



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
CAMPUS ARAGÓN**

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO PARA LA
CONSTRUCCIÓN DEL HOSPITAL GENERAL REGIONAL No. 2 DE
TRAUMATOLOGÍA Y ORTOPEDIA, DEL IMSS, UBICADO EN
CALZADA DE LAS BOMBAS No.117, COLONIA LOS GIRASOLES,
DELEGACIÓN COYOACÁN, MÉXICO, D.F.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

JOSÉ ALFREDO JIMÉNEZ SUÁREZ

ASESOR:

ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



MÉXICO 2010



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A MIS PADRES: Alfredo Jiménez ovando
Lic. Martha del Carmen Suárez Estrada

Gracias padres por el ejemplo y valores que me han inculcado desde mi niñez me es posible lograr esta meta en mi vida académica, la cual es el punto de partida para dar un paso muy importante en mi formación profesional. Siempre estaré muy agradecido con ustedes porque siempre han trabajado y se han esforzado para poder brindar lo mejor a sus hijos. Estoy muy feliz porque me dieron el privilegio más grande que se le puede otorgar a un ser humano el amor incondicional de sus padres.

A MI HERMANA: Tila María Jiménez Suárez

Hermanita comparto contigo esta alegría ya que los triunfos académicos, profesionales y como personas que podamos lograr tú y yo son el reflejo de nuestra familia que aun que pequeña es muy grande en cariño y amor entre nosotros. Espero agradezco toda tu comprensión y paciencia para conmigo te quiero mucho.

A MI NOVIA: Ing. Tania Estefanía Gutiérrez Castruita

Tania hoy puedo compartir contigo un triunfo muy importante y lo mejor es estar a tu lado para disfrutarlo, porque siempre has sido la persona que me comprende, me has apoyado todo el tiempo desde el primer día. Tú siempre creíste en mí por eso te doy las gracias, nunca podre pagarte lo que has hecho y sigues haciendo todos los días por mi persona, siempre me demuestras tu cariño con hechos por eso estamos juntos y puedo decirte que quiero que seas mi compañera toda la vida.

A MI ASESOR DE TESIS: Ing. Gabriel Ruíz González

Por su dedicación y esfuerzo que son de un valor incalculable para sus alumnos, le agradezco de todo corazón su apoyo desinteresado para poder realizar este trabajo y lo felicito mucho por su labor docente, que es un ejemplo a seguir para muchos profesores. De usted Ingeniero me llevo el regalo más grande que un profesor puede brindarle a sus alumnos, el conocimiento.

INDICE

INTRODUCCIÓN

| | | |
|----|---|----|
| 1. | ANTECEDENTES..... | 1 |
| 2. | EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO..... | 11 |
| 3. | PRUEBAS DE LABORATORIO..... | 17 |
| 4. | CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO..... | 22 |
| 5. | ANALISIS DE CIMENTACIÓN..... | 28 |

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

ANEXO I REPORTE FOTOGRAFICO

ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO



INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

El trabajo de tesis que a continuación se presenta, denominado Estudio de Mecánica de Suelos es desarrollado a partir de la creciente necesidad de generar y cubrir los servicios de la población creciente de la ciudad de México, para lo cual se requiere de la atención especializada de los ingenieros civiles que son los profesionales capacitados para analizar y diseñar las obras requeridas que satisfacen estos servicios.

En el caso particular del análisis y diseño de una cimentación se requiere de la mecánica de suelos, ya que cuenta con técnicas bien definidas las cuales permiten obtener las características de los suelos, en donde se proyecta la construcción de las obras civiles.

La importancia vital de definir la cimentación más adecuada para la construcción de las estructuras debe ser la más conveniente, lo cual conlleva a cumplir con los requerimientos de economía, funcionalidad y lo más importante que es la seguridad de la cimentación lo cual nos brinda la confianza en la edificación de la obra y que garantiza que al entrar en operación se tengan resultados óptimos.

Cabe mencionar que las pruebas de laboratorio son muy importantes para la realización de el análisis y diseño de la cimentación, deben contar con técnicas adecuadas y equipos confiables, preferentemente deben realizarse en laboratorios certificados por las dependencias competentes, de esta manera se tendrá una certeza en los resultados que se obtienen y que contribuirán para la elaboración de un diseño adecuado para cada caso particular.

Debe reiterarse la importancia de Realizar los estudios de mecánica de suelos ya que de ello depende un buen funcionamiento de la cimentación y aunado a ello de todo el sistema estructural.

ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES

Se proyecta la construcción del Hospital General Regional No. 2, de Traumatología y Ortopedia del IMSS, ubicado en Calzada de las Bombas No. 117, Colonia Los Girasoles, Delegación Coyoacán, México, D. F. La localización del sitio se muestra en la figura 1.

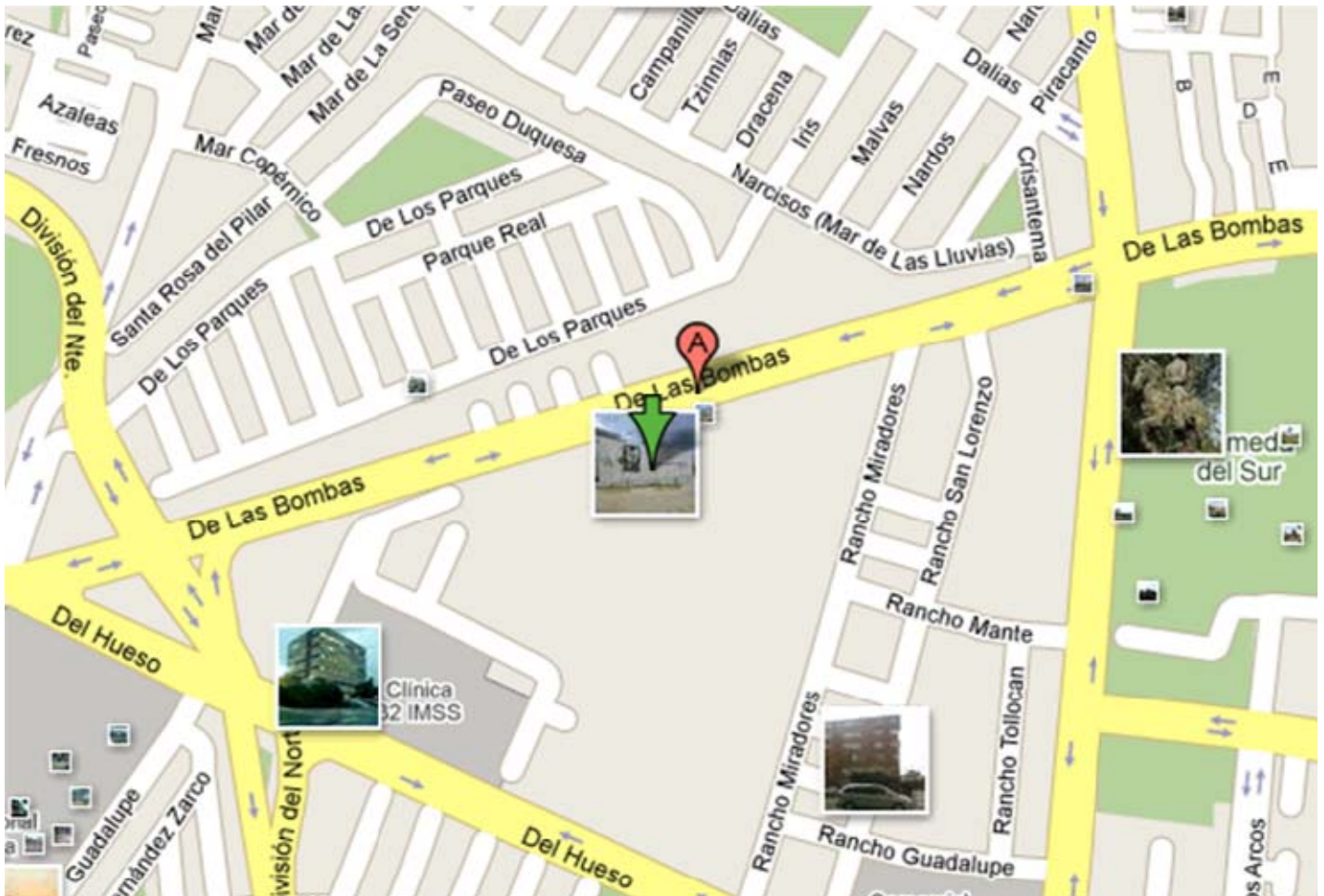


FIGURA. 1 CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una plaza de acceso y el edificio principal de cuatro y cinco niveles para hospitalización; edificios de uno y dos niveles, para llegada de emergencia, estacionamiento y servicios.

En un futuro una segunda planta para consulta externa, encima del área de consulta externa de especialidades y el almacén, en un área de 2,171 m², comprendida entre los ejes longitudinales N a X; y los ejes transversales 10 a 14, la estructuración se efectuará mediante estructura metálica. Además se proyecta la construcción de un área de escalera y elevador, para acceso a primer nivel de consulta externa, con área en planta de 68 m².

Con objeto de proporcionar las recomendaciones de cimentación de la estructura proyectada; se efectuaron diversos análisis de Mecánica de Suelos basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizado en el predio de interés y en pruebas de laboratorio.

En este trabajo de tesis se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y para construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más conveniente para la estructura proyectada.

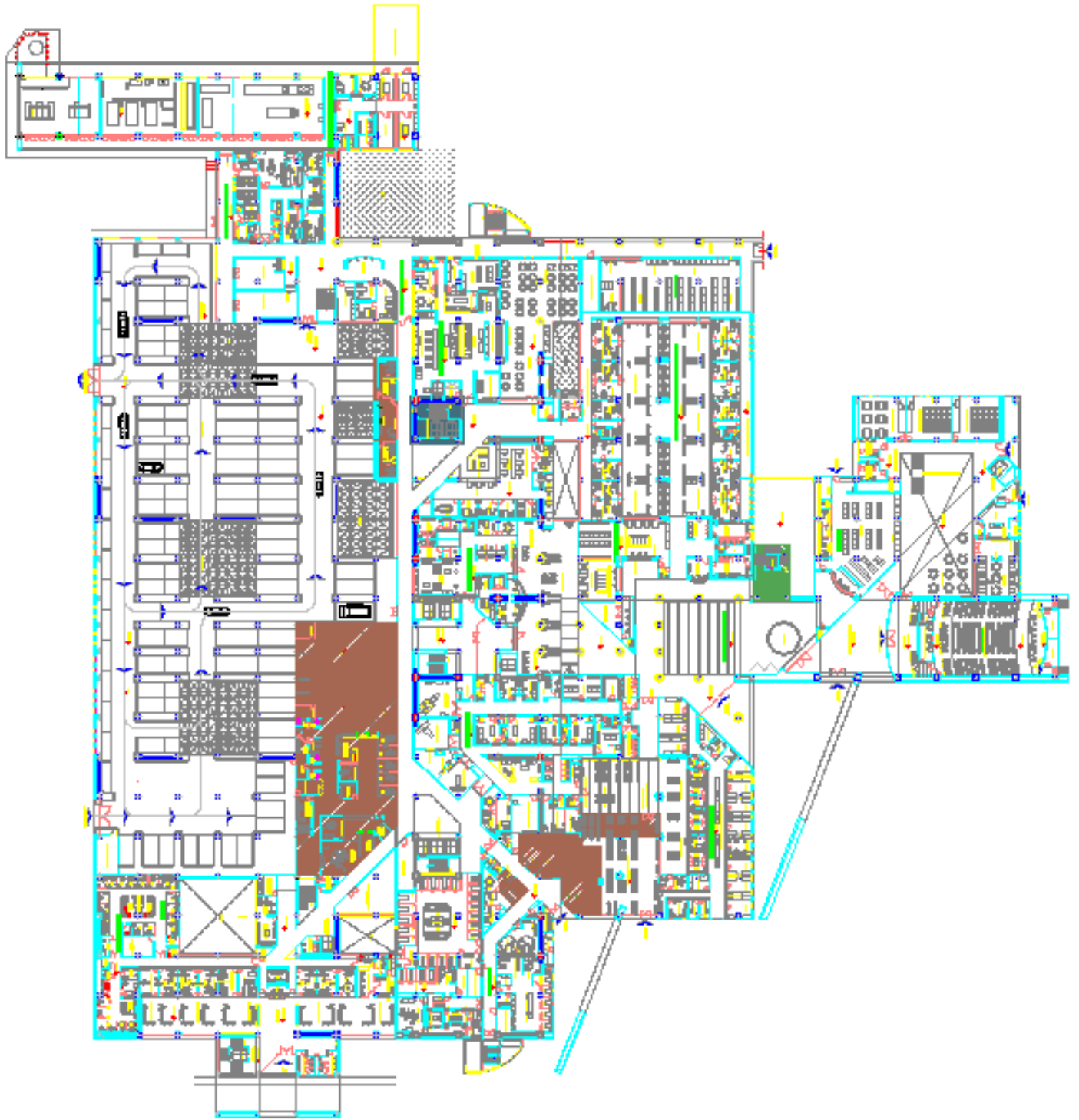


FIGURA. 2.- PLANTA BAJA (VISTA EN PLANTA)

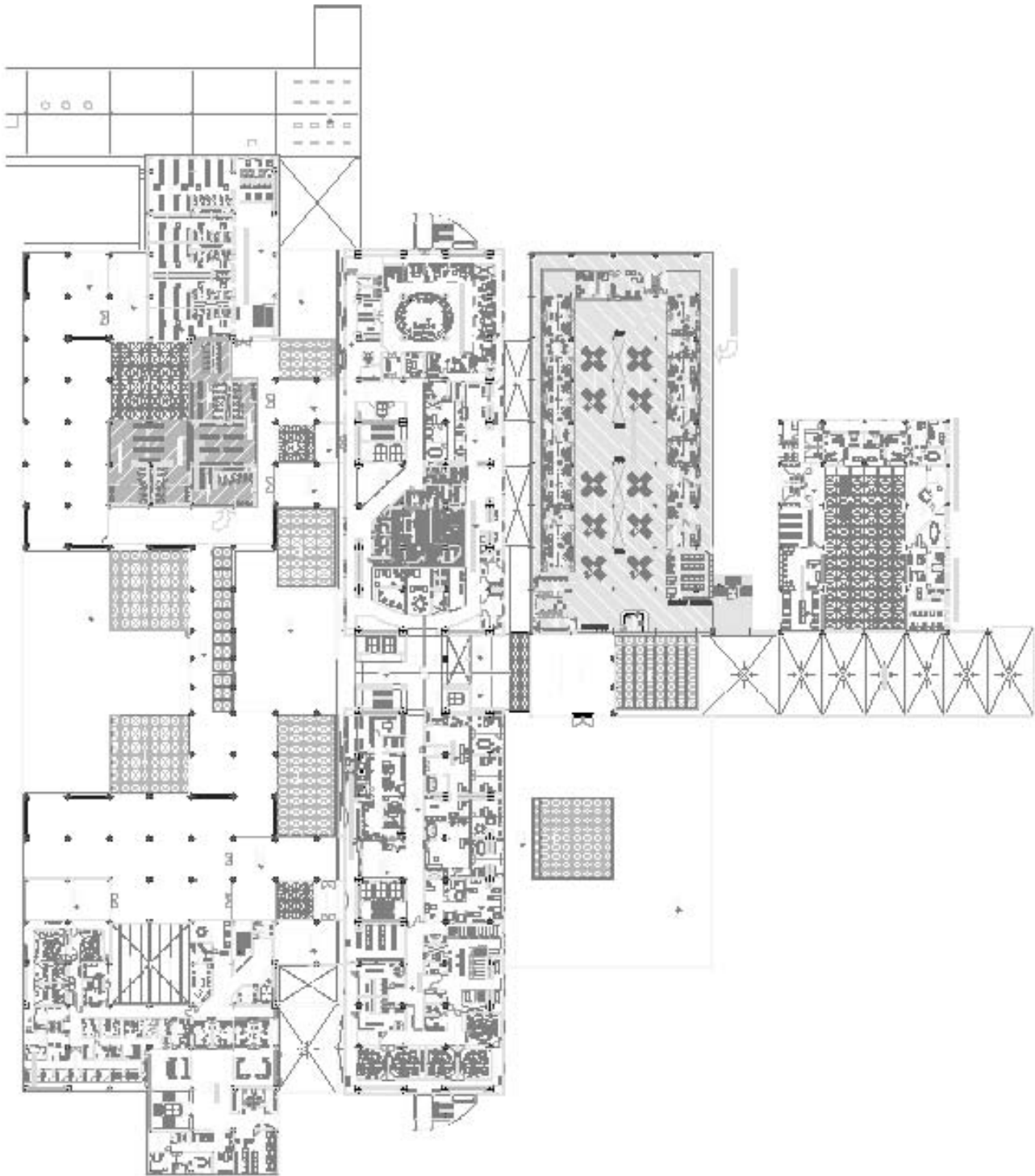
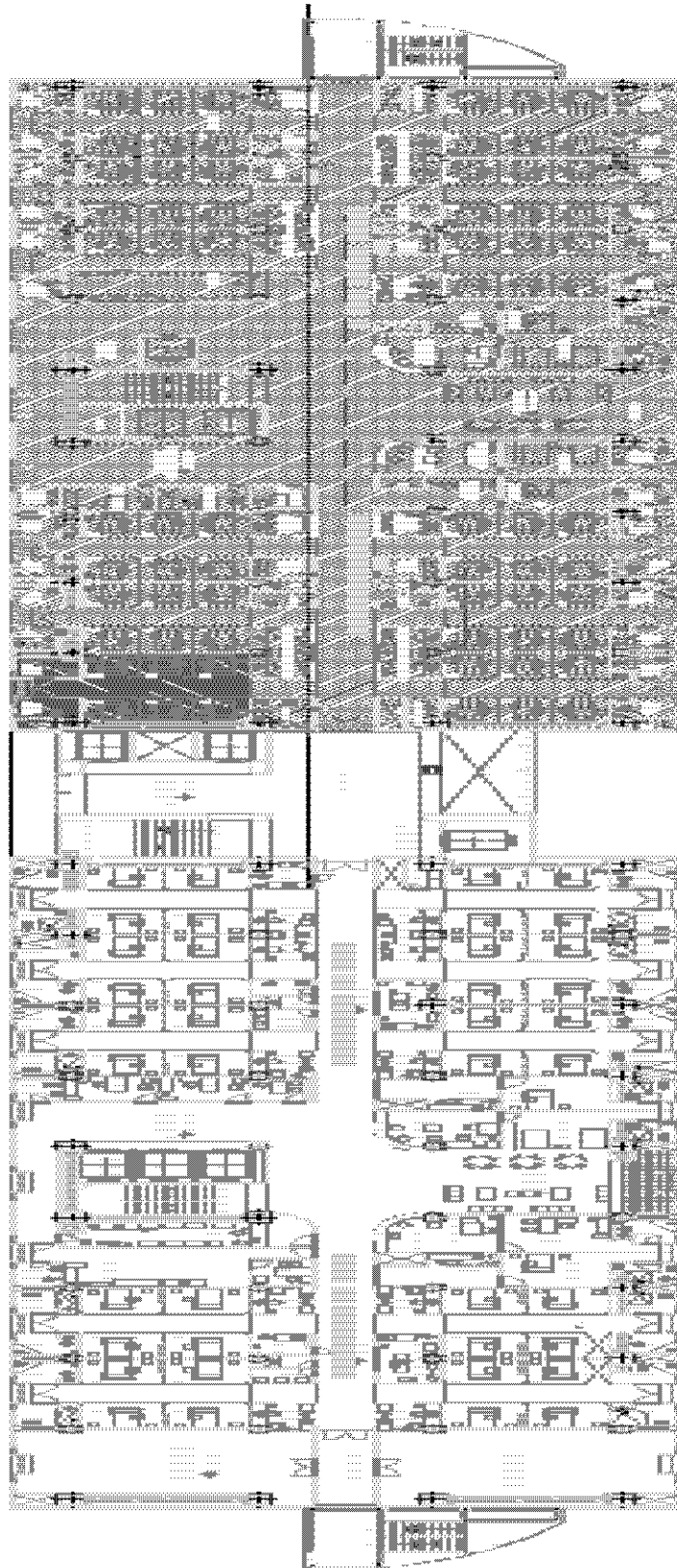
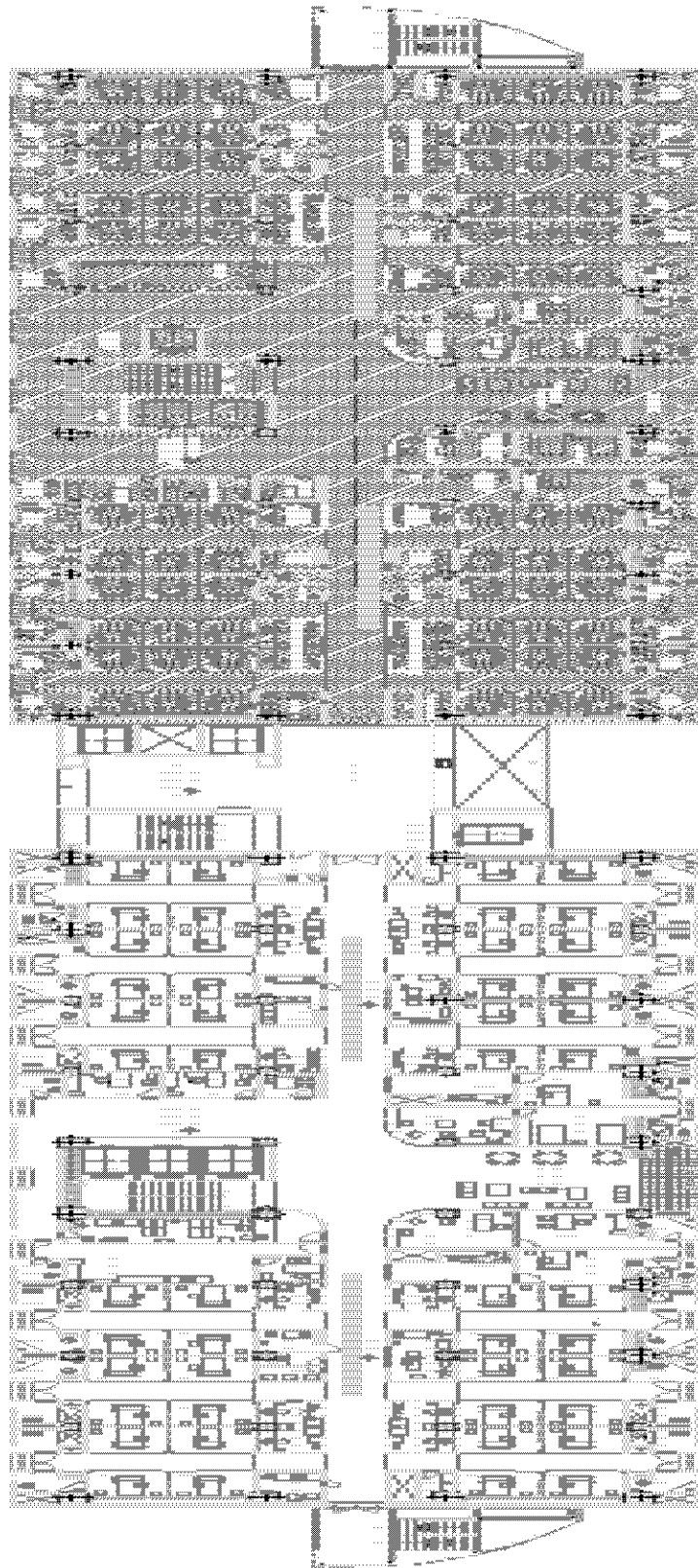


FIGURA. 3.- PRIMER NIVEL (VISTA EN PLANTA)



PLANTA SEGUNDO NIVEL

FIGURA. 4.- SEGUNDO NIVEL (VISTA EN PLANTA)



PLANTA TERCER NIVEL

FIGURA. 5.- TERCEL NIVEL (VISTA EN PLANTA)

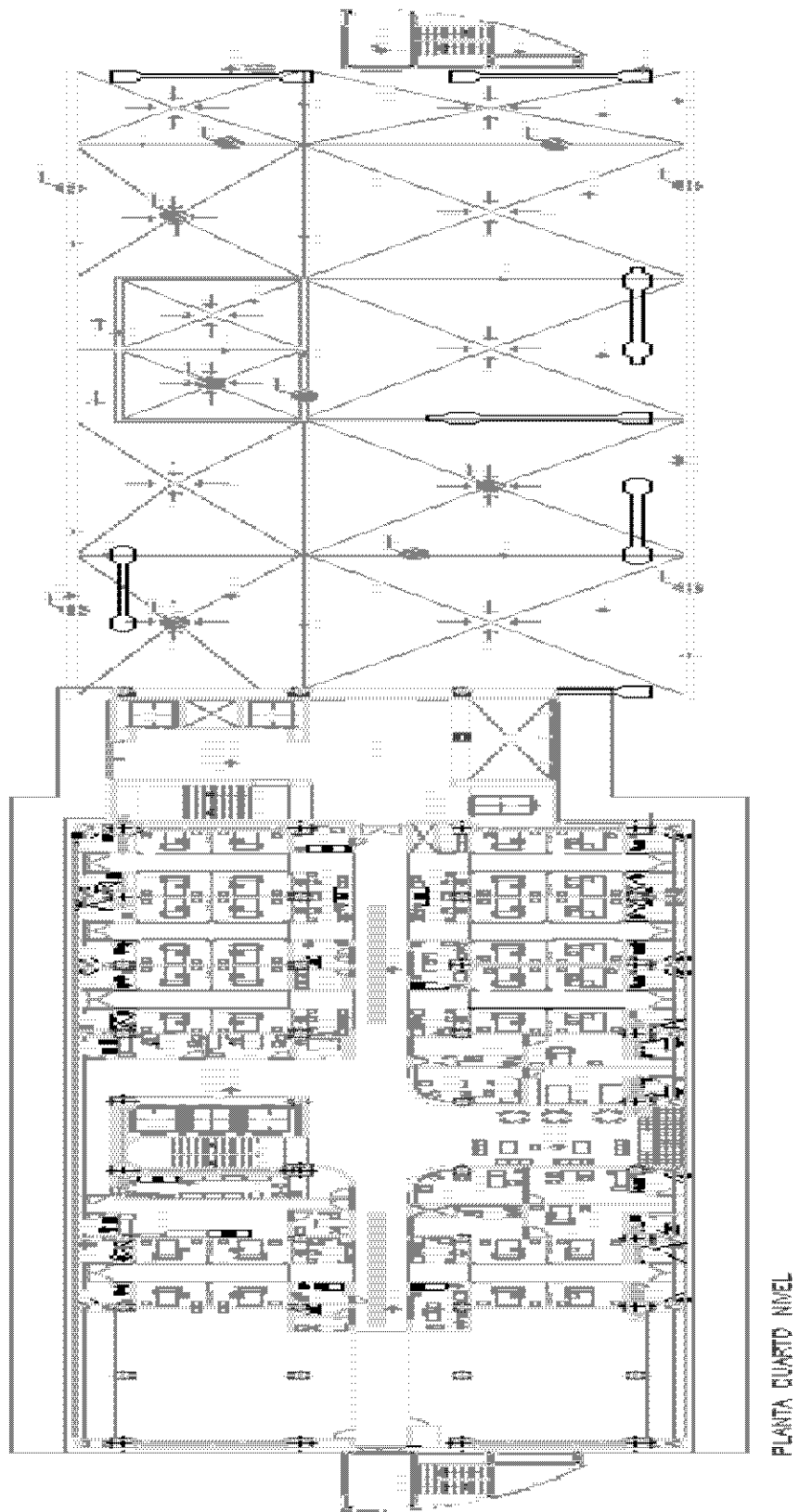


FIGURA. 6.- CUARTO NIVEL (VISTA EN PLANTA)

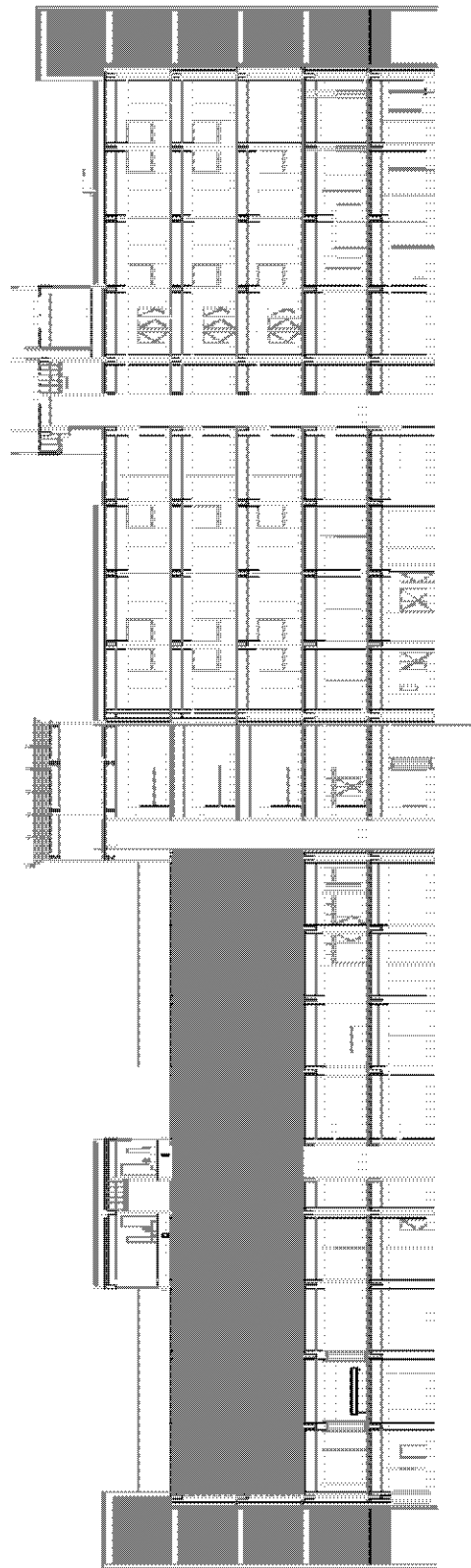


FIGURA. 7.- CORTE GENERAL

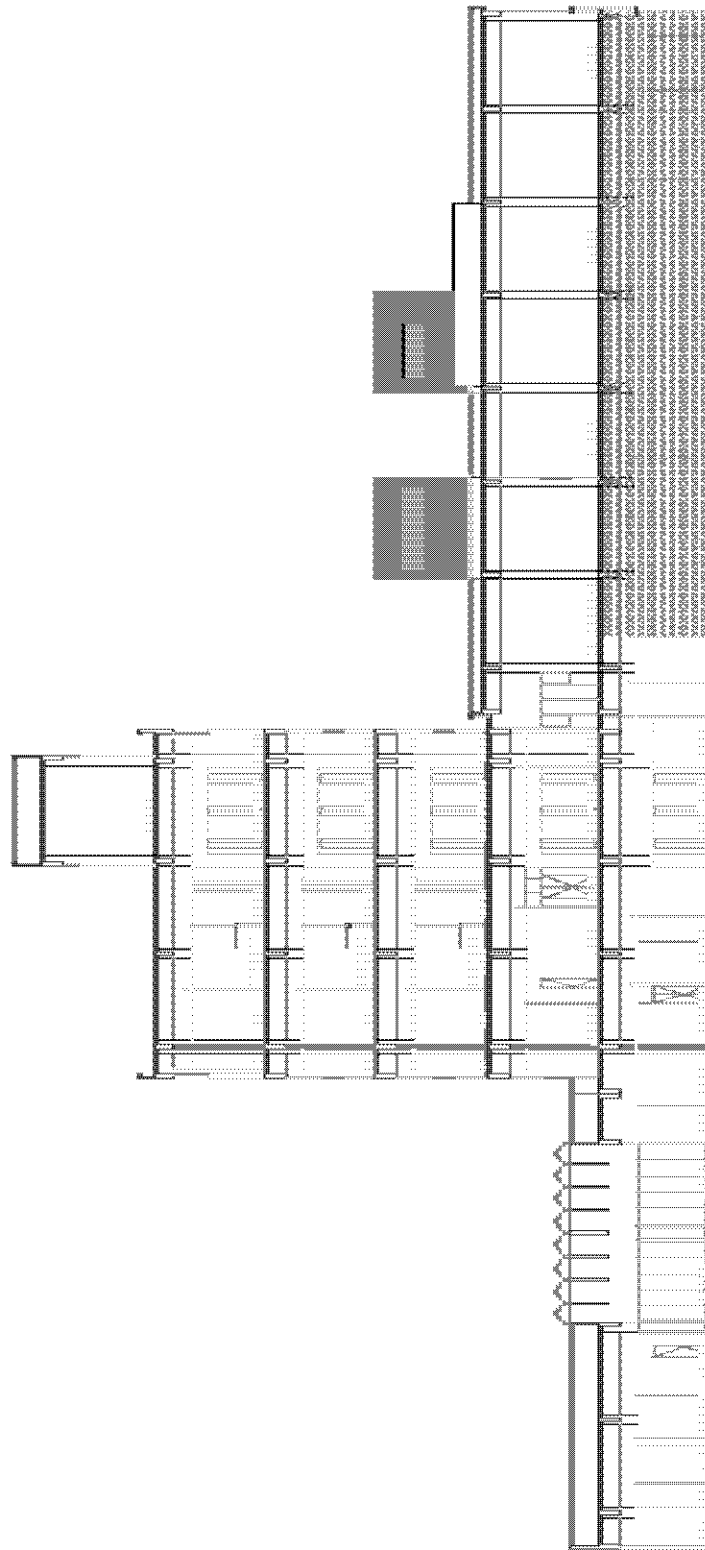


FIGURA. 8.- FACHADA GENERAL

EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se determino efectuar 2 sondeos de tipo mixto a 19.60 m. de profundidad, denominados SM-1 y a 15.80 m. de profundidad, denominados SM-2 respectivamente.

Los sondeos mixtos se realizaron combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm el penetrómetro estándar de 3.5 cm de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 Kg. que cae desde una altura de 76 cm; el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios.

Para conocer las características de los depósitos superficiales del subsuelo, se excavo un pozos a cielo abierto a 3.0 m de profundidad, determinando la estratigrafía en las paredes del pozo, mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo y labrando muestras cúbicas inalteradas.

La localización en planta de los sondeos profundos y del pozo a cielo abierto se muestra en la figura 9. De igual forma se presenta el registro de campo de los sondeos realizados y el anexo I se presenta un reporte fotográfico de estos trabajos.

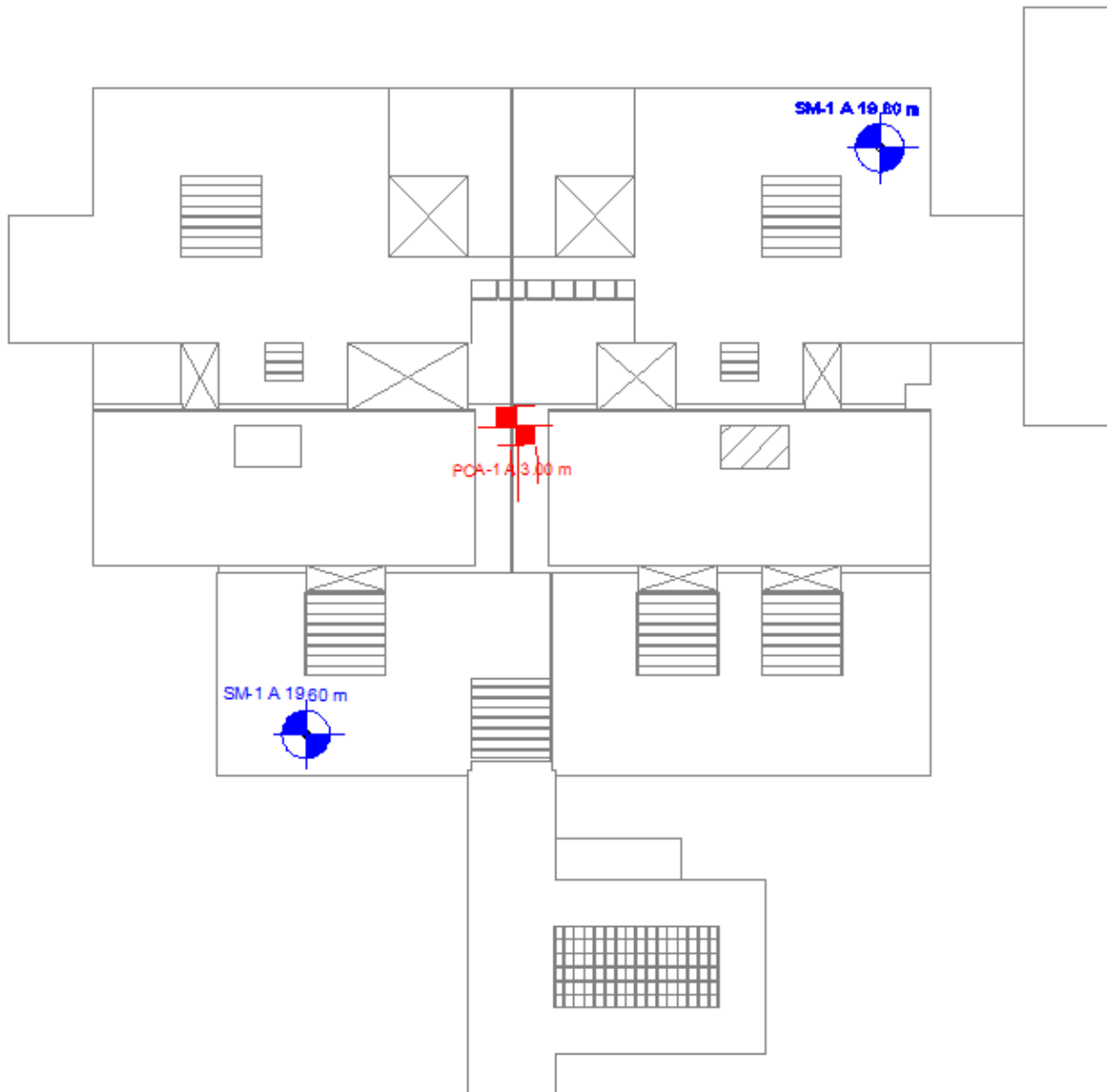


FIGURA. 9 UBICACIÓN DE SONDEOS Y POZO A CIELO ABIERTO

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

| OBRA: HGR No. 2 IMSS COAPA | | | | COORDENADAS: X Y Z | | | | | | | |
|---|-------------|--------|--------|------------------------------|---|-------------|------------------------|-------|-----------|--|-------------------------------|
| LOCALIZACIÓN: CALZADA DE LAS BOMBAS No. 117 | | | | FECHA DE INICIO: 07/01/2010 | | Hrs. _____ | | | | | |
| POZO N° 1 | | | | TERMINACIÓN: 07/01/2010 | | Hrs. _____ | | | | | |
| TIPO DE SONDEO: MIXTO | | | | BOMBA: MOYNO 3L6 | | | | | | | |
| PERFORADORA: LONG YEAR 34 | | | | | | | | | | | |
| MUESTRA N° | PROFUNDIDAD | | | RECUPERACIÓN | | | PENETRACIÓN ESTÁNDAR | | | TIPO DE HERRAMIENTA | CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES |
| | m. | | | | | | PESO DEL MARTILLO 64kg | | | | |
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | m | % | CR% (DEERE) | N° DE GOLPES EN | | | MUESTREO | |
| | | | | | | 15 cm | 30 cm | 15 cm | | | |
| 1 | 0.00 | 0.60 | 0.60 | 0.17 | | 15 | 46 | 16 | T.P. | LIMO ARENOSO CAFÉ. RELLENO | |
| 2 | 0.60 | 1.20 | 0.60 | 0.15 | | 13 | 38 | 21 | T.P. | LIMO ARENOSO CAFÉ, CON GRAVILLAS. RELLENO | |
| 3 | 1.20 | 1.80 | 0.60 | 0.42 | | 10 | 15 | 6 | T.P. | ARENA LIMOSA CAFÉ. RELLENO | |
| 4 | 1.80 | 2.40 | 0.60 | 0.28 | | 4 | 14 | 8 | T.P. | LIMO ARENOSO CAFÉ CON GRAVILLAS. RELLENO | |
| 5 | 2.40 | 3.00 | 0.60 | 0.40 | | 3 | 16 | 7 | T.P. | P.S. ARCILLA CON ARENA FINA Y GRAVAS. P.I. LIMO ARCILLOSO GRIS | |
| 6 | 3.00 | 3.60 | 0.60 | 0.12 | | 10 | 12 | 13 | T.P. | LIMO CON ARENA FINA, VERDE | |
| 7 | 3.60 | 4.20 | 0.60 | 0.34 | | 2 | 2 | 1 | T.P. | P.S. AENA MEDIA. P.I. ARCILLA GRIS CON RAICES | |
| | 4.20 | 5.00 | 0.80 | | | | | | T. Shelby | SIN RECUPERACION | |
| | 5.00 | 5.80 | 0.80 | | | | | | T. Shelby | SIN RECUPERACION | |
| 8 | 5.80 | 6.40 | 0.60 | 0.17 | | P.H. | 1 | 2 | T.P. | ARCILLA VERDE Y CAFÉ CON MATERIA ORGANICA | |
| 9 | 6.40 | 7.00 | 0.60 | 0.24 | | | 1 / 60 | | T.P. | ARCILLA CAFÉ ROJIZA Y GRIS VERDOSA | |
| 10 | 7.00 | 7.60 | 0.60 | 0.19 | | 1 | 2 | 1 | T.P. | ARCILLA VERDOSA | |
| 11 | 7.60 | 8.20 | 0.60 | 0.21 | | 1 | 2 | 1 | T.P. | ARCILLA VERDOSA | |
| | 8.20 | 8.80 | 0.60 | | | 1 | 2 | 1 | T.P. | SIN RECUPERACION | |
| 12 | 8.80 | 9.40 | 0.60 | 0.55 | | | | | T. Shelby | ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA | |
| 13 | 9.40 | 10.00 | 0.60 | 0.10 | | 5 | 14 | 5 | T.P. | ARENA FINA NEGRA | |
| 14 | 10.00 | 10.60 | 0.60 | 0.37 | | 3 | 4 | 2 | T.P. | ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA | |
| 15 | 10.60 | 11.20 | 0.60 | 0.40 | | 2 | 4 | 2 | T.P. | ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA Y CENIZA VOLCANICA | |
| 16 | 11.20 | 11.80 | 0.60 | 0.31 | | 4 | 12 | 14 | T.P. | P.S. ARCILLA VARIOS TONOS CON GRUMOS. P.I. ARENA FINA GRIS | |
| 17 | 11.80 | 12.40 | 0.60 | 0.42 | | 1 | 21 | 18 | T.P. | ARENA FINA GRIS | |
| 18 | 12.40 | 13.00 | 0.60 | 0.39 | | 7 | 18 | 13 | T.P. | P.S. ARENA FINA GRIS. P.I. LIMO GRIS | |
| 19 | 13.00 | 13.45 | 0.45 | 0.25 | | 6 | 50 | | T.P. | ARENA FINA LIMOSA GRIS | |
| | 13.45 | 13.60 | 0.15 | | | | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 4 1/2" | |
| Nivel Freatico (m): | | 3.30 m | | Turno de: | | | | Hrs. | | Profund. del proyecto: 16.00 m | |
| Observaciones generales: | | | | | | | | | | Profundidad real: 19.60 m | |
| | | | | | | | | | | Operador: Sr. LUIS MONTES | |
| | | | | | | | | | | Supervisor: ING. GABRIEL RUIZ | |
| Ademe (m): | | | | | | | | | | Fecha: 8/Enero/2010 | |
| | | | | | | | | | | FIGURA. 6 | |

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

| OBRA: HGR No. 2 IMSS COAPA | | COORDENADAS: X | | Y | | Z | | | | | | |
|--|----------------|-----------------------------|--------|------------------|---|-------------|------------------------|-------|-------|---------------------|--|--------------------------------|
| LOCALIZACIÓN CALZADA DE LAS BOMBAS No. 117 | | FECHA DE INICIO: 07/01/2010 | | Hrs. _____ | | | | | | | | |
| POZO N° 1 | | TERMINACIÓN: 07/01/2010 | | Hrs. _____ | | | | | | | | |
| TIPO DE SONDEO: MIXTO | | | | | | | | | | | | |
| PERFORADORA: LONG YEAR 34 | | | | BOMBA: MOYNO 3L6 | | | | | | | | |
| MUESTRA N° | PROFUNDIDAD m. | | | RECUPERACIÓN | | | PENETRACIÓN ESTÁNDAR | | | TIPO DE HERRAMIENTA | CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES | |
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | m | % | CR% (DEERE) | PESO DEL MARTILLO 64kg | | | | | |
| | | | | | | | ALTURA DE CAIDA 75cm | | | | | |
| | | | | | | | N° DE GOLPES EN | | | MUESTREO | | |
| | | | | | | | 15 cm | 30 cm | 15 cm | | | |
| 20 | 13.60 | 14.00 | 0.40 | 0.18 | | | 9 | 50/25 | | T.P. | ARENA FINA LIMOSA GRIS | |
| | 14.00 | 14.20 | 0.20 | | | | | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 4 1/2" | |
| 21 | 14.20 | 14.80 | 0.60 | 0.36 | | | 8 | 10 | 5 | T.P. | ARENA FINA GRIS CON LENTES DE ARCILLA | |
| 22 | 14.80 | 15.40 | 0.60 | 0.38 | | | 4 | 8 | 7 | T.P. | ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON LENTE DE ARENA FINA | |
| 23 | 15.40 | 15.85 | 0.45 | 0.40 | | | 3 | 50 | | T.P. | P.S. ARCILLA CAFÉ GRISACEO. P.I. ARENA FINA GRIS | |
| | 15.85 | 16.00 | 0.15 | | | | | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 4 1/2" | |
| 24 | 16.00 | 16.30 | 0.30 | 0.16 | | | 15 | 50/15 | | T.P. | ARENA FINA GRIS | |
| | 16.30 | 16.60 | 0.30 | 0.44 | | | | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 4 1/2" | |
| 25 | 16.60 | 16.70 | 0.10 | 0.06 | | | 50/10 | | | T.P. | ARENA FINA GRIS | |
| | 16.70 | 17.20 | 0.50 | 0.54 | | | | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 4 1/2" | |
| 26 | 17.20 | 17.65 | 0.45 | 0.25 | | | 18 | 50 | | T.P. | ARENA FINA GRIS NEGRUZCA | |
| | 17.65 | 17.80 | 0.15 | | | | | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 4 1/2" | |
| 27 | 17.80 | 18.40 | 0.60 | 0.40 | | | 9 | 30 | 20 | T.P. | ARENA FINA LIMOSA GRIS | |
| 28 | 18.40 | 18.80 | 0.40 | 0.17 | | | 13 | 50 | | T.P. | ARENA FINA LIMOSA GRIS | |
| | 18.80 | 19.00 | 0.20 | | | | | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 4 1/2" | |
| 29 | 19.00 | 19.60 | 0.60 | 0.29 | | | 15 | 40 | 9 | T.P. | ARENA FINA CON LENTE DE LIMO | |
| Nivel Freatico (m): 3.30 m | | | | | | | | | | | Turno de: _____ Hrs. _____ | Profund. del proyecto: 16.00 m |
| Observaciones generales: _____ | | | | | | | | | | | | Profundidad real: 19.60 m |
| _____ | | | | | | | | | | | | Operador: Sr. LUIS MONTES |
| _____ | | | | | | | | | | | | Supervisor: ING. GABRIEL RUIZ |
| Ademe (m): _____ | | | | | | | | | | | | Fecha: 8/Enero/2010 |
| | | | | | | | | | | | | FIGURA. 7 |

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

| OBRA: HGR No. 2 IMSS COAPA | | COORDENADAS: X | | Y | | Z | | | | | |
|---|----------------|-----------------------------|--------|--------------|---|--|-------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|---|
| LOCALIZACIÓN: CALZADA DE LAS BOMBAS No. 117 | | FECHA DE INICIO: 08/01/2010 | | Hrs. | | | | | | | |
| POZO N° 2 | | TERMINACIÓN: 08/01/2010 | | Hrs. | | | | | | | |
| TIPO DE SONDEO: MIXTO | | BOMBA: MOYNO 3L6 | | | | | | | | | |
| PERFORADORA: LONG YEAR 34 | | | | | | | | | | | |
| MUESTRA N° | PROFUNDIDAD m. | | | RECUPERACIÓN | | PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64kg ALTURA DE CAIDA 75cm | | | TIPO DE HERRAMIENTA | CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES | |
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | m | % | N° DE GOLPES EN | | | MUESTREO | | |
| | | | | | | CR% (DEERE) | 15 cm | 30 cm | | | 15 cm |
| 1 | 0.00 | 0.60 | 0.60 | 0.47 | | | 7 | 45 | 13 | T.P. | LIMO POCO ARENOSO CAFÉ, CON GRAVAS. RELLENO |
| 2 | 0.60 | 1.20 | 0.60 | 0.54 | | | 5 | 37 | 20 | T.P. | LIMO POCO ARENOSO CAFÉ, CON GRAVAS. RELLENO |
| 3 | 1.20 | 1.80 | 0.60 | 0.28 | | | 8 | 15 | 7 | T.P. | ARCILLA NEGRA |
| 4 | 1.80 | 2.40 | 0.60 | 0.33 | | | 2 | 6 | 5 | T.P. | P.S. ARCILLA NEGRA P.I. ARCILLA GRIS ARENOSA |
| 5 | 2.40 | 3.00 | 0.60 | 0.38 | | | 4 | 8 | 9 | T.P. | ARENA FINA GRIS CON LENTES DE ARCILLA |
| 6 | 3.00 | 3.60 | 0.60 | 0.37 | | | 2 | 9 | 4 | T.P. | ARENA FINA GRIS CON LENTES DE ARCILLA |
| 7 | 3.60 | 4.20 | 0.60 | 0.37 | | | 1 | 5 | 3 | T.P. | ARCILLA CAFÉ CLARO CON LENTE DE ARENA PUMITICA |
| 8 | 4.20 | 5.00 | 0.80 | 0.50 | | | | | | T. Shelby | ARCILLA CAFÉ CON ARENA NEGRA EN PARTE MEDIA |
| 9 | 5.00 | 5.60 | 0.60 | 0.29 | | | | 1/45 | 1/15 | T.P. | ARCILLA CAFÉ CON ARENA NEGRA |
| 10 | 5.60 | 6.20 | 0.60 | 0.26 | | | 1 | 1 | 1 | T.P. | ARCILLA CAFÉ |
| 11 | 6.20 | 6.80 | 0.60 | 0.17 | | | 3 | 3 | 1 | T.P. | ARCILLA VARIOS TONOS |
| 12 | 6.80 | 7.40 | 0.60 | 0.28 | | | | PH/60 | | T.P. | ARCILLA CAFÉ Y VERDE CON MATERIA ORGANICA |
| 13 | 7.40 | 8.00 | 0.60 | 0.14 | | | | PH/60 | | T.P. | ARCILLA VERDE CON ARENA FINA |
| 14 | 8.00 | 8.60 | 0.60 | 0.16 | | | | PH/60 | | T.P. | ARCILLA VERDE |
| 15 | 8.60 | 9.20 | 0.60 | 0.24 | | | | PH/45 | 1/15 | T.P. | ARCILLA CAFÉ VERDOSA |
| 16 | 9.20 | 9.80 | 0.60 | 0.47 | | | 2 | 20 | 13 | T.P. | P.S. ARCILLA CAFÉ P.I. ARENA FINA NEGRA |
| 17 | 9.80 | 10.40 | 0.60 | 0.50 | | | 1 | 4 | 3 | T.P. | ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA Y CENIZA VOLCANICA |
| 18 | 10.40 | 11.00 | 0.60 | 0.41 | | | 2 | 4 | 3 | T.P. | ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA Y CENIZA VOLCANICA |
| 19 | 11.00 | 11.60 | 0.60 | 0.44 | | | 1 | 10 | 8 | T.P. | P.S. ARCILLA ARENOSA GRIS P.I. ARENA FINA VARIOS TONOS |
| 20 | 11.60 | 12.20 | 0.60 | 0.27 | | | 8 | 12 | 19 | T.P. | ARENA FINA GRIS |
| | 12.20 | 12.80 | 0.60 | | | | 12 | 36 | 18 | T.P. | SIN RECUPERACION |
| 21 | 12.80 | 13.40 | 0.60 | 0.56 | | | 4 | 39 | 23 | T.P. | ARENA LIMOSA GRIS CON LENTE DE LIMO GRIS |
| | 13.40 | 14.00 | 0.60 | | | | 20 | 20 | 7 | T.P. | SIN RECUPERACION |
| 22 | 14.00 | 14.60 | 0.60 | 0.50 | | | 2 | 4 | 2 | T.P. | P.S. ARENA FINA GRIS Y CAFÉ P.I. LIMO ARCILLOSO |
| 23 | 14.60 | 15.20 | 0.60 | 0.53 | | | 2 | 8 | 4 | T.P. | ARCILLA VARIOS TONOS |
| 24 | 15.20 | 15.80 | 0.60 | 0.45 | | | 9 | 33 | 47 | T.P. | P.S. ARCILLA ROJIZA P.I. ARENA VARIOS TONOS CON GRAVILLAS |
| Nivel Freatico (m): 3.30 m | | Turno de: | | Hrs. | | Profund. del proyecto: 16.00 m | | Profundidad real: 15.80 m | | | |
| Observaciones generales: | | | | | | Operador: Sr. LUIS MONTES | | Supervisor: ING. GABRIEL RUIZ | | | |
| Ademe (m): | | | | | | Fecha: 9/Enero/2010 | | FIGURA. 7 | | | |

PRUEBAS DE LABORATORIO

3. PRUEBAS DE LABORATORIO

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua. En el anexo II se presentan los registros de laboratorio con los resultados de estos trabajos.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia o se determinó el porcentaje de finos, según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvieron en ambos la densidad de sólidos. En el anexo II se presentan los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia, y de porcentajes de finos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada- no drenada (pruebas UU). En el anexo II se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo- deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural. La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en el anexo II.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En el anexo II se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la S.A.R.H.¹

En las figuras 10 y 11 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo mixto, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

En la figura 12 se presenta el perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto excavado.

¹ MECANICA DE SUELOS, INSTRUCTIVO PARA ENSAYE DE SUELOS, SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS, DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL, MEXICO, 1961.

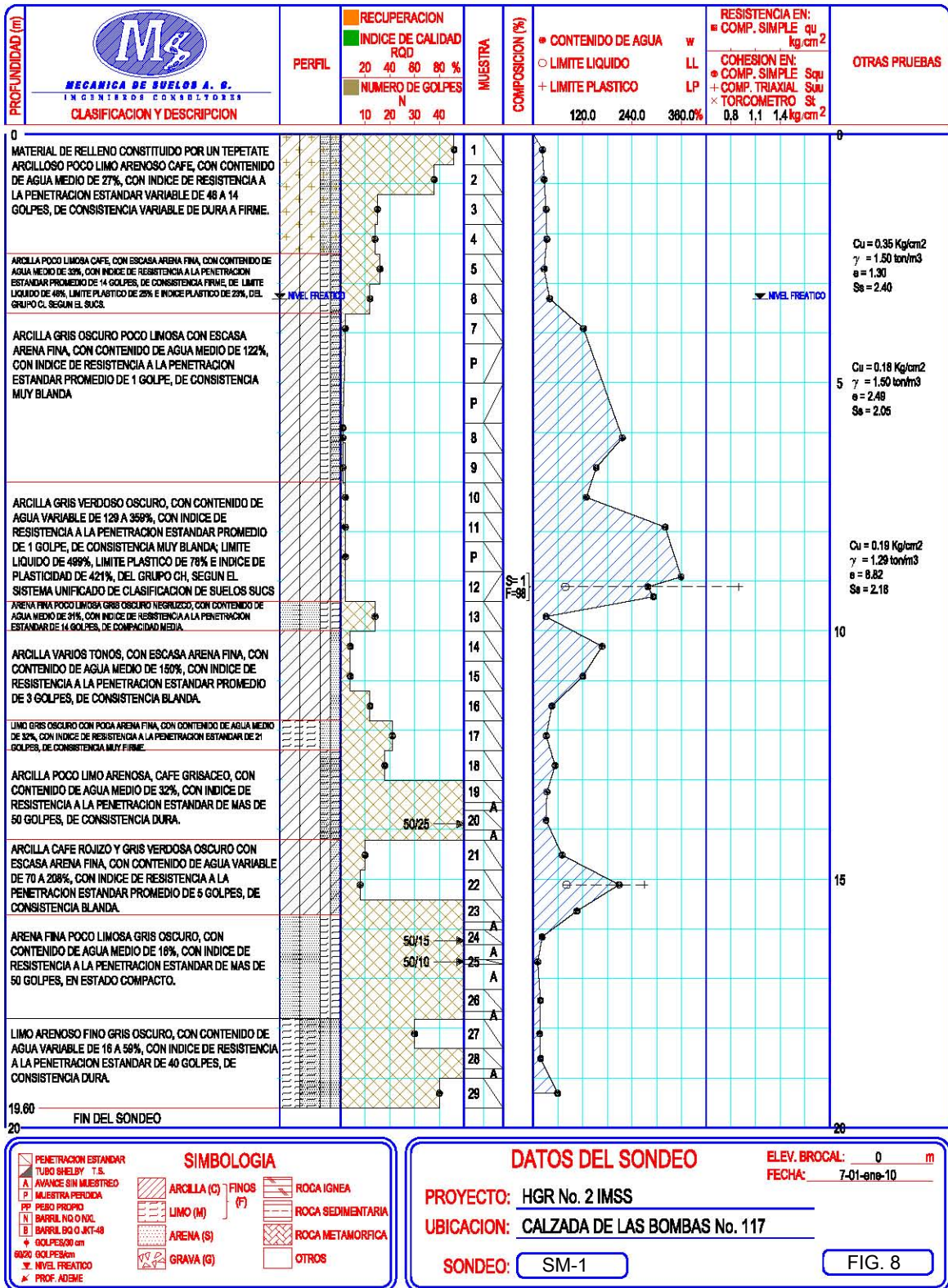


Figura 10.- SONDEO MIXTO 1

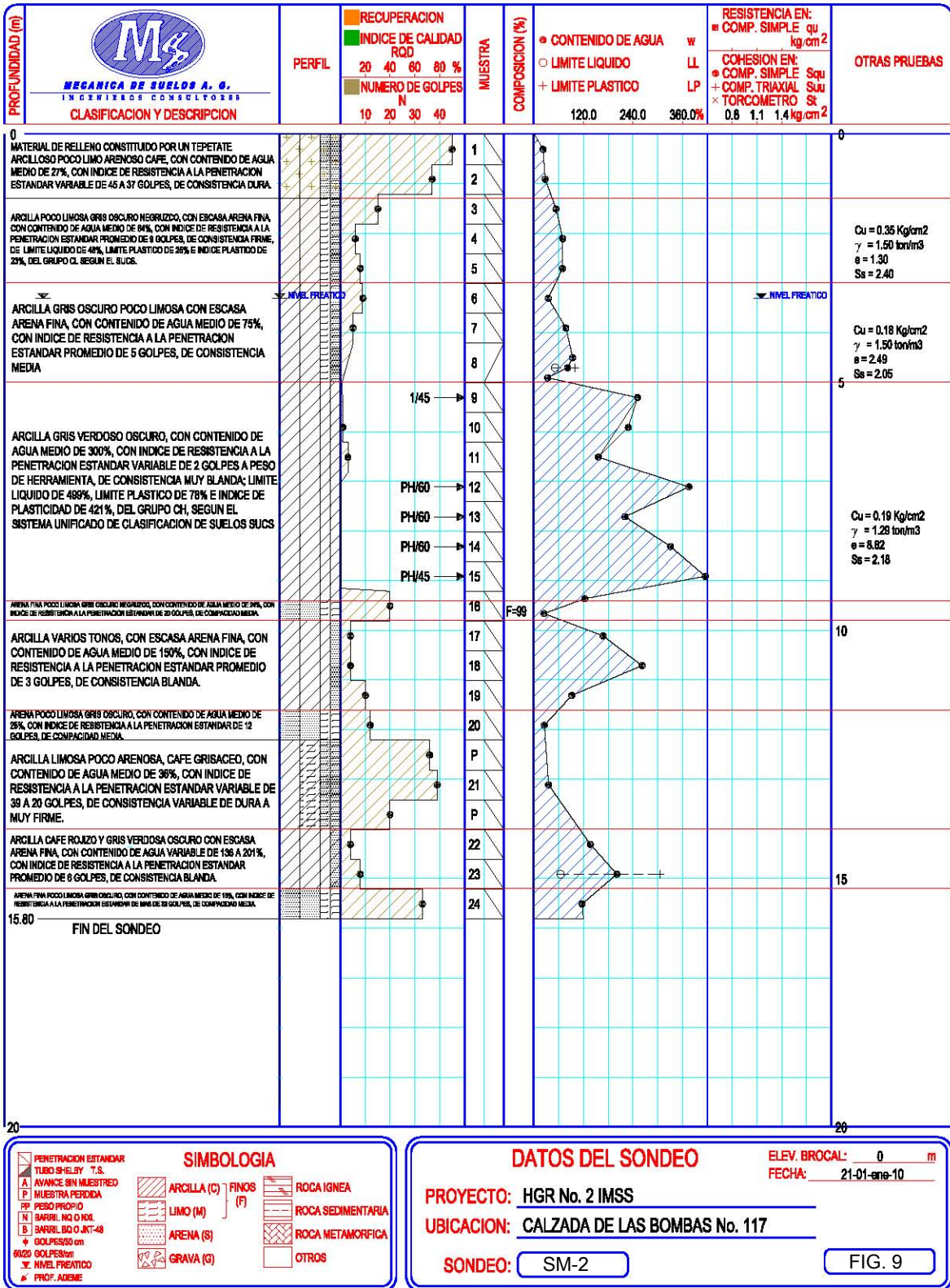


FIGURA 11.- SONDEO MIXTO 2

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE POZO A CIELO ABIERTO

| | |
|-------------|-------------------------------|
| Obra: | CALZADA DE LAS BOMBAS No. 117 |
| Fecha: | ENERO - 2010 |
| Supervisor: | Ing. Gabriel Ruiz González |

| | |
|-----------------|---------------|
| Prof. del Naf.: | |
| PCA'S: | 1 |
| Profundidad: | 0.00-3.00 mts |

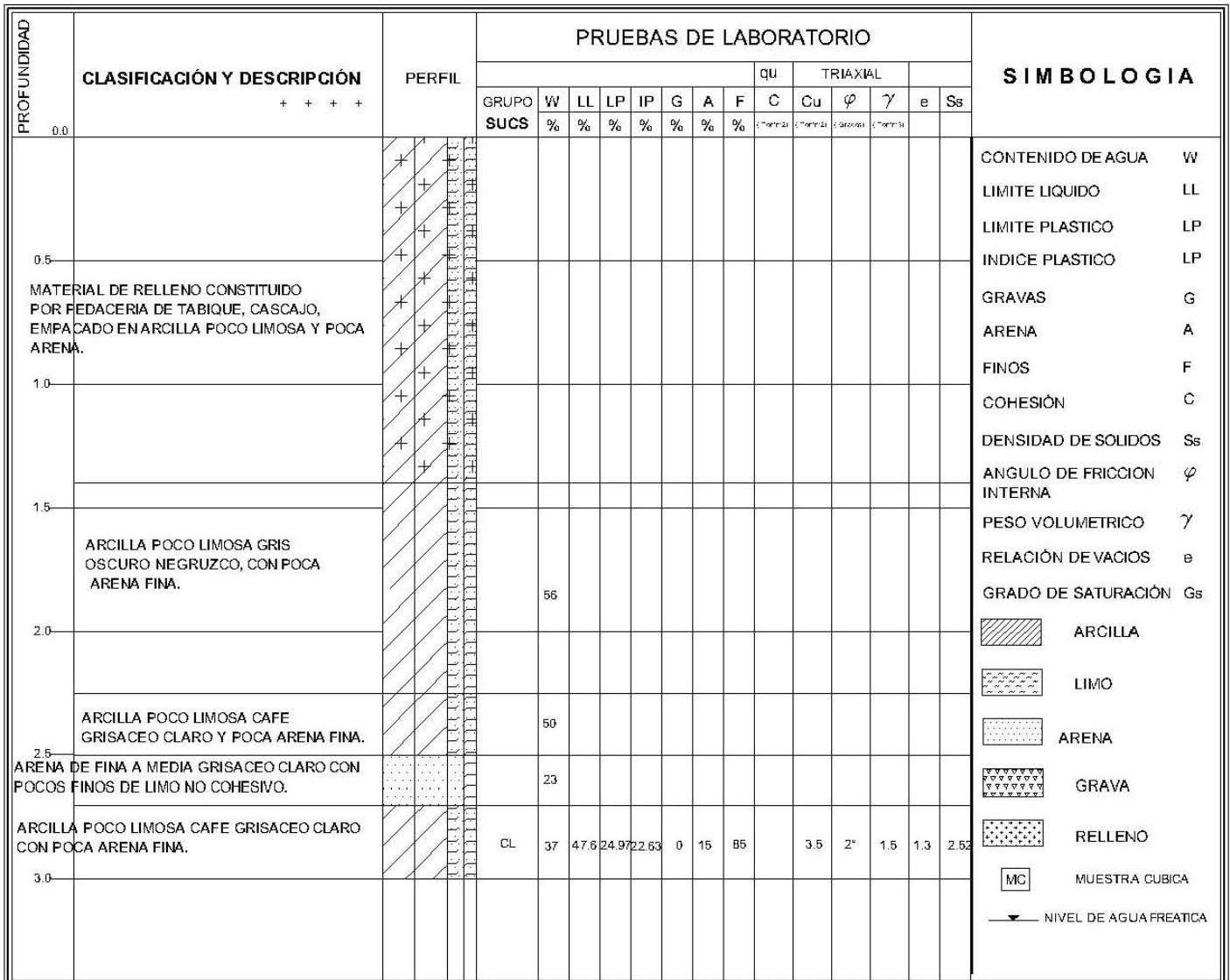


FIG.12.- POZO A CIELO ABIERTO

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El predio de interés se localiza en la Zona II (Zona de Transición Baja), según la regionalización del subsuelo del Valle de México, como se muestra en la figura 14, en la que se presentan intercalaciones de materiales de origen residual con materiales arcillosos de tipo lacustre de baja resistencia y alta deformabilidad.

Como se mencionó anteriormente el sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Transición Baja, donde superficialmente se tienen suelos arcillosos o limosos, con contenido de agua bajo, de consistencia blanda. Bajo estos suelos se encuentra una capa de arcilla lacustre de alta compresibilidad cuyo espesor aumenta conforme se oriente hacia el centro de la zona lacustre. Finalmente subyaciendo a estos suelos se tienen los materiales resistentes característicos de la formación Tarango.

De acuerdo a los resultados de los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo en el sitio de interés, las características estratigráficas y físicas generales de los depósitos del subsuelo son las siguientes:

- Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por tepetate, para nivelar la superficie actual del predio, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, con espesor variable de 1.40 a 2.40 m.
- A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, hasta una profundidad de 4.00 m. Está constituida por arcilla poco limosa, café y gris oscuro negruzco, con escasa arena fina, con contenido de agua variable de 33 a 64%, de consistencia firme, con índice de resistencia a la penetración estándar variable de 14 a 9 golpes; de límite líquido de 48%, límite plástico de 25%, del grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Cohesión de 3.5 ton/m^2 , determinada en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada, UU, peso volumétrico de 1.50 ton/m^3 y densidad de sólidos de 2.40.
- Entre 4.00 y 7.00 m, se tiene una arcilla de tipo lacustre gris oscuro, con contenido de agua medio de 95%, de consistencia blanda, índice media de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe; de límite líquido igual a 99% y límite plástico de 51%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH MH; con cohesión de 1.8 ton/m^2 , determinada en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada, UU; peso volumétrico natural de 1.50 ton/m^3 y densidad de sólidos de 2.40.
- Entre 7.00 y 9.40 m, se tiene una arcilla de tipo lacustre gris oscuro, con contenido de agua variable de 129 a 360 %, de consistencia blanda, índice media de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 2 golpes a

peso de herramienta; de límite líquido igual a 499% y límite plástico de 78%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 1.9 ton/m^2 , determinada en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada, UU; peso volumétrico natural de 1.29 ton/m^3 y densidad de sólidos de 2.18.

- De 9.40 a 10.00; arena fina poco limosa, gris oscuro negruzco, con contenido de agua medio de 31%, con índice de resistencia a la penetración estándar de de 14 golpes, de compacidad media.
- Enseguida entre 10.00 y 11.80 m, aparece una formación arcillosa con un espesor aproximado de 1.80 m. Está constituida por arcilla de varios tonos. El contenido de agua medio es de 150%, de índice de resistencia a la penetración estándar promedio de 3 golpes, de consistencia blanda.
- De 11.80 a 14.20 m, se tiene un estrato de limo gris oscuro y arcilla poco limo arenosa, con contenido de agua medio de 32%, de índice de resistencia a la penetración estándar variable de 18 a más de 50 golpes, de consistencia variable de muy firme a dura.
- Entre 14.20 y 15.20 m, aparece una formación arcillosa constituida por arcilla café rojiza y gris verdosa, con escasa arena fina, con contenido de agua variable de 70 a 208%, de índice de resistencia a la penetración estándar variable de 4 a 10 de 5 golpes, de consistencia media; de límite líquido igual a 306% y límite plástico de 65%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
- Subyaciendo los materiales anteriores y hasta la máxima profundidad explorada de 19.60 m, se tienen los depósitos constituidos por arena poco limosa y limo poco arenoso, gris oscuro, con contenido de agua variable de 19 a 58 %, índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes, de consistencia dura.

El nivel freático se encontró a 3.30 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 15 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre superficie y 4.0 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 16 ton/m^2 al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 4.0 ton/m^2 , en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 9.50 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de

preconsolidación, variable entre 3.0 y 3.50 ton/m²; y entre 14.20 y 15.20 se tiene un esfuerzo de preconsolidación de 4.0 ton/m² mayor al esfuerzo efectivo actual.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 1.5 kg/cm³.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona II, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32, el cual deberá incrementarse en un 50%, por considerarse la estructura proyectada dentro del grupo A, que especifica el Reglamento de Construcciones.

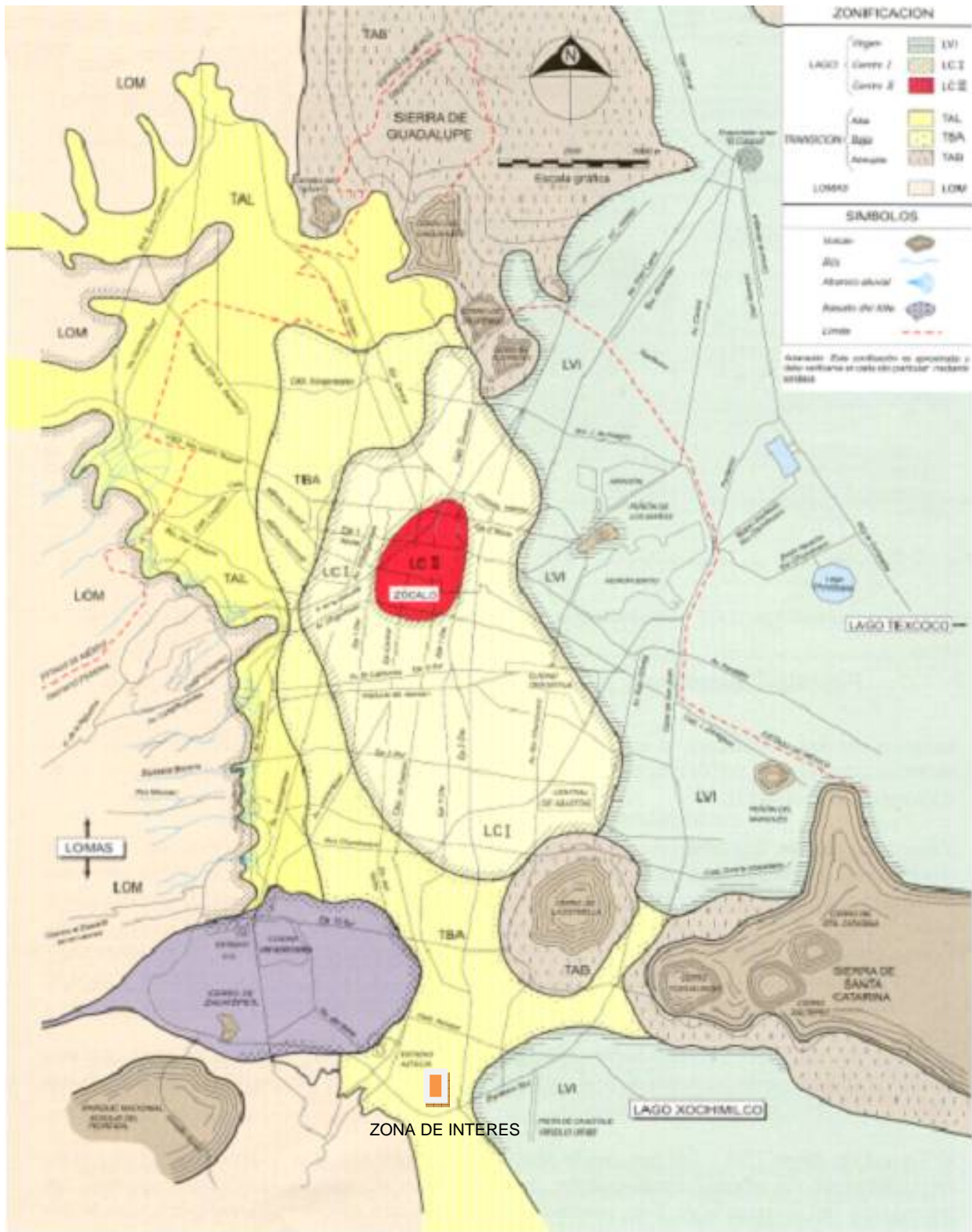


FIGURA. 13.- ZONIFICACIÓN GEOTECNICA DEL VALLE DE MÉXICO

ESTADO ACTUAL DE ESFUERZOS

FIGURA. 14.- ESTADO ACTUAL DE LOS ESFUERZOS EN EL SUBSUELO

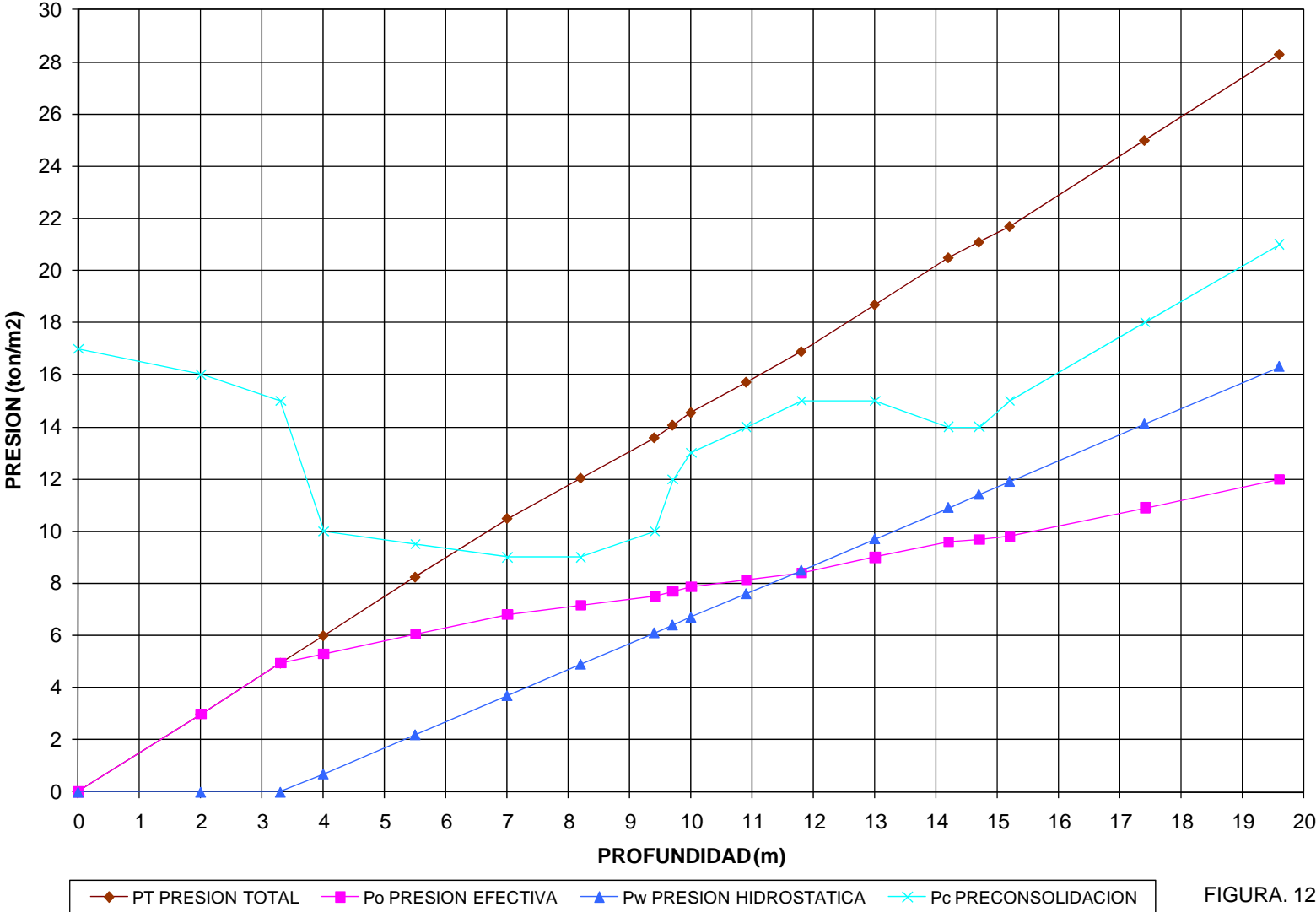


FIGURA. 12

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo antes descritas, así como sus condiciones de frontera, en particular la existencia de materiales de relleno entre la superficie y 2.40 m; seguidos por depósitos arcillosos de consistencia media, entre 1.6 y 5.4 m de profundidad, subyacidos por un depósito arcilloso de consistencia blanda de baja resistencia y alta deformabilidad; así como las arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura proyectada será mediante:

- Zapatas aisladas, unidas mediante un sistema de traveses de rigidización, para estructuras ligeras de un nivel, desplantadas a 1.60 m de profundidad, respecto al nivel actual de la superficie, desplantada sobre materiales de origen natural o en caso de que a esa profundidad se tengan materiales de relleno, estos se sustituirán por un relleno controlado a base de tepetate compactado. Diseñadas para aplicar una capacidad de carga admisible al corte de 5.0 ton/m².
- Losa de cimentación, constituida por la losa de fondo para estructuras ligeras de un nivel, desplantada a 2.80 m de profundidad, Diseñado para aplicar una capacidad de carga admisible al corte de 5.00 ton/m².
- Pilas de sección constante, desplantadas a 9.0 m de profundidad, empotradas un metro dentro de los materiales resistentes de origen natural, diseñadas para una capacidad de carga de 90 y 110 ton, para pilas de 0.8 y 1.00 m de diámetro, respectivamente.

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la estructura proyectada sean lo más ligeros posible.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que la estructura proyectada, sufra a mediano plazo hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico y el centro de cargas de estas estructuras.

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

5.1 ZAPATAS Y LOSA

Las zapatas y losa de cimentación, se dimensionarán siguiendo el criterio indicado en el inciso 5.1.1 y se revisará la estabilidad de la cimentación bajo condiciones estáticas y dinámicas, como se mencionan en los incisos 5.1.3 y 5.1.4, respectivamente.

5.1.1 Dimensionamiento de la cimentación

Para el dimensionamiento de las zapatas y losa de cimentación, se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.5.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido a sismo) más el peso de la cimentación, afectada por un factor de carga de 1.1.

En el caso de la combinación de carga vertical y momento, que den lugar a una excentricidad de carga debido a la resultante se encuentre actuando a una distancia “e” del eje centroidal del cimiento, el dimensionamiento de la zapata debe ser tal que en el área efectiva $B' \times B$ no se rebase la presión de carga admisible determinada, para el valor de carga resultante mayor que las condiciones estáticas o dinámicas, siendo B' el ancho efectivo obtenido como sigue:

$$B' = B - 2 e$$

Donde:

B' : ancho reducido en, m

B : ancho real de la zapata, en m

e : excentricidad con respecto al centroide del área del cimiento.

Una vez dimensionada la cimentación se verificará que se satisfagan las desigualdades de los estados límites de falla tanto en condiciones estáticas como dinámicas que indica el reglamento de Construcciones con el siguiente procedimiento:

5.1.2 Acciones

Las acciones a considerar en los análisis de la cimentación de las estructuras proyectadas serán las siguientes:

- Combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, las cuales se les deberá sumar el peso de la cimentación, se afectó por un factor de carga de 1.5 por ser estructuras que pertenecen al grupo A y serán empleadas en el análisis de estado límite de falla en condiciones estáticas.
- Combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo). A estas cargas se les incluirá el peso de la cimentación, serán afectadas por un factor de carga de 1.1 y serán empleados en el análisis del estado límite de falla condiciones dinámicas.
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación, menos el peso excavado en el foso del elevador, un valor de 0.50 ton/m². Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

5.1.3 Estado limite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hará mediante la verificación de la siguiente desigualdad una vez dimensionada la cimentación:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < R FR$$

Donde:

ΣQ : suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas máximas, más el peso de la cimentación, en ton.

F_c : factor de carga dimensional e igual a 1.5.

A : área de apoyo de las zapatas de cimentación, en m²

R : capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, en ton/m²

FR : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

5.1.4 Capacidad de carga de las zapatas

La capacidad de carga de los materiales de apoyo de las zapatas se calculó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla es predominantemente suelo cohesivo y aplicado el criterio dado por la siguiente expresión:

$$Ca = CNcFR + Pv$$

Donde:

Ca: Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m^2

C: cohesión del material de apoyo, en ton/m^2 .

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

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L)$$

En la cual :

Df: profundidad de desplante la cimentación en m.

B: ancho del cimiento, en m.

L: largo del cimiento, en m.

FR : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

Pv: presión vertical total, a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m^2 .

Considerando una cohesión de 2.0 ton/m^2 para los materiales dentro de la superficie potencial de falla y un peso volumétrico de 1.40 ton/m^3 , obtenidos de correlacionar estos con sus propiedades índice de los materiales de apoyo, se obtuvo una capacidad de carga admisible de la cimentación proyectada, para fines de diseño de 5 ton/m^2 , ya afectada por su factor de resistencia.

5.1.5 Estado límite de falla de las condiciones dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea, la acción accidental más crítica (sismo), más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, una vez dimensionadas las zapatas, deberá comprobarse que satisfaga la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < RFR$$

Donde:

$\sum Q$: suma de las cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo), en ton.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

A : área de apoyo de la cimentación en m^2

RFR : capacidad de carga admisible de los materiales de apoyo de la cimentación, afectada por un factor de resistencia, igual a 0.35. Para este caso la cimentación tiene una capacidad de carga admisible de $5.0 \text{ ton}/m^2$.

5.1.6 Estado límite de servicio

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión a los materiales del subsuelo de $1.5 \text{ ton}/m^2$, actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación.

Los asentamientos se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada.

Se obtuvieron asentamientos de 1.6 cm, que son admisibles de acuerdo a lo que establece el Reglamento de Construcciones.

5.1.7 Procedimiento constructivo

A continuación se indica el procedimiento constructivo recomendable de excavación que alojará a la cimentación.

- a) En las zonas donde se apoyará la cimentación se deberá excavarse hasta una profundidad de 1.60 m, o hasta el contacto con los materiales de origen natural para las zapatas; y a 2.40 m de profundidad para la losa de cimentación del foso del elevador.
- b) Las excavaciones necesarias para alojar a la cimentación se podrán hacer con taludes 0.25:1.00 (horizontal: vertical), empleando maquinaria hasta 0.1 m arriba del nivel de desplante, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de apoyo. Si la excavación se realiza con maquinaria, hasta la profundidad de desplante de las plataformas, los materiales sueltos dejados por el equipo de excavación deberán retirarse totalmente, independientemente de la irregularidad de la superficie del fondo de la excavación, y re nivelar con el relleno controlado.
- c) El nivel de desplante de la cimentación deberá ser revisado por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, que verifique el desplante se realice en los materiales considerados en el análisis.
- d) Una vez terminada la excavación en las zonas donde se apoyará la cimentación se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.
- e) Se procederá a colocar el armado y a colar la cimentación.

5.2 PILAS DE SECCION CONSTANTE

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio para las pilas de sección constante.

5.2.1 Estado Límite de Falla

Para que la cimentación sea estable bajo las condiciones de carga a que estará sujeta, deberá satisfacer la siguiente desigualdad.

$$Q F_c < R F_R$$

Donde:

Q F_c: Carga aplicada sobre la cimentación, afectada por el factor de carga correspondiente.

R F_R: Capacidad de carga de la cimentación, afectada por el factor de reducción de la resistencia correspondiente.

5.2.2 Capacidad de Carga.

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación:

Dado que las pilas quedarán prácticamente fijas en la relación a los rellenos arcillosos que se encuentran o que se coloquen al rellenar sobre su nivel de desplante, al generarse en éstos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por compactación de los rellenos al saturarse, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su fuste.

Los efectos de este proceso son: una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de la pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa (FN) se calculó aplicando la siguiente fórmula:

$$FN = (w k_o) / (1 + (w k_o d / 3a)) \int d \quad P_{oz} \quad dz$$

Donde:

FN: magnitud de la fricción negativa, en ton.

w : perímetro del fuste de la pila, en m.

Ko: coeficiente de adherencia entre los materiales de relleno y la pila; para este caso igual a 0.2.

d : longitud de la pilastra, en la que ocurre la fricción negativa, en ton.

a : área tributaria de las pilas.

Poz: esfuerzo vertical a la profundidad z, en m.

La disminución de la presión efectiva se calculó como:

$$P_d = FN / a$$

La capacidad de carga útil de las pilas (Ca) se obtuvo de la siguiente expresión:

$$C_a = (C N''c FR + P_v) A_b - FN$$

Donde:

Ca: Capacidad de carga admisible

C: Cohesión de los materiales de apoyo.

FR: factor de reducción de la resistencia, igual a 0.35

Pv: Presión vertical total debida al peso del suelo a la Profundidad de apoyo de la pila.

N''c: factor de capacidad de carga, que es función del ángulo de fricción interna, y de la longitud de la pila que este empotrada en los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente expresión:

$$N''c = N_c + (N'_c - N_c) D'' / D'$$

Siendo:

D'': empotramiento de diseño de la pila, dentro de los materiales resistentes.

Nc: factor de capacidad de carga para el caso en que la pila quede apoyada sobre los materiales resistentes.

N''c: factor de capacidad de carga para el caso en que la pila tenga como mínimo el empotramiento óptimo, D', dentro de los materiales resistentes, obteniéndose D' mediante la siguiente expresión:

$$D' = 4 N\phi B$$

Donde:

$$N\phi = \tan^2 \left(\pi / 4 + \phi / 2 \right)$$

La capacidad de carga de la pila obtenida con el criterio anterior, se deberá afectar por el resultado de la siguiente ecuación:

$$Fre = (B + 1) / (2B + 1)$$

Donde:

Fre: factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

B: diámetro de la base de la pila.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión de 10 ton/m² ángulo de fricción interna de 32° para los materiales de apoyo de las pilas y un empotramiento de 1.0 dentro de los materiales de resistentes de origen natural, obteniéndose una capacidad de carga de 90 y 110 ton, para pilas de 0.8 y 1.00 m de diámetro, respectivamente.

5.2.3 Estado límite de servicio

La revisión del estado límite de servicio, se realizó mediante la estimación de asentamientos elásticos instantáneos que sufrirán las pilas debido a la deformación elástica de los materiales de apoyo y de los materiales que las constituyen, debido a las cargas a que estarán sometidas, mediante la siguiente expresión²:

$$\delta = Q \left[\frac{L}{E_c a F} + \frac{m C_s F_p}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - u^2) \right]$$

Donde:

δ : asentamiento en la cabeza de la pila

Q: carga aplicada por la estructura, sobre la pila

L: longitud de la pila

E_c : Módulo de elasticidad del material que constituye la pila.

A_f : área transversal del fuste de la pila.

m: factor de forma, igual a 0.95, para área de cimentación circular o cuadrada.

C_s : factor de rigidez, igual a 1.0 para cimentación flexible.

f_p : factor de profundidad, igual a 0.5 por ser $D_f/B > 5$

E_s : módulo de elasticidad del suelo de apoyo de las pilas

u: relación de Poisson

A_b : área transversal de la base de la pila

Considerando un módulo de elasticidad, del manto de apoyo de las pilas, de 10,000 ton/m² (obtenido de correlacionarlo con las propiedades índice de estos materiales) y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron los asentamientos elásticos, para pilas de 0.8 Y 1.0 m de diámetro de base circular, los cuales son admisibles. Los asentamientos evaluados son de tipo elastoplásticos y se presentarán durante la construcción de la estructura.

² V. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I. Pp. VI-44 1970 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

5.2.4 Procedimiento constructivo de pilas

El procedimiento constructivo de las pilas se consigna a continuación:

- a) Localización y trazo de la pilas de cimentación.

- b) Las perforaciones que alojarán las pilas, se harán con una mezcla de agua con arcilla coloidal, generalmente bentonita, empleada como auxiliar en la perforación del barreno.

- c) Durante el proceso de perforación el lodo se emplea para estabilizar las paredes, formando una película plástica e impermeable producida por la depositación de las partículas plásticas del lodo al filtrarse éste a través de las paredes de la perforación. Esta película también llamada cake, permite que se desarrollen las presiones hidrostáticas del propio lodo contra las paredes de la perforación, buscando así su estabilización. A la vez impide la pérdida excesiva del agua del mismo lodo y por su puesto el paso del agua hacia el interior del barreno, lo cual es una de las causas de inestabilidad de las paredes.

- c) La estabilización de perforaciones para pilas usando el lodo bentonítico, se aplica a suelos inestables que presenten problemas de derrumbes ya sea por presencia de agua freática o por sus desfavorables propiedades mecánicas.

- d) El lodo estabilizador debe sustituir progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de aquel muy cercano al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

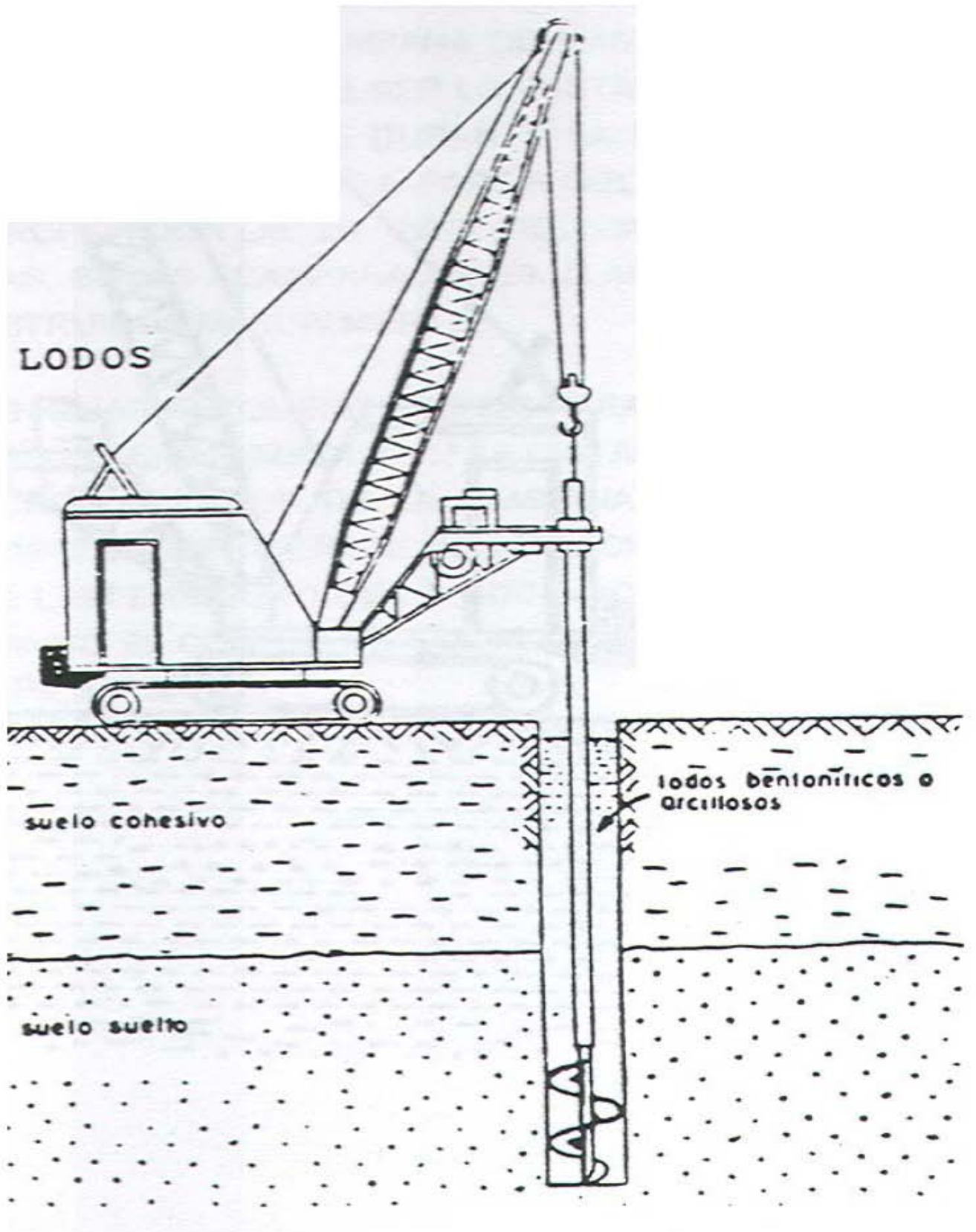


FIG. 15.- ESTABILIZACION CON LODOS

- e) Se continuará con la perforación, hasta el nivel -18.20 m.
- f) Se inspeccionaran, por un ingeniero especialista en mecánica de suelos los materiales extraídos del subsuelo existentes a la profundidad de 18.20 m, quien determinará si las características de los materiales consideradas en los análisis de capacidad de, carga de pilas, corresponden a los existentes en campo.
- g) Concluida la excavación con maquina, se realizará limpieza del fondo de la excavación.
- h) Una vez terminada la perforación y realizada la limpieza de todo material suelto se introducirá el armado de las pilas con sus separadores correspondientes para su centrado y se colocará empleando tubo de colado tipo tremie, manteniendo su punta 0.5 m abajo del nivel de concreto.

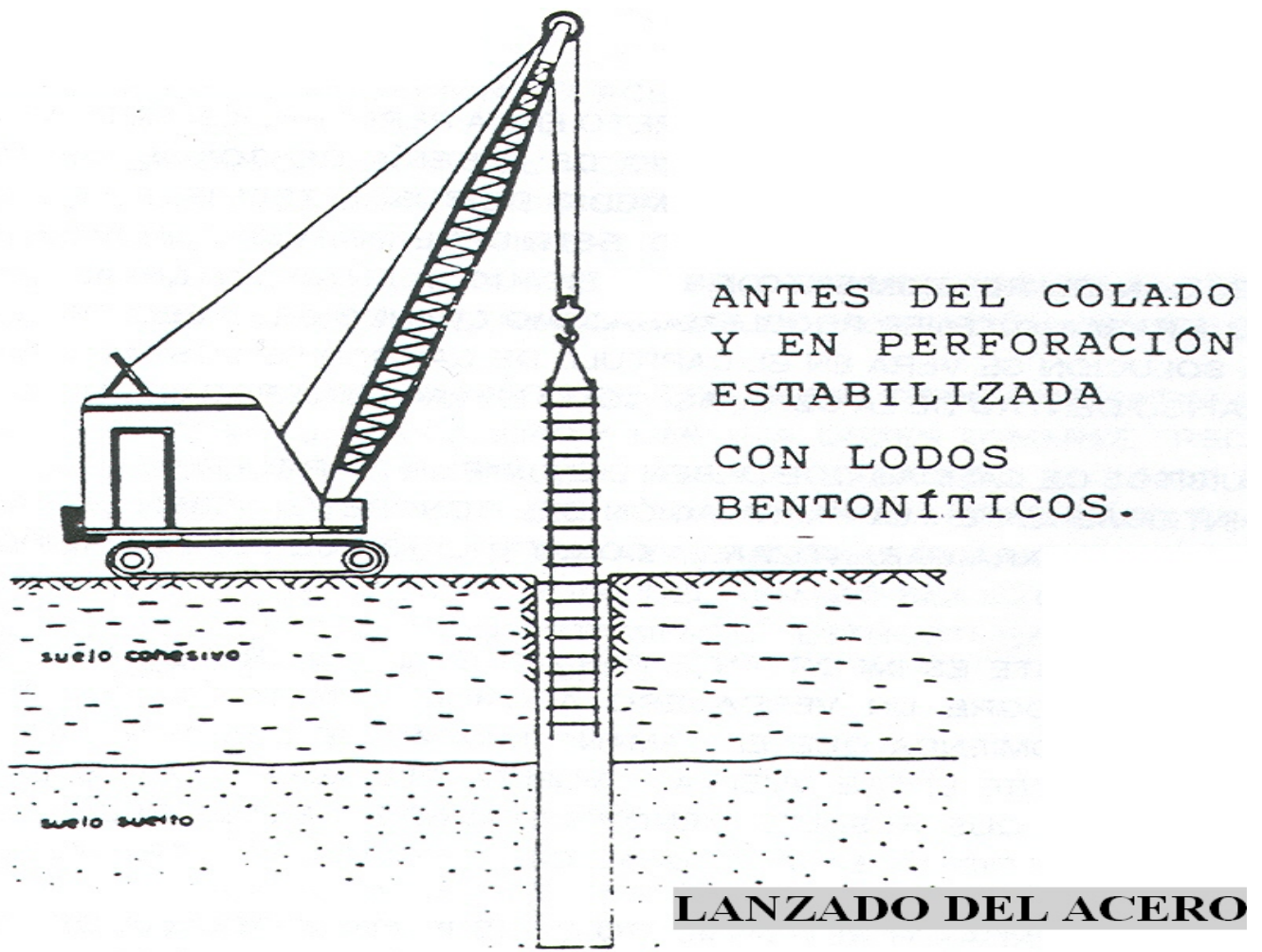


FIG. 16.- LANZADO DEL ACERO

i) Cuando el concreto debe colocarse bajo lodo bentonítico, se acostumbra emplear una o varias tuberías estancas (tremie) de acuerdo con las dimensiones de la pila, para su manejo puede estar integrada por varios tramos de 3 m de longitud como máximo, fácilmente desmontables, por lo que se recomienda que se tengan cuerdas de listón, es imperativo que la tubería sea perfectamente lisa por dentro y aconsejable que también lo sea por fuera, lo primero para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado y lo segundo para evitar atoramientos de la tubería con el armado. Arriba de la tubería se coloca una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica; y durante la movilización y transporte de los tubos, es recomendable engrasar y proteger sus cuerdas con anillos especiales roscados.

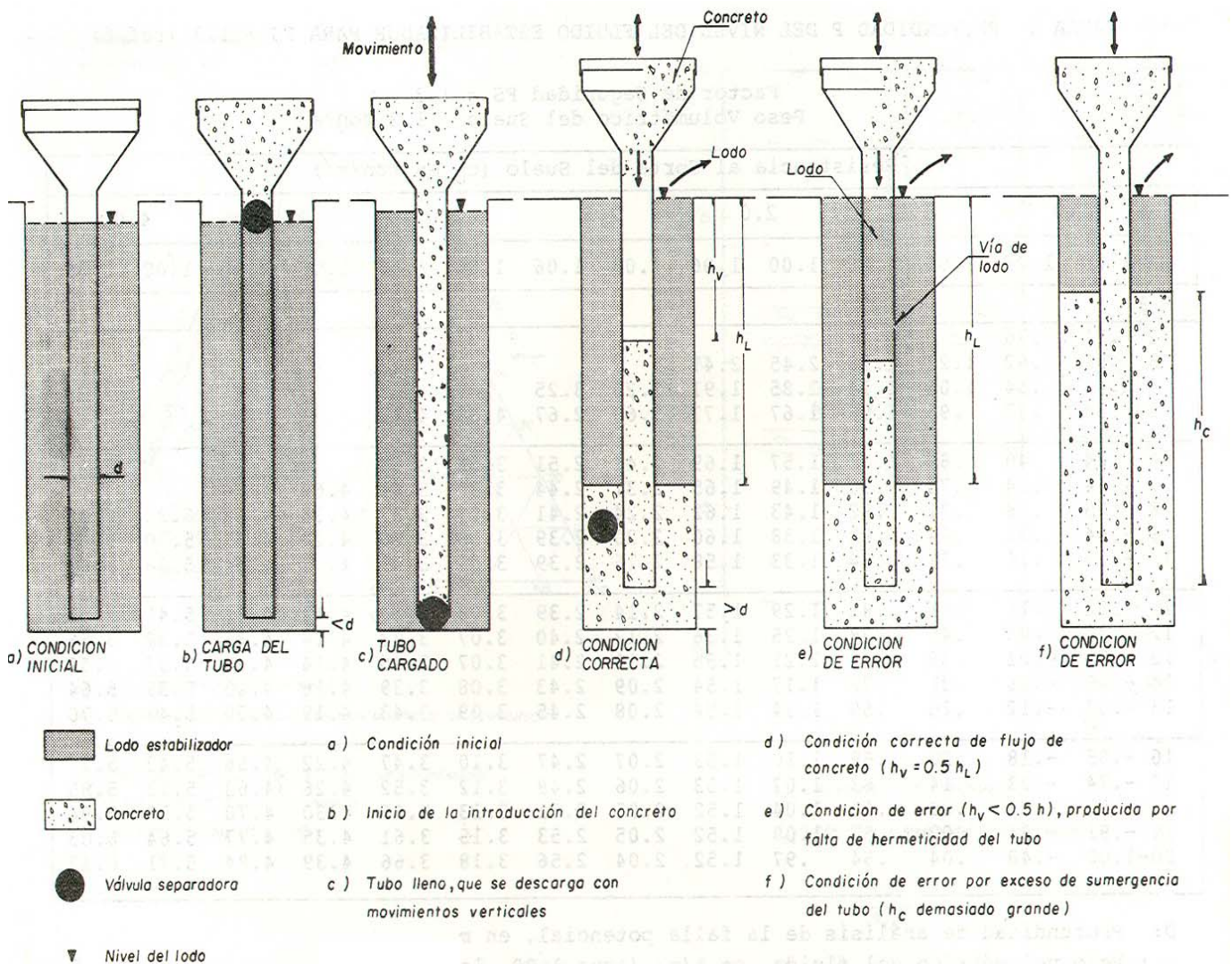
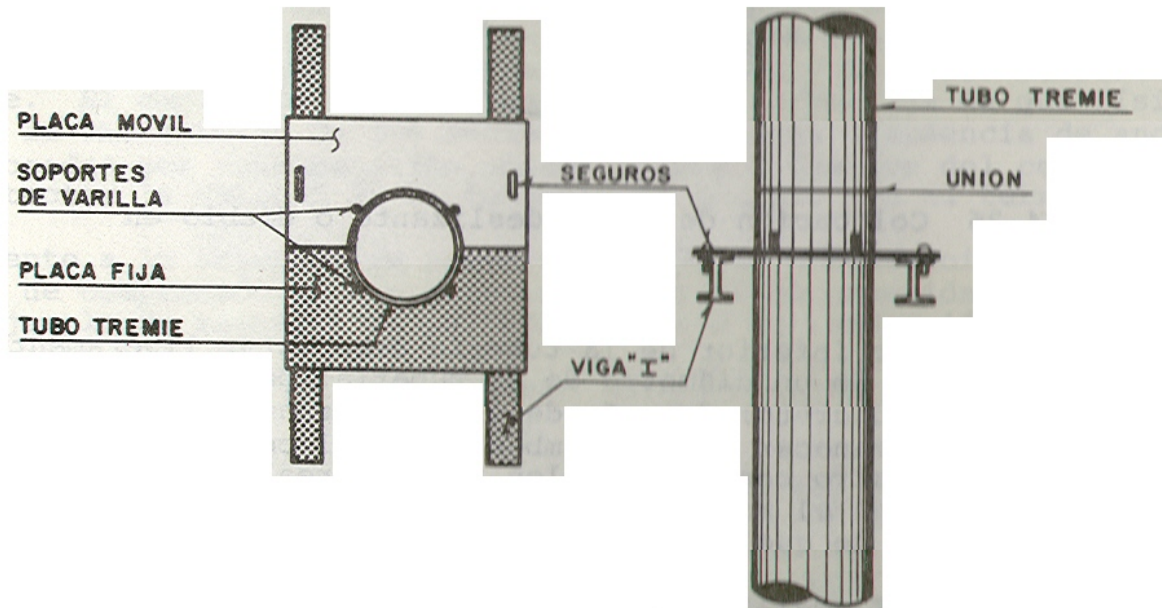


FIG. 17.- OPERACIÓN TUBO TREMIE

- j) Para realizar con rapidez las maniobras de acoplamiento y desacoplamiento de la tubería, es conveniente contar con un dispositivo especial para apoyarla y sujetarla (trampa).



TRAMPA

FIG. 18.- DISPOSITIVO ESPECIAL DE SUJECIÓN (TRAMPA)

- k) El procedimiento de colado mediante tubería tremie siempre busca colocar el concreto a partir del fondo de la perforación dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma, así al avanzar el colado tiene lugar un desplazamiento continuo del lodo manteniendo una sola superficie de contacto (la del primer volumen de concreto vaciado).
- l) La gran diferencia de densidades entre el concreto (2.4 ton/m^3) y el lodo (1.04 ton/m^3) ayuda a que dicho desplazamiento se efectúe eficazmente; es conveniente seguir la siguiente recomendación para conseguir buenos resultados:
- Revisar la tubería antes de que sea colocada dentro de las perforaciones, asegurándose del buen estado y engrasado de las cuerdas y comprobando que no tenga desajustes entre las uniones que puedan provocar la entrada del lodo en su interior.
- m) Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, es necesario colocarle en su extremo superior un tapón deslizante (diablo), como se observa en la figura, que puede ser una cámara de balón inflada, una espera de polipropileno, un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita, el cual tiene como función primordial evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de amortiguar la caída evitando este efecto.

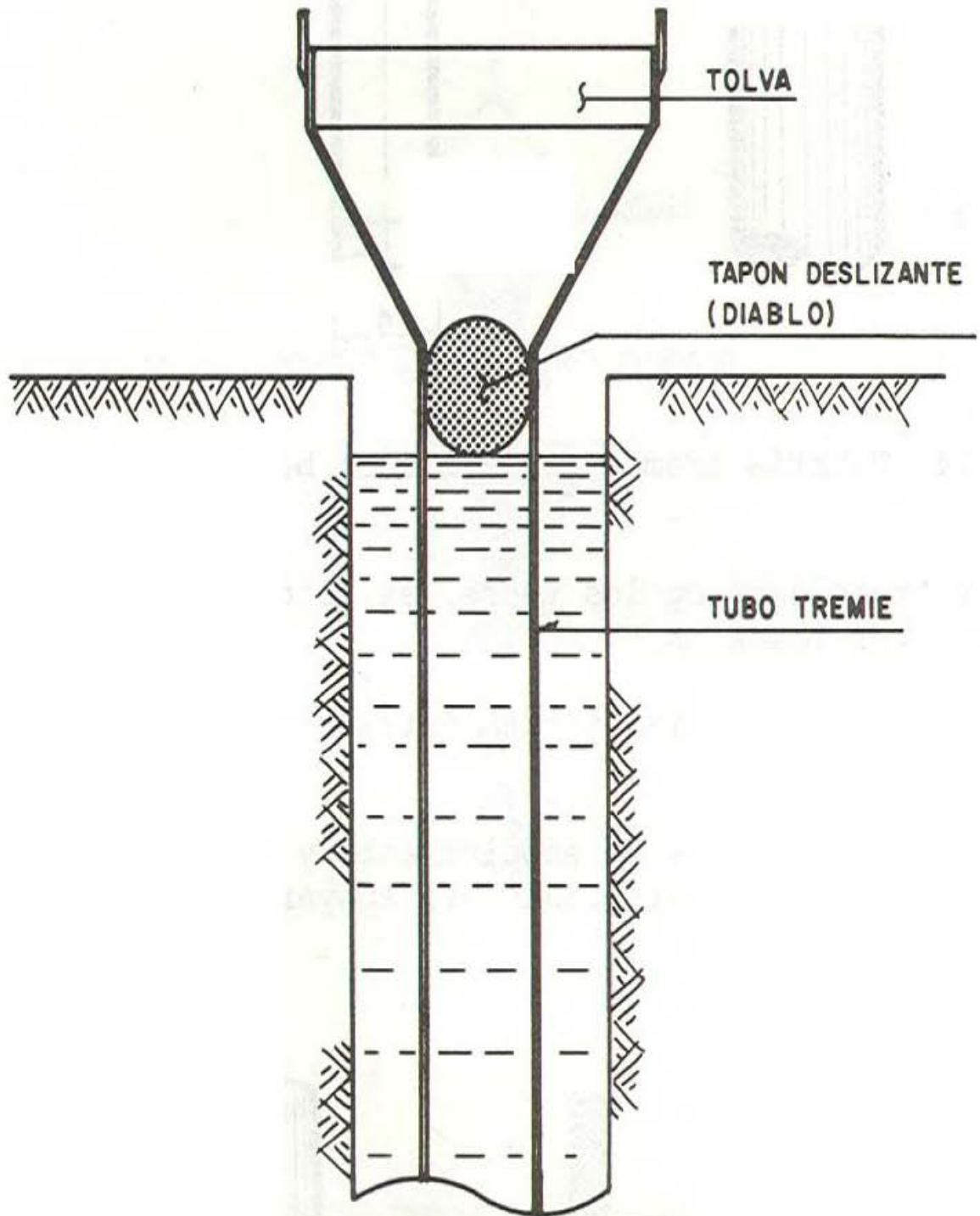


FIG. 19.- COLOCACION DE TAPON DESLIZANTE O DIABLO EN LA TUBERIA TREMIE

-
-
- n) Al iniciar el colado el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto; después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería debe permanecer siempre embebido en el concreto fresco, para lo cual es indispensable llevar un registro continuo de los niveles reales del concreto alcanzados durante su colocación para que en el momento que se juzgue conveniente se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.
- o) La operación de colado debe ser continua, para evitar el peligro de que durante los lapsos de espera el concreto inicie su fraguado y se provoque taponamientos.
- p) El colado será continuo y con el procedimiento Tremie, deberá llevarse a una altura de 0.5 m arriba del nivel inferior de las contratraves, con objeto de tener concreto de buena calidad en la unión de dichos elementos
- q) Se llevará un registró de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, fechas de perforación y colado y características del material de apoyo.
- r) Una vez coladas las pilas se procederá a efectuar las contratraves de cimentación.

5.2.5 EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DEL FOSO DEL ELEVADOR

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.32 (Zona de Transición).

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 20 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS

OBRA: HGR No. 2

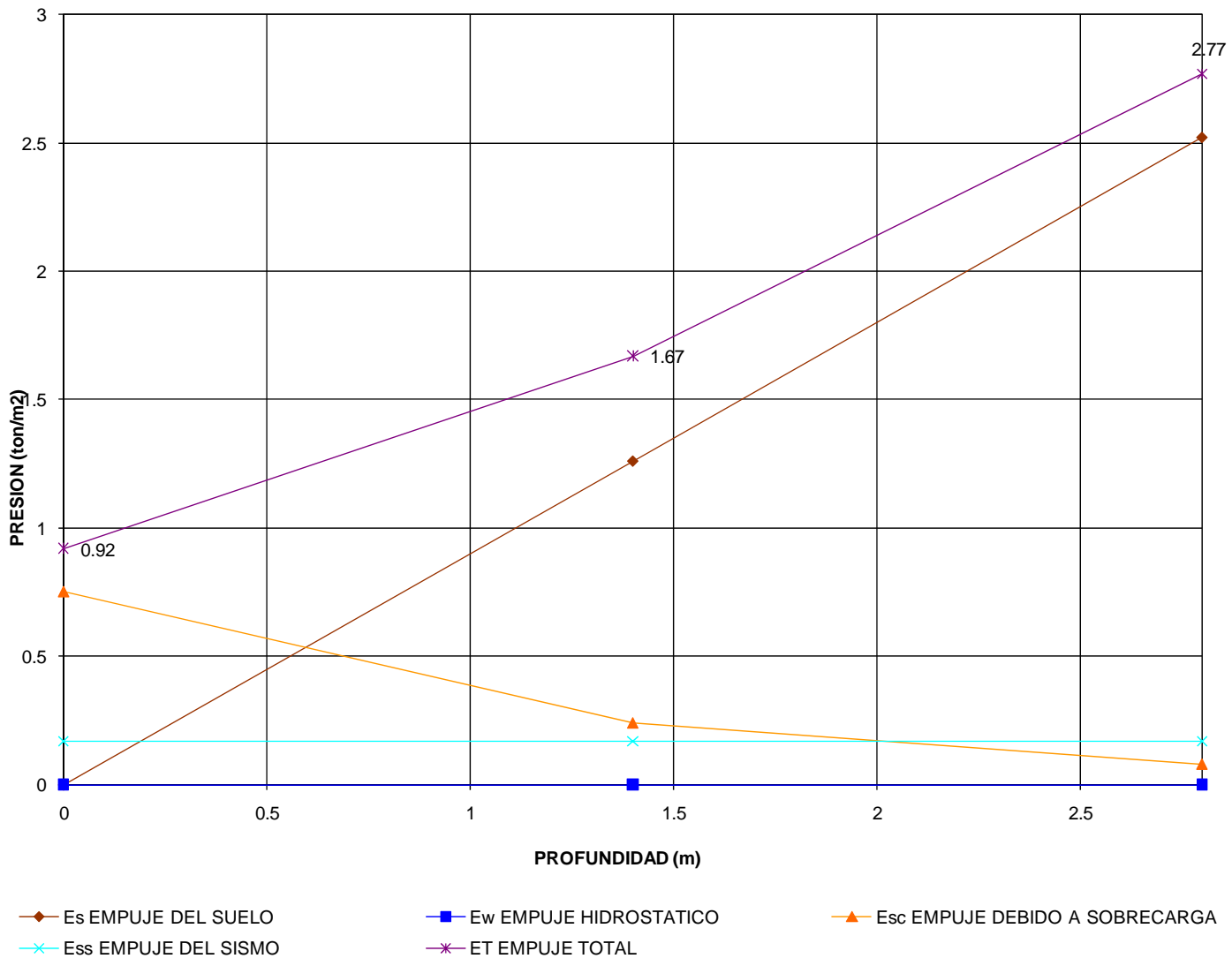


FIGURA. 20.- ENVOLVENTE DE EMPUJES HORIZONTALES TOTALES

FIGURA. 13

5.2.6 FALLA DE FONDO.

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'_c < C N_c F_R$$

donde:

P_v: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m².

F_c: Factor de carga adimensional e igual a 1.4

q: sobrecarga superficial, igual a 1.5 ton/m²

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

c: cohesión del material que subyace a la excavación

N_c: coeficiente de capacidad de carga

F_R: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 2.80 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$5.70 \text{ ton/m}^2 < 8.40 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que se satisface la desigualdad no se presentará la falla de fondo de la excavación.

5.2.7 ESTABILIDAD DE TALUDES.

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad ³

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o C F_R$$

Donde:

F_c: factor de carga, igual a 1.4

γ: peso volumétrico del material

H: altura máxima de la excavación

q: sobrecarga igual a 1.5 ton/m²

U_q: factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q / γ H, igual a 0.775.

N_o: número de estabilidad que depende del ángulo del talud, igual a 3.83

C: cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 3.0 ton/m².

F_R: factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes verticales se tiene:

$$7.38 \text{ ton/m}^2 < 6.3 \text{ ton/m}^2$$

La desigualdad anterior no se cumple, por lo tanto la excavación que alojará el cajón del foso del elevador se efectuara dejando taludes 0.25:1.00 (horizontal: vertical).

³ Jambu, N. "stability Analysis of Slopes With Dimensionless Parameters" Prentice Hall, Harvard University Cambridge, Mass, Harvard series No. 46 (1959).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Para determinar el tipo de cimentación más adecuado para las estructuras proyectadas del Hospital General Regional No. 2, de Traumatología y Ortopedia del IMSS, ubicado en Calzada de las Bombas No. 117, Colonia Los Girasoles, Delegación Coyoacán, México, D. F., se realizó un estudio de mecánica de suelos consistente en muestreo y exploración de los materiales del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de todo el hospital y en un futuro de una segunda planta para consulta externa, encima del área de consulta externa de especialidades y el almacén, en un área de 2,171 m², comprendida entre los ejes longitudinales N a X; y los ejes transversales 10 a 14, la estructuración se efectuará mediante estructura metálica. Además se proyecta la construcción de un área de escalera y elevador, para acceso a primer nivel de consulta externa, con área en planta de 68 m², donde se determino en una primera etapa un área jardineada, ubicada entre los ejes longitudinales N a P; y los ejes transversales 10 a 8.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuó dos sondeos de tipo mixto a 19.60 y a 15.80 m. de profundidad, denominados SM-1 y SM-2, respectivamente.

Para conocer las características de los depósitos superficiales del subsuelo, se excavo un pozo a cielo abierto a una profundidad variable de 3.00 m, determinando la estratigrafía en las paredes del pozo, mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo y labrando muestras cúbicas inalteradas.

El predio de interés se localiza en la Zona II (Zona de Transición), según la regionalización del subsuelo del Valle de México, en la que se presentan intercalaciones de materiales de origen residual con materiales arcillosos de tipo lacustre de baja resistencia y alta deformabilidad.

El nivel freático se encontró a 3.30 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración.

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

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre superficie y 5.4 m se encuentra pre consolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 14 ton/m² al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 4.0 ton/m², en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 7.40 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de

preconsolidación, variable entre 7.0 y 4.0.0 ton/m²; y entre 15.60 y 16.40 se tiene un esfuerzo de preconsolidación de 6.0 ton/m² mayor al esfuerzo efectivo actual.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 1.5 kg/cm³.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona II, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32, el cual deberá incrementarse en un 50%, por considerarse la estructura proyectada dentro del grupo A, que especifica el Reglamento de Construcciones.

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo antes descritas, así como sus condiciones de frontera, en particular la existencia de materiales de relleno entre la superficie y 2.40 m; seguidos por depósitos arcillosos de consistencia media, entre 1.6 y 5.4 m de profundidad, subyacidos por un depósito arcilloso de consistencia blanda de baja resistencia y alta deformabilidad; así como las arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura proyectada será mediante:

- Zapatas aisladas, unidas mediante un sistema de trabes de rigidización, para estructuras ligeras de un nivel, desplantadas a 1.60 m de profundidad, respecto al nivel actual de la superficie, desplantada sobre materiales de origen natural o en caso de que a esa profundidad se tengan materiales de relleno, estos se sustituirán por un relleno controlado a base de tepetate compactado. Diseñadas para aplicar una capacidad de carga admisible al corte de 5.0 ton/m².
- Losa de cimentación, constituida por la losa de fondo para estructuras ligeras de un nivel, desplantada a 2.80 m de profundidad, Diseñado para aplicar una capacidad de carga admisible al corte de 5.00 ton/m².
- Pilas de sección constante, desplantadas a 9.0 m de profundidad, empotradas un metro dentro de los materiales resistentes de origen natural, diseñadas para una capacidad de carga de 90 y 110 ton, para pilas de 0.8 y 1.00 m de diámetro, respectivamente.
- Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligeros posible.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que la estructura proyectada a mediano plazo sufran asentamientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico y el centro de cargas de la estructura.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal vigente, especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de cinco años.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

En conclusión el trabajo de tesis realizado cumple con mis expectativas debido a que las teorías e hipótesis vistas en las materias de geotecnia, son las que se aplican en la vida profesional y adicionalmente son complementadas por las normas y reglamentos establecidos para esta área de la ingeniería civil. Lo cual nos permite estar del lado de la seguridad en los proyectos, al darles una aplicación correcta y oportuna a estos documentos.

Bibliografía

- Mecánica de Suelos
Juárez Badillo y Rico Rodríguez
Tomo I y Tomo II
2007
- Manual de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad
2008
- Normas Técnicas Complementarias
Cimentaciones y Diseño por sismo

ANEXO I

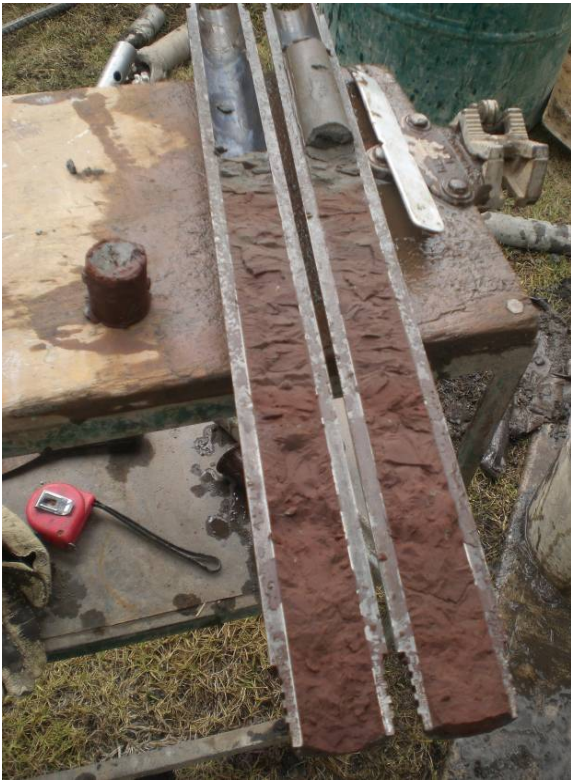
REPORTE

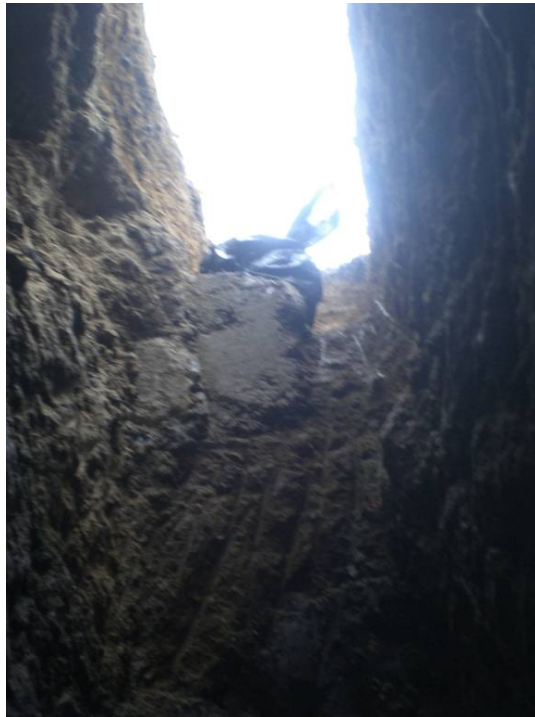
FOTOGRAFICO

Fotografías de los sondeos realizados para el proyecto.











Fotografías durante el proceso constructivo de las Pilas



Se inicia la perforación de pila vez plomeada y centrada el bote de perforación



Se observa que ya se tienen unas pilas armadas y habilitadas.



Excavación del barreno, en este día se llega a una profundidad de 9mts.



Se reanuda la perforación



Se comienza a perforar pila



Tubería tremie de $\text{Ø}=8''$. Se observa que la tubería no está limpia ni por dentro ni por fuera.



Se termina de perforar y limpiar la pila



Se introduce armado de la pila cumpliendo las especificaciones de concreto tanto en la varilla como en la separación y la reducción a un 1mt del zuncho y teniendo los separadores (pollos).



Con ayuda de topografía se centro y se ubico el armado de acuerdo al proyecto.



Se realiza prueba de revenimiento que es de 8.0 cm para el colado de la pila.



Se le agrega aditivo súper-fluidizante para elevar su revenimiento.



Se realiza colado de pila.



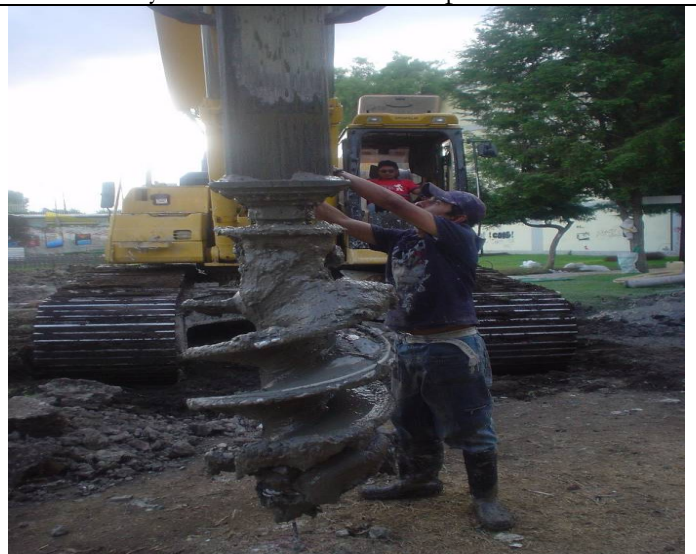
Se observa que el tapón hizo su función de que llegue el concreto limpio y no se disgregara.



Para la pila se retiró el armado para limpiarla una vez mas ya que el día anterior hubo lluvia y no se pudo colar y se esta tomando estas precauciones.



Comienzo de perforación de barreno para la pila



Se plomea y se centra para comenzar la perforación del barreno.



Armado para la pila que cumple con las especificaciones del proyecto.



Prueba de revenimiento para el colado de la pila.



Se le agrega aditivo súper-fuidizante para elevar el revenimiento.



Se le agrega el tapón deslizante para llevar un adecuado para el colado de la pila.



Se efectúa el colado de la pila



Prueba de revenimiento para el colado de la pila

ANEXO II

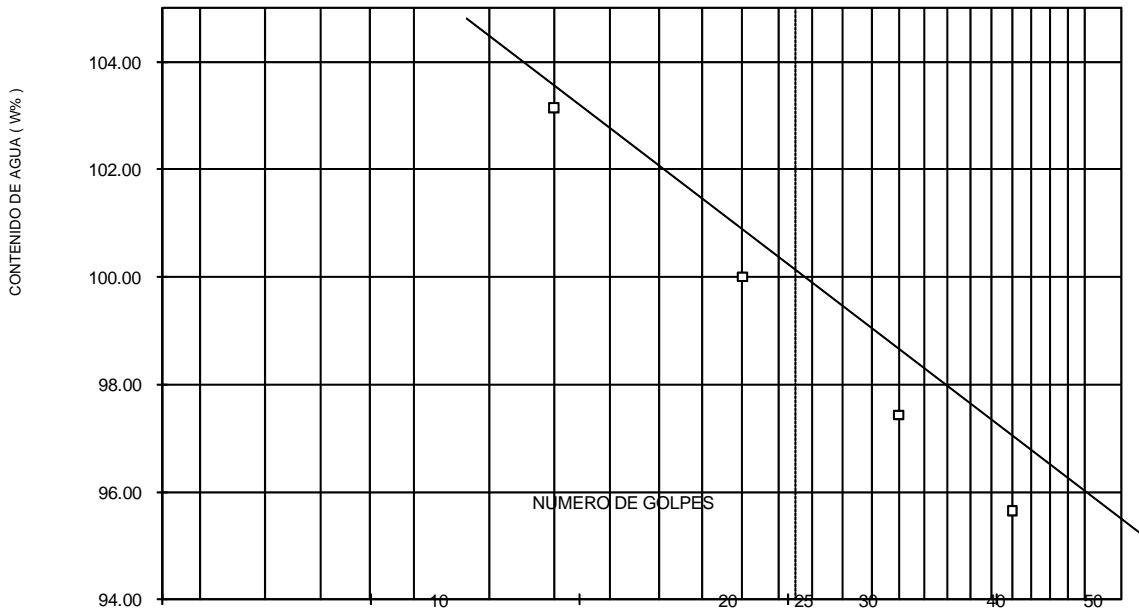
PRUEBAS

DE LABORATORIO

| CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA | | | | | | | | |
|--|-------------|------|------|------------------|-------|---------------|--------|--|
| OBRA: HOSPITAL GENERAL REGIONAL NO. 2 | | | | | | | | |
| SONDEO: SM-2 | | | | FECHA: 10-ene-10 | | | | |
| Muestra | Profundidad | Tara | tara | Wh+t | Ws+t | w | TORC. | CLASIFICACION |
| Nº | m. | Nº | gr. | gr. | gr. | % | kg/cm² | |
| 1 | 0.00 | 612 | 3.60 | 92.20 | 76.10 | 22.21 | | ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA Y |
| | 0.60 | | | | | | | ALGUNAS GRAVILLAS |
| 2 | 0.60 | 473 | 3.50 | 79.40 | 63.10 | 27.35 | | ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON POCA ARENA FINA Y |
| | 1.20 | | | | | | | ALGUNAS GRAVILLAS |
| 3 | 1.20 | 635 | 3.60 | 71.60 | 47.80 | 53.85 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA |
| | 1.80 | | | | | | | |
| 4 | 1.80 | 634 | 3.60 | 67.50 | 41.20 | 69.95 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA |
| | 2.40 | | | | | | | |
| 5 | 2.40 | 661 | 3.50 | 72.80 | 44.40 | 69.44 | | ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ARENA FINA EN LA PARTE |
| | 3.00 | | | | | | | SUPERIOR |
| 6 | 3.00 | 442 | 3.50 | 75.10 | 56.60 | 34.84 | | LIMO ARENOSO FINO GRIS OSCURO NEGRUSCO |
| | 3.60 | | | | | | | |
| 7 | 3.60 | 565 | 3.50 | 87.40 | 50.70 | 77.75 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO |
| | 4.20 | | | | | | | |
| 8-1 | 4.40 | 618 | 3.50 | 69.60 | 37.60 | 93.84 | | ARCILLA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA |
| | 4.60 | | | | | | | |
| 8-2 | 4.60 | 582 | 3.60 | 80.90 | 46.20 | 81.46 | | ARCILLA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA |
| | 4.80 | | | | | | | |
| 8-3 | 4.80 | 646 | 3.40 | 68.10 | 51.90 | 33.40 | | ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OSCURO |
| | 5.00 | | | | | | | |
| 9 | 5.00 | 576 | 3.70 | 57.10 | 18.90 | 251.32 | | ARCILLA ORGANICA CAFÉ OSCURO |
| | 5.60 | | | | | | | |
| 10 | 5.60 | 573 | 3.50 | 52.80 | 18.50 | 228.67 | | ARCILLA CAFÉ OSCURO CON ESCASA ARENA FINA |
| | 6.20 | | | | | | | |
| 11 | 6.20 | 639 | 3.50 | 64.70 | 27.40 | 156.07 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA |
| | 6.80 | | | | | | | |
| 12 | 6.80 | 599 | 3.70 | 56.00 | 14.70 | 375.45 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO |
| | 7.40 | | | | | | | |

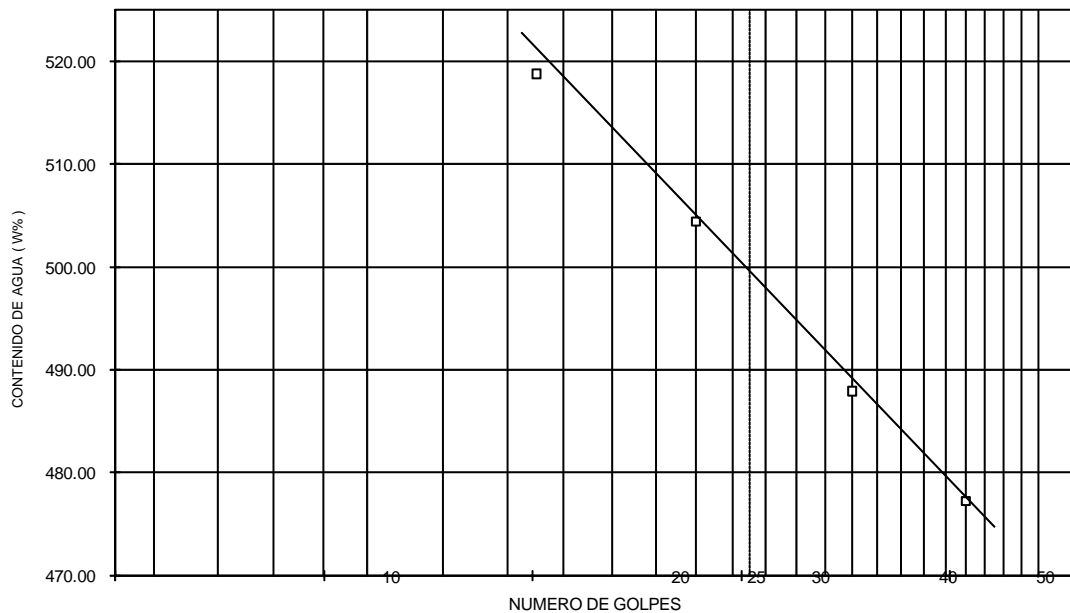
CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

| | | | | | |
|---------------------------|-------------------------------------|-----------|-----------|----------|-------------|
| PROCEDENCIA: | <i>HOSPITAL GRAL. REGIONAL NO.2</i> | | | | |
| SONDEO Nº: | SM-2 | MUESTRA: | 8-2 | PROF.: | 4.60-4.80 m |
| DESCRIPCION DEL MATERIAL: | ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO | | | | |
| LIMITE LIQUIDO | | | | | |
| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
| 42 | 100 | 15.70 | 9.10 | 2.20 | 95.65 |
| 32 | 135 | 14.40 | 8.33 | 2.10 | 97.43 |
| 22 | 97 | 13.60 | 7.90 | 2.20 | 100.00 |
| 14 | 124 | 15.20 | 8.65 | 2.30 | 103.15 |
| LIMITE PLASTICO | | | | | |
| | 65 | 6.10 | 5.00 | 2.80 | 50.00 |
| | 63 | 6.10 | 5.00 | 2.90 | 52.38 |
| CONTRACCION LINEAL | | | | | |
| | barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) | |
| | | | | | |
| | L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S | |
| | 99.10 | 51.19 | 47.91 | OH-MH | |



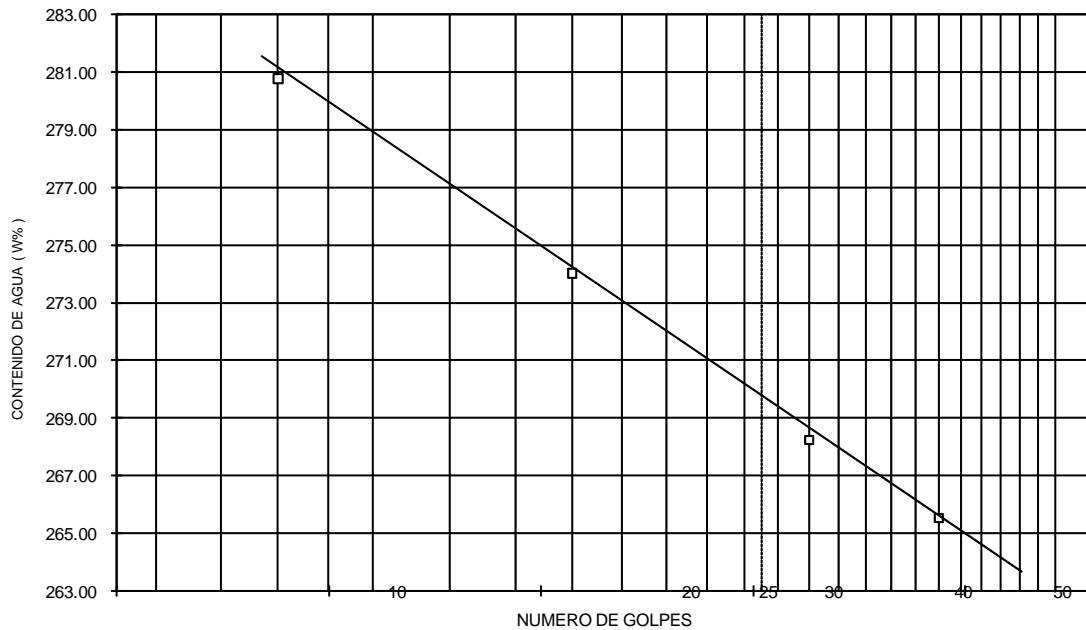
CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

| | | | | | |
|---------------------------|-------------------------------------|-----------|-----------|----------|--------------|
| PROCEDENCIA: | <i>HOSPITAL GRAL. REGIONAL NO.2</i> | | | | |
| SONDEO N°: | SM-1 | MUESTRA: | 12-2 | PROF.: | 9.00-9.20 m. |
| DESCRIPCION DEL MATERIAL: | ARCILLA GRIS VERDOSO | | | | |
| LIMITE LIQUIDO | | | | | |
| N° GOLPES | N° tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
| 42 | 139 | 14.80 | 4.30 | 2.10 | 477.27 |
| 32 | 119 | 12.90 | 4.02 | 2.20 | 487.91 |
| 22 | 132 | 13.10 | 3.92 | 2.10 | 504.40 |
| 15 | 101 | 13.50 | 4.11 | 2.30 | 518.78 |
| LIMITE PLASTICO | | | | | |
| | 56 | 6.40 | 4.90 | 2.80 | 71.43 |
| | 71 | 6.20 | 4.60 | 2.70 | 84.21 |
| CONTRACCION LINEAL | | | | | |
| | barra n° | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) | |
| | | | | | |
| | L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S | |
| | 499.00 | 77.82 | 421.18 | CH | |



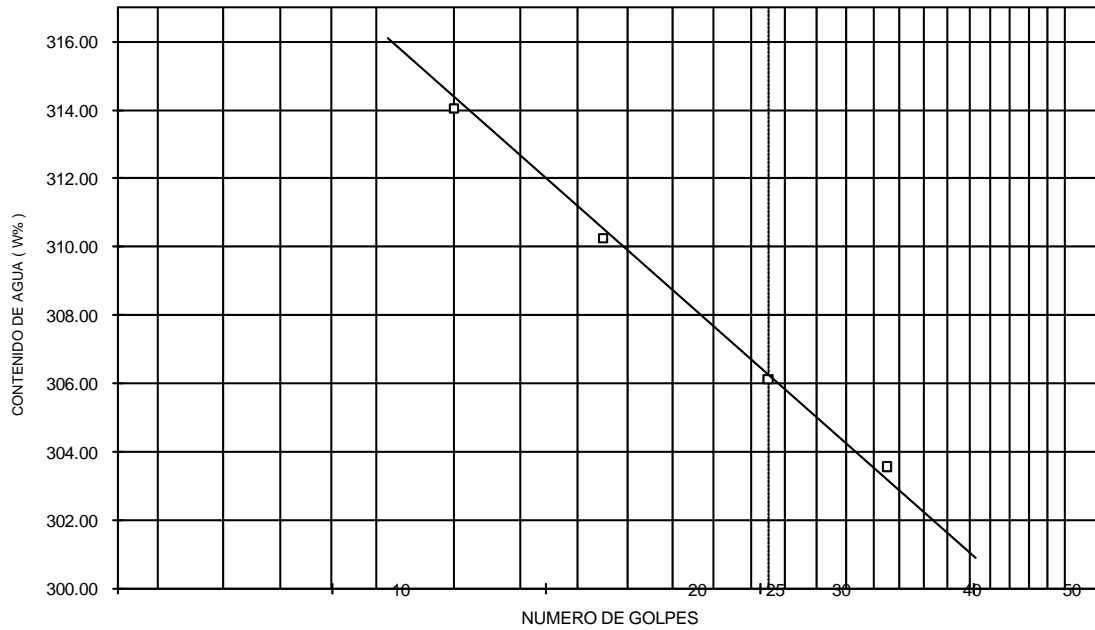
CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

| | | | | | |
|---------------------------|-------------------------------------|-----------|-----------|----------|----------------|
| PROCEDENCIA: | <i>HOSPITAL GRAL. REGIONAL NO.2</i> | | | | |
| SONDEO Nº: | SM-1 | MUESTRA: | 22 | PROF.: | 14.80-15.40 m. |
| DESCRIPCION DEL MATERIAL: | ARCILLA CAFÉ ROJIZO | | | | |
| LIMITE LIQUIDO | | | | | |
| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
| 38 | 121 | 12.80 | 5.10 | 2.20 | 265.52 |
| 28 | 140 | 12.40 | 4.97 | 2.20 | 268.23 |
| 16 | 144 | 11.70 | 4.74 | 2.20 | 274.02 |
| 8 | 31 | 12.10 | 4.80 | 2.20 | 280.77 |
| LIMITE PLASTICO | | | | | |
| | 67 | 6.20 | 4.70 | 2.80 | 78.95 |
| | 61 | 6.00 | 4.50 | 2.70 | 83.33 |
| CONTRACCION LINEAL | | | | | |
| | barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) | |
| | | | | | |
| | L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S | |
| | 269.50 | 81.14 | 188.36 | CH | |



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

| | | | | | | |
|---------------------------|-------------------------------------|-----------|-----------|----------|----------------|--------|
| PROCEDENCIA: | <i>HOSPITAL GRAL. REGIONAL NO.2</i> | | | | | |
| SONDEO Nº: | SM-2 | MUESTRA: | 23 | PROF.: | 14.60-15.20 m. | |
| DESCRIPCION DEL MATERIAL: | ARCILLA CAFÉ ROJIZO | | | | | |
| LIMITE LIQUIDO | | | | | | |
| | Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
| | 33 | 82 | 13.50 | 5.00 | 2.20 | 303.57 |
| | 25 | 126 | 12.70 | 4.71 | 2.10 | 306.13 |
| | 17 | 120 | 14.90 | 5.22 | 2.10 | 310.26 |
| | 12 | 127 | 14.00 | 5.05 | 2.20 | 314.04 |
| LIMITE PLASTICO | | | | | | |
| | | 73 | 6.20 | 4.90 | 2.70 | 59.09 |
| | | 7 | 6.10 | 4.70 | 2.70 | 70.00 |
| CONTRACCION LINEAL | | | | | | |
| | barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) | | |
| | | | | | | |
| | L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S | | |
| | 306.00 | 64.55 | 241.45 | CH | | |



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: **HOSPITAL GRAL. REGIONAL NO.2**

SONDEO N°: **PCA-1** MUESTRA: **MC** PROF.: **2.70-2.95** m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: **ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO**

LIMITE LIQUIDO

| N° GOLPES | N° tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
|-----------|---------|-------|-------|------|-------|
| 40 | 145 | 16.40 | 11.90 | 2.20 | 46.39 |
| 31 | 125 | 15.60 | 11.28 | 2.10 | 47.06 |
| 23 | 138 | 17.00 | 12.21 | 2.20 | 47.85 |
| 16 | 130 | 14.90 | 10.70 | 2.10 | 48.84 |

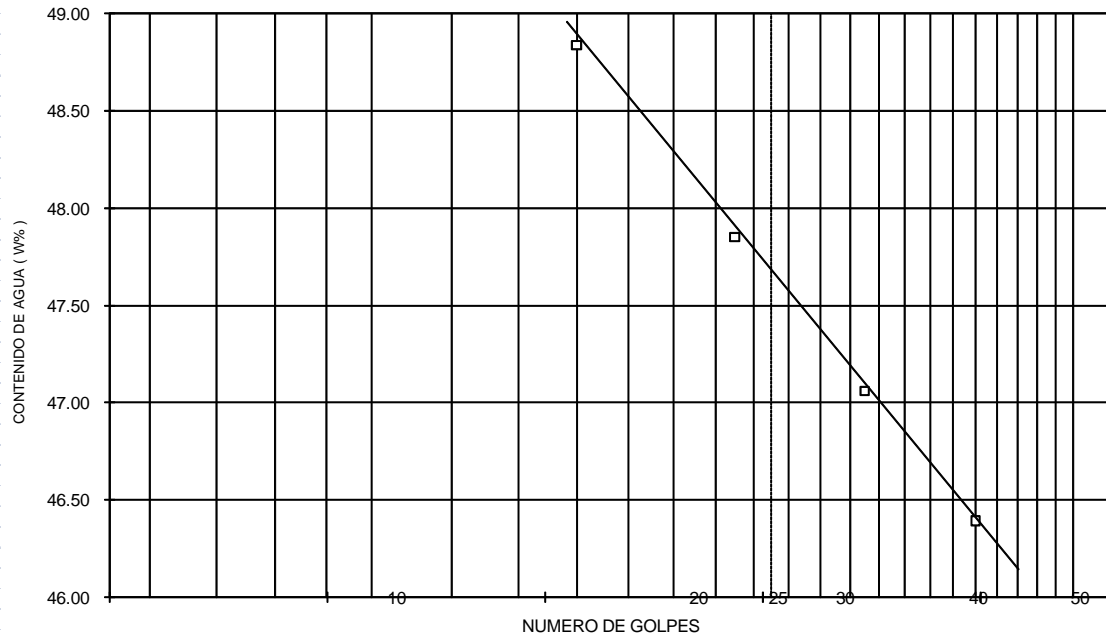
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|----|------|------|------|-------|
| 55 | 6.40 | 5.70 | 2.80 | 24.14 |
| 69 | 6.70 | 5.90 | 2.80 | 25.81 |

CONTRACCION LINEAL

| barra n° | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

| L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S |
|-------|-------|-------|---------|
| 47.60 | 24.97 | 22.63 | CL |



| PRUEBA TRIAXIAL UU | | | | | |
|--|------------------|-----------------|------------|-------------------------------|--------------------------------|
| DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO | | | | | |
| PROYECTO: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2 | | | | | |
| SONDEO: | SM-1 | | FECHA: | | |
| MUESTRA: | 12-2 | | CONSTANTE: | 0.175 | |
| PROFUND.: | 9.00-9.20 | | PRESION: | 0.25 kg/cm² | |
| OPERADOR: | JE | | VELOCIDAD: | 0.01667 | |
| ds= | 3.65 | cm | Wo= | 109.40 | gr |
| dm= | 3.65 | cm | Wt= | 2.50 | gr |
| di= | 3.64 | cm | Wt+sh= | 111.70 | gr |
| d prom.= | 3.65 | cm | Wt+ss= | 31.50 | gr |
| h1= | 9.00 | cm | Ss= | 2.18 | |
| h2= | 9.00 | cm | W(%)= | 276.55 | |
| h prom.= | 9.00 | cm | pvhi= | 1.163 | ton/m3 |
| Ao= | 10.454 | cm ² | pvhf= | 1.161 | ton/m3 |
| Vo= | 94.085 | cm ³ | pvs= | 0.309 | ton/m3 |
| ei= | 6.060 | | Gi= | 99.49 | (%) |
| ef= | 6.073 | | Wi= | 277.24 | (%) |
| si= | 99.53 | (%) | Wf= | 276.55 | (%) |
| sf= | 99.28 | (%) | | | |
| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 10.4539 | 0.0000 |
| 10 | 0.60 | 0.1050 | 0.1667 | 10.4714 | 0.0100 |
| 20 | 1.20 | 0.2100 | 0.3334 | 10.4889 | 0.0200 |
| 30 | 1.80 | 0.3150 | 0.5001 | 10.5065 | 0.0300 |
| 40 | 2.40 | 0.4200 | 0.6668 | 10.5241 | 0.0399 |
| 50 | 3.00 | 0.5250 | 0.8335 | 10.5418 | 0.0498 |
| 60 | 4.00 | 0.7000 | 1.0002 | 10.5595 | 0.0663 |
| 80 | 5.00 | 0.8750 | 1.3336 | 10.5952 | 0.0826 |
| 100 | 6.00 | 1.0500 | 1.6670 | 10.6311 | 0.0988 |
| 120 | 7.00 | 1.2250 | 2.0004 | 10.6673 | 0.1148 |
| 150 | 8.00 | 1.4000 | 2.5005 | 10.7220 | 0.1306 |
| 180 | 10.00 | 1.7500 | 3.0006 | 10.7773 | 0.1624 |
| 240 | 12.00 | 2.1000 | 4.0008 | 10.8896 | 0.1928 |
| 300 | 15.00 | 2.6250 | 5.0010 | 11.0042 | 0.2385 |
| 360 | 18.00 | 3.1500 | 6.0012 | 11.1213 | 0.2832 |
| 420 | 23.00 | 4.0250 | 7.0014 | 11.2409 | 0.3581 |
| 480 | 28.00 | 4.9000 | 8.0016 | 11.3631 | 0.4312 |
| 485 | 27.00 | 4.7250 | 8.0850 | 11.3735 | 0.4154 |
| 490 | 26.00 | 4.5500 | 8.1683 | 11.3838 | 0.3997 |
| | | | | | 0.4312 |

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 12-2

PROFUND.: 9.00-9.20

| | | | | |
|-----------------|-------------------------------|--------|---------------------------------|--|
| PRESION: | 0.50 kg/cm² | | | |
| ds= | 3.68 cm | Wo= | 111.60 gr | |
| dm= | 3.68 cm | Wt= | 2.50 gr | |
| di= | 3.68 cm | Wt+sh= | 113.90 gr | |
| d prom.= | 3.68 cm | Wt+ss= | 32.20 gr | |
| h1= | 9.00 cm | Ss= | 2.18 | |
| h2= | 9.00 cm | W(%)= | 275.08 | |
| h prom.= | 9.00 cm | pvhi= | 1.166 ton/m ³ | |
| Ao= | 10.636 cm ² | pvhf= | 1.164 ton/m ³ | |
| Vo= | 95.726 cm ³ | pvs= | 0.311 ton/m ³ | |
| ei= | 6.014 | Gi= | 99.72 (%) | |
| ef= | 6.026 | Wi= | 275.76 (%) | |
| si= | 99.754 (%) | Wf= | 275.08 (%) | |
| sf= | 99.511 (%) | | | |

| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 10.6362 | 0.0000 |
| 10 | 0.70 | 0.1225 | 0.1667 | 10.6539 | 0.0115 |
| 20 | 1.40 | 0.2450 | 0.3334 | 10.6718 | 0.0230 |
| 30 | 2.10 | 0.3675 | 0.5001 | 10.6896 | 0.0344 |
| 40 | 2.80 | 0.4900 | 0.6668 | 10.7076 | 0.0458 |
| 50 | 3.50 | 0.6125 | 0.8335 | 10.7256 | 0.0571 |
| 60 | 4.50 | 0.7875 | 1.0002 | 10.7436 | 0.0733 |
| 80 | 5.50 | 0.9625 | 1.3336 | 10.7799 | 0.0893 |
| 100 | 6.50 | 1.1375 | 1.6670 | 10.8165 | 0.1052 |
| 120 | 7.50 | 1.3125 | 2.0004 | 10.8533 | 0.1209 |
| 150 | 9.00 | 1.5750 | 2.5005 | 10.9090 | 0.1444 |
| 180 | 11.00 | 1.9250 | 3.0006 | 10.9652 | 0.1756 |
| 240 | 13.00 | 2.2750 | 4.0008 | 11.0794 | 0.2053 |
| 300 | 16.00 | 2.8000 | 5.0010 | 11.1961 | 0.2501 |
| 360 | 20.00 | 3.5000 | 6.0012 | 11.3152 | 0.3093 |
| 420 | 25.00 | 4.3750 | 7.0014 | 11.4369 | 0.3825 |
| 480 | 30.00 | 5.2500 | 8.0016 | 11.5613 | 0.4541 |
| 485 | 29.00 | 5.0750 | 8.0850 | 11.5717 | 0.4386 |
| 490 | 28.00 | 4.9000 | 8.1683 | 11.5822 | 0.4231 |

0.4541

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 12-2

PROFUND.: 9.00-9.20

| | | | |
|-----------------|-------------------------------|--------|---------------------|
| PRESION: | 1.00 kg/cm² | | |
| ds= | 3.53 cm | Wo= | 111.70 gr |
| dm= | 3.53 cm | Wt= | 2.50 gr |
| di= | 3.52 cm | Wt+sh= | 114.00 gr |
| d prom.= | 3.53 cm | Wt+ss= | 32.10 gr |
| h1= | 9.00 cm | Ss= | 5.18 |
| h2= | 9.00 cm | W(%)= | 276.69 |
| h prom.= | 9.00 cm | pvhi= | 1.269 ton/m3 |
| Ao= | 9.778 cm ² | pvhf= | 1.267 ton/m3 |
| Vo= | 87.998 cm ³ | pvs= | 0.337 ton/m3 |
| ei= | 14.372 | Gi= | 99.72 (%) |
| ef= | 14.400 | Wi= | 277.36 (%) |
| si= | 99.777 (%) | Wf= | 276.69 (%) |
| sf= | 99.534 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.7775 | 0.0000 |
| 10 | 0.80 | 0.1400 | 0.1667 | 9.7939 | 0.0143 |
| 20 | 1.60 | 0.2800 | 0.3334 | 9.8102 | 0.0285 |
| 30 | 2.40 | 0.4200 | 0.5001 | 9.8267 | 0.0427 |
| 40 | 3.20 | 0.5600 | 0.6668 | 9.8432 | 0.0569 |
| 50 | 4.00 | 0.7000 | 0.8335 | 9.8597 | 0.0710 |
| 60 | 5.00 | 0.8750 | 1.0002 | 9.8763 | 0.0886 |
| 80 | 6.00 | 1.0500 | 1.3336 | 9.9097 | 0.1060 |
| 100 | 7.00 | 1.2250 | 1.6670 | 9.9433 | 0.1232 |
| 120 | 8.00 | 1.4000 | 2.0004 | 9.9771 | 0.1403 |
| 150 | 10.00 | 1.7500 | 2.5005 | 10.0283 | 0.1745 |
| 180 | 12.00 | 2.1000 | 3.0006 | 10.0800 | 0.2083 |
| 240 | 15.00 | 2.6250 | 4.0008 | 10.1850 | 0.2577 |
| 300 | 18.00 | 3.1500 | 5.0010 | 10.2922 | 0.3061 |
| 360 | 22.00 | 3.8500 | 6.0012 | 10.4018 | 0.3701 |
| 420 | 28.00 | 4.9000 | 7.0014 | 10.5136 | 0.4661 |
| 480 | 32.00 | 5.6000 | 8.0016 | 10.6279 | 0.5269 |
| 485 | 31.00 | 5.4250 | 8.0850 | 10.6376 | 0.5100 |
| 490 | 30.00 | 5.2500 | 8.1683 | 10.6472 | 0.4931 |

0.5269

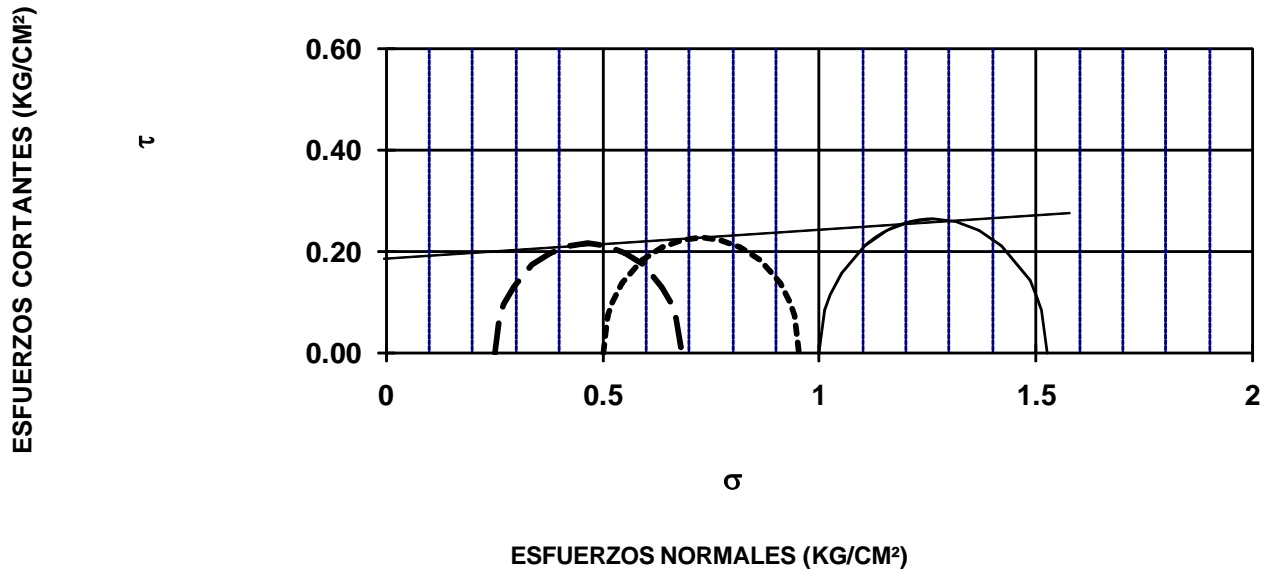
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 12-2 PROF.: 9.00-9.20

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
 ARCILLA GRIS VERDOSO

| ENSAYO Num. | PRESION CONF. (kg/cm ²) | ESF. A LA FALLA (kg/cm ²) | PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³) | Gwi (%) | ei | VALORES PROMEDIO | |
|----------------|---|--|--|------------|--------|------------------|--------------------------|
| | 1 | 0.25 | 0.43 | 1.163 | 99.5 | 6.060 | Ss= |
| 2 | 0.50 | 0.45 | 1.166 | 99.7 | 6.014 | wi= | 276.79 % |
| 3 | 1.00 | 0.53 | 1.269 | 99.7 | 14.372 | wf= | 276.11 % |
| DATOS FINALES | | | | | | Gw= | 99.64 % |
| | | ef | Gwf | wf | pvhf | Gwf= | 99.44 % |
| 1 | 0.25 | 6.073 | 99.279 | 276.55 | 1.161 | PVN= | 1.199 ton/m ³ |
| 2 | 0.50 | 6.026 | 99.511 | 275.08 | 1.164 | PVF= | 1.197 ton/m ³ |
| 3 | 1.00 | 14.400 | 99.534 | 276.69 | 1.267 | ei= | 8.82 |
| | | | | | | ef= | 8.83 |

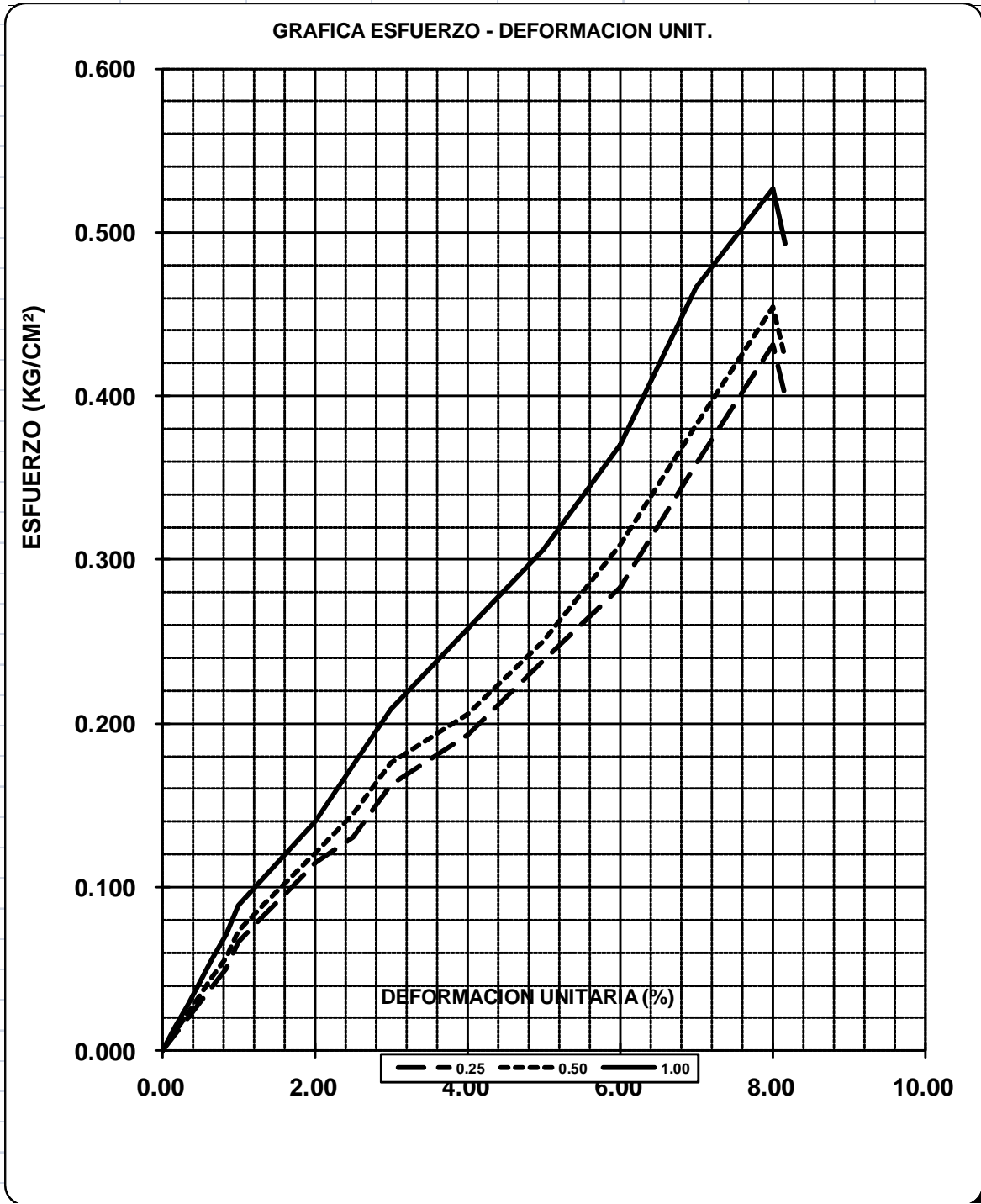
CIRCULOS DE MOHR



| | | |
|----|------|--------------------|
| C= | 0.19 | kg/cm ² |
| Ø= | 3° | grados |
| E= | | kg/cm ² |
| μ= | 0.45 | |



| | | | |
|--------------------|------------------------------|----------|------|
| PRUEBA TRIAXIAL UU | | | |
| OBRA: | HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2 | | |
| SONDEO: | SM-1 | MUESTRA: | 12-2 |
| PROF: | 9.00-9.20 | | |



| PRUEBA TRIAXIAL UU | | | | | |
|--|------------------|-----------------|------------|-------------------------------|--------------------------------|
| DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO | | | | | |
| PROYECTO: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2 | | | | | |
| SONDEO: | SM-2 | | FECHA: | | |
| MUESTRA: | 8-2 | | CONSTANTE: | 0.175 | |
| PROFUND.: | 4.60-4.80 | | PRESION: | 0.25 kg/cm² | |
| OPERADOR: | JE | | VELOCIDAD: | 0.01667 | |
| ds= | 3.65 | cm | Wo= | 139.40 | gr |
| dm= | 3.65 | cm | Wt= | 2.50 | gr |
| di= | 3.65 | cm | Wt+sh= | 141.80 | gr |
| d prom.= | 3.65 | cm | Wt+ss= | 79.40 | gr |
| h1= | 8.93 | cm | Ss= | 2.52 | |
| h2= | 8.93 | cm | W(%)= | 81.14 | |
| h prom.= | 8.93 | cm | pvhi= | 1.492 | ton/m3 |
| Ao= | 10.463 | cm ² | pvhf= | 1.491 | ton/m3 |
| Vo= | 93.439 | cm ³ | pvs= | 0.824 | ton/m3 |
| ei= | 2.060 | | Gi= | 99.27 | (%) |
| ef= | 2.062 | | Wi= | 81.27 | (%) |
| si= | 99.33 | (%) | Wf= | 81.14 | (%) |
| sf= | 99.17 | (%) | | | |
| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 10.4635 | 0.0000 |
| 10 | 0.80 | 0.1400 | 0.1667 | 10.4809 | 0.0134 |
| 20 | 1.60 | 0.2800 | 0.3334 | 10.4985 | 0.0267 |
| 30 | 2.40 | 0.4200 | 0.5001 | 10.5161 | 0.0399 |
| 40 | 3.20 | 0.5600 | 0.6668 | 10.5337 | 0.0532 |
| 50 | 4.00 | 0.7000 | 0.8335 | 10.5514 | 0.0663 |
| 60 | 5.00 | 0.8750 | 1.0002 | 10.5692 | 0.0828 |
| 80 | 7.00 | 1.2250 | 1.3336 | 10.6049 | 0.1155 |
| 100 | 9.00 | 1.5750 | 1.6670 | 10.6409 | 0.1480 |
| 120 | 11.00 | 1.9250 | 2.0004 | 10.6771 | 0.1803 |
| 150 | 13.00 | 2.2750 | 2.5005 | 10.7318 | 0.2120 |
| 180 | 16.00 | 2.8000 | 3.0006 | 10.7871 | 0.2596 |
| 240 | 24.00 | 4.2000 | 4.0008 | 10.8995 | 0.3853 |
| 300 | 31.00 | 5.4250 | 5.0010 | 11.0143 | 0.4925 |
| 330 | 32.00 | 5.6000 | 5.5011 | 11.0726 | 0.5058 |
| 335 | 31.00 | 5.4250 | 5.5845 | 11.0824 | 0.4895 |
| 340 | 30.00 | 5.2500 | 5.6678 | 11.0921 | 0.4733 |
| | | | | | 0.5058 |

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 8-2

PROFUND.: 4.60-4.80

| PRESION: | 0.50 kg/cm² | | | | |
|-----------------|-------------------------------|-----------------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| ds= | 3.65 | cm | Wo= | 140.00 | gr |
| dm= | 3.65 | cm | Wt= | 2.50 | gr |
| di= | 3.65 | cm | Wt+sh= | 142.30 | gr |
| d prom.= | 3.65 | cm | Wt+ss= | 79.70 | gr |
| h1= | 8.93 | cm | Ss= | 2.52 | |
| h2= | 8.93 | cm | W(%)= | 81.09 | |
| h prom.= | 8.93 | cm | pvhi= | 1.498 | ton/m ³ |
| Ao= | 10.463 | cm ² | pvhf= | 1.496 | ton/m ³ |
| Vo= | 93.439 | cm ³ | pvs= | 0.827 | ton/m ³ |
| ei= | 2.046 | | Gi= | 99.89 | (%) |
| ef= | 2.050 | | Wi= | 81.35 | (%) |
| si= | 99.994 | (%) | Wf= | 81.09 | (%) |
| sf= | 99.675 | (%) | | | |
| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 10.4635 | 0.0000 |
| 10 | 1.50 | 0.2625 | 0.1667 | 10.4809 | 0.0250 |
| 20 | 3.00 | 0.5250 | 0.3334 | 10.4985 | 0.0500 |
| 30 | 4.50 | 0.7875 | 0.5001 | 10.5161 | 0.0749 |
| 40 | 6.00 | 1.0500 | 0.6668 | 10.5337 | 0.0997 |
| 50 | 8.00 | 1.4000 | 0.8335 | 10.5514 | 0.1327 |
| 60 | 10.00 | 1.7500 | 1.0002 | 10.5692 | 0.1656 |
| 80 | 12.00 | 2.1000 | 1.3336 | 10.6049 | 0.1980 |
| 100 | 15.00 | 2.6250 | 1.6670 | 10.6409 | 0.2467 |
| 120 | 18.00 | 3.1500 | 2.0004 | 10.6771 | 0.2950 |
| 150 | 22.00 | 3.8500 | 2.5005 | 10.7318 | 0.3587 |
| 180 | 26.00 | 4.5500 | 3.0006 | 10.7871 | 0.4218 |
| 240 | 30.00 | 5.2500 | 4.0008 | 10.8995 | 0.4817 |
| 300 | 35.00 | 6.1250 | 5.0010 | 11.0143 | 0.5561 |
| 330 | 39.00 | 6.8250 | 5.5011 | 11.0726 | 0.6164 |
| 335 | 38.00 | 6.6500 | 5.5845 | 11.0824 | 0.6001 |
| 340 | 37.00 | 6.4750 | 5.6678 | 11.0921 | 0.5837 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

0.6164

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2
 SONDEO: SM-2
 MUESTRA: 8-2
 PROFUND.: 4.60-4.80

| | | | |
|-----------------|-------------------------------|--------|---------------------|
| PRESION: | 1.00 kg/cm² | | |
| ds= | 3.66 cm | Wo= | 140.70 gr |
| dm= | 3.66 cm | Wt= | 2.50 gr |
| di= | 3.66 cm | Wt+sh= | 143.00 gr |
| d prom.= | 3.66 cm | Wt+ss= | 80.10 gr |
| h1= | 8.93 cm | Ss= | 2.52 |
| h2= | 8.93 cm | W(%)= | 81.06 |
| h prom.= | 8.93 cm | pvhi= | 1.498 ton/m3 |
| Ao= | 10.521 cm ² | pvhf= | 1.495 ton/m3 |
| Vo= | 93.951 cm ³ | pvs= | 0.827 ton/m3 |
| ei= | 2.047 | Gi= | 99.80 (%) |
| ef= | 2.051 | Wi= | 81.31 (%) |
| si= | 99.908 (%) | Wf= | 81.06 (%) |
| sf= | 99.592 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 10.5209 | 0.0000 |
| 10 | 2.00 | 0.3500 | 0.1667 | 10.5384 | 0.0332 |
| 20 | 4.00 | 0.7000 | 0.3334 | 10.5561 | 0.0663 |
| 30 | 6.00 | 1.0500 | 0.5001 | 10.5738 | 0.0993 |
| 40 | 8.00 | 1.4000 | 0.6668 | 10.5915 | 0.1322 |
| 50 | 10.00 | 1.7500 | 0.8335 | 10.6093 | 0.1649 |
| 60 | 13.00 | 2.2750 | 1.0002 | 10.6272 | 0.2141 |
| 80 | 17.00 | 2.9750 | 1.3336 | 10.6631 | 0.2790 |
| 100 | 21.00 | 3.6750 | 1.6670 | 10.6992 | 0.3435 |
| 120 | 25.00 | 4.3750 | 2.0004 | 10.7356 | 0.4075 |
| 150 | 30.00 | 5.2500 | 2.5005 | 10.7907 | 0.4865 |
| 180 | 36.00 | 6.3000 | 3.0006 | 10.8463 | 0.5808 |
| 240 | 43.00 | 7.5250 | 4.0008 | 10.9593 | 0.6866 |
| 300 | 50.00 | 8.7500 | 5.0010 | 11.0747 | 0.7901 |
| 330 | 54.00 | 9.4500 | 5.5011 | 11.1333 | 0.8488 |
| 335 | 53.00 | 9.2750 | 5.5845 | 11.1432 | 0.8323 |
| 340 | 52.00 | 9.1000 | 5.6678 | 11.1530 | 0.8159 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

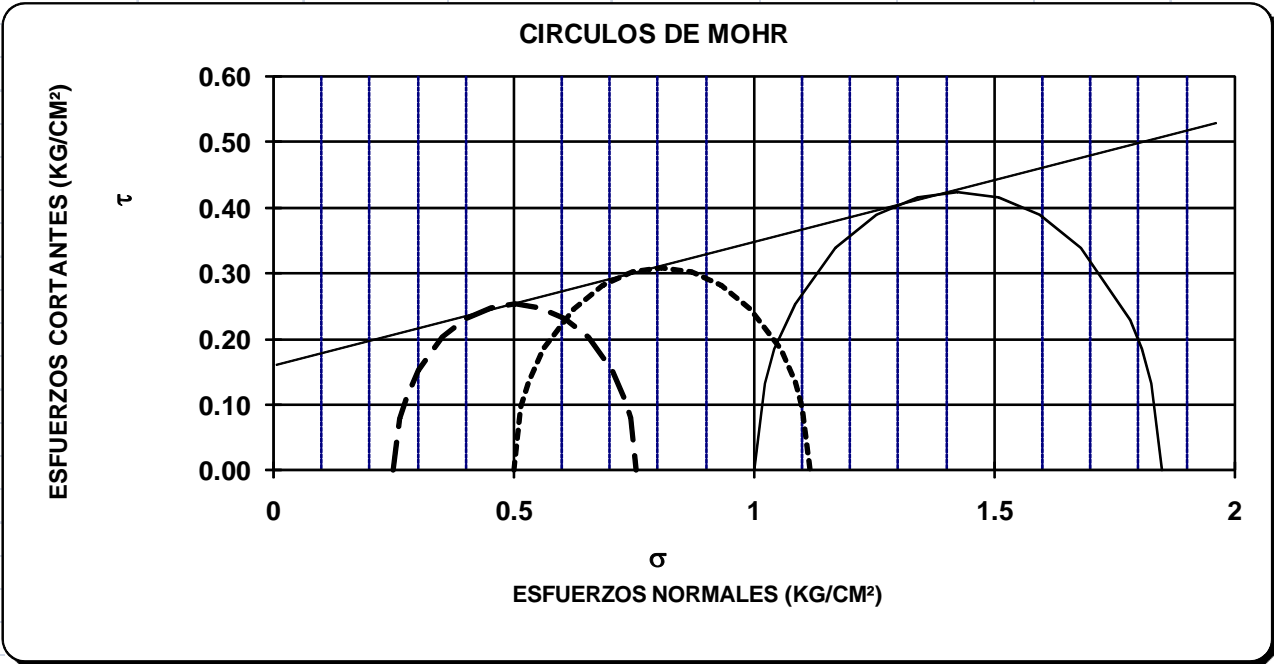
0.8488

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2
 SONDEO: SM-2
 MUESTRA: 8-2 PROF.: 4.60-4.80

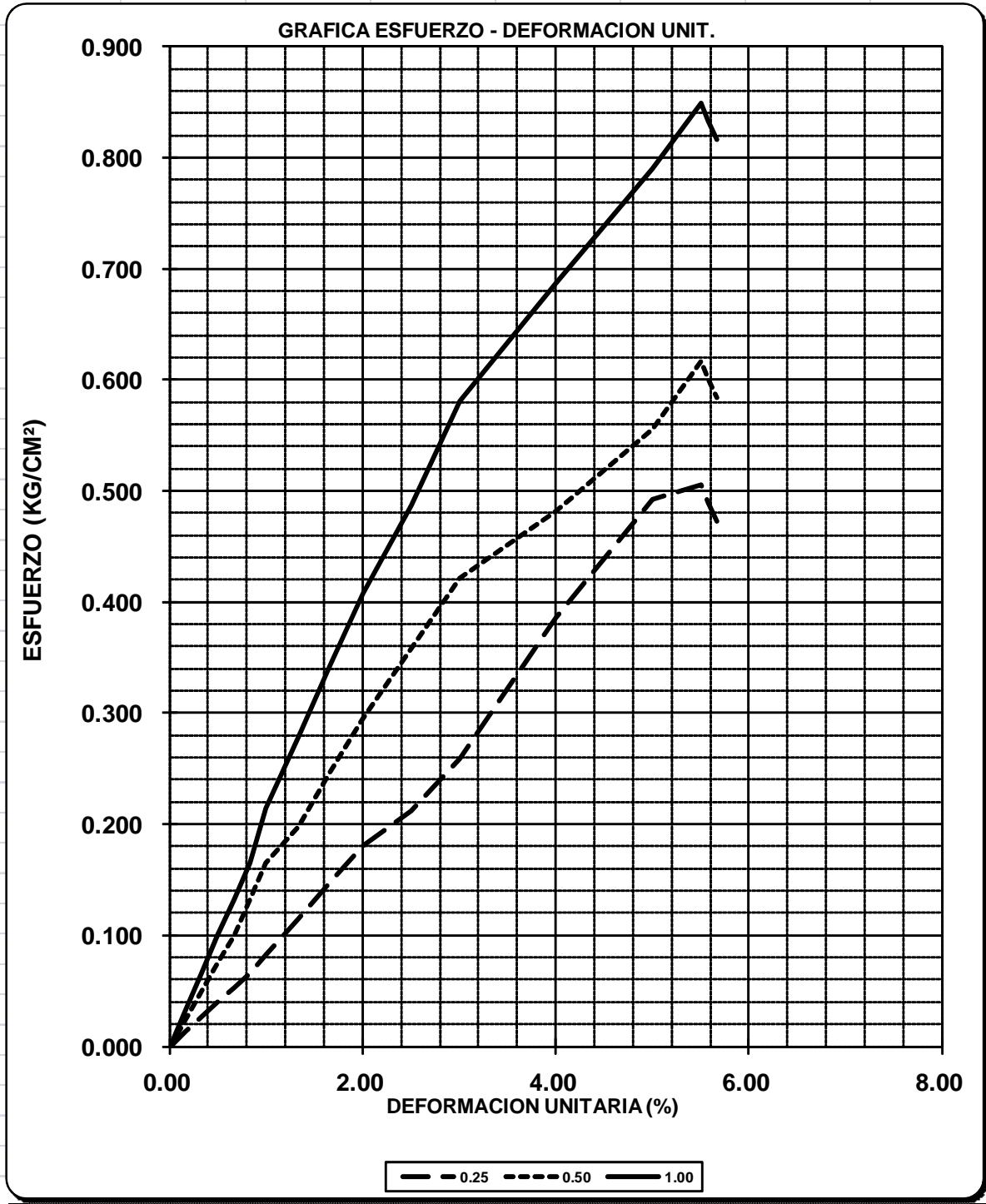
DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
 ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO

| ENSAYO Num. | PRESION CONF. (kg/cm ²) | ESF. A LA FALLA (kg/cm ²) | PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³) | Gwi (%) | ei | VALORES PROMEDIO | |
|----------------|---|--|--|------------|-------|------------------|--------------------------|
| | 1 | 0.25 | 0.51 | 1.492 | 99.3 | 2.060 | Ss= |
| 2 | 0.50 | 0.62 | 1.498 | 99.9 | 2.046 | wi= | 81.31 % |
| 3 | 1.00 | 0.85 | 1.498 | 99.8 | 2.047 | wf= | 81.10 % |
| DATOS FINALES | | | | | | Gw= | 99.66 % |
| | | ef | Gwf | wf | pvhf | Gwf= | 99.48 % |
| 1 | 0.25 | 2.062 | 99.169 | 81.14 | 1.491 | PVN= | 1.496 ton/m ³ |
| 2 | 0.50 | 2.050 | 99.675 | 81.09 | 1.496 | PVF= | 1.494 ton/m ³ |
| 3 | 1.00 | 2.051 | 99.592 | 81.06 | 1.495 | ei= | 2.05 |
| | | | | | | ef= | 2.05 |



| | | |
|----|------|--------------------|
| C= | | kg/cm ² |
| Ø= | | grados |
| E= | | kg/cm ² |
| μ= | 0.45 | |

| | | | |
|--------------------|------------------------------|--------------|--|
| PRUEBA TRIAXIAL UU | | | |
| OBRA: | HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2 | | |
| SONDEO: | SM-2 | MUESTRA: 8-2 | |
| PROF: | 4.60-4.80 | | |



PRUEBA TRIAXIAL UU

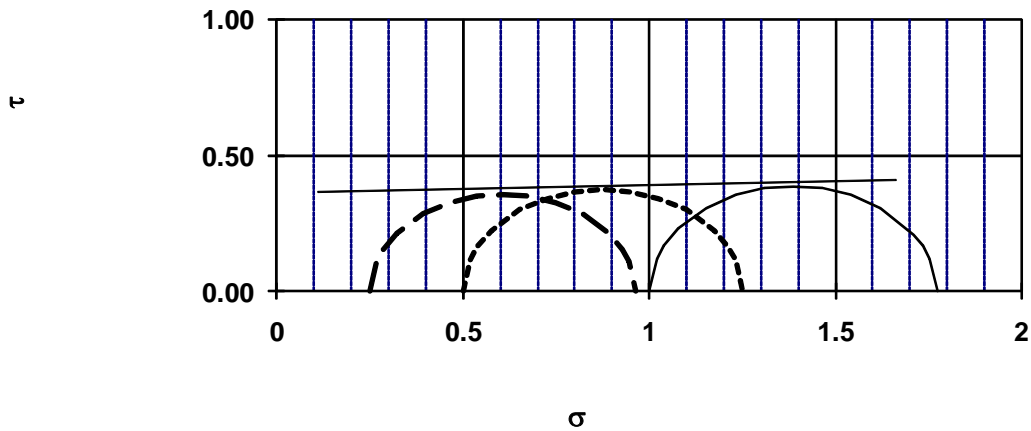
OBRA: HOSPITAL GRAL REGIONAL No. 2
 SONDEO: PCA-1
 MUESTRA: MC PROF.: 2.70-2.95

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
 ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO

| ENSAYO | PRESION | ESF. A LA FALLA (kg/cm ²) | PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³) | Gwi (%) | ei | VALORES PROMEDIO | | | | | | | | | | | |
|---------------|---------|---------------------------------------|---|---------|-------|------------------|-----------------------------|------|---------|---------|---------|---------|--------------------------|--------------------------|------|------|--|
| | | | | | | Num. | CONF. (kg/cm ²) | Ss= | wi= | wf= | Gw= | Gwf= | PVN= | PVF= | ei= | ef= | |
| 1 | 0.25 | 0.71 | 1.515 | 72.9 | 1.278 | | | 2.52 | 37.12 % | 36.99 % | 71.52 % | 71.41 % | 1.499 ton/m ³ | 1.497 ton/m ³ | 1.30 | 1.31 | |
| 2 | 0.50 | 0.75 | 1.497 | 71.4 | 1.308 | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 1.00 | 0.77 | 1.485 | 70.3 | 1.325 | | | | | | | | | | | | |
| DATOS FINALES | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | ef | Gwf | wf | pvhf | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0.25 | 1.280 | 72.775 | 36.95 | 1.514 | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 0.50 | 1.311 | 71.213 | 37.04 | 1.495 | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 1.00 | 1.327 | 70.247 | 36.99 | 1.484 | | | | | | | | | | | | |

CIRCULOS DE MOHR

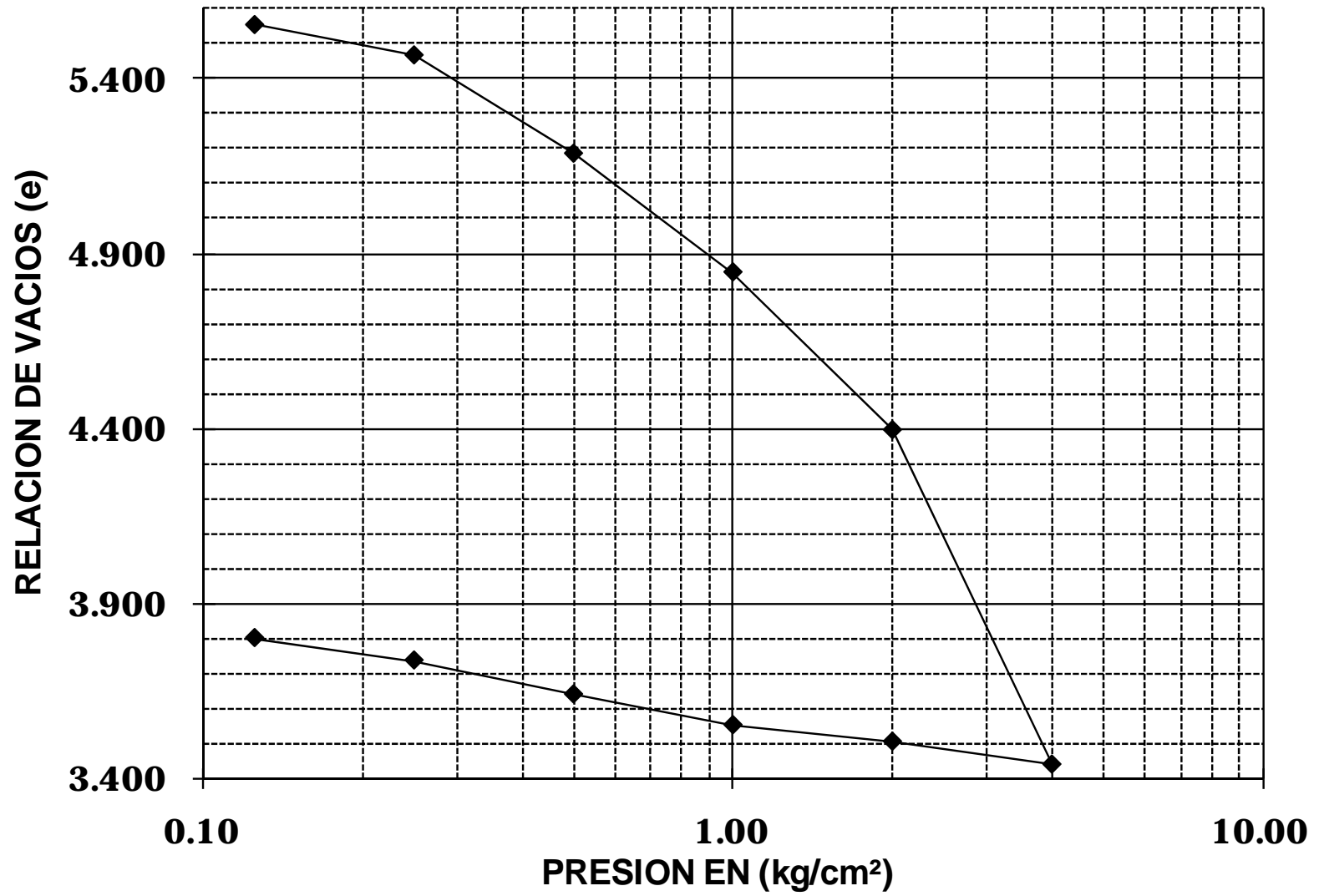
ESFUERZOS CORTANTES (KG/CM²)



ESFUERZOS NORMALES (KG/CM²)

| | | |
|----|------|--------------------|
| C= | 0.35 | kg/cm ² |
| Ø= | 2° | grados |
| E= | | kg/cm ² |
| μ= | 0.45 | |

| CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL | | | | | | | |
|---|--------------------------------|--------|---------------|----------|----------|------------------|---------|
| PROYECTO | HOSPITAL GRAL. REGIONAL | | | | | | |
| SONDEO: | SM-1 | | | | PROF.: | 9.00-9.20 | |
| MUESTRA: | 12.-2 | | | | CONS.No | 2 | |
| ANILLO No | 2 | | | | Ss= | 2.18 | |
| D. ANILLO | 8.020 | Cm. | | | FECHA: | | |
| H. ANILLO | 1.970 | Cm. | | | | | |
| A. ANILLO | 50.517 | Cm2. | | | | | |
| W.ANILLO | 58.000 | Gr. | | | | | |
| DATOS INICIALES | | | DATOS FINALES | | | | |
| Wh+A | 179.60 | gr | Wh+A+T | 181.30 | gr | | |
| W TARA | 25.00 | gr | Ws+A+T | 115.40 | gr | | |
| Ws= | 32.4000 | gr | Whi= | 121.60 | gr | | |
| Wwi= | 89.2000 | gr | Whf= | 98.30 | gr | | |
| Wwf= | 65.9000 | gr | Vi= | 99.5189 | cm3 | | |
| Vf= | 74.8665 | cm3 | Vs= | 14.8624 | cm3 | | |
| Vv= | 84.6565 | cm3 | Vw= | 89.2000 | cm3 | | |
| Pvhi= | 1.2219 | ton/m3 | Pvhf= | 1.3130 | ton/m3 | | |
| Wi= | 275.31 | % | Si= | 105.37 | % | | |
| Wf= | 203.40 | % | Sf= | 109.83 | % | | |
| ei | 5.6960 | | ef | 4.0373 | | | |
| | Presión | Micro | Corr.d.A | D.Corr.A | Def.vol. | e | Vf |
| | Kg/cm2 | mm. | mm | mm | % | | cm3 |
| | Lec.l= | 21.220 | | | | | |
| | 0.125 | 20.790 | 0.013 | 0.4170 | 2.1168 | 5.5543 | 97.4123 |
| | 0.250 | 20.522 | 0.026 | 0.6720 | 3.4112 | 5.4676 | 96.1241 |
| | 0.500 | 19.678 | 0.043 | 1.4990 | 7.6091 | 5.1865 | 91.9463 |
| | 1.000 | 18.658 | 0.064 | 2.4980 | 12.6802 | 4.8470 | 86.8997 |
| | 2.000 | 17.300 | 0.094 | 3.8260 | 19.4213 | 4.3956 | 80.1910 |
| | 4.000 | 14.441 | 0.138 | 6.6410 | 33.7107 | 3.4387 | 65.9704 |
| | 2.000 | 14.653 | 0.118 | 6.4490 | 32.7360 | 3.5040 | 66.9403 |
| | 1.000 | 14.819 | 0.091 | 6.3100 | 32.0305 | 3.5513 | 67.6425 |
| | 0.500 | 15.100 | 0.069 | 6.0510 | 30.7157 | 3.6393 | 68.9509 |
| | 0.250 | 15.400 | 0.055 | 5.7650 | 29.2640 | 3.7365 | 70.3957 |
| | 0.125 | 15.600 | 0.044 | 5.5760 | 28.3046 | 3.8007 | 71.3505 |
| | 0.000 | 16.340 | 0.000 | 4.8800 | 24.7716 | 4.0373 | 74.8665 |



| CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL | | | | | | | |
|---|--------------------------------|--------------------|---------------|----------|--------------------|------------------|-----------------|
| PROYECTO | HOSPITAL GRAL. REGIONAL | | | | | | |
| SONDEO: | SM-2 | | | | PROF.: | 4.60-4.80 | |
| MUESTRA: | 8.-2 | | | | CONS.No | 3 | |
| ANILLO No | 3 | | | | Ss= | 2.52 | |
| D. ANILLO | 8.000 | Cm. | | | FECHA: | | |
| H. ANILLO | 1.910 | Cm. | | | | | |
| A. ANILLO | 50.266 | Cm ² . | | | | | |
| W.ANILLO | 62.500 | Gr. | | | | | |
| DATOS INICIALES | | | DATOS FINALES | | | | |
| Wh+A | 214.60 | gr | Wh+A+T | 239.10 | gr | | |
| W TARA | 27.10 | gr | Ws+A+T | 177.10 | gr | | |
| Ws= | 87.5000 | gr | Whi= | 152.10 | gr | | |
| Wwi= | 64.6000 | gr | Whf= | 149.50 | gr | | |
| Wwf= | 62.0000 | gr | Vi= | 96.0072 | cm ³ | | |
| Vf= | 94.0418 | cm ³ | Vs= | 34.7222 | cm ³ | | |
| Vv= | 61.2850 | cm ³ | Vw= | 64.6000 | cm ³ | | |
| Pvhi= | 1.5843 | ton/m ³ | Pvhf= | 1.5897 | ton/m ³ | | |
| Wi= | 73.83 | % | Si= | 105.41 | % | | |
| Wf= | 70.86 | % | Sf= | 104.52 | % | | |
| ei | 1.7650 | | ef | 1.7084 | | | |
| | Presión | Micro | Corr.d.A | D.Corr.A | Def.vol. | e | Vf |
| | Kg/cm ² | mm. | mm | mm | % | | cm ³ |
| | Lec.l= | 6.663 | | | | | |
| | 0.125 | 6.622 | 0.013 | 0.0280 | 0.1466 | 1.7610 | 95.8665 |
| | 0.250 | 6.580 | 0.026 | 0.0570 | 0.2984 | 1.7568 | 95.7207 |
| | 0.500 | 6.517 | 0.043 | 0.1030 | 0.5393 | 1.7501 | 95.4895 |
| | 1.000 | 6.436 | 0.064 | 0.1630 | 0.8534 | 1.7414 | 95.1879 |
| | 2.000 | 6.297 | 0.094 | 0.2720 | 1.4241 | 1.7256 | 94.6400 |
| | 4.000 | 6.011 | 0.138 | 0.5140 | 2.6911 | 1.6906 | 93.4236 |
| | 2.000 | 6.038 | 0.118 | 0.5070 | 2.6545 | 1.6916 | 93.4587 |
| | 1.000 | 6.077 | 0.091 | 0.4950 | 2.5916 | 1.6933 | 93.5191 |
| | 0.500 | 6.122 | 0.069 | 0.4720 | 2.4712 | 1.6967 | 93.6347 |
| | 0.250 | 6.163 | 0.055 | 0.4450 | 2.3298 | 1.7006 | 93.7704 |
| | 0.125 | 6.210 | 0.044 | 0.4090 | 2.1414 | 1.7058 | 93.9513 |
| | 0.000 | 6.272 | 0.000 | 0.3910 | 2.0471 | 1.7084 | 94.0418 |

