencias superficiales. Ello permitirá detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad o de deformaciones inadmisibles.
- Es conveniente colocar y notariar todas las referencias además de contar con un mínimo de tres mediciones (semanales) previo al inicio de las obras.
- Durante los trabajos de excavación y construcción del cajón de cimentación, es necesario contar con la asistencia geotécnica necesaria para garantizar la seguridad de la obra y estructuras colindantes, así como la calidad del proyecto.

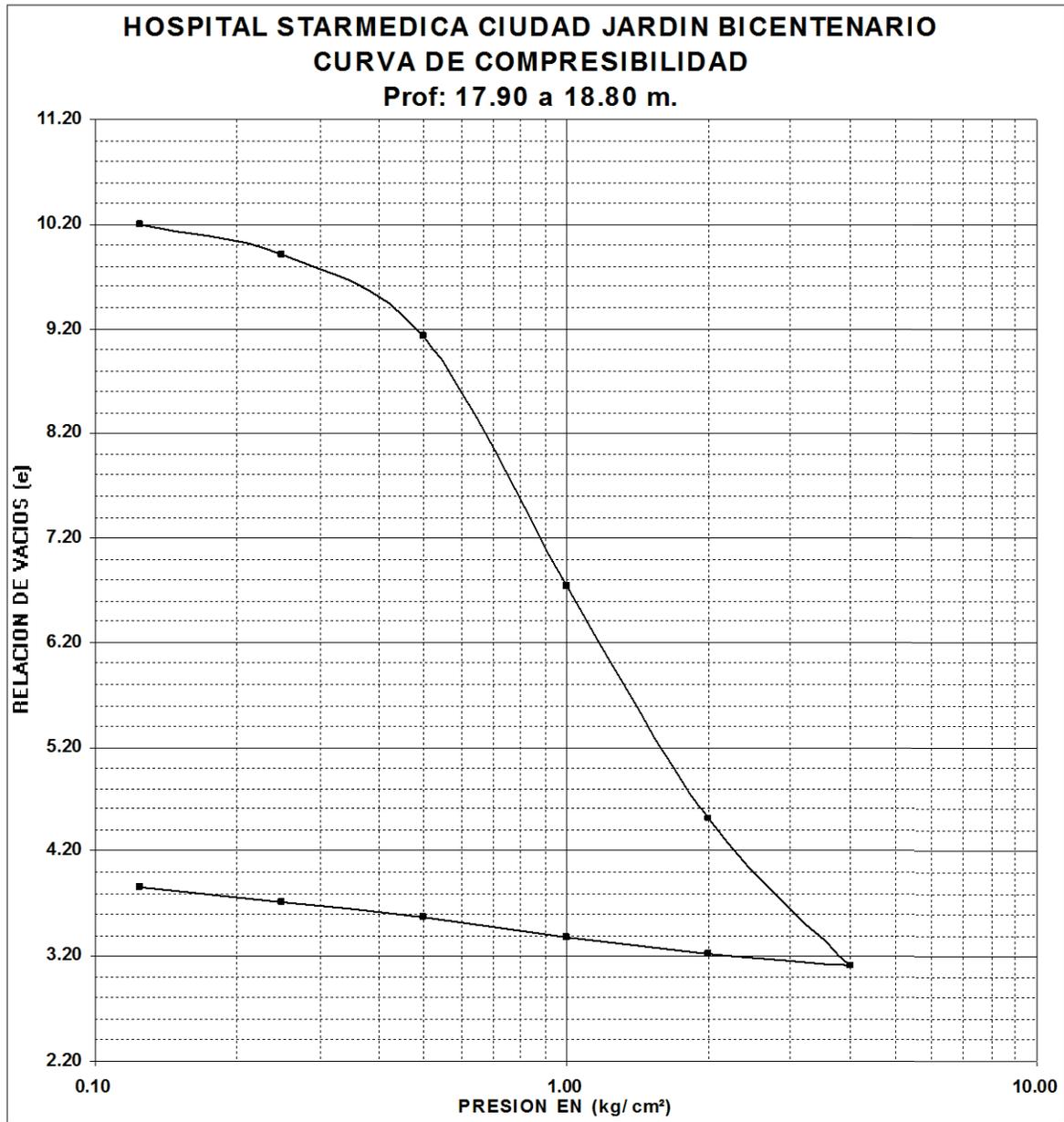
ANEXO I.

RESULTADOS DE LABORATORIO.

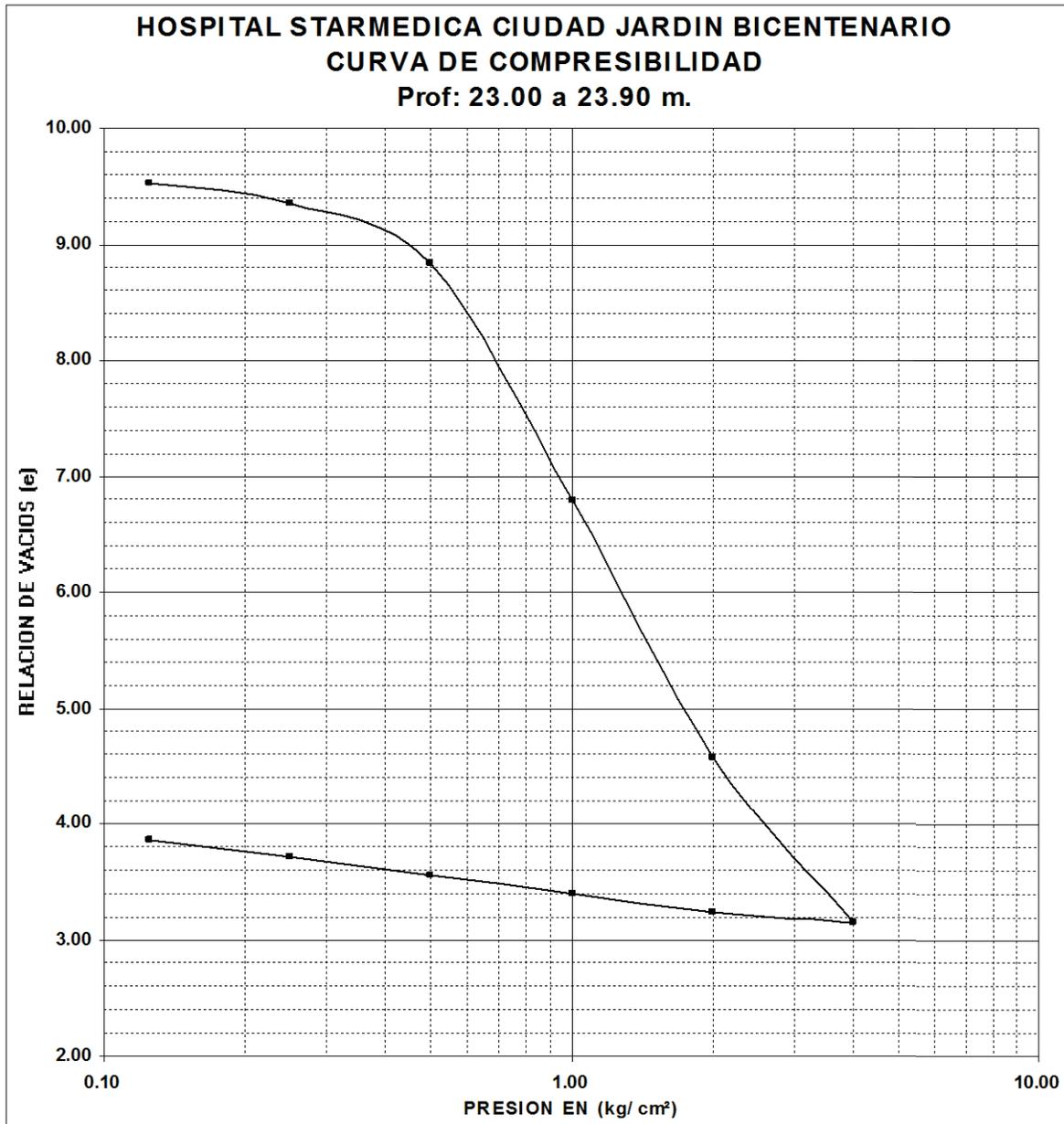


W%	Ss	e	Gw %	(kg/cm²)	(kg/cm²)
373	2.640	9.840	100		

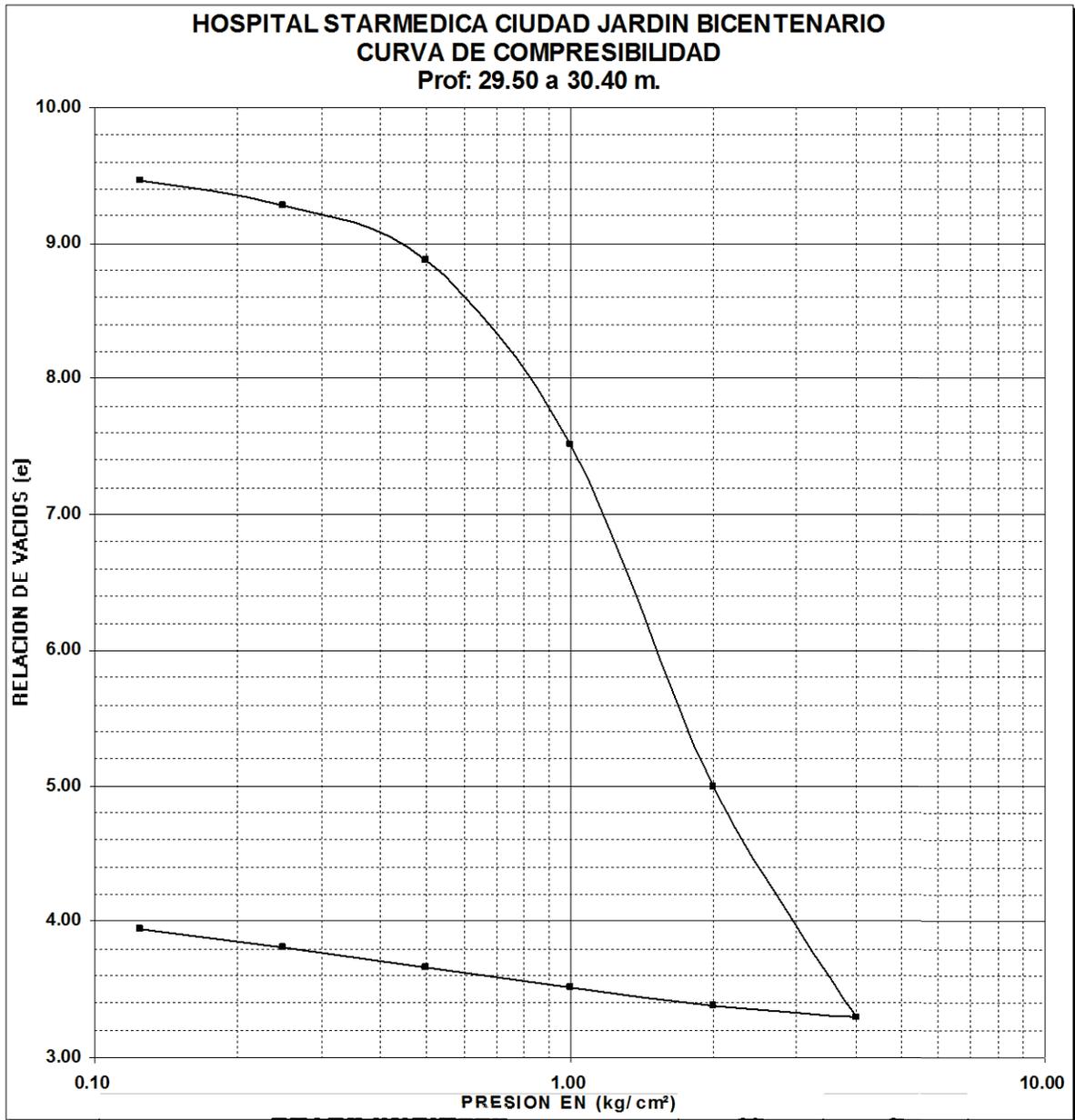




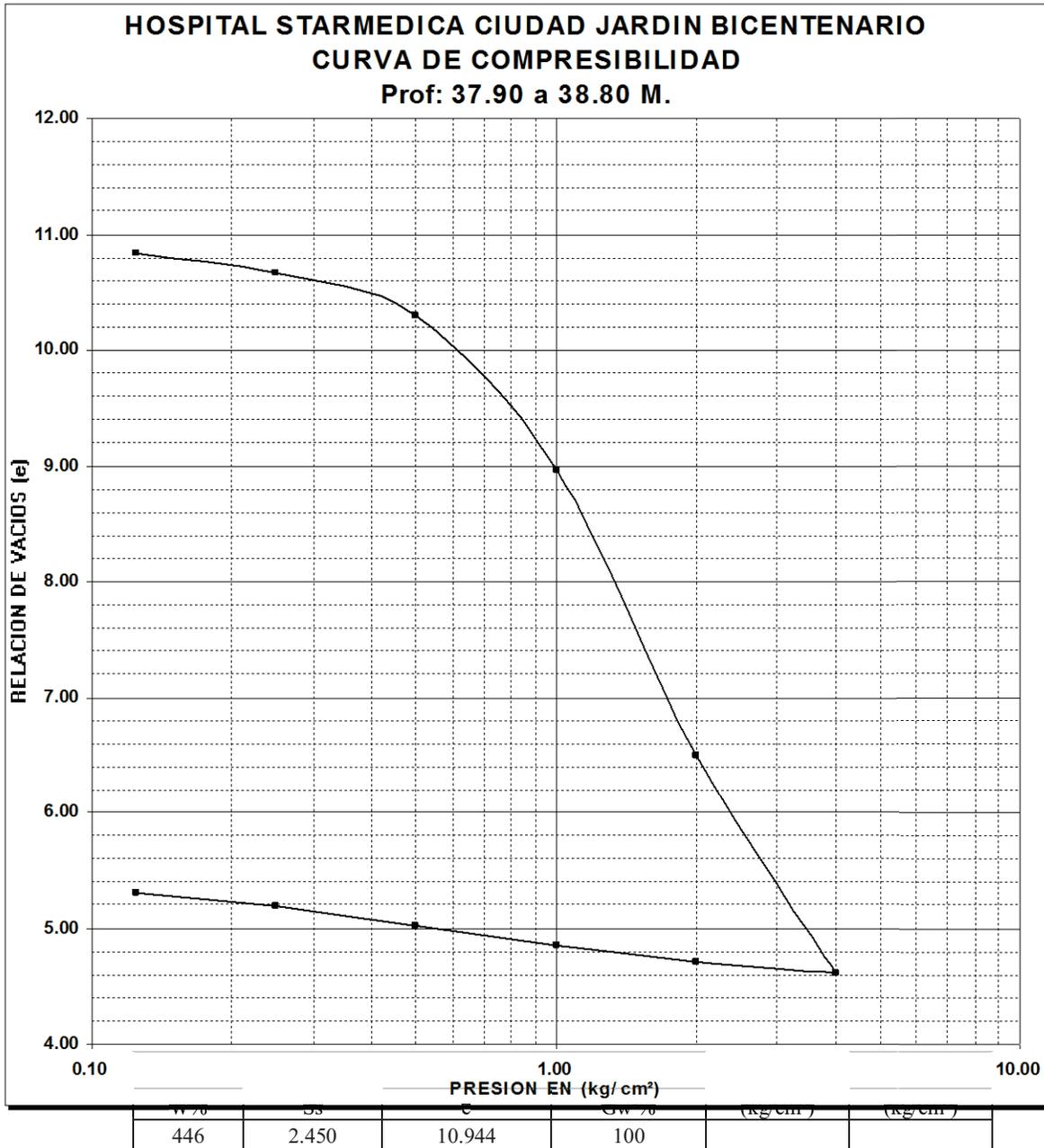
DATOS INICIALES				Pc	P
W%	Ss	e	Gw %	(kg/cm²)	(kg/cm²)
394	2.608	10.327	99		

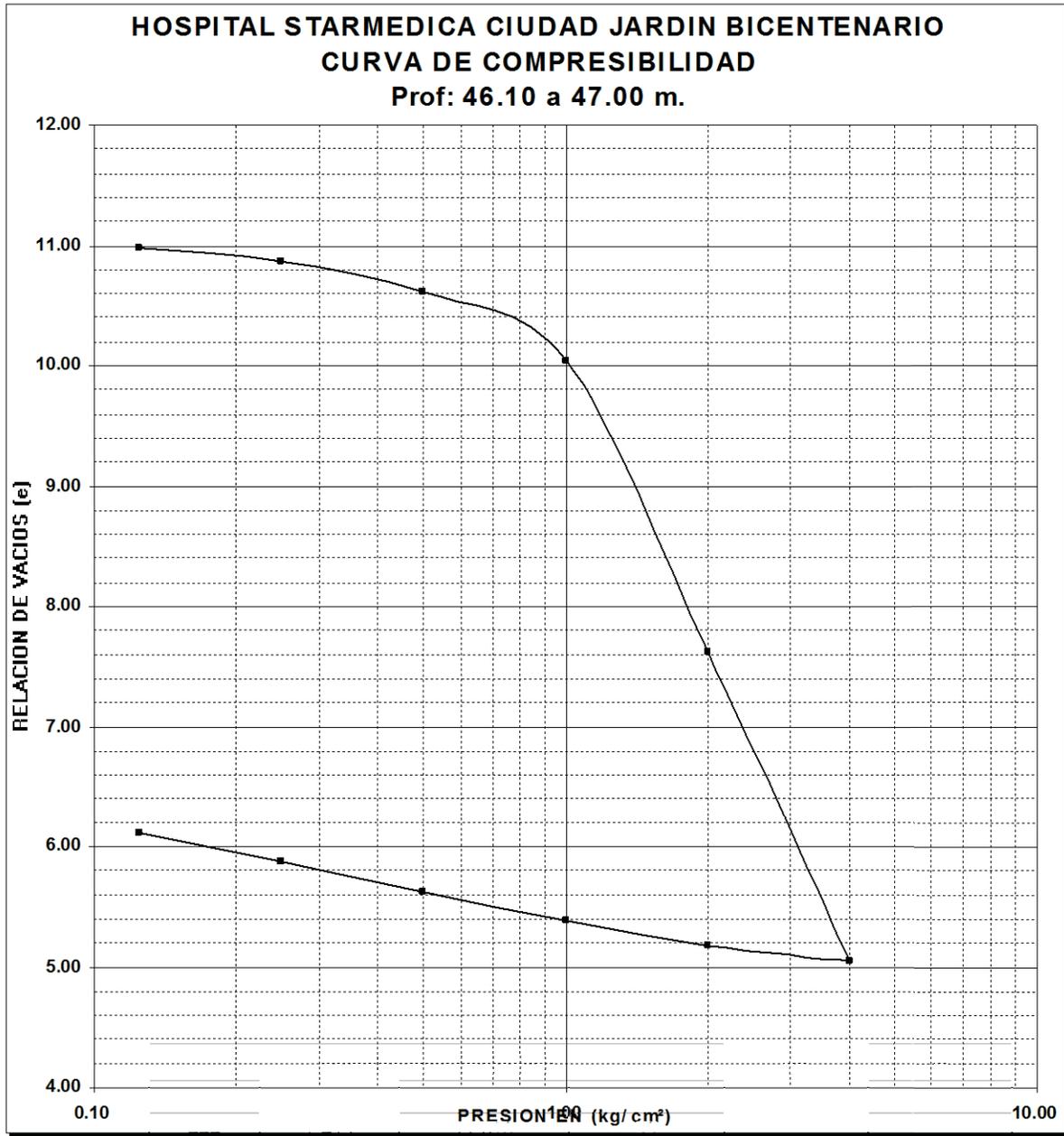


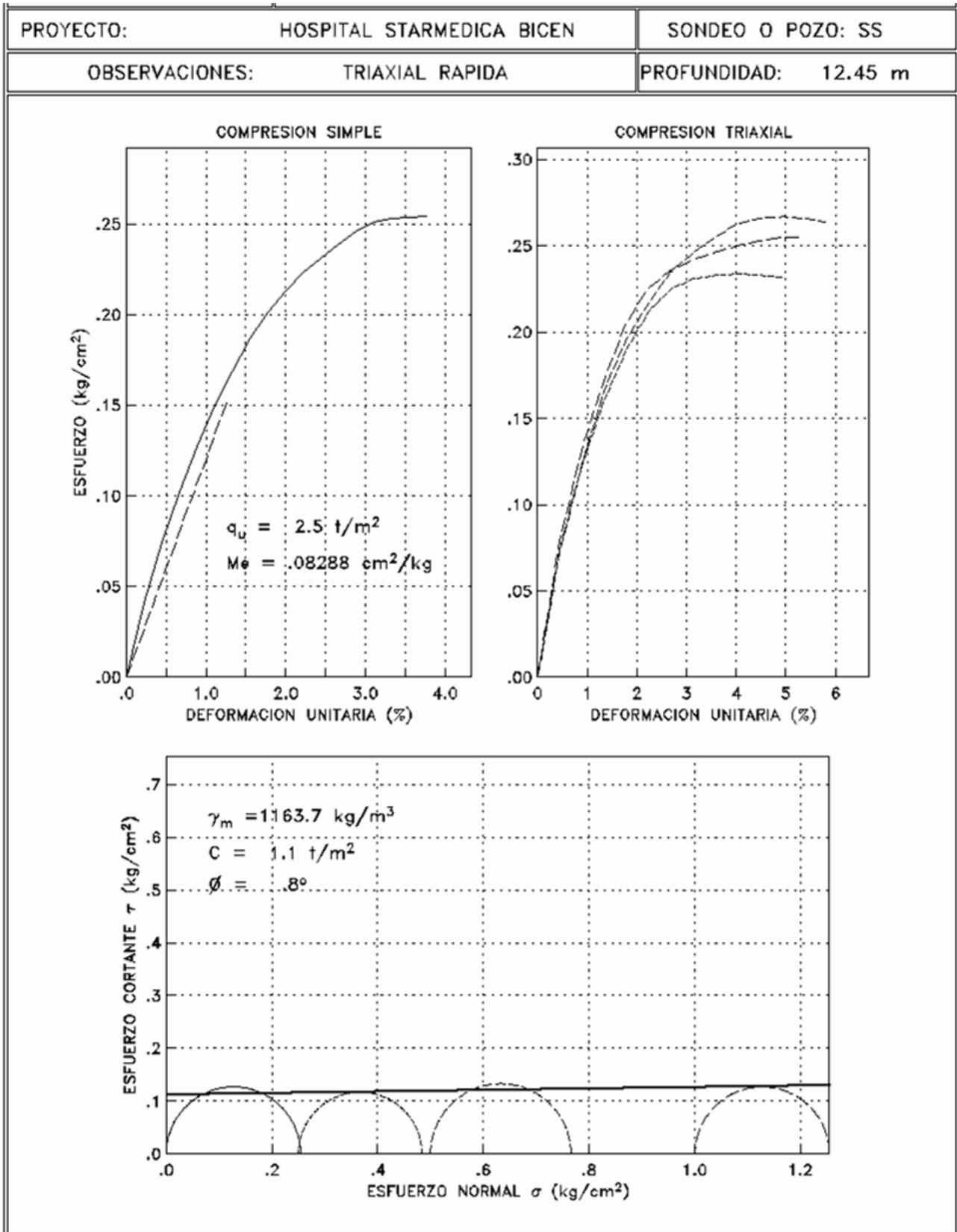
DATOS INICIALES				Pc	P
W%	Ss	e	Gw %	(kg/cm²)	(kg/cm²)
373	2.550	9.616	99		

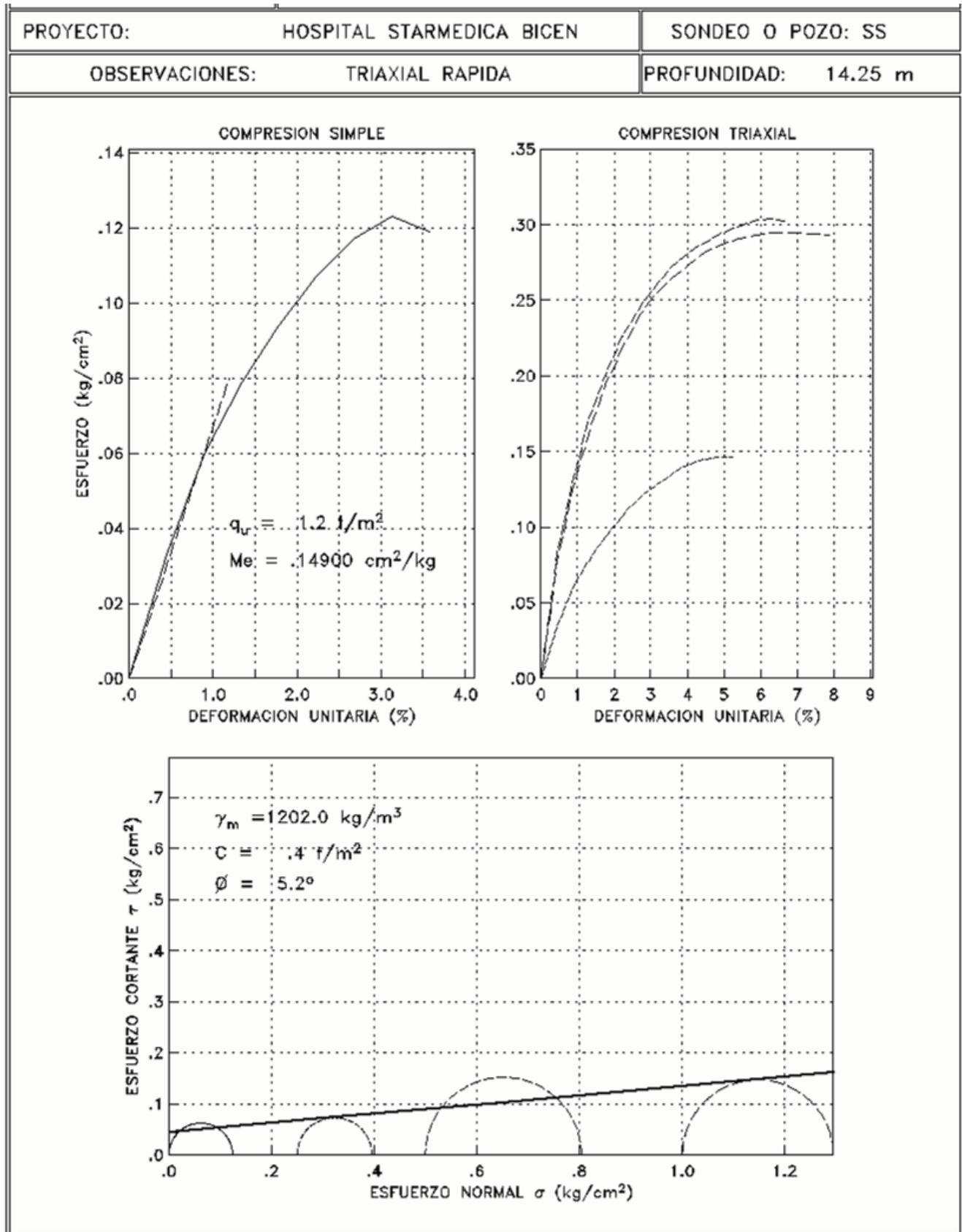


W%	S _s	e	Gw %	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
365	2.589	9.554	99		

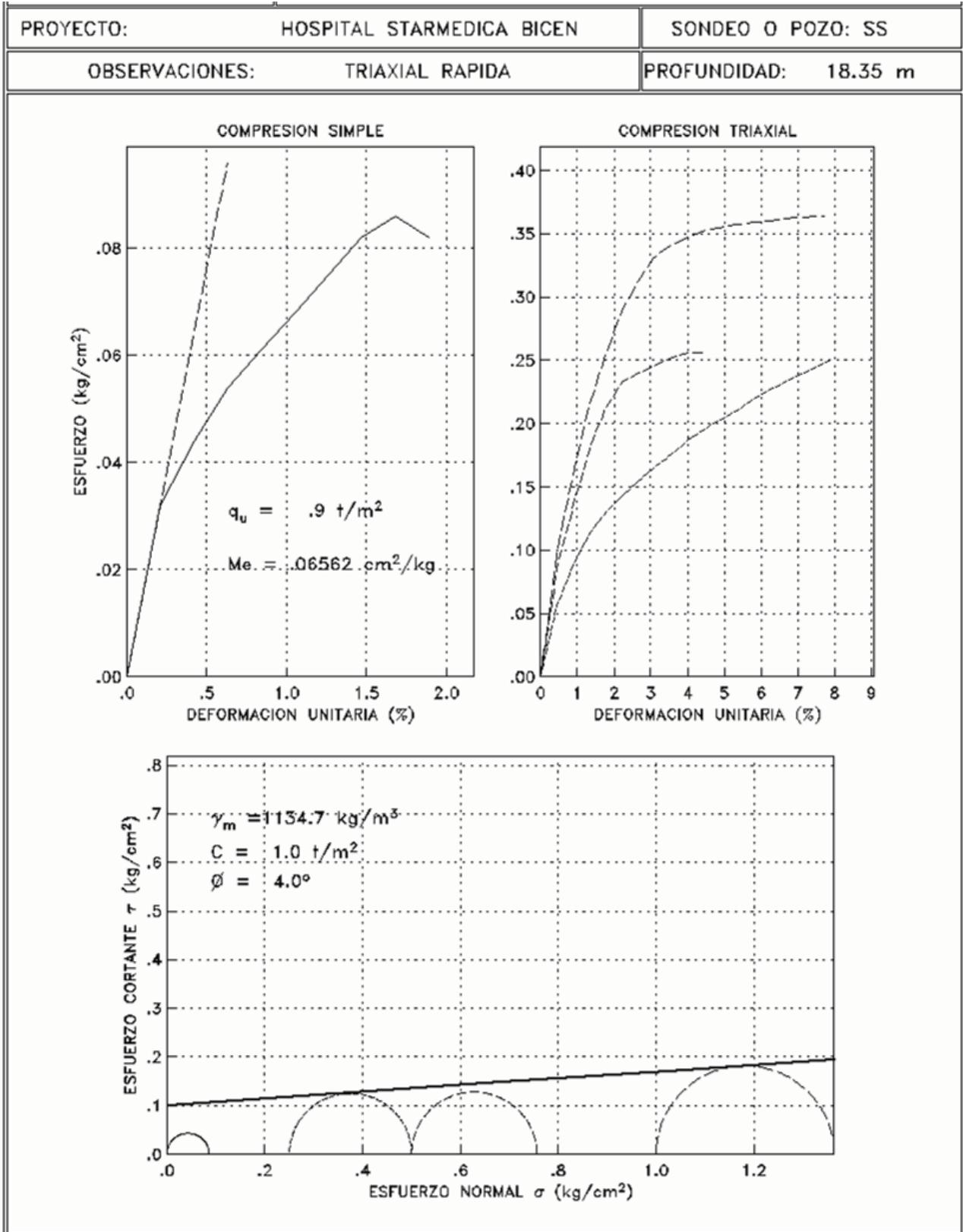




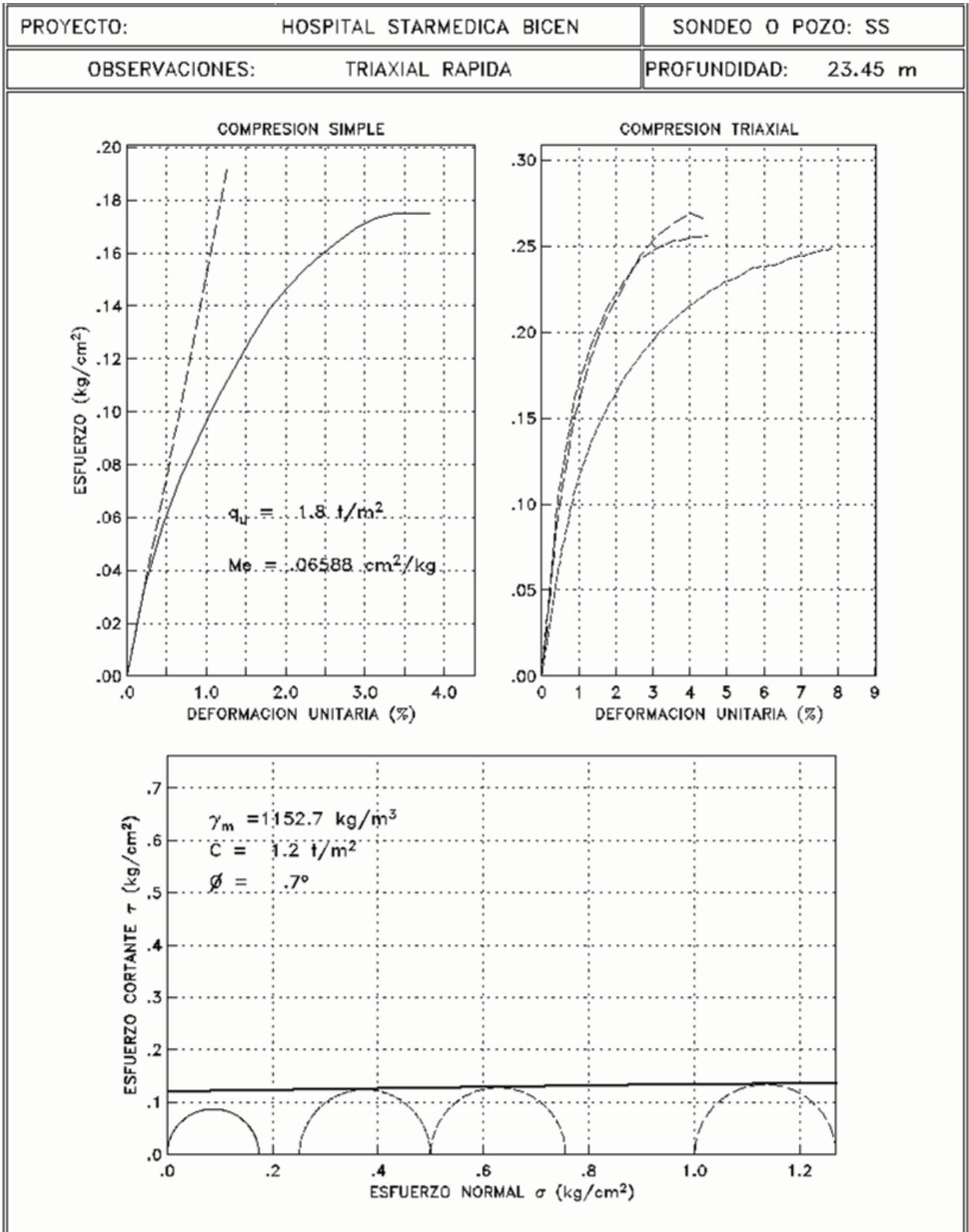


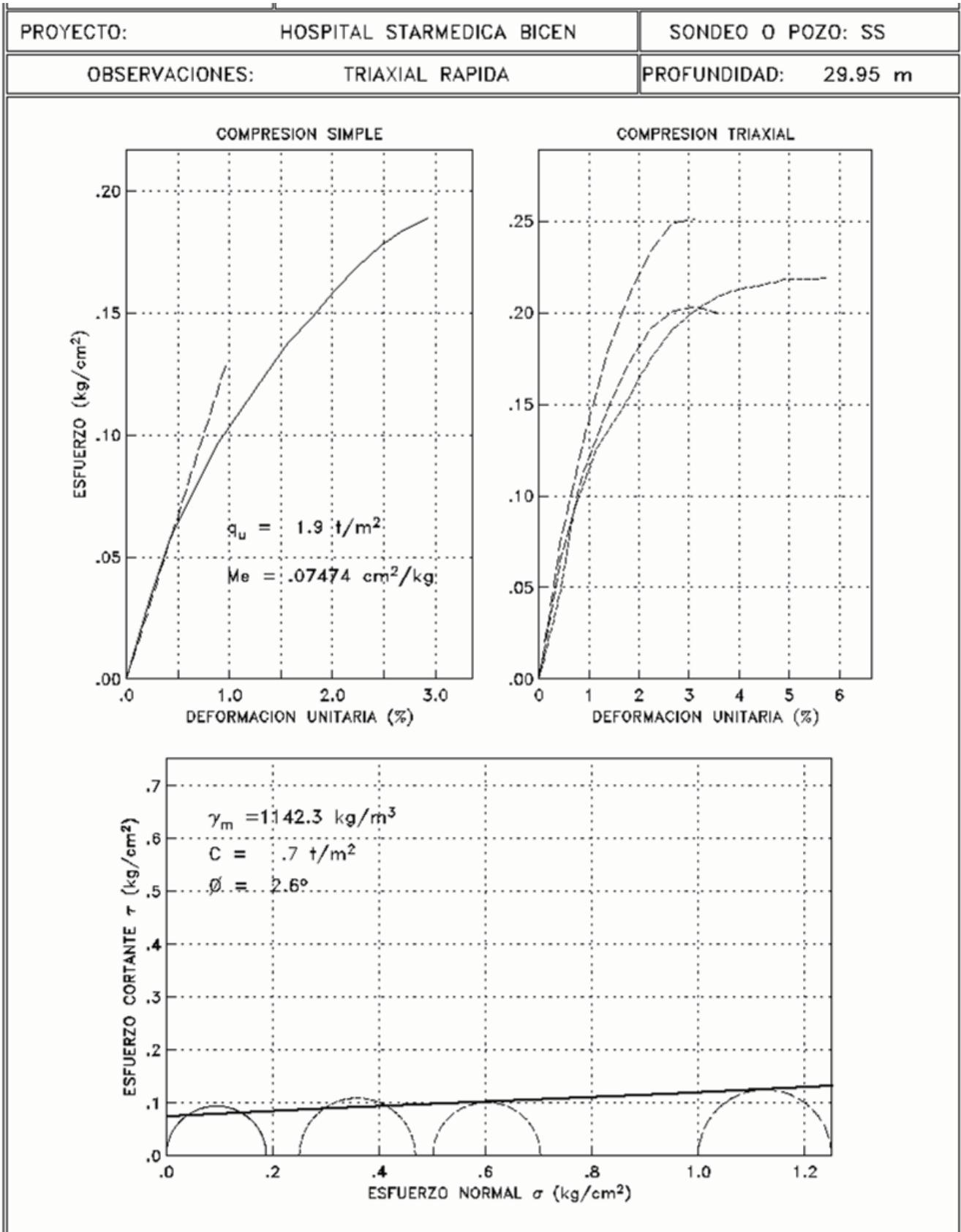


ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

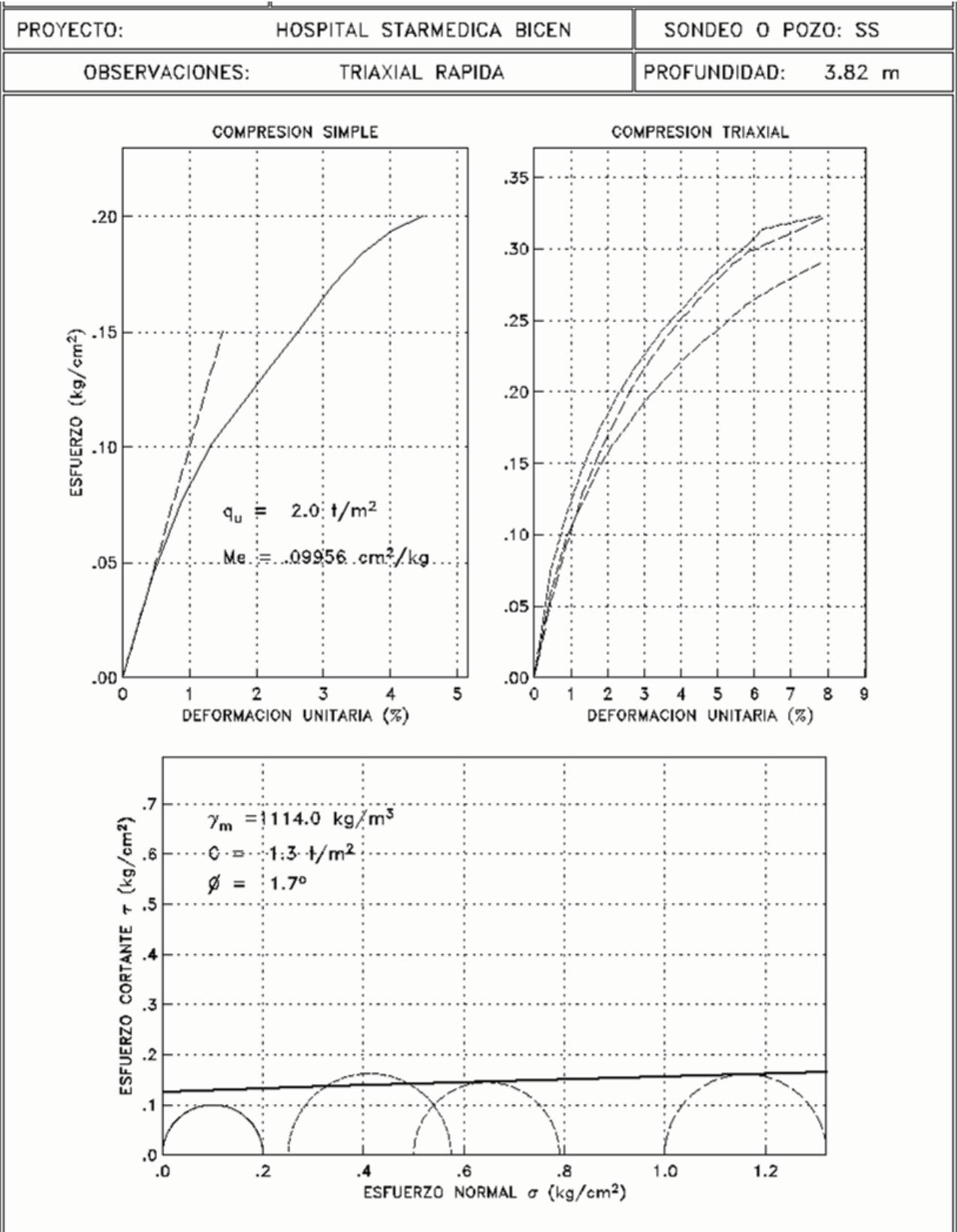


ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

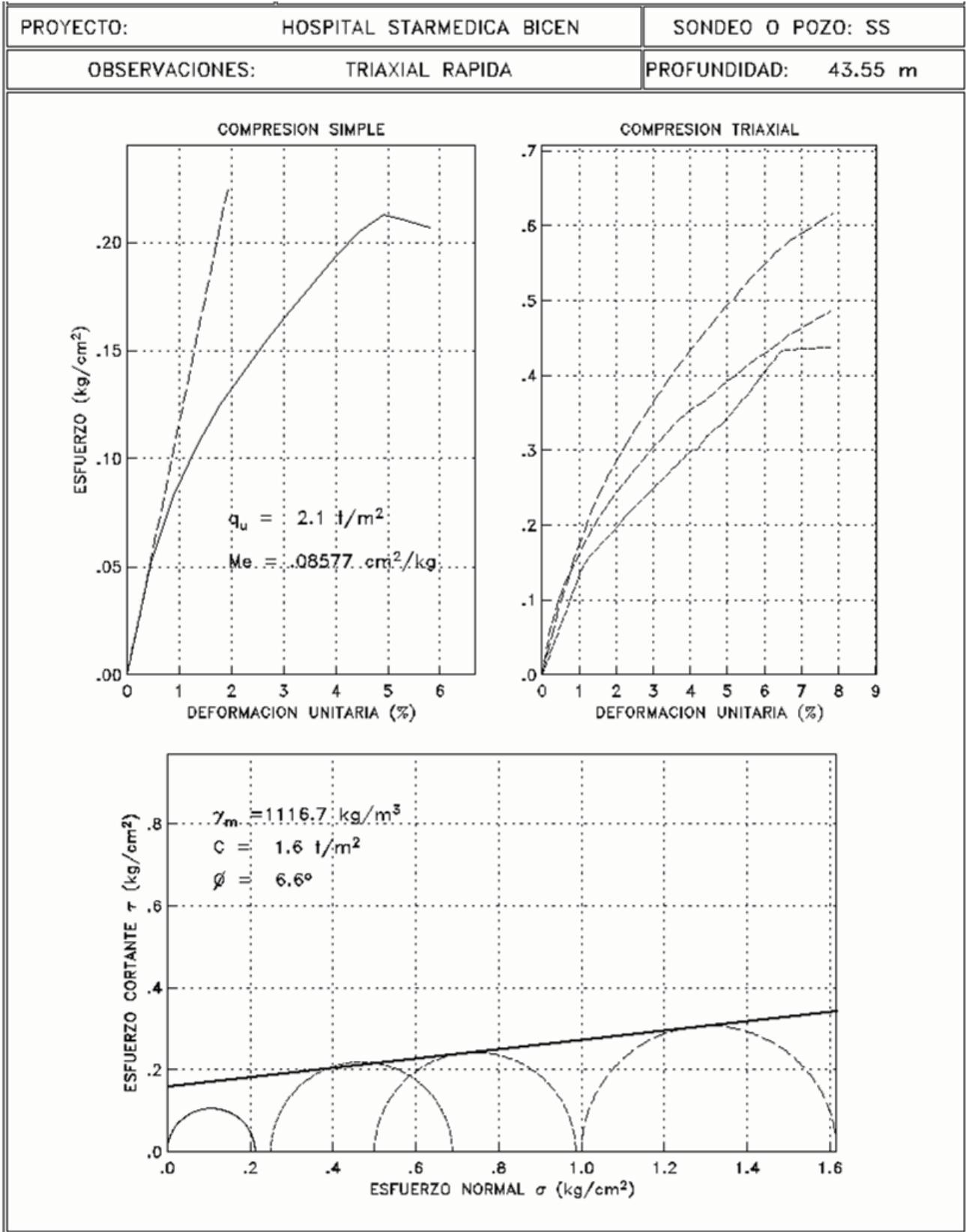




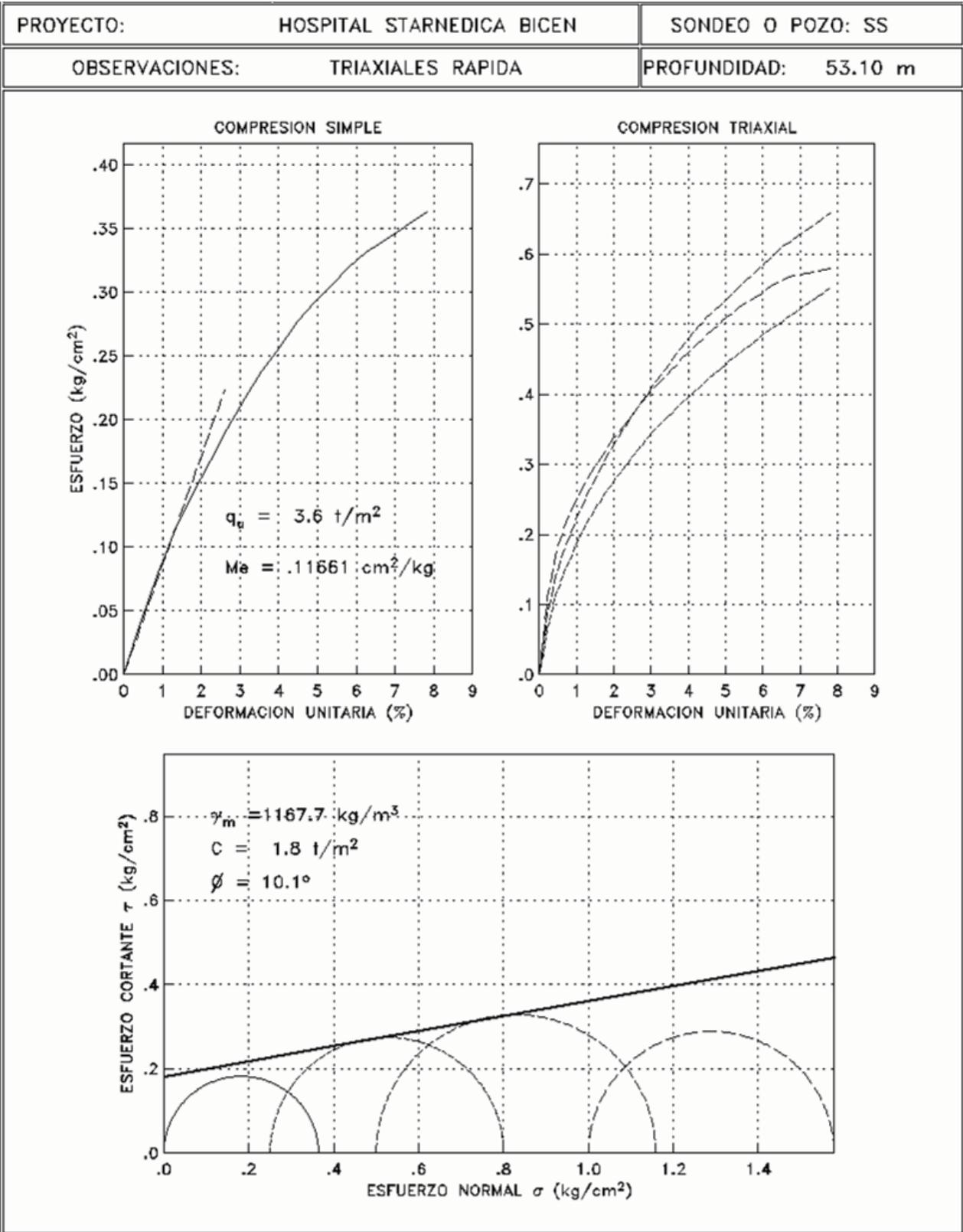
ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

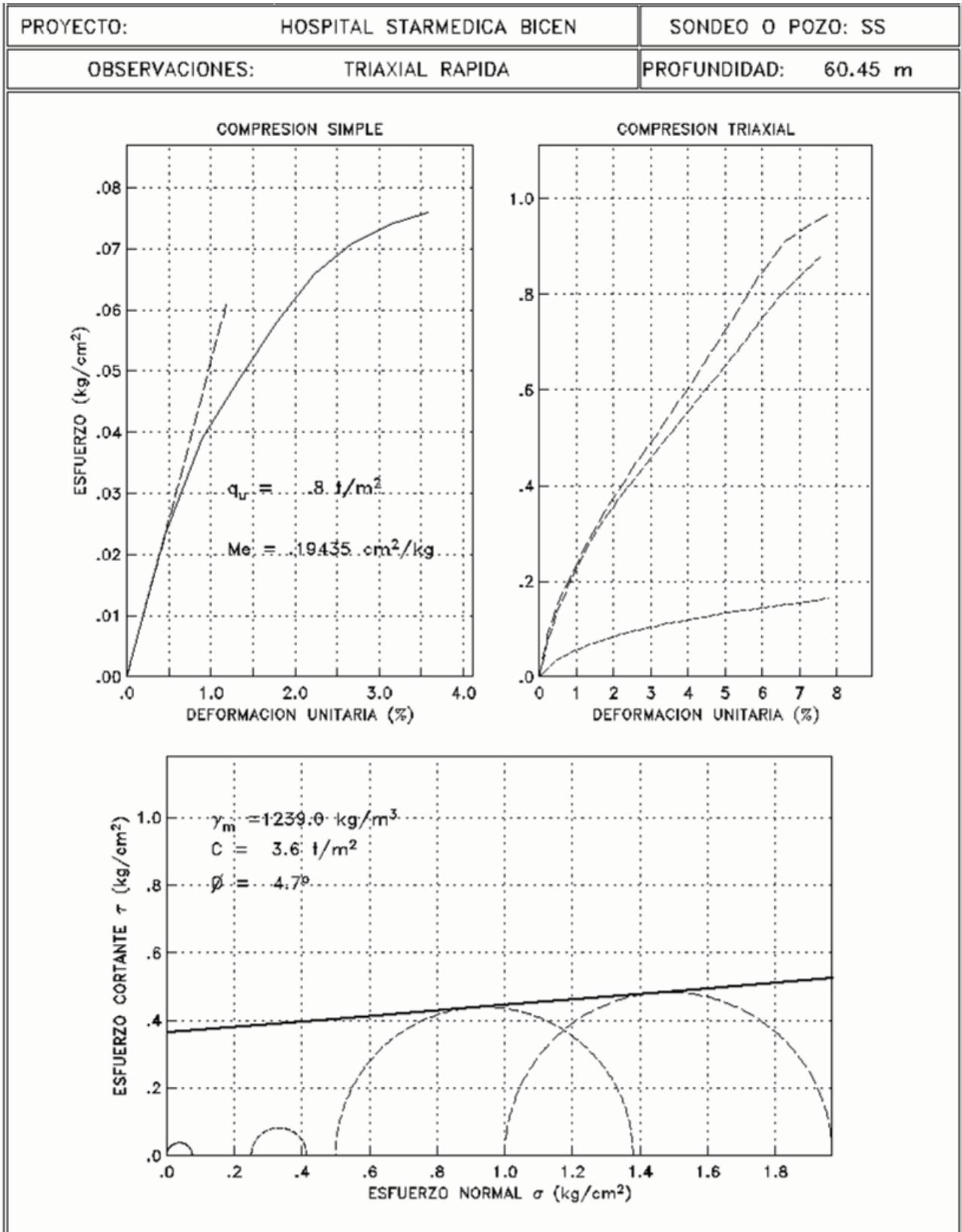


ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO



ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO





ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

ANEXO II.

BAJADA DE CARGAS DEL PROYECTO.

STARMÉDICA CIUDAD JARDÍN BICENTENARIO				Casos de carga:			
Bajada de cargas para el modelo "SM Neza sin cajón.edb"				CIM1=muerta+Wm			
Resultados al 31/10/2007				CIM2=muerta+W			
				CIM3=muerta+Wa+SismoX+0.3SismoY			
				CIM4=muerta+Wa+0.3SismoX+SismoY			
				Nota 1: son cargas sin factorizar.			
Cargas vivas:		Ejes de referencia:		Sismo X (long.):			
Wm=carga viva máxima		x=eje longitudinal		Cortante basal=1,066.82 t			
Wa=carga viva instantánea		y=eje transversal		Momento de volteo=18,390.8 t-m			
W=carga viva media		z=eje vertical					
GENERALES:		Nota 2:		Sismo Y (trans.)			
Peso del edificio=		Rz positivo: compresión		Cortante basal=1,046 t			
Consumo de acero:		Rz negativo: tensión		Momento de volteo=18,253 t-m			
Peso edif.=				Peso adicional del cajón: 2.4 t/m2			
TABLA: Reacciones en la cimentación							
Columna	Caso	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1/B	CIM1	1.18	1.92	155.14	-2.713	1.355	0
1/B	CIM2	1.01	1.64	135.39	-2.314	1.157	0
1/B	CIM3 MAX	79.36	10.22	223.41	18.7	211.618	0.006
1/B	CIM3 MIN	-77.27	-6.83	60.68	-23.497	-209.22	-0.006
1/B	CIM4 MAX	36.04	23.28	242.22	51.125	95.716	0.007
1/B	CIM4 MIN	-33.94	-19.89	41.87	-55.922	-93.319	-0.007
1/C	CIM1	0	1.84	183.25	-2.597	-0.067	0
1/C	CIM2	0	1.57	159.41	-2.217	-0.056	0
1/C	CIM3 MAX	75.81	8.29	193.82	14.211	207.339	0.006
1/C	CIM3 MIN	-75.81	-5.04	141.15	-18.805	-207.462	-0.006
1/C	CIM4 MAX	33.88	21.39	240.22	46.719	93.121	0.007
1/C	CIM4 MIN	-33.88	-18.14	94.75	-51.313	-93.244	-0.007
1/D	CIM1	-0.01	1.83	183.83	-2.584	-0.081	0
1/D	CIM2	-0.01	1.56	159.9	-2.206	-0.068	0
1/D	CIM3 MAX	75.87	8.13	191.56	13.871	207.42	0.006
1/D	CIM3 MIN	-75.9	-4.9	144.46	-18.44	-207.572	-0.006
1/D	CIM4 MAX	33.9	21.4	239.91	46.792	93.146	0.007
1/D	CIM4 MIN	-33.92	-18.17	96.11	-51.362	-93.298	-0.007

ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

TABLA: Reacciones en la cimentación							
Columna	Caso	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1/E	CIM1	0.2	1.82	184.72	-2.58	0.171	0
1/E	CIM2	0.17	1.56	160.79	-2.202	0.15	0
1/E	CIM3 MAX	74.69	10.18	208.89	18.895	206.001	0.006
1/E	CIM3 MIN	-74.35	-6.95	128.87	-23.457	-205.711	-0.006
1/E	CIM4 MAX	33.47	23.77	249.6	52.63	92.636	0.007
1/E	CIM4 MIN	-33.13	-20.54	88.16	-57.192	-92.346	-0.007
4/B	CIM1	1.18	-1.92	155.14	2.713	1.355	0
4/B	CIM2	1.01	-1.64	135.39	2.314	1.157	0
4/B	CIM3 MAX	79.36	6.83	223.41	23.497	211.618	0.006
4/B	CIM3 MIN	-77.27	-10.22	60.68	-18.7	-209.22	-0.006
4/B	CIM4 MAX	36.04	19.89	242.22	55.922	95.716	0.007
4/B	CIM4 MIN	-33.94	-23.28	41.87	-51.125	-93.319	-0.007
4/C	CIM1	0	-1.84	183.25	2.597	-0.067	0
4/C	CIM2	0	-1.57	159.41	2.217	-0.056	0
4/C	CIM3 MAX	75.81	5.04	193.82	18.805	207.339	0.006
4/C	CIM3 MIN	-75.81	-8.29	141.15	-14.211	-207.462	-0.006
4/C	CIM4 MAX	33.88	18.14	240.22	51.313	93.121	0.007
4/C	CIM4 MIN	-33.88	-21.39	94.75	-46.719	-93.244	-0.007
4/D	CIM1	-0.01	-1.83	183.83	2.584	-0.081	0
4/D	CIM2	-0.01	-1.56	159.9	2.206	-0.068	0
4/D	CIM3 MAX	75.87	4.9	191.56	18.44	207.42	0.006
4/D	CIM3 MIN	-75.9	-8.13	144.46	-13.871	-207.572	-0.006
4/D	CIM4 MAX	33.9	18.17	239.91	51.362	93.146	0.007
4/D	CIM4 MIN	-33.92	-21.4	96.11	-46.792	-93.298	-0.007
4/E	CIM1	0.2	-1.82	184.72	2.58	0.171	0
4/E	CIM2	0.17	-1.56	160.79	2.202	0.15	0
4/E	CIM3 MAX	74.69	6.95	208.89	23.457	206.001	0.006
4/E	CIM3 MIN	-74.35	-10.18	128.87	-18.895	-205.711	-0.006
4/E	CIM4 MAX	33.47	20.54	249.6	57.192	92.636	0.007
4/E	CIM4 MIN	-33.13	-23.77	88.16	-52.63	-92.346	-0.007
1/A	CIM1	0.84	1.43	85.79	-1.716	1.168	0
1/A	CIM2	0.72	1.25	76.59	-1.506	0.999	0
1/A	CIM3 MAX	31.47	21.75	273.09	70.866	69.844	0.006
1/A	CIM3 MIN	-29.99	-19.17	-113.57	-73.967	-67.767	-0.006
1/A	CIM4 MAX	14.51	48.59	222.67	167.01	31.944	0.007
1/A	CIM4 MIN	-13.02	-46.01	-63.16	-170.112	-29.868	-0.007
1/F	CIM1	-1.88	1.33	107.54	-1.594	-2.676	0
1/F	CIM2	-1.61	1.17	95.36	-1.403	-2.29	0
1/F	CIM3 MAX	26.07	23.12	222.02	76.212	62.205	0.006
1/F	CIM3 MIN	-29.41	-20.72	-23	-79.098	-66.952	-0.006
1/F	CIM4 MAX	10.78	51.83	207.97	178.957	26.666	0.007
1/F	CIM4 MIN	-14.12	-49.43	-8.95	-181.844	-31.413	-0.007

ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

TABLA: Reacciones en la cimentación							
Columna	Caso	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
2/A	CIM1	1.1	0.95	150.19	-1.143	1.536	0
2/A	CIM2	0.93	0.81	132.04	-0.968	1.297	0
2/A	CIM3 MAX	25.99	27.87	270.74	79.311	59.214	0.006
2/A	CIM3 MIN	-24.06	-26.2	5.78	-81.322	-56.505	-0.006
2/A	CIM4 MAX	9.88	63.48	186.42	186.011	21.97	0.007
2/A	CIM4 MIN	-7.94	-61.81	90.09	-188.022	-19.261	-0.007
2/B	CIM1	1.02	2.54	271.96	-3.05	1.431	0
2/B	CIM2	0.86	2.15	233.63	-2.58	1.209	0
2/B	CIM3 MAX	33.43	25.04	302.63	66.229	69.727	0.006
2/B	CIM3 MIN	-31.63	-20.59	190.22	-71.584	-67.205	-0.006
2/B	CIM4 MAX	12.49	59.96	271.17	172.194	25.671	0.007
2/B	CIM4 MIN	-10.69	-55.51	221.68	-177.548	-23.149	-0.007
2/C	CIM1	-0.11	3.31	294.52	-3.985	-0.169	0
2/C	CIM2	-0.09	2.8	253.05	-3.369	-0.142	0
2/C	CIM3 MAX	30.14	20.72	269.76	50.431	65.078	0.006
2/C	CIM3 MIN	-30.33	-14.91	263.53	-57.421	-65.378	-0.006
2/C	CIM4 MAX	10.67	55.73	273.54	156.638	23.09	0.007
2/C	CIM4 MIN	-10.86	-49.91	259.75	-163.629	-23.391	-0.007
2/D	CIM1	-0.03	3.29	285.91	-3.955	-0.058	0
2/D	CIM2	-0.03	2.78	245.78	-3.343	-0.049	0
2/D	CIM3 MAX	30.31	20.31	261.14	49.31	65.316	0.006
2/D	CIM3 MIN	-30.36	-14.54	256.55	-56.246	-65.422	-0.006
2/D	CIM4 MAX	10.77	55.76	265.46	156.865	23.239	0.007
2/D	CIM4 MIN	-10.83	-49.99	252.23	-163.801	-23.345	-0.007
2/E	CIM1	0.09	3.29	284.43	-3.951	0.113	0
2/E	CIM2	0.08	2.78	244.71	-3.34	0.1	0
2/E	CIM3 MAX	31.32	25.76	268.49	65.612	66.746	0.006
2/E	CIM3 MIN	-31.17	-20	246.72	-72.541	-66.555	-0.006
2/E	CIM4 MAX	11.19	62.11	267.34	175.887	23.826	0.007
2/E	CIM4 MIN	-11.03	-56.34	247.86	-182.816	-23.635	-0.007
2/F	CIM1	-2.38	1.75	167.25	-2.103	-3.386	0
2/F	CIM2	-2.02	1.48	147.12	-1.78	-2.869	0
2/F	CIM3 MAX	20.55	30.5	240.1	84.279	51.508	0.006
2/F	CIM3 MIN	-24.74	-27.43	67.27	-87.971	-57.47	-0.006
2/F	CIM4 MAX	5.93	68.58	187.42	198.3	16.393	0.007
2/F	CIM4 MIN	-10.13	-65.51	119.95	-201.992	-22.355	-0.007
3/A	CIM1	1.1	-0.95	150.19	1.143	1.536	0
3/A	CIM2	0.93	-0.81	132.04	0.968	1.297	0
3/A	CIM3 MAX	25.99	26.2	270.74	81.322	59.214	0.006
3/A	CIM3 MIN	-24.06	-27.87	5.78	-79.311	-56.505	-0.006
3/A	CIM4 MAX	9.88	61.81	186.42	188.022	21.97	0.007
3/A	CIM4 MIN	-7.94	-63.48	90.09	-186.011	-19.261	-0.007
3/B	CIM1	1.02	-2.54	271.96	3.05	1.431	0
3/B	CIM2	0.86	-2.15	233.63	2.58	1.209	0
3/B	CIM3 MAX	33.43	20.59	302.63	71.584	69.727	0.006
3/B	CIM3 MIN	-31.63	-25.04	190.22	-66.229	-67.205	-0.006
3/B	CIM4 MAX	12.49	55.51	271.17	177.548	25.671	0.007
3/B	CIM4 MIN	-10.69	-59.96	221.68	-172.194	-23.149	-0.007
3/C	CIM1	-0.11	-3.31	294.52	3.985	-0.169	0
3/C	CIM2	-0.09	-2.8	253.05	3.369	-0.142	0
3/C	CIM3 MAX	30.14	14.91	269.76	57.421	65.078	0.006
3/C	CIM3 MIN	-30.33	-20.72	263.53	-50.431	-65.378	-0.006
3/C	CIM4 MAX	10.67	49.91	273.54	163.629	23.09	0.007
3/C	CIM4 MIN	-10.86	-55.73	259.75	-156.638	-23.391	-0.007

ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA EL HOSPITAL STARMÉDICA,
UBICADO EN EL EDO. DE MÉXICO

TABLA: Reacciones en la cimentación							
Columna	Caso	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
		Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
3/D	CIM1	-0.03	-3.29	285.91	3.955	-0.058	0
3/D	CIM2	-0.03	-2.78	245.78	3.343	-0.049	0
3/D	CIM3 MAX	30.31	14.54	261.14	56.246	65.316	0.006
3/D	CIM3 MIN	-30.36	-20.31	256.55	-49.31	-65.422	-0.006
3/D	CIM4 MAX	10.77	49.99	265.46	163.801	23.239	0.007
3/D	CIM4 MIN	-10.83	-55.76	252.23	-156.865	-23.345	-0.007
3/E	CIM1	0.09	-3.29	284.43	3.951	0.113	0
3/E	CIM2	0.08	-2.78	244.71	3.34	0.1	0
3/E	CIM3 MAX	31.32	20	268.49	72.541	66.746	0.006
3/E	CIM3 MIN	-31.17	-25.76	246.72	-65.612	-66.555	-0.006
3/E	CIM4 MAX	11.19	56.34	267.34	182.816	23.826	0.007
3/E	CIM4 MIN	-11.03	-62.11	247.86	-175.887	-23.635	-0.007
3/F	CIM1	-2.38	-1.75	167.25	2.103	-3.386	0
3/F	CIM2	-2.02	-1.48	147.12	1.78	-2.869	0
3/F	CIM3 MAX	20.55	27.43	240.1	87.971	51.508	0.006
3/F	CIM3 MIN	-24.74	-30.5	67.27	-84.279	-57.47	-0.006
3/F	CIM4 MAX	5.93	65.51	187.42	201.992	16.393	0.007
3/F	CIM4 MIN	-10.13	-68.58	119.95	-198.3	-22.355	-0.007
4/A	CIM1	0.84	-1.43	85.79	1.716	1.168	0
4/A	CIM2	0.72	-1.25	76.59	1.506	0.999	0
4/A	CIM3 MAX	31.47	19.17	273.09	73.967	69.844	0.006
4/A	CIM3 MIN	-29.99	-21.75	-113.57	-70.866	-67.767	-0.006
4/A	CIM4 MAX	14.51	46.01	222.67	170.112	31.944	0.007
4/A	CIM4 MIN	-13.02	-48.59	-63.16	-167.01	-29.868	-0.007
4/F	CIM1	-1.88	-1.33	107.54	1.594	-2.676	0
4/F	CIM2	-1.61	-1.17	95.36	1.403	-2.29	0
4/F	CIM3 MAX	26.07	20.72	222.02	79.098	62.205	0.006
4/F	CIM3 MIN	-29.41	-23.12	-23	-76.212	-66.952	-0.006
4/F	CIM4 MAX	10.78	49.43	207.97	181.844	26.666	0.007
4/F	CIM4 MIN	-14.12	-51.83	-8.95	-178.957	-31.413	-0.007

BIBLIOGRAFÍA.

- COVITUR (1987). "Manual de Diseño Geotécnico". Departamento del Distrito Federal, México, D.F.
- E. Tamez (2001). "Ingeniería de cimentaciones". TGC Geotecnia, México, D.F.
- L. Zeevaert (1983). "Foundation Engineering for difficult subsoil conditions". Van Nostrand Reinhold, 2a edición. New York.
- MOC-DS (1993). "Manual de Obras Civiles. Diseño por Sismo". Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, D.F.
- M. E. Harr (1962). "Groundwater and Seepage". McGraw-Hill, USA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"