



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**“Estudio de Mecánica de Suelos realizado para el Edificio
proyectado construir dentro de las Instalaciones de la
Terminal 2 del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de
México Benito Juárez”**

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

LUIS FERNANDO RICO ÁVILA

DIRECTOR DE TESIS

ING. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ



FES Aragón

SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO, MARZO 2014



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.

AGRADECIMIENTOS

A mi mamá: que hoy desde el cielo eres testigo de éste logro, y hasta allá levanto la mirada y digo; gracias... gracias por tu amor, tu cariño, tu confianza y enseñanzas que fueron esenciales para alcanzar esta meta, siempre supiste como motivarme con palabras de aliento, como apoyarme con un abrazo y un beso en mi frente y hasta como regañarme cuando era necesario, por esto y millones de cosas más siempre estas presente en mi corazón, se que nunca me dejarás caminar solo y que seguirás al pendiente de “tu gordo”. Te Amo Mami.

A mi papá: quien fue el causante de que me enamorara de tan bella profesión, al que fue mi primer maestro incluso antes de iniciar con mis estudios, te doy gracias por tu amor, tu apoyo y tus consejos para hacerme cada día un mejor hombre y un mejor ingeniero. Podría agradecerte de tantas maneras y decirte tantas cosas pero hay una con la que soñé hacerlo por mucho tiempo: Muchas Gracias... Colega.

A Javier, mi hermano gracias por ser siempre ese cómplice que necesitaba, desde las travesuras de cuando éramos niños hasta el máximo apoyo en las etapas más importantes de mi vida y por supuesto que en esta no ibas a faltar, porque como el mejor hermano mayor que eres nunca me has dejado solo y se que nunca lo harás. Ya lo dijo alguien muy sabio: “Hermanos, puedes vivir con ellos...pero no puedes vivir sin ellos”.

A Wendy, mi esposa, mi compañera de vida, mi inspiración, gracias por ser esa luz que iluminó mi camino cuando más oscuro estaba, me contagiaste de alegría y ánimo para volver a levantarme después del duro golpe que la vida me propinó. Me has tenido paciencia, me has dado tu comprensión pero sobre todo me has dado todo tu amor, simplemente no imagino este momento de mi vida sin ti a mi lado. TE AMO.

Porque sin ustedes familia, nada de esto hubiera sido posible. LOS AMO.

A todos mis amigos que después de 5 años y un poco más los veo más como hermanos, y en especial muchas gracias a Lucy, Alex, Carlos, Miguel, Israel y Wilfrido porque esa visita sorpresa me hizo recuperar un poco la sonrisa perdida.

Y por último pero no menos importante, quiero agradecer al Ing. Gabriel Ruiz González por brindarme su amistad, dedicación y tiempo para que este proyecto diera frutos y gracias a su cátedra desde Comportamiento de Suelos descubrí que mi futuro estaba en la Geotecnia.

INDICE

INTRODUCCION

I. ANTECEDENTES

- 1.1 Historia
- 1.2 Ubicación
- 1.3 Descripción del proyecto

II. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

- 2.1 Exploración
- 2.2 Prueba de Penetración Estándar

III. PRUEBAS DE LABORATORIO

IV. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO

- 4.1 Geología
- 4.2 Estratigrafía del subsuelo

V. ANALISIS DE CIMENTACION

- 5.1 Cajón de Cimentación
- 5.2 Estado Límite de Falla
- 5.3 Capacidad de Carga
- 5.4 Estado Límite de Falla en Condiciones Dinámicas
- 5.5 Estado Límite de Servicio
- 5.6 Asentamientos Elásticos
- 5.7 Asentamientos Diferidos
- 5.8 Empuje sobre Muros Perimetrales

VI. PROCESO CONSTRUCTIVO

- 6.1 Estabilidad de Taludes
- 6.2 Falla de Fondo por Traslación
- 6.3 Falla de Fondo por Cortante
- 6.4 Falla de Fondo por Subpresión
- 6.5 Presiones Temporales sobre Muros Tablaestacados y Troqueles
- 6.6 Revisión por Falla de Empotramiento de la Tablaestaca

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

7.2 Recomendaciones

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ANEXO I REPORTE FOTOGRAFICO

ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO

ANEXO III PLANTAS ARQUITECTONICAS

INTRODUCCIÓN

Durante el periodo 2005-2010, según datos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), se reporta un incremento anual de la población de 1.8% en la Ciudad de México, por lo que la demanda en cuanto a servicios públicos también aumentó, debido a esto se tuvo que satisfacer esa demanda mediante la construcción de nuevas edificaciones y/o adaptaciones a las ya existentes.

Lo anterior crea un riesgo potencial ya que se ha optado por construir sobre zonas con mayor inestabilidad debido a los diferentes estratos que componen la mayoría del subsuelo del Valle de México, haciendo más necesarios los estudios de Mecánica de Suelos para conocer todas las propiedades índice y mecánicas que conforman el terreno, y así tomar las mejores decisiones sobre el proyecto en especial en temas de seguridad de la población.

Por ende, el tema a tratar en esta ocasión es el Estudio de Mecánica de Suelos que se realizó para la construcción de un edificio de oficinas dentro de la Terminal 2 del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México ubicado en la Delegación Venustiano Carranza. Dicho predio comprende un área de 2,644.48 m², con nivel de piso terminado a -3.32 m; y el edificio ocupará solamente una parte de toda el área de desplante, con 1,163.87 m².

Para conocer las características del subsuelo, se realizó un sondeo de tipo mixto a 25.10m de profundidad con Muestreador Shelby que se denominó como SM-1, donde se ubicó el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) a -1.4m lo que indicaba de un inicio que los contenidos de agua en los subsecuentes estratos iban a ser elevados.

En este trabajo de tesis se presenta a detalle el proceso constructivo, los cálculos hechos para determinar la opción de cimentación más adecuada, así como las pruebas de laboratorio hechas a las diferentes muestras de suelo obtenidas en el sondeo. Por último, se mencionan las recomendaciones generales para que el proyecto se pudiera llevar a cabo con resultados favorables.

OBJETIVO

Establecer que con un estudio Geotécnico completo y confiable en cuanto a exploración, muestreo y pruebas de laboratorio en las muestras se puede llevar a cabo la construcción de una estructura aun cuando las condiciones del suelo sean desfavorables.

ALCANCE

En esta tesis se abordan a detalle los aspectos generales que componen un estudio de Mecánica de Suelos para que una estructura pueda alzarse, sobre todo cuando se construyen en zonas de riesgo y en un predio de régimen federal como lo es un Aeropuerto.

UTILIDAD

Este trabajo puede llegar a ser utilizado en un futuro por egresados de la carrera de Ingeniería Civil o afines que quieran especializarse en el área de Geotecnia y por diversas personas o empresas interesadas en construir en las cercanías del predio mencionado para que tengan una idea de las características del suelo en la zona y tomar las precauciones pertinentes.

El tema es abordado de la siguiente forma:

En el Capítulo I es acerca de la información básica del proyecto como lo es la ubicación del predio de interés, superficie y la descripción del mismo.

El Capítulo II trata de la exploración y muestreo del suelo donde se indica el método utilizado para la extracción de las muestras inalteradas.

Para el Capítulo III se tratan las pruebas de laboratorio realizadas al suelo y que están detalladas en el Anexo II.

El Capítulo IV trata sobre la estratigrafía del suelo y como está compuesto: contenidos de agua, relación de vacíos y pesos específicos.

En el Capítulo V se hace el análisis de cimentación que incluye la memoria con los cálculos realizados para determinar la opción más adecuada.

En el Capítulo VI se explica a detalle el proceso constructivo que se siguió para este proyecto.

Finalmente se emiten las conclusiones y recomendaciones más importantes a las que se llegaron en el trabajo de investigación realizado para este proyecto.

CAPITULO I ANTECEDENTES

1.1 Historia

El 8 de julio de 1943 el Diario Oficial de la Federación (DOF) publicó el decreto que declaraba internacional al Puerto Aéreo Central de la Ciudad de México, para efectos de entrada y salida de pasajeros y aviones.

Seis años después inició la construcción de la pista 05D-23I y nuevas instalaciones como plataforma, edificio terminal, torre de control y oficinas para autoridades. La pista entró en servicio en 1951 y el 19 de noviembre de 1952 se inauguró el inmueble.

El 24 de noviembre de 1978, se inauguró la Torre de Control “México”, que a la fecha sigue en operación. El 15 de agosto de 1979, se inauguró la remodelación del edificio terminal, obra que se llevó a cabo en poco más de un año sin que el aeropuerto dejara de prestar servicio y permitió una mejor distribución del espacio para el movimiento de pasajeros en pasillos y ambulatorio.

El 2 de diciembre de 1963, por acuerdo del entonces secretario de Comunicaciones y Transportes, Walter C. Buchanan, el Puerto Aéreo Central cambió su nombre a Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (AICM) y cuatro décadas más tarde, el 24 de noviembre del 2006 se le nombra Benito Juárez mediante un decreto publicado en el Diario Oficial de la Federación.

La ampliación y remodelación del AICM contempló también la construcción de una nueva terminal para poder brindar mejores servicios y espacios a pasajeros y usuarios.

La Terminal 2 se construyó sobre una superficie de 242,666.55 m² y cuenta con los más modernos sistemas de seguridad, de acuerdo a la normativa internacional, entre ellos un sistema de separación de flujos de pasajeros.

La nueva instalación permite al AICM incrementar su capacidad de atención a 32 millones de pasajeros anualmente, consta de un edificio para pasajeros con 23 posiciones de contacto y siete remotas, estacionamiento para más de tres mil vehículos, un tren automatizado para la transportación entre Terminal 1 y la nueva Terminal 2, hotel, puentes elevados y nuevas vialidades de acceso y salida.

Las operaciones aéreas en las nuevas instalaciones iniciaron el 15 de noviembre de 2007, con vuelos de Aeromar y Delta Airlines, a las cuales más tarde se trasladaron Aeroméxico, Copa, Lan y Continental Airlines, la nueva Terminal 2 fue inaugurada formalmente por el entonces Presidente de la República Mexicana, Felipe Calderón Hinojosa, el 26 de marzo de 2008.

La Terminal 2 esta comunicada con la Terminal 1 a través de un tren inter-terminales que tiene un recorrido de 3 Km, además de un nuevo sistema de vialidades directas. Se trata de dos distribuidores, el D1 que conecta a T1 y T2 con Río Consulado; y el D2 que enlaza a T2 y T1 directamente desde Viaducto Piedad y Río Churubusco.

Dichas obras se realizaron sin afectar los aterrizajes y despegues de aeronaves, y tenían como objetivo permitir al Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México ofrecer mejores servicios y responder a la creciente demanda de pasajeros y operaciones en los próximos años.

1.2 Ubicación

Se proyectó la construcción de un edificio administrativo dentro de las instalaciones de la Terminal 2 del AICM Benito Juárez, ubicado en Delegación Venustiano Carranza, México, D. F. La localización del sitio se muestra en la figura 1 y 2.



Figura 1. Croquis de localización



Figura 2. Ubicación del Sitio de Interés

1.3 Descripción del Proyecto

El predio de interés se encontraba en proceso de hincado de viguetas Metálicas y en la zona donde se demolió una estructura, se tenía una excavación del orden de 4.00 m, que se ocuparía posteriormente como cárcamo de bombeo.

El proyecto arquitectónico contempló la construcción de un edificio de tres niveles y un sótano de estacionamiento. El sótano de estacionamiento ocuparía toda el área del predio de 2,644.48 m², con nivel de piso terminado a -3.32 m; y el edificio ocupará sólo una parte de toda el área de desplante, con 1,163.87 m².

En el Anexo III se presentan las plantas arquitectónicas y unos cortes verticales.

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), sub zona Lago Virgen (LVI), según la regionalización del subsuelo del Valle de México, como se muestra en la figura 11, en la que se presentan de materiales de tipo lacustre de baja resistencia y alta deformabilidad.

El nivel freático se encontró a 1.4m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua a 30 m de profundidad.

Actualmente se tienen hincadas en todo el perímetro del predio viguetas de acero del tipo VC Sección IR de 8"x8"x59.3 kg/m, de 12.00 m de profundidad, separadas a 2.48 m, las cuales al momento de excavar se revestirán por medio de placas metálicas A-36 de 10 mm de espesor.

Por lo que la excavación para alojar el sótano de estacionamiento, que constituye el propio cajón de cimentación, se pudo hacer a talud vertical en toda el área, ya que a la profundidad de máxima excavación de 3.52 m de profundidad el sistema de contención a base de viguetas metálicas revestidas con placas de acero, no deslizará ni volteará.

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 informe 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.

CAPITULO II EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

2.1 Exploración

La exploración geotécnica debe proporcionar información sobre las condiciones de presión de agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad y permeabilidad), a fin de facilitar el diseño racional y de la selección del método constructivo adecuado para su ejecución.

Para garantizar los objetivos de la exploración, los trabajos de campo los supervisó un ingeniero especialista en suelos y su realización estuvo a cargo de una brigada entrenada para los trabajos de perforación, muestreo y ejecución de pruebas de campo.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 25.10 m. de profundidad, denominado SM-1.

El sondeo mixto se realizó 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.



Muestreador Shelby

2.2 Prueba de Penetración Estándar

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. Cada 60cm. de avance se extrae el muestreador retirándose la fracción de suelo del interior, lo que constituye una muestra.

Es el procedimiento directo que proporciona resultados más confiables sobre el suelo explorado. Es también el de mayor uso en nuestro país. Este método tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas representativas del suelo además que, mediante correlaciones, permite conocer la resistencia al corte de este.

Si no se logra introducir los 60cm. cuando se han dado 50 golpes, la prueba se suspende y por extrapolación se deduce el número de golpes N. Cuando se opere en suelos arenosos puede proveerse al aparato de una trampa en forma de canastilla para la retención de muestras.

La resistencia a la penetración estándar se plasma en un perfil dibujando el número de golpes dados para hincar los 30cm. intermedios a la profundidad media de realización de la prueba.

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa para las arcillas:

Consistencia	No. de Golpes (N)	Resistencia a la Compresión Simple qu (kg/cm²)
Muy blanda	Menos de 2	Menos de 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.5
Media	4-8	0.5-1.00
Firme	8-15	1.00-2.00
Muy Firme	15-30	2.00-4.00
Dura	Más de 30	Más de 4.00

La localización en planta del sondeo profundo se muestra en la figura 3 y en las figuras 4 y 5 se presenta el registro de campo del sondeo realizado y el anexo I se presenta un reporte fotográfico de estos trabajos.

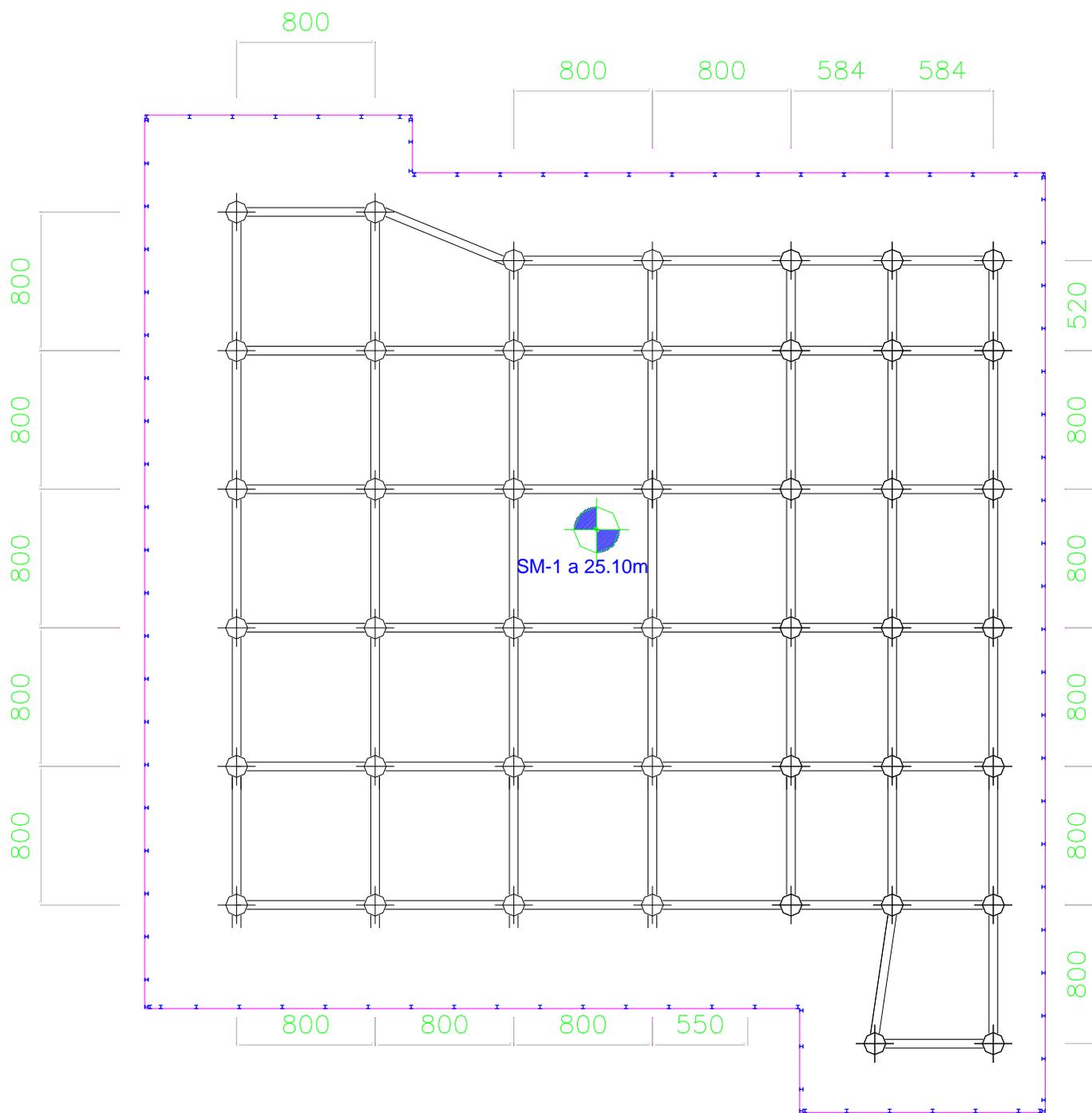


FIGURA. 3 UBICACIÓN DE SONDEO SM-1

REGISTRO DE PERFORACIÓN											
		OBRA: EDIFICIO								FECHA DE INICIO: 8/JULIO/2011	
		LOCALIZACIÓN: AICM T-2								TERMINACIÓN: 9/JULIO/2011	
		PCZO No: 1								BOMBA: MOYNO 3L6	
		TIPO DE SONDEO: SM									
		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			
	0.00	0.20	0.20			AVANCE			ELT.	CARPETA ASFALTICA	
1	0.20	0.80	0.60	0.54		5	6	4	TP	ARCILLA CON GRAVAS, RELLENO (20cm); ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ	
2	0.80	1.40	0.60	0.25		3	7	3	TP	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON LENTE DE ARENA PUMITICA	
3	1.40	2.00	0.60	0.38		1	2	1	TP	P.S.ARCILLA CAFÉ CON LENTE DE ARENA; P.I. ARCILLA GRIS VERDOSO	
S/R	2.00	2.60	0.60	S/R		1	1	1	TP	SIN RECUPERACIÓN.	
4	2.60	3.20	0.60	0.33		PH	PH	PH	TP	ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS	
5	3.20	4.10	0.90	0.23		PRESIÓN SHELBY			Tsh	ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS	
6	4.10	4.70	0.60	0.33		PH	PH	PH	TP	ARCILLA GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA	
7	4.70	5.30	0.60	0.34		PH	PH	PH	TP	ARCILLA CAFÉ CLARO CON GRUMOS	
8	5.30	5.90	0.60	0.35		PH	PH	PH	TP	ARCILLA CAFÉ CLARO	
9	5.90	6.50	0.60	0.32		PH	PH	PH	TP	ARCILLA CAFÉ CLARO	
10	6.50	7.10	0.60	0.25		PH	3	3	TP	P.S.ARCILLA CAFÉ CLARO; P.I.ARENA FINA NEGRA	
11	7.10	7.70	0.60	0.25		PH	PH	PH	TP	ARCILLA CAFÉ CLARO	
12	7.70	8.60	0.90	0.70		PH	PH	PH	TP	P.S.ARCILLA CAFÉ CLARO; P.I.ARCILLA CAFÉ ROJIZO	
13	8.60	9.20	0.60	0.15		PH	PH	PH	TP	ARCILLA CAFÉ ROJIZO	
14	9.20	9.80	0.60	0.31		PH	PH	PH	TP	ARCILLA CAFÉ	
15	9.80	10.40	0.60	0.35		PH	PH	PH	TP	ARCILLA CAFÉ ROJIZO	
16	10.40	11.00	0.60	0.33		PH	PH	PH	TP	P.S.ARCILLA CAFÉ ROJIZO; P.I.ARCILLA VERDOSA	
17	11.00	11.60	0.60	0.28		PH	PH	PH	TP	ARCILLA VERDOSA	
18	11.60	12.20	0.60	0.36		PH	PH	PH	TP	ARCILLA VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA	
19	12.20	13.10	0.90	0.67		PRESIÓN SHELBY			Tsh	P.S.ARCILLA VERDOSA; ARCILLA CAFÉ	
20	13.10	13.70	0.60	0.21		PH	PH	PH	TP	ARCILLA VERDOSA CON LENTE DE ARENA FINA	
21	13.70	14.30	0.60	0.28		PH	PH	PH	TP	ARCILLA GRIS VERDOSA	
22	14.30	14.90	0.60	0.39		PH	PH	PH	TP	ARCILLA VERDOSA	
Nivel Freático (m):		1.40 MTS.		Turno de:				Hrs.		Profund. del proyecto: 25.00 MTS.	
Observaciones generales:										Profundidad real: 25.10 MTS.	
										Operador: Sr. Luis Montes	
										Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González	
Ademe (m):										Fecha: 11 Julio 2011	
										FIGURA 10	

Figura 4. Registro de Perforación (0.0 a 14.90m)

CAPITULO III 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.

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

En las figuras 6 y 6.1 se muestra de forma gráfica el perfil estratigráfico con los resultados del sondeo mixto, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia y 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.

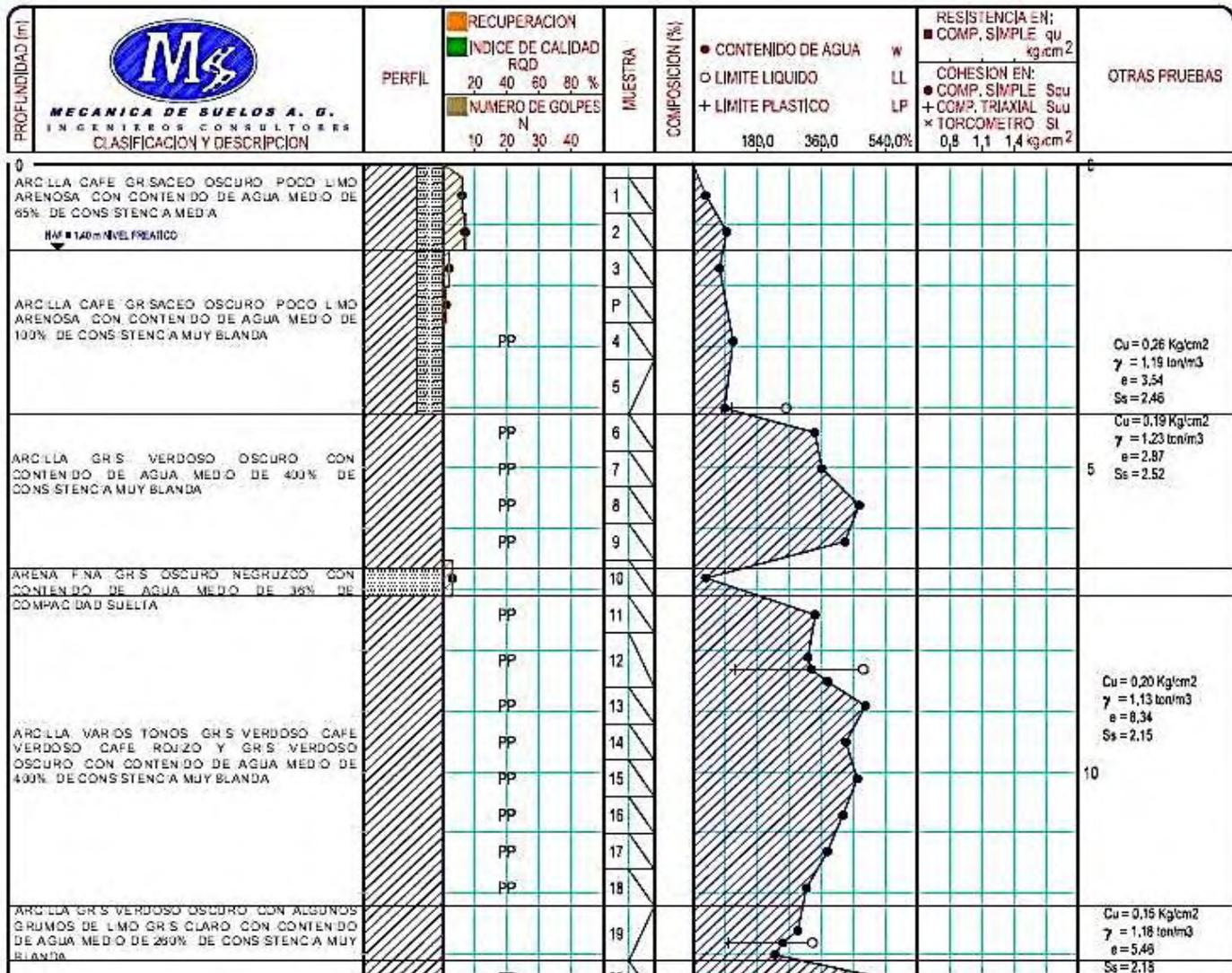


Figura 6 Perfil Estratigrafico

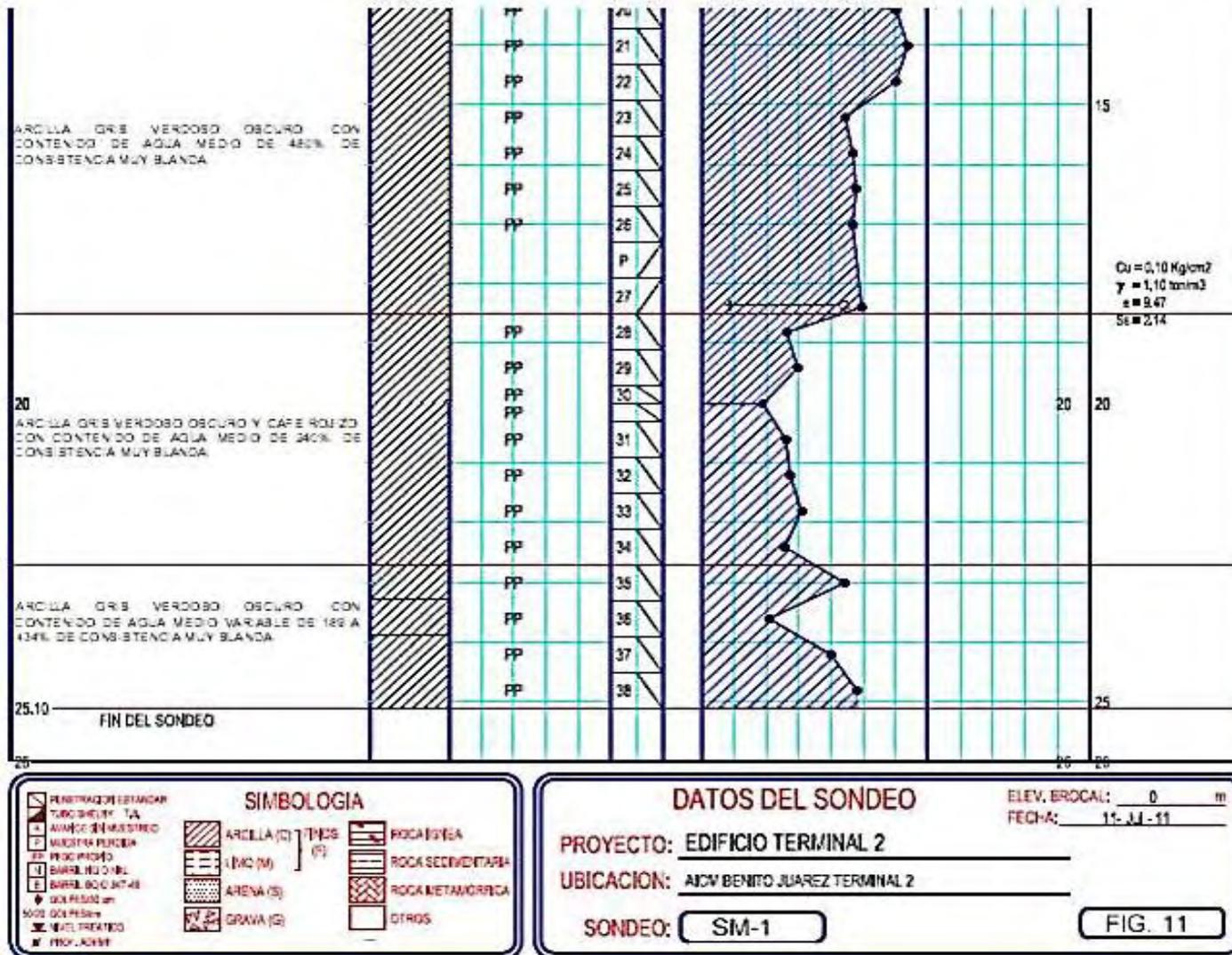


Figura 6.1 Perfil Estratigrafico

CAPITULO IV

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

4.1 Geología

Como se mencionó anteriormente el sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago Virgen, constituido por depósitos de tipo lacustre constituidos por arcillas de alta plasticidad, de alta compresibilidad y baja resistencia, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia muy blanda.

La Zona de Lago corresponde a los depósitos de la planicie del Valle de México. Una vez cerrada la cuenca, comenzó un proceso de formación de lagos en el que la acción de la temperatura sobre las lluvias habría de definir la composición del subsuelo de esta zona. Si el clima se enfriaba se formaba un lago, pero si había excesivo calentamiento el lago podía desaparecer. Esta interacción concluía la deposición de arcillas o la formación de suelos.

Durante las épocas de sequía el lago subsistía en las partes centrales de la cuenca continuándose el proceso de deposición de arcillas y no así en las márgenes, donde entre las arcillas se intercalaban con frecuencia suelos secos. La característica principal de esta zona radica en los grandes espesores de arcillas blandas altamente compresibles, subyaciendo a una costra dura superficial de espesor variable en cada sitio según la localización e historia de cargas.

En general, la estratigrafía de la zona es muy regular, aunque deben esperarse variaciones en el espesor de cada estrato en particular. Los mantos arcillosos que se presentan en la Zona Lacustre no presentan problema alguno para muestrearlos, por la que definición de sus propiedades resulta abundante y confiable.

En la Zona de Lago generalmente se identifican cinco estratos principales, denominados, a partir de la superficie, manto o costra superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos.

a. Costra superficial (CS). Se identifican, además de los suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres (areno arcillosos o areno limosos), rellenos artificiales con restos arqueológicos, que alcanzan espesores hasta de 10 m en algunos puntos de la ciudad (Plaza de la constitución).

Definir un espesor promedio de este estrato sería errático, sin embargo, suele afirmarse que va desde pocos centímetros en el Vaso de Texcoco hasta varios metros en la zona céntrica de la ciudad. Es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, salvo sitios con rellenos en estado muy suelto. Está formada por tres sub estratos: relleno artificial (RA); son restos de construcción y relleno arqueológico de espesor variable entre 1 y 7 m,

suelo blando (SB); son depósitos blandos de origen aluvial intercalados. Con lentes de material eólico, costra seca (CS); originada por la disminución del nivel del agua, quedando expuestas al sol algunas zonas del fondo.

b. Formación Arcillosa Superior (FAS). Se estima un espesor variable entre 25 y 50 m aproximadamente. El espesor de esta formación aumenta en dirección Poniente - Oriente (hacia el Vaso de Texcoco). En la zona céntrica el espesor aumenta en algunos puntos debido a la ausencia de la capa dura, lo que prácticamente convierte en un sólo estrato las formaciones arcillosas superior e inferior.

Los sondeos y el muestreo en esta zona han permitido obtener datos precisos sobre el contenido de agua natural. Se sitúa en 270% el contenido medio de toda la formación arcillosa superior, aunque en áreas vírgenes poco afectadas por sobrecargas o bombeos, el contenido de agua medio es mayor de 400%.

En esta formación se identifican cuatro estratos principales:

- **Arcilla preconsolidada superficial (PCS).** Los suelos normalmente consolidados bajo la costra superficial (CS) fueron transformados en arcillas preconsolidadas por efectos de sobrecargas y rellenos.

- **Arcilla normalmente consolidada (NC).** Se sitúa por debajo de la profundidad hasta la que son significativas las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo.

- **Arcilla preconsolidada profunda (PCP).** Debido al bombeo para abastecer de agua potable la Ciudad de México, las arcillas profundas han sufrido un fenómeno de consolidación más acentuado que en las superficiales.

- **Lentes duros (LD).** Se hallan intercalados entre los estratos de arcillas. Pueden ser costras de secado solar, arena o vidrios volcánicos.

c. Capa Dura (CD). Está integrada por depósitos limo-arenosos compactos, poco susceptibles a grandes deformaciones, cementados muy heterogéneamente con carbonato de calcio. Su espesor es variable; hasta los cinco metros en lo que fueron las orillas del lago siendo casi nulo en la zona central del lago que no llegó a secarse. El contenido de agua medio de la capa dura se estima en 50%, aunque se presentan fuertes variaciones en un rango de 20 a 100% debido a la heterogeneidad de los suelos. La resistencia a la penetración estándar de la capa dura es alta.

d. Formación Arcillosa Inferior (FAI). Está integrada por arcilla de origen volcánico similar a la que se halla en la formación arcillosa superior pero de mayor consistencia y resistencia. El espesor de esta formación es de unos 15 m al centro del lago, desapareciendo prácticamente en sus márgenes. El contenido de agua

medio es menor que el de la formación arcillosa superior; se estima en 170% aunque en la mayoría de los casos varía entre 100 y 200%.

e. Depósitos Profundos (DP). Están constituidos por suelos arenosos finos y gravas aluviales limosas en estado muy compacto, cementados con arcillas duras y carbonatos de calcio. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad que han sido explotados para el abastecimiento de agua de la ciudad. Atendiendo al espesor y propiedades de la costra superficial y a la consolidación inducida, la zona del lago se ha dividido en tres sub zonas: Lago Virgen, Lago Centro I y Lago Centro II.

- **Lago Virgen.** Cubre el sector oriente del lago, cuyos suelos conservan sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, la reciente extensión urbana hacia esta zona ha incrementado las sobrecargas en su superficie y el bombeo profundo.

- **Lago centro I.** Corresponde al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a principios de siglo y que ha estado sujeto a la acción de sobrecargas impuestas por construcciones pesadas y medianas.

- **Lago centro II.** Corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas actuantes en la superficie ha sido muy *variable*, ocasionando algunas condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por la acción de rellenos y grandes construcciones aztecas y coloniales; b) arcillas blandas, bajo sitios donde han estado plazas y jardines por mucho tiempo y; c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Así mismo, el bombeo profundo de los acuíferos ha provocado un aumento general de la resistencia de los estratos arcillosos a causa de la consolidación inducida.

4.2 Estratigrafía del subsuelo

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:

De 0.00- 1.20

Superficialmente se encuentra una arcilla café grisáceo oscuro, poco limo arenosa, con contenido de agua medio de 65%, de consistencia firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de 8 golpes.

De 1.20 – 4.10

A continuación se detectó la formación conocida como Costra Superficial (CS). Está constituida por arcillas del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), color café grisáceo oscuro, poco limo arenosa, con contenido de agua medio de 100%, de consistencia muy blanda, los materiales cohesivos, con índice de resistencia a la penetración estándar variable, de 2

golpes a peso de la herramienta. Con límite líquido de 260%, límite plástico de 90%, del grupo CH según el SUCS. Cohesión de 2.60 ton/m²; peso volumétrico natural de 1.19 ton/m³, relación de vacíos de 3.54 y densidad de sólidos de 2.46.

De 4.10 – 6.80

Enseguida aparece dentro de la Formación Arcillosa Superior (FAS), una arcilla gris verdoso oscuro, con contenido de agua medio 400%, de consistencia muy blanda, con índice de resistencia a la penetración estándar de peso de herramienta. Cohesión de 1.90 ton/m², peso volumétrico natural de 1.23 ton/m³, relación de vacíos de 2.87 y densidad de sólidos de 2.52.

De 6.80 – 7.10

Arena fina gris oscuro negruzco, con contenido de agua medio de 36%, en estado suelto, con índice de resistencia a la penetración estándar de 2 golpes.

De 7.10 – 12.20

Dentro de la Formación Arcillosa Superior (FAS), se tiene una arcilla de varios tonos, café verdoso, café rojizo y gris verdoso, con contenido de agua medio 400%, de consistencia muy blanda, con índice de resistencia a la penetración estándar de peso de herramienta. Con límite líquido de 460%, límite plástico de 100%, del grupo CH según el SUCS, cohesión de 2.00 ton/m², peso volumétrico natural de 1.13 ton/m³, relación de vacíos de 8.34 y densidad de sólidos de 2.15.

De 12.20 – 13.10

Dentro de la Formación Arcillosa Superior (FAS), se tiene una arcilla gris verdoso oscuro, con contenido de agua medio 260%, de consistencia muy blanda, con índice de resistencia a la penetración estándar de peso de herramienta. Con límite líquido de 440%, límite plástico de 95%, del grupo CH según el SUCS, cohesión de 1.50 ton/m², peso volumétrico natural de 1.18 ton/m³, relación de vacíos de 5.46 y densidad de sólidos de 2.18.

De 13.10 – 18.60

Dentro de la Formación Arcillosa Superior (FAS), se tiene una arcilla gris verdoso oscuro, con contenido de agua medio 480%, de consistencia muy blanda, con índice de resistencia a la penetración estándar de peso de herramienta. Con límite líquido de 460%, límite plástico de 90%, del grupo CH según el SUCS, cohesión de 1.00 ton/m², peso volumétrico natural de 1.10 ton/m³, relación de vacíos de 9.47 y densidad de sólidos de 2.14.

De 18.60 – 25.10

Dentro de la Formación Arcillosa Superior (FAS), se tiene una arcilla gris verdoso oscuro y café rojizo, con contenido de agua medio 270%, de consistencia muy blanda, con índice de resistencia a la penetración estándar de peso de herramienta.

El nivel freático se encontró a 1.40 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua a 30 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 13 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 4.50 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 12 ton/m² al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 3.85 ton/m², en su parte inferior; y a partir de dicha profundidad (4.50 m); y hasta la máxima profundidad explorada se tiene un esfuerzo de preconsolidación variable de 1.20 a 2.00 ton/m² mayor al esfuerzo efectivo.

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 III, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4. El cual deberá incrementarse en un 50%, por considerarse la estructura proyectada dentro del Grupo A, que especifica el Reglamento de Construcciones.

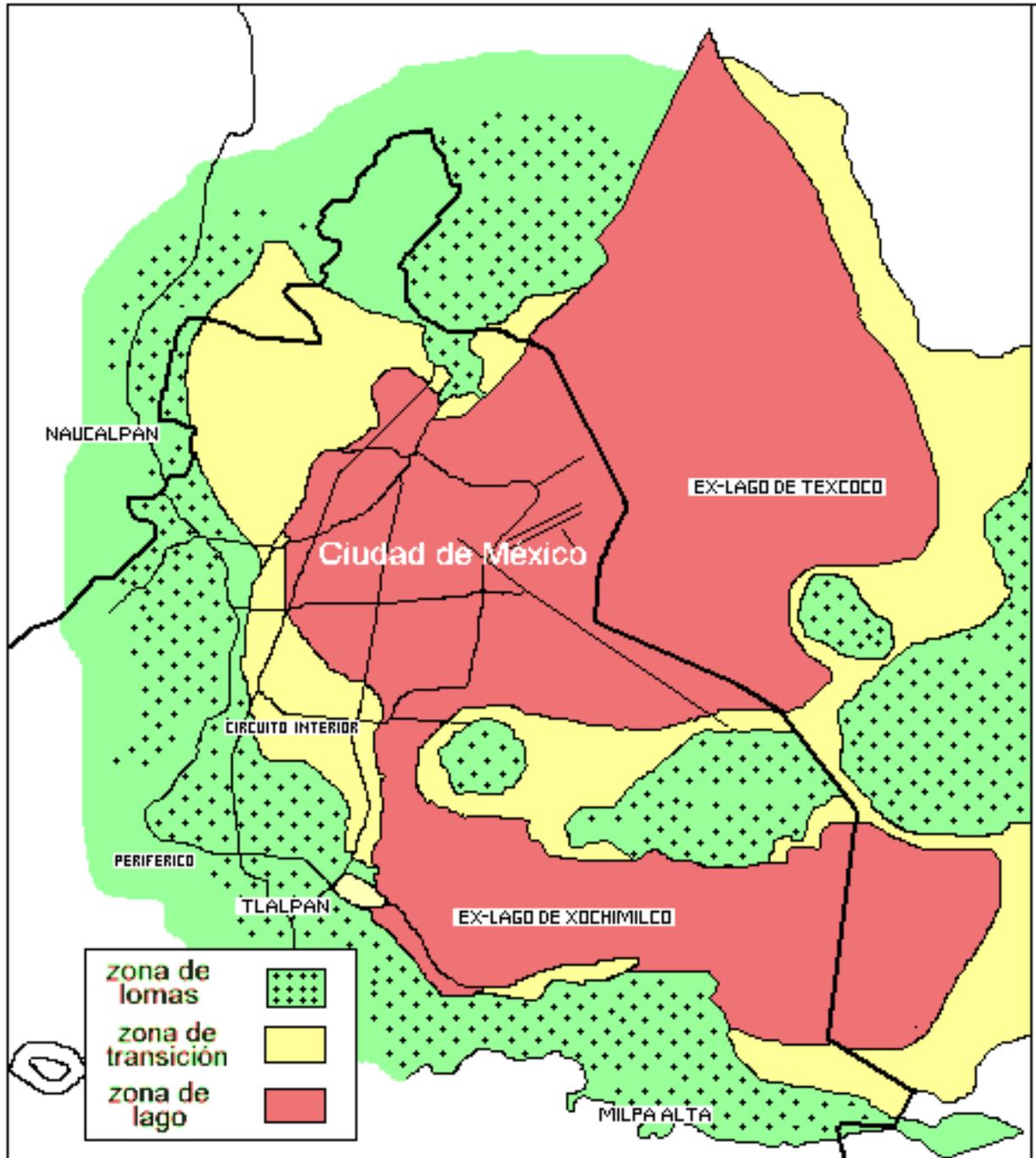


Figura. 7 Zonificación Geotécnica del Valle de México

ESTADO ACTUAL DE ESFUERZOS
EN CONDICIONES HIDROSTATICAS

OBRA: 2011-001
AICM T-2

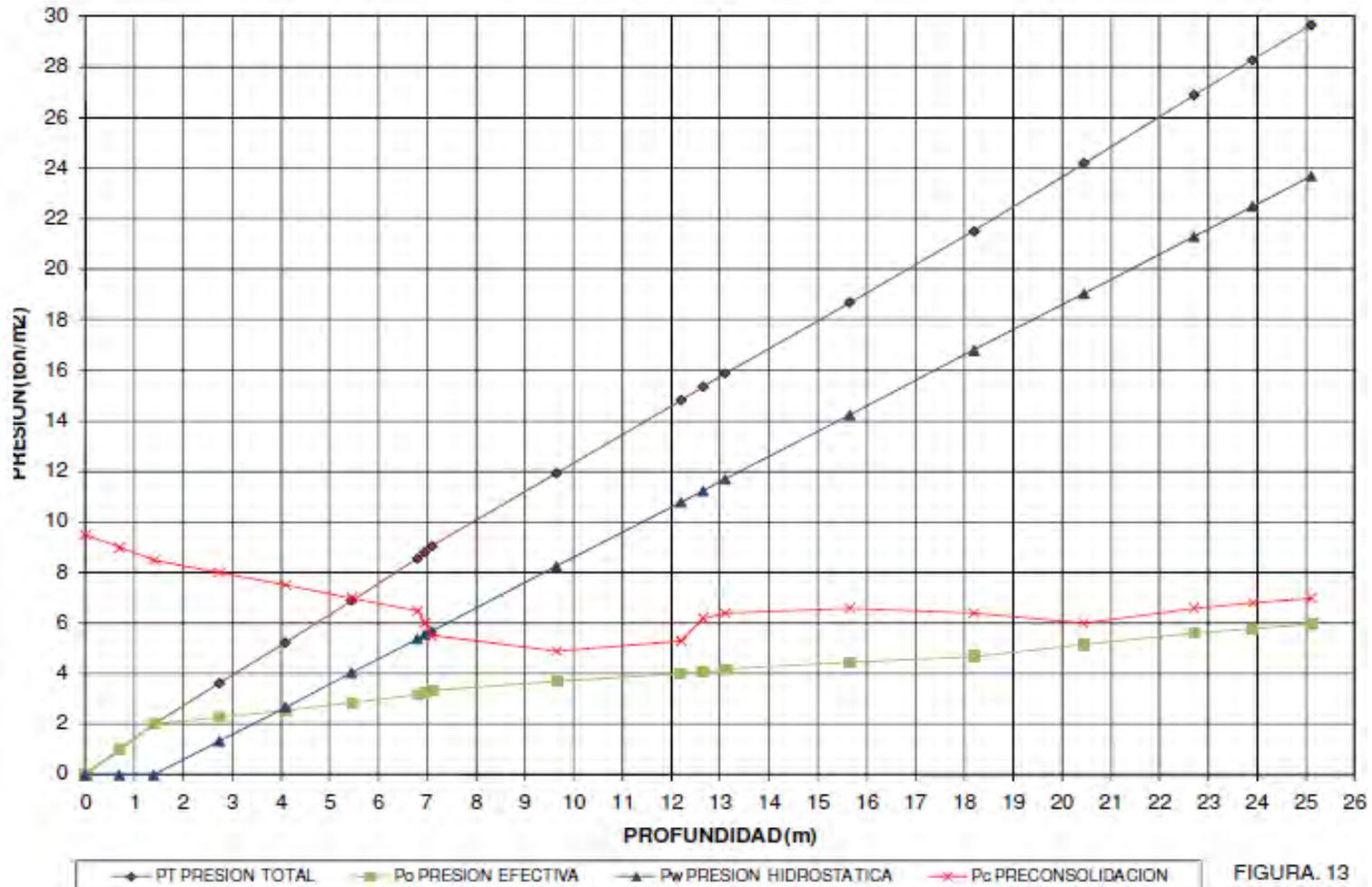


Figura. 8 Estado actual de Esfuerzos en Condiciones Hidrostáticas

CAPITULO V ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo encontradas en el sitio de interés, así como sus condiciones de frontera, en particular la existencia de materiales arcillosos entre la superficie y 1.40 m de profundidad, con contenido de agua medio de 65%, de consistencia media; seguidos por depósitos arcillosos de consistencia muy blanda, entre 1.40 y 25.00 m de profundidad; así como las arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado, en particular que el nivel de piso terminado del sótano está a -3.32 m, lo que genera una excavación alrededor de los 3.52 m de profundidad, dando lugar a una condición de compensación parcial, debido al alivio de presión generada por la excavación, que es del orden de 3.36 ton/m², contra las cargas proporcionadas por el ingeniero estructurista que son del orden de 10,989.83 ton que divididas entre el área de la losa de cimentación del sótano de estacionamiento de 2,644.48 m²; da como resultado una presión de 4.16 ton/m², mayor a la presión de alivio por la excavación. Por lo que en estas condiciones se transmitirá al subsuelo una presión neta, de 0.80 ton/m², obtenida de la presión transmitida al subsuelo menos la presión aliviada por la excavación para alojar el cajón de cimentación constituido por el propio sótano de estacionamiento; se juzga que:

La cimentación estará resuelta por un cajón de cimentación, constituido por propio sótano de estacionamiento, desplantado a 3.52 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, lo que implicaría tener una condición de parcialmente compensado, esto es que la presión transmitida por el edificio menos la presión aliviada por la excavación, resulta una Presión Neta en condiciones medias de 0.80 ton/m². El cajón de cimentación deberá diseñarse para una capacidad de carga por resistencia al esfuerzo cortante de 8.5 ton/m².

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la escalera y elevador sean lo más ligeros posible.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que la estructura proyectada, sufran 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. Por lo que para evitar el incremento de presión provocado por la excentricidad entre el centro de cargas y el centro geométrico, se deberá redimensionar los elementos que constituyen al sótano de estacionamiento, únicamente en la zona donde no se tiene el edificio en la parte superior, aumentando el espesor de la losa de cimentación, losa tapa y muros perimetrales, de tal manera que el centro de cargas se haga coincidir con el centro geométrico.

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

Datos Iniciales

$$A_{\text{predio}}=2,644.48 \text{ m}^2 \quad \text{NAF}=1.40\text{m} \quad A_{\text{edificio}}=1163.87 \text{ m}^2 \quad 0.7 \text{ ton/niv/m}^2$$

$$Df= 3.52\text{m} \quad Q=8.5 \text{ ton/m}^3 \quad \text{Base}= 18.25\text{m} \quad \text{Largo}= 54.00\text{m}$$

$$H=17.22\text{m}$$

$$W_{\text{max}} = (1163.87\text{m}^2 \times 3\text{niv} \times 0.7 \text{ ton/niv/m}^2) = 2444.13 \text{ ton}$$

$$W_{\text{cim}} = \left(1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) (2644.48 \text{ m}^2) = 3966.72 \text{ ton}$$

$$W_{\text{max}} = 2444.13 + 3966.72 = 6410.85 \text{ ton}$$

$$W_{\text{inst}} = 0.95 \times 6410.85 = 6090.31 \text{ ton}$$

$$W_{\text{med}} = 0.9 \times 6410.85 = 5769.77 \text{ ton}$$

$$\Sigma W_{\text{max}} Fc = 6410.85 \times 1.4 = 8975.19 \text{ ton}$$

$$\Sigma W_{\text{inst}} Fc = 6090.31 \times 1.1 = 6699.34 \text{ ton}$$

$$\Sigma W_{\text{med}} Fc = 5769.77 \times 1.0 = 5769.77 \text{ ton}$$

$$PN = \frac{\Sigma W Fc - W_{\text{exc}}}{A}$$

$$W_{\text{exc}} = \gamma Df A = (1.19)(3.52)(1163.87) = 4875.22 \text{ ton}$$

$$PN_{\text{max}} = \frac{8975.19 - 4875.22}{1163.87} = 3.52 \text{ ton/m}^2$$

$$PN_{\text{inst}} = \frac{6699.34 - 4875.22}{1163.87} = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

$$PN_{\text{med}} = \frac{5769.77 - 4875.22}{1163.87} = 0.8 \text{ ton/m}^2$$

5.1 Cajón de Cimentación (constituido por el propio sótano de estacionamiento)

5.1.1 Estado límite de falla

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_c < RFR$$

Donde:

ΣQ : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_c : Factor de carga, adimensional e igual a 1.4

R : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

FR : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

$$PN_{max} = \frac{8975.19 \text{ ton} - 4875.22 \text{ ton}}{1163.87 \text{ m}^2} = 3.52 \text{ ton/m}^2$$

5.1.2 Capacidad de Carga de la Cimentación.

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$R_{FR} = (C N_c F_R + P_v) A_I$$

Donde:

R_{FR}: capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m².

C: cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m².

F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

P_v: presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m².

N_c: coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión.

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

En la cual:

D_f: profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

B: ancho del cajón de cimentación, en m.

L: largo del cajón de cimentación, en m.

A_I: área de la losa de fondo del cajón de cimentación, en m².

$$Q_{adm} = CNcFr + \overline{Pv}$$

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{Df}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \left(\frac{3.52}{18.25} \right) + 0.25 \left(\frac{18.25}{54} \right) \right)$$

$$Nc = 5.82$$

$$\overline{Pv} = \gamma Df = 1.19 \times 3.52 = 4.20 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore$$

$$Q_{adm} = (2.0 \times 5.82 \times 0.7) + 5.104 = 12.35 \text{ ton/m}^2$$

SUSTITUYENDO

$$PN_{max} < Q_{adm}$$

$$3.52 \text{ ton/m}^2 < 12.35 \text{ ton/m}^2$$

5.1.3 Estado Limite de Falla en Condiciones Dinámicas.

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción de Área Metropolitana de la Ciudad de México, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad.

$$WtFc - Wc < F_R A_R q_1 \left(\frac{0.12 F c a_0 b \gamma}{F_R C g} \right)$$

Donde:

Wt: carga total de la estructura en la condición analizada.

Fc: factor de carga, adimensional e igual a 1.1

Wc: peso del suelo desplazado para la construcción de la losa de cimentación, en ton, igual a $Wc = \gamma D_r A$

Fr: factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

AR: área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2e) \times L$$

Siendo:

B: ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación.

L: largo de la losa de fondo del cajón de cimentación

e: excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_s}{W_t}$$

Donde:

Wt: Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

Ms: Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 \left(\frac{2}{3} \right) H_T W_T (C_s/Q)$$

Siendo:

H_T: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

C_s: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.40

Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q₁: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = C N_c$$

Donde:

C: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

N_c: coeficiente de capacidad de carga

a_o: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.40 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 1.5. $a_o = 0.40 \times 981/1.5 = 261.6 \text{ cm/seg}^2$, siendo g la aceleración debida a la gravedad.

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

En la cual:

d: ancho del área reducido de la losa

h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.

g: Peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

C: Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

La desigualdad se satisface, por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

$$PN_{inst} = 1.57 \text{ ton/m}^2$$

$$Wt = 6699.34 \text{ ton} \quad F_R = 0.7 \quad Mv = 0.8 \left(\frac{2}{3}\right) HtWt \left(\frac{Cs}{Q}\right)$$

$$Wexc = 4875.22 \text{ ton} \quad e = \frac{Mv}{Wt}$$

$$Mv = 0.8 \left(\frac{2}{3}\right) (17.22m) (6699.34 \text{ ton}/m^2) \left(\frac{0.4}{1.5}\right) = \mathbf{16407.13 \text{ ton} \cdot m}$$

$$e = \frac{16407.13}{6699.34} = 2.45 \text{ m}$$

$$A_R = (B - 2e)L \quad A_R = (18.25 - 2(2.45))54 = 720.9 \text{ m}^2$$

$$q_1 = CNc \quad C = 2.0 \text{ ton}/m^2 \quad Nc = 5.82$$

$$a_0 = 2.616 \text{ ton}/m^2$$

$$B = \begin{cases} 1.2h = 1.2 \times 17.22 = 20.67 \\ d = B - 2e = 18.25 - 2(2.45) = 13.35\text{m} \\ 20\text{m} \end{cases} \quad \mathbf{\text{Usar el menor de los 3}}$$

SUSTITUYENDO:

$$6699.34 - 4875.22 < (0.7 \times 2538 \times 11.64) \left(\frac{0.12 \times 1.1 \times 2.616 \times 13.35 \times 1.19}{0.7 \times 2.0 \times 9.81} \right)$$

$$\mathbf{1824.12 \text{ ton} < 2343.29 \text{ ton}}$$

También se revisó que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzos aplicado por la losa de cimentación, producido por el momento de volteo debido al sismo, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de la losa de cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantenga dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la losa de cimentación durante el sismo.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicarán las losas de cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{Ix}y + 0.3 \frac{Mv}{Iy}x$$

Donde:

P: esfuerzo a la distancia x del eje centroidal

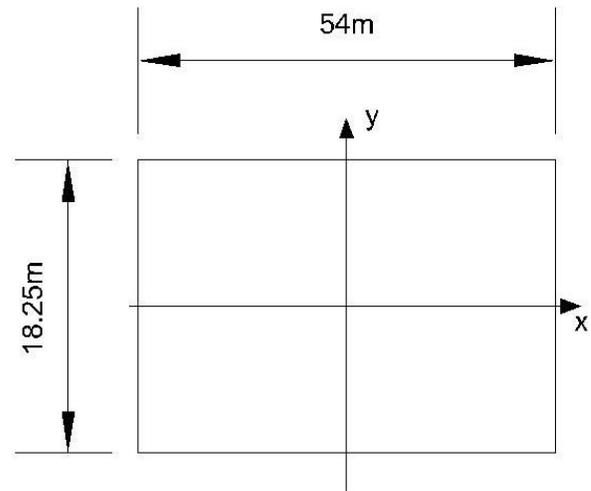
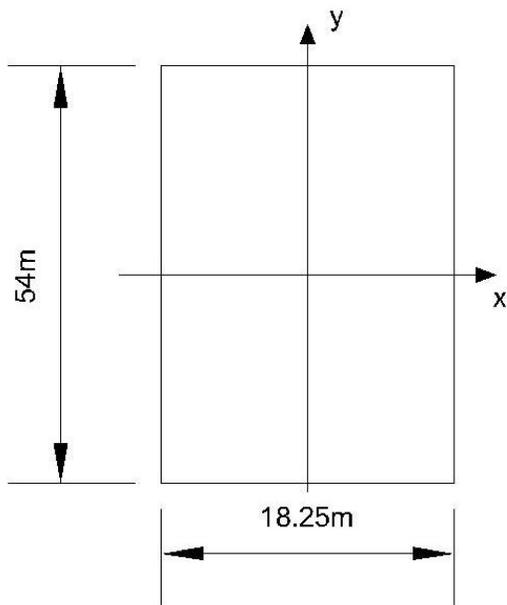
Q: suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.

A: área de la losa de cimentación.

Mv: momento de volteo debido a sismo.

x,y: distancia centroidal de la losa de cimentación a la orilla más alejada.

Ix, Iy: momento de inercia centroidal del área de apoyo de la losa de cimentación, en el sentido largo y corto.



Calculando el Momento de Inercia:

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{(18.25)(54)^3}{12} = 239.476.5 \text{ m}^4 \quad x = 9.125 \text{ m}$$

$$I_y = \frac{b^3h}{12} = \frac{(18.25)^3(54)}{12} = 27352.78 \text{ m}^4 \quad y = 27 \text{ m}$$

$$Q_{inst} = 6699.34 \text{ ton/m}^2 \quad Mv = 16407.13 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

∴

SUSTITUYENDO:

$$P_{max} = \frac{6699.34 \text{ ton}}{1163.87 \text{ m}^2} + \frac{16407.13 \text{ ton} \cdot \text{m}}{239476.5 \text{ m}^4} (27\text{m}) + 0.3 \frac{16407.13 \text{ ton} \cdot \text{m}}{27352.78 \text{ m}^4} (9.125\text{m})$$

$$P_{max} = 5.76 + 1.85 + 1.64 = \mathbf{9.25 \text{ ton/m}^2}$$

$$\mathbf{9.25 \text{ ton/m}^2} < \mathbf{12.35 \text{ ton/m}^2}$$

*Cambiando signos en la ecuación:

$$P_{min} = \frac{6699.34 \text{ ton}}{1163.87 \text{ m}^2} - \frac{16407.13 \text{ ton} \cdot \text{m}}{239476.5 \text{ m}^4} (27\text{m}) - 0.3 \frac{16407.13 \text{ ton} \cdot \text{m}}{27352.78 \text{ m}^4} (9.125\text{m})$$

$$P_{min} = 5.76 - 1.85 - 1.64 = \mathbf{2.27 \text{ ton/m}^2}$$

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo condiciones de sismo de 5.00 ton/m² que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 10.0 ton/m², por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

5.1.4 Estado límite de servicio

5.1.4.1 Asentamientos elásticos

Para la evaluación de los asentamientos elásticos máximos, se empleó el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

En la figura

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular cargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

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

Dónde:

q: descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².

B: ancho del área descargada, en m.

F1 y F2: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D: espesor del estrato considerado, en m.

L: longitud del área descargada

E: módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

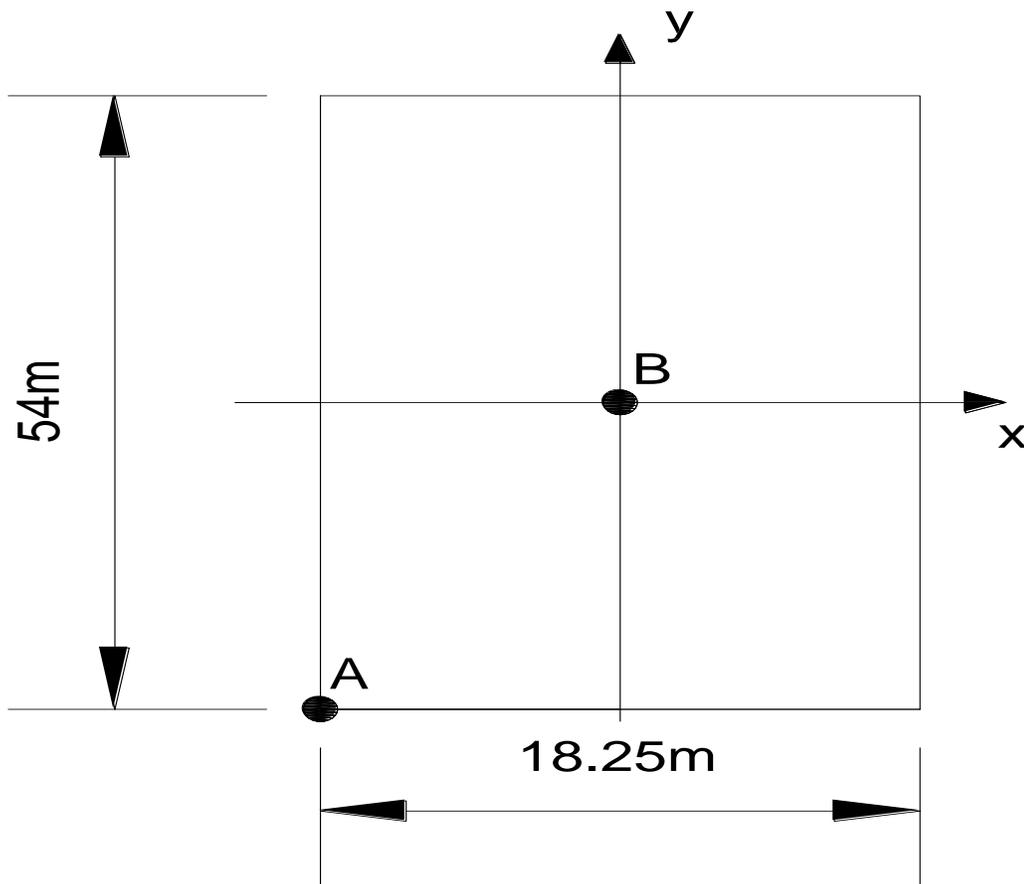
u: relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = HD(E, \mu_1) + (HD_2(E_2, \mu_2) - HD_1(E_2, \mu_2)) + \dots + (HD_n(E_n, \mu_n) - HD_{n-1}(E_n, \mu_n))$$

Los módulos de elasticidad y la relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

Profundidad (m)	Modulo de Elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
2.00-7.00	900	0.45
7.00-13.00	500	0.40
13.00-21.80	600	0.50



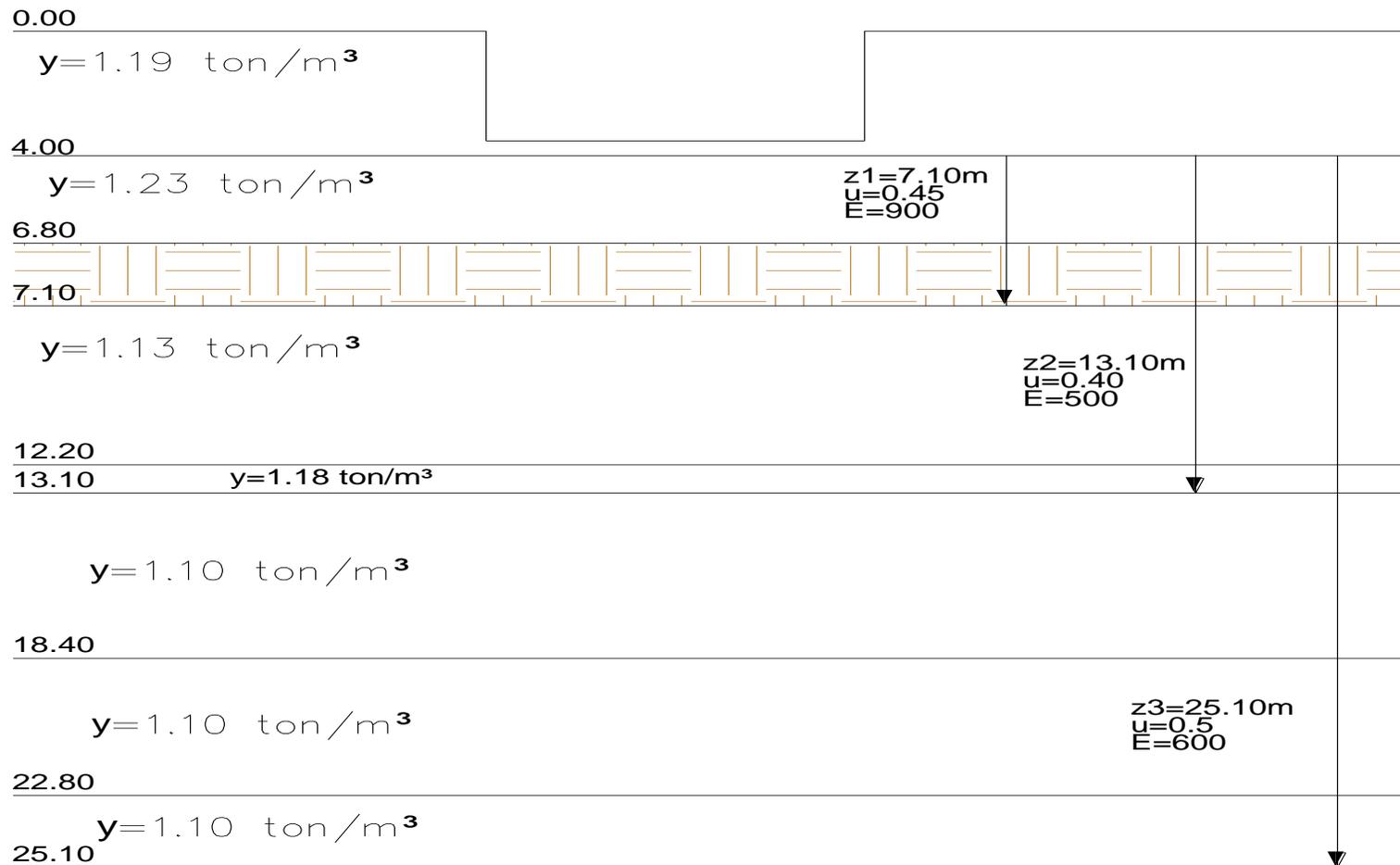


Diagrama de los valores de Poisson y módulos de elasticidad

Debido a que la expansión era muy elevada la excavación se hizo por partes.

PUNTO A (esquina)

ESTRATO I

$$\left. \begin{aligned} L/B &= \frac{27}{18.25} = 1.48 \\ Z/B &= \frac{7.10}{18.25} = 0.39 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} F_{11} &= 0.05 \\ F_{21} &= 0.075 \end{aligned}$$

$$\Delta He_{AI} = \frac{4.19 \times 18.25}{900} [(1 - 0.45^2)0.05 + (1 - 0.45 - 2(0.45)^2)0.075] = 5.0 \times 10^{-3}$$

ESTRATO II

$$\left. \begin{aligned} L/B &= \frac{27}{18.25} = 1.48 \\ Z/B &= \frac{13.10}{18.25} = 0.72 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} F_{12} &= 0.11 \\ F_{22} &= 0.08 \end{aligned}$$

$$\Delta He_{AII} = \frac{4.19 \times 18.25}{500} [(1 - 0.40^2)0.11 + (1 - 0.40 - 2(0.40)^2)0.08] = 0.017$$

$$\Delta He_{AII-I} = \frac{4.19 \times 18.25}{500} [(1 - 0.40^2)0.05 + (1 - 0.40 - 2(0.40)^2)0.075] = 9.64 \times 10^{-3}$$

ESTRATO III

$$\left. \begin{aligned} L/B &= \frac{27}{18.25} = 1.48 \\ Z/B &= \frac{25.10}{18.25} = 1.38 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} F_{13} &= 0.2 \\ F_{23} &= 0.09 \end{aligned}$$

$$\Delta He_{AIII} = \frac{4.19 \times 18.25}{600} [(1 - 0.50^2)0.2 + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)0.09] = 0.019$$

$$\Delta He_{AIII-II} = \frac{4.19 \times 18.25}{600} [(1 - 0.50^2)0.11 + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)0.08] = 0.011$$

$$\Delta He_A = 5 \times 10^{-3} + 0.017 - 9.64 \times 10^{-3} + 0.019 - 0.011 = 0.02m$$

$$\Delta He_A = (0.02)100 = 2.0cm$$

PUNTO B (centro)

ESTRATO I

$$\left. \begin{aligned} L/B &= \frac{13.5}{9.125} = 1.48 \\ Z/B &= \frac{7.10}{9.125} = 0.78 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} F_{11} &= 0.11 \\ F_{21} &= 0.08 \end{aligned}$$

$$\Delta He_{BI} = \frac{4.19 \times 18.25}{900} [(1 - 0.45^2)0.11 + (1 - 0.45 - 2(0.45)^2)0.08] = \mathbf{8.44 \times 10^{-3}}$$

ESTRATO II

$$\left. \begin{aligned} L/B &= \frac{13.5}{9.125} = 1.48 \\ Z/B &= \frac{13.10}{9.125} = 1.44 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} F_{12} &= 0.19 \\ F_{22} &= 0.09 \end{aligned}$$

$$\Delta He_{BII} = \frac{4.19 \times 18.25}{500} [(1 - 0.40^2)0.19 + (1 - 0.40 - 2(0.40)^2)0.09] = \mathbf{0.028}$$

$$\Delta He_{BII-I} = \frac{4.19 \times 18.25}{500} [(1 - 0.40^2)0.11 + (1 - 0.40 - 2(0.40)^2)0.09] = \mathbf{0.018}$$

ESTRATO III

$$\left. \begin{aligned} L/B &= \frac{13.5}{9.125} = 1.48 \\ Z/B &= \frac{25.10}{9.125} = 2.75 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} F_{12} &= 0.35 \\ F_{22} &= 0.07 \end{aligned}$$

$$\Delta He_{BIII} = \frac{4.19 \times 18.25}{600} [(1 - 0.50^2)0.35 + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)0.07] = \mathbf{0.033}$$

$$\Delta He_{BIII-II} = \frac{4.19 \times 18.25}{600} [(1 - 0.50^2)0.08 + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)0.08] = \mathbf{0.018}$$

$$\Delta He_B = 8.44 \times 10^{-3} + 0.028 - 0.018 + 0.033 - 0.018 = 0.033$$

$$\Delta He_B = (0.033)100 = \mathbf{3.3\text{cm}} \quad \Delta He_B = 4(3.3) = \mathbf{13.2\text{cm}}$$

***El asentamiento se controlara mediante bombeo debido a que es un suelo cohesivo.**

Se obtuvo asentamientos al centro de 2.0 cm y en la esquina de 1.0cm, las cuales resultan admisibles

5.1.4.2 Asentamientos diferidos

Un asentamiento diferido ocurre gracias a una consolidación primaria; esto es ocasionado con la expulsión de agua de los vacíos del material. Finaliza cuando se estabiliza el esfuerzo efectivo en el suelo y la presión de poros se disipa.

También está la consolidación secundaria que se presenta por efecto de la deformación con el tiempo. Normalmente, sólo presentan consolidación secundaria significativa los suelos cohesivos con abundante materia orgánica que por ello suelen ser bastante blandos y sobre los que no se suele cimentar.

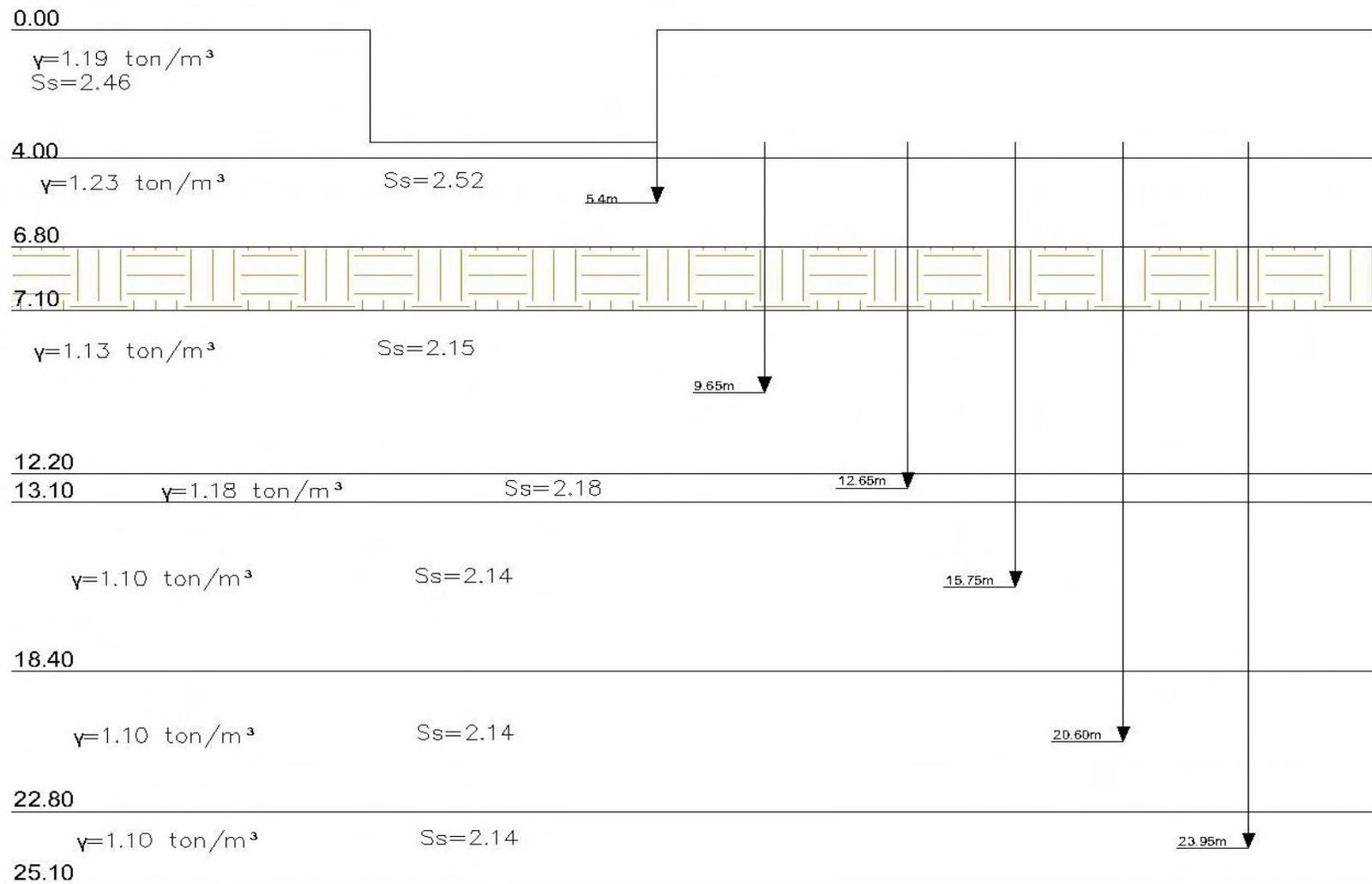
Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 1.00 ton/m², actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón de 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 los asentamientos para varios puntos considerando la estructura flexible, cuyos resultados son admisibles, tanto los movimientos verticales totales como los diferenciales.

A los asentamientos antes mencionados se sumaron los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación para alojar el cajón de cimentación.

Los análisis efectuados corresponden a una estructura de tres niveles, con elementos estructurales convencionales, con cimentación constituida por cajón de cimentación con área igual a la cubierta por el predio, desplantado a la cota – 3.52m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno, que en esas condiciones aplican una presión neta de 0.80 ton/m², para los que se satisface el estado límite de falla y el estado límite de servicio.



Distancias del centro geométrico de cada estrato con respecto a partir de Df

ESTRATO I

$$\overline{P_{0_{5.4}}} = \gamma h + \gamma' h = (1.19 \times 1.4) + (0.19 + 2.6) + (0.23 \times 1.4) = 2.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\overline{P_{0_{5.4}}} = 0.248 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_0 = (2 \times 2.52) = 5.04$$

$$C_c = 0.65(2.6(2) - 0.35) = 3.15$$

$$C_s = 0.08 C_c = 0.08(3.15) = 0.252$$

Usando grafica de Fadum:

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{x}{z} = \frac{9.125}{1.88} = 4.85 \\ n &= \frac{y}{z} = \frac{27}{1.88} = 14.36 \end{aligned} \right\} W_0 = 0.25$$

$$\overline{\Delta p_{5.4}} = 4(0.8 \times 0.25) = 0.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta H_p = \frac{0.252 \times 2.8}{1 + 5.04} \log \frac{2.48 + 0.8}{2.48} = \mathbf{0.014m = 1.4cm}$$

ESTRATO II

$$\overline{P_{0_{9.65}}} = (1.19 \times 1.4) + (0.19 + 2.6) + (0.23 \times 2.8) + (0.13 \times 2.55) = 3.14 \text{ ton/m}^2$$

$$\overline{P_{0_{9.65}}} = 0.314 \text{ kg/cm}^2$$

Usando grafica de compresibilidad $\rightarrow e_0 = 7.9$

FADUM

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{x}{z} = \frac{9.125}{6.13} = 1.49 \\ n &= \frac{y}{z} = \frac{27}{6.13} = 4.4 \end{aligned} \right\} W_0 = 0.25$$

$$\bar{P} = \bar{P}_0 + \bar{\Delta p}_{9.65} = 3.14 + 0.73 = 3.87 \text{ ton/m}^2 = 0.387 \text{ kg/cm}^2$$

Por grafica obtenemos $e_1 = 7.82$

$$\therefore \Delta e = e_0 - e_1 = 7.9 - 7.82 = 0.08$$

$$\Delta H_p = \frac{0.08}{1 + 7.9} (5.1) = 0.046 \text{ m} = \mathbf{4.6 \text{ cm}}$$

ESTRATO III

$$\bar{P}_{0_{12.65}} = (1.19 \times 1.4) + (0.19 + 2.6) + (0.23 \times 2.8) + (0.13 \times 5.1) + (0.18 \times 0.45)$$

$$\bar{P}_{0_{12.65}} = 3.55 \text{ ton/m}^2 = 0.355 \text{ kg/cm}^2$$

Usando Grafica de compresibilidad $\rightarrow e_0 = 5.55$

FADUM

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{x}{z} = \frac{9.125}{9.13} = 1.0 \\ n &= \frac{y}{z} = \frac{27}{9.13} = 2.96 \end{aligned} \right\} W_0 = 0.205$$

$$\bar{\Delta p}_{12.65} = 4(0.8 \times 0.205) = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P} = 3.55 + 0.66 = 4.21 \text{ ton/m}^2 = 0.421 \text{ kg/cm}^2$$

Usando Grafica de compresibilidad $\rightarrow e_1 = 5.52$

$$\Delta e = e_0 - e_1 = 5.55 - 5.52 = 0.03$$

$$\Delta Hp = \frac{0.03}{1 + 5.55} (0.9) = 4.12 \times 10^{-3} m = \mathbf{0.4cm}$$

ESTRATO IV

$$\overline{P}_{o_{15.75}} = (1.19 \times 1.4) + (0.19 + 2.6) + (0.23 \times 2.8) + (0.13 \times 5.1) + (0.18 \times 0.9) + (0.10 \times 2.65)$$

$$\overline{P}_{o_{15.75}} = 3.90 \text{ ton}/m^2 = 0.39 \text{ kg}/cm^2$$

*Grafica de compresibilidad $\rightarrow e_0 = 10.21$

FADUM

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{x}{z} = \frac{9.125}{12.23} = 0.75 \\ n &= \frac{y}{z} = \frac{27}{12.23} = 2.21 \end{aligned} \right\} W_0 = 0.176$$

$$\overline{\Delta p} = 4(0.8 \times 0.176) = 0.56 \text{ ton}/m^2$$

$$\overline{P} = 3.90 + 0.56 = 4.46 \text{ ton}/m^2 = 0.446 \text{ kg}/cm^2$$

*Por Grafica de compresibilidad $\rightarrow e_1 = 10.15$

$$\Delta e = e_0 - e_1 = 10.21 - 10.15 = 0.06$$

$$\Delta Hp = \frac{0.06}{1 + 10.21} (5.3) = 0.028 m = \mathbf{2.8cm}$$

ESTRATO V

$$\overline{P}_{O_{20.60}} = (1.19 \times 1.4) + (0.19 + 2.6) + (0.23 \times 2.8) + (0.13 \times 5.1) + (0.18 \times 0.9) \\ + (0.10 \times 5.3) + (0.10 \times 2.2)$$

$$\overline{P}_{O_{20.60}} = 4.38 \text{ ton}/m^2 = 0.438 \text{ kg}/cm^2$$

$$e_0 = W_{SS} \rightarrow e_0 = (5 \times 2.14) = 10.7$$

$$Cc = 0.65(2.6(5) - 0.35) = 8.22 \rightarrow Cs = 0.08(8.22) = 0.66$$

FADUM

$$m = \frac{x}{z} = \frac{9.125}{17.08} = 0.53$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{27}{17.08} = 1.58$$

$$W_0 = 0.134$$

$$\overline{\Delta p} = 4(0.8 \times 0.134) = 0.43 \text{ ton}/m^2$$

∴

$$\Delta H_p = \frac{CcH}{1 + e_0} \log \frac{\overline{P}_o + \overline{\Delta p}}{\overline{P}_o} = \frac{(0.66 \times 4.4)}{1 + 10.7} \log \frac{4.38 + 0.43}{4.38} = 0.01m = \mathbf{1.00cm}$$

ESTRATO VI

$$\overline{P}_{O_{23.95}} = (1.19 \times 1.4) + (0.19 + 2.6) + (0.23 \times 2.8) + (0.13 \times 5.1) + (0.18 \times 0.9) \\ + (0.10 \times 5.3) + (0.10 \times 4.4) + (0.10 \times 1.15)$$

$$\overline{P}_{O_{23.95}} = 4.71 \text{ ton}/m^2 = 0.471 \text{ kg}/cm^2$$

$$e_0 = W_{SS} \rightarrow e_0 = (5 \times 2.14) = 10.7$$

$$Cc = 0.65(2.6(5) - 0.35) = 8.22 \rightarrow Cs = 0.08(8.22) = 0.66$$

FADUM

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{x}{z} = \frac{9.125}{20.43} = 0.45 \\ n &= \frac{y}{z} = \frac{27}{20.43} = 1.58 \end{aligned} \right\} W_0 = 0.116$$

$$\overline{\Delta p} = 4(0.8 \times 0.116) = 0.37 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore$$

$$\Delta H_p = \frac{CcH}{1 + e_0} \log \frac{\overline{P_0} + \overline{\Delta p}}{\overline{P_0}} = \frac{(0.66 \times 2.3)}{1 + 10.7} \log \frac{4.71 + 0.43}{4.71} = 4.26 \times 10^{-3} \text{ m} = \mathbf{1.00 \text{ cm}}$$

$$\Delta H_{p_T} = 1.4 + 4.6 + 0.4 + 2.80 + 1 + 0.43 = \mathbf{10.63 \text{ cm}}$$

5.2 Empujes sobre los Muros Perimetrales

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 hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.
- 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 0.40 (Zona de Lago). 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 14 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

$$E_t = E_s + E_w + E_{sc} + E_{ss}$$

$K_0 =$ Coeficiente de presión de tierras $\rightarrow K_0 = 0.6$

Empuje del Suelo

$$E_{s1.4} = K_0 \gamma (h_1) = (0.6 \times 1.4 \times 1.4) = 1.18 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{s3.52} = (0.6 \times 1.4 \times 1.4) + (0.6 \times 0.19 \times 2.12) = 1.42 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{sT} = 1.18 + 1.42 = 2.6 \text{ ton/m}^2$$

Empuje del agua

$$E_w = \gamma_w (Df - NAF) = 1.0(3.52 - 1.4) = 2.12 \text{ ton/m}^2$$

Empuje de la Sobrecarga

$$E_{sc} = \sigma_1 \text{Sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{Cos}^2 \alpha$$

$$\sigma_1 = \frac{w}{\pi} (\beta + \text{Sen} \beta) \quad \sigma_3 = \frac{w}{\pi} (\beta - \text{Sen} \beta)$$

$$\beta = \tan^{-1} L/Z \quad \frac{\beta \times \pi}{180^\circ} = \text{Rad} \quad \therefore \text{Obtenemos:}$$

$$E_{sc} = \frac{w}{\pi} \left[(\beta + \text{Sen} \beta) \text{Sen}^2 \frac{\beta}{2} + (\beta - \text{Sen} \beta) \text{Cos}^2 \frac{\beta}{2} \right]$$

1	2	3	4	5
Z	β	$(\beta + \text{Sen} \beta) \text{Sen}^2 \frac{\beta}{2}$	$(\beta - \text{Sen} \beta) \text{Cos}^2 \frac{\beta}{2}$	3+4
0.0	1.56	1.27	0.28	1.55
1.4	1.43	1.04	0.25	1.29
3.52	1.23	0.72	0.19	0.91

Sustituyendo:

$$E_{Sc0.0} = \frac{1.5}{\pi}(1.55) = 0.75 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{Sc1.4} = \frac{1.5}{\pi}(1.29) = 0.62 \text{ ton/m}^2$$

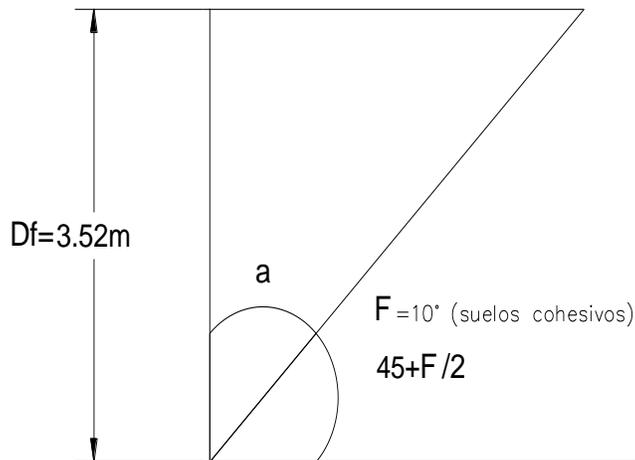
$$E_{Sc3.52} = \frac{1.5}{\pi}(0.91) = 0.43 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{Sctotal} = 0.75 + 0.62 + 0.43 = \mathbf{1.8 \text{ ton/m}^2}$$

Para sismo:

$$E_{Ss} = \frac{w^{Cs}/Q}{Df} \rightarrow \text{Para esto:}$$

$Cs = 0.4$ (zona de lago) y $Q = \text{factor de ductibilidad} = 2$



$$\alpha = 90^\circ - 45^\circ - \frac{\phi}{2} = 90^\circ - 45^\circ - \frac{10}{2} = 40^\circ$$

$$x = 3.52(\tan 40^\circ) = 2.95$$

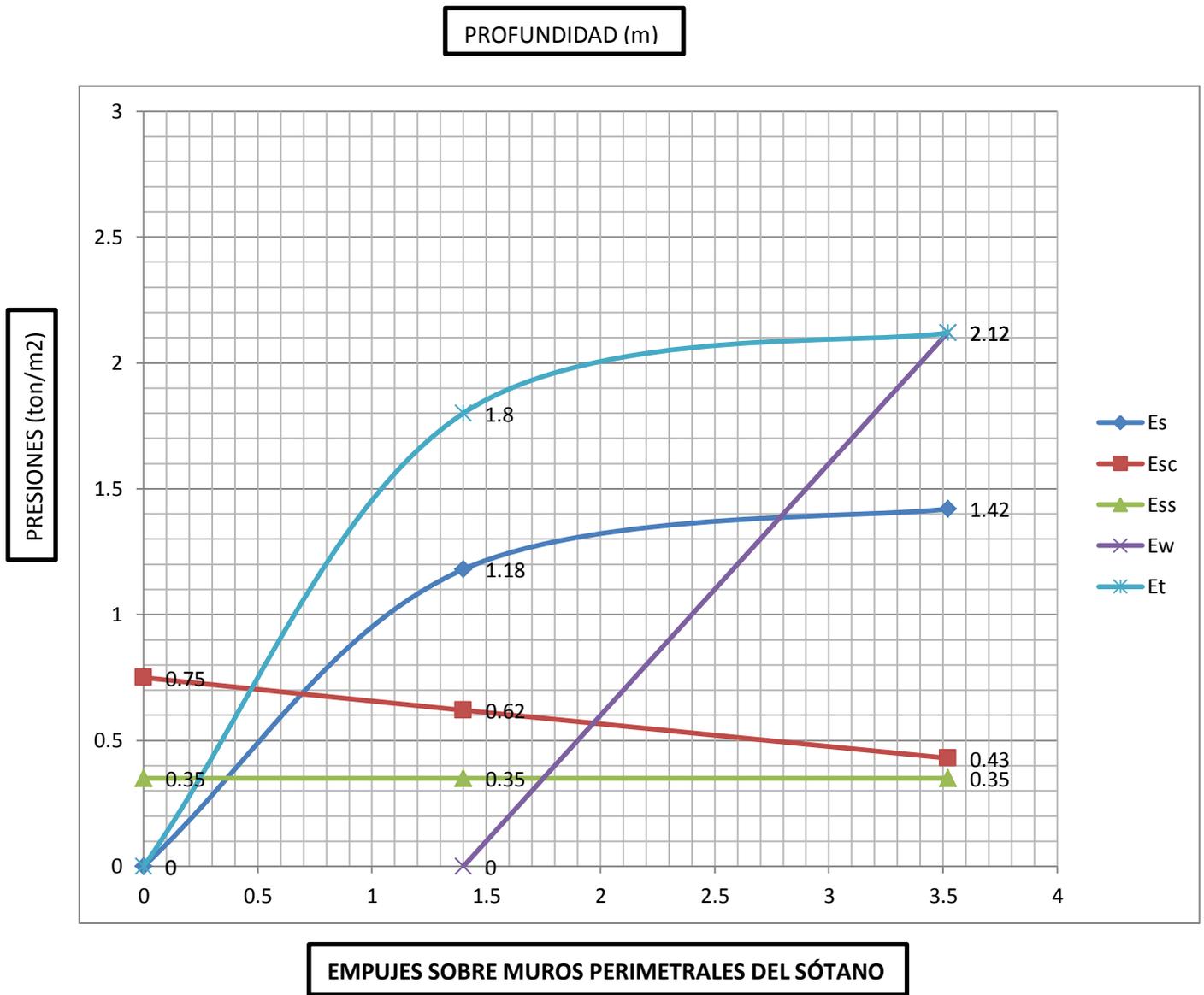
$$A = \frac{bh}{2} = \frac{3.52 \times 2.95}{2} = 5.19 \text{ m}^2$$

$$W = A\gamma_1 = (5.19 \times 1.19 \times 1) = 6.18 \text{ ton}$$

∴ *sustituyendo*

$$E_{Ss} = \frac{6.18 \left(\frac{0.4}{2} \right)}{3.52} = 0.35 \text{ ton/m}^2$$

$$E_t = 2.6 + 2.12 + 1.80 + 0.35 = 6.87 \text{ ton/m}^2$$



CAPITULO VI DETERMINACION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará al sótano de estacionamiento, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado.

Entre las diferentes alternativas de ademe se escogió un muro de tablestaca constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de placas de acero, que se hincaron en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El tablestacado alcanzó una profundidad de 5.0 m al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla que impida el flujo de agua hacia la excavación.

El muro constituido por el hincado de las tablestacas tendrá las siguientes funciones:

- a)** Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento de la excavación.
- b)** Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c)** Reducir el riesgo de falla de fondo por supresión. Para la definición detallada del procedimiento de excavación se hicieron los siguientes análisis:
 - Estabilidad de taludes considerando falla por traslación
 - Falla de fondo por cortante
 - Falla de fondo por subpresión.
 - Presiones temporales sobre muros tablestaca y troqueles
 - Revisión de la pata en tablestacas

6.1 Estabilidad de taludes

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

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

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 2.0 ton/m²

Uq: factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q / H.

N_o: número de estabilidad que depende del ángulo del talud.

C: cohesión más baja en la altura de la excavación

F_R: factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes verticales: 14.18 ton/m² 5.8 ton/m²

Por lo que para adoptar taludes verticales será necesario un muro de tablestaca constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de placas de acero, que se hincara en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

Usando: $F_c \gamma H + q < U q N_o C F_R$

Para un talud (1:1)

$$F_c = 1.4 \qquad q = 2.0 \text{ ton/m}^2$$

$$H = 3.52m \qquad F_R = 0.8$$

$$C = 2.5 \text{ ton/m}^2$$

$$Uq = \frac{q}{\gamma H} = \frac{2.0}{1.19 \times 3.52} = 0.48 \rightarrow \text{Grafica Estabilidad de Taludes}$$

$$Uq = 0.77$$

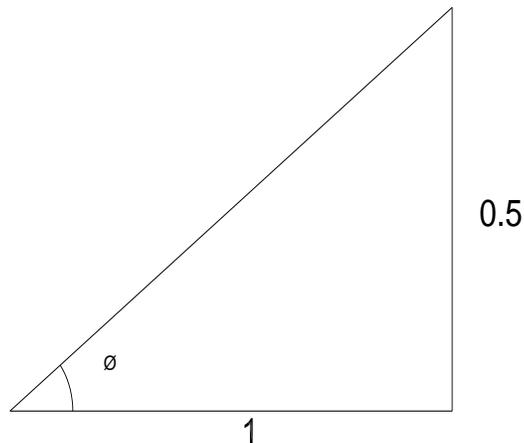
$N_0 =$ Entrando a la 2da Grafica de Taludes con un $\phi = 90^\circ$

$N_0 = 4 \rightarrow$ Sustituyendo:

$$(1.4 \times 1.19 \times 3.52) + 2.0 < (0.77 \times 4 \times 2.5 \times 0.8)$$

$$7.86 \text{ ton}/m^2 < 6.16 \text{ ton}/m^2$$

***Al no cumplirse la desigualdad se calcula para un talud (1:0.5)**



$$\tan \theta = \frac{1}{0.5} \rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{1}{0.5} = 63.43^\circ$$

$$F_c = 1.4$$

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

$$H = 3.52m$$

$$F_R = 0.8$$

$$C = 2.5 \text{ ton}/m^2$$

$$Uq = \frac{q}{\gamma H} = \frac{2.0}{1.19 \times 3.52} = 0.48 \rightarrow \text{Grafica de Estabilidad de taludes con un } \phi = 63^\circ$$

$$Uq = 0.86$$

$N_0 =$ Entrando a la 2da Grafica de Taludes con un $\phi = 63^\circ$

$N_0 = 5.1 \rightarrow$ Sustituyendo:

$$(1.4 \times 1.19 \times 3.52) + 2.0 < (0.86 \times 5.1 \times 2.5 \times 0.8)$$

$$7.86 \text{ ton/m}^2 < 8.77 \text{ ton/m}^2$$

6.2 Falla por traslación.

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurre asociada a estratos débiles donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general.

La geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservaran únicamente durante la construcción (corto plazo), estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción de una sobrecarga de 2.0 ton/m² actuando sobre la corona del talud y el empuje del agua.

En estas condiciones la longitud de superficie resistente para cada estrato, considerando un ancho unitario y un factor de seguridad de 1.5 estará determinada por la siguiente expresión:

$$L = \frac{Fs \times Ea}{S}$$

Donde:

L: Longitud de superficie resistente (con un ancho unitario) para tener una condición estable en ese estrato, en m.

Ea: Empuje activo de tierras, en ton/m

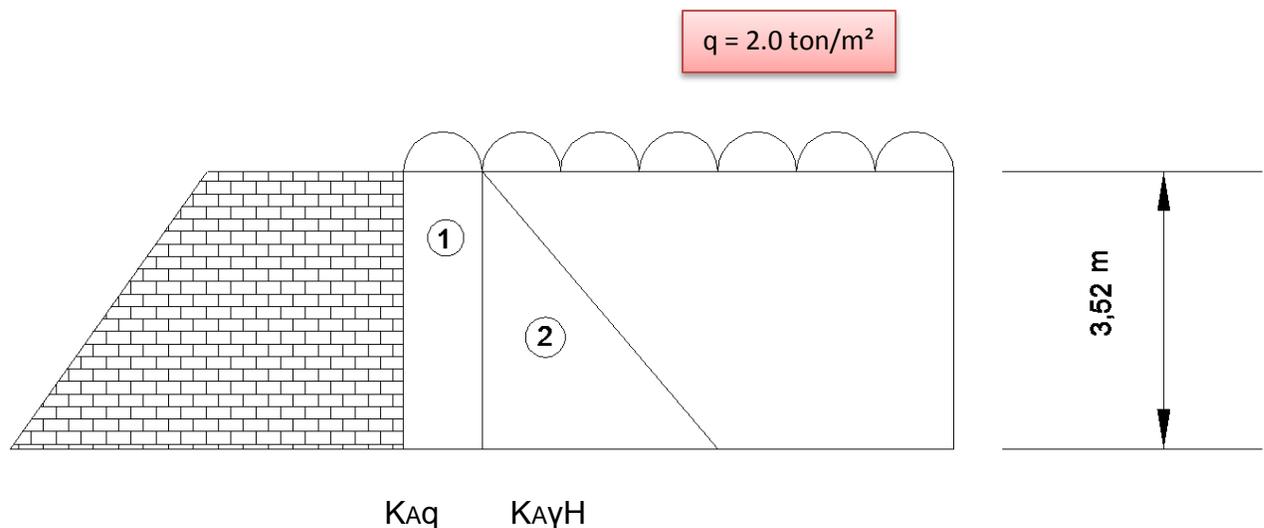
S: Resistencia al esfuerzo cortante, en ton/m²

Fs: Factor de seguridad

El empuje activo se calculó aplicando la teoría de Rankine con un valor del coeficiente de presión de tierras de 0.6.

La geometría que deberán adoptar los taludes para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 1:1 (horizontal: vertical).

Por lo que para adoptar taludes verticales será necesario un muro de tablestaca constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de placas de acero, que se hincara en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.



Para Suelos Cohesivos

$$\sigma = C \longrightarrow 2.5 \text{ ton/m}^2$$

$$E_A = K_A q H + \frac{K_A \gamma H^2}{2}$$

$$E_A = (0.6 \times 2.0 \times 3.52) + \frac{(0.6 \times 1.19 \times 3.52^2)}{2} = 5.48 \text{ ton/m}^2$$

∴

Sustituyendo

$$L = \frac{1.5 \times 5.48}{2.5} = 3.29 \text{ m}$$

$$L + D_f = 3.29 \text{ m} + 3.52 \text{ m} = 6.81 \text{ m}$$

6.3 Falla de fondo por cortante.

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 dimensional e igual a 1.4

q: sobrecarga superficial, igual a 3.0 ton/m².

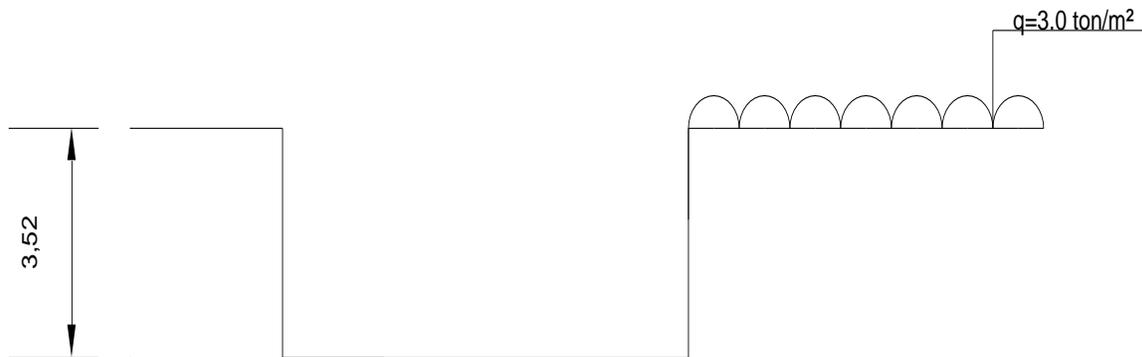
F'c: factor de carga, adimensional e igual a 1.0

C: Cohesión del material que subyace la excavación, mínima de 2.5 ton/m².

Nc: Coeficiente de capacidad de carga

FR: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 3.52 m de profundidad, resulta lo siguiente:



$$Pv = \gamma Df = (1.19 \times 3.52) = 4.19 \text{ ton/m}^2$$

$$Nc = \text{Coeficiente de Capacidad de carga obtenido anteriormente} = 5.82$$

$$q = 3.0 \text{ ton/m}^2$$

$$Fc = 1.4$$

$$F'c = 1.0$$

$$C = 2.5 \text{ ton/m}^2$$

$$FR = 0.7$$

∴ SUSTITUYENDO

$$(4.19 \times 1.4) + (3.0 \times 1.0) < (2.5 \times 5.82 \times 0.7)$$

$$8.87 \text{ ton/m}^2 < 10.19 \text{ ton/m}^2$$

6.4 Falla de fondo por subpresión.

Considerando las condiciones piezométricas medidas en el sitio, se revisó la estabilidad del fondo de la excavación suponiendo que la subpresión (presión de poro) actuará hacia arriba en la frontera entre estratos impermeables y permeables tratando de levantar el fondo de la excavación. De acuerdo a lo anterior se analizó el espesor de los estratos que tienen por encima de la capa permeable que:

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

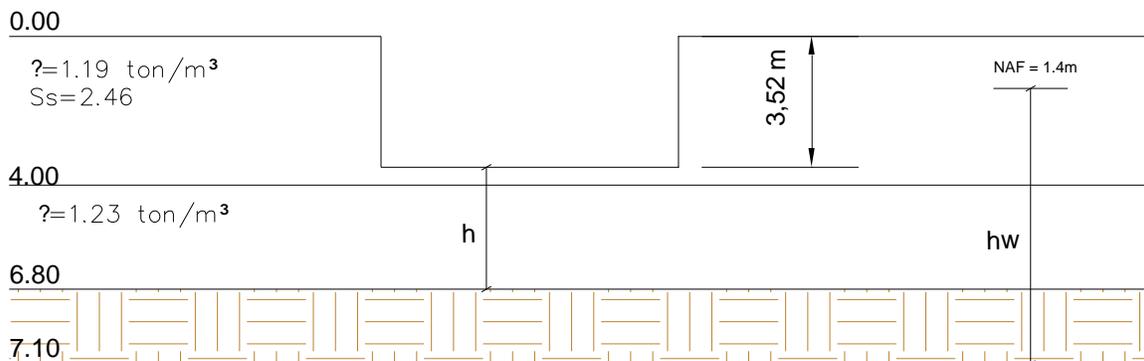
Donde:

h: Espesor de la capa impermeable, en m.

h_w: Altura piezométricas en el lecho inferior de la capa impermeable, en m.

γ_w: Peso volumétrico del agua, en ton/m³.

γ_m: Peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, en ton/m³.



Se obtiene un promedio pesado:

$$\gamma_{pesado} = \frac{(1.19 \times 4.0) + (1.23 \times 2.80)}{6.80} = 1.2 \text{ ton}/m^3$$

∴ *Sustituyendo tenemos:*

$$3.28 > \left(\frac{1.0}{1.20}\right) 4.98$$

$$3.28 > 4.15m$$

Tomando en cuenta la máxima profundidad de excavación de 3.52 m y la existencia de un estrato permeable entre 6.80 – 7.10 m de profundidad, no se satisface la desigualdad.

$$3.28 \text{ m} \neq 4.15 \text{ m}$$

Cabe mencionar que las juntas entre tablestacas deben sellarse, con el objeto de interceptar el flujo de agua al nivel en que se encuentran las capas permeables. Considerando que para abatir la presión hidráulica en la capa de arena, se debe bombear por debajo de ese estrato permeable ó instalar tres pozos de alivio a 9.00m de profundidad de 12” de diámetro, relleno de grava, distribuidos al centro de la excavación.

6.5 Presiones temporales sobre muros tablestacados y troqueles

En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de troqueles se consideró una excavación con profundidad máxima de 4.40 m, con taludes verticales retenidos por muros a base de tablestacas, con una sobrecarga superficial y siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

- La presión de la masa de suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para la instalación de troqueles, 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 que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.
- 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 0.40 (Zona de Lago).

Empuje del suelo

$$Es = \gamma h K_A$$

$$K_A = \text{Coeficiente de presión de tierras} \rightarrow K_A = 0.25$$

$$Es_0 = (1.19 \times 0.0 \times 0.25) = 0.0$$

$$Es_{1.4} = (1.19 \times 1.4 \times 0.25) = 0.41 \text{ ton/m}^2$$

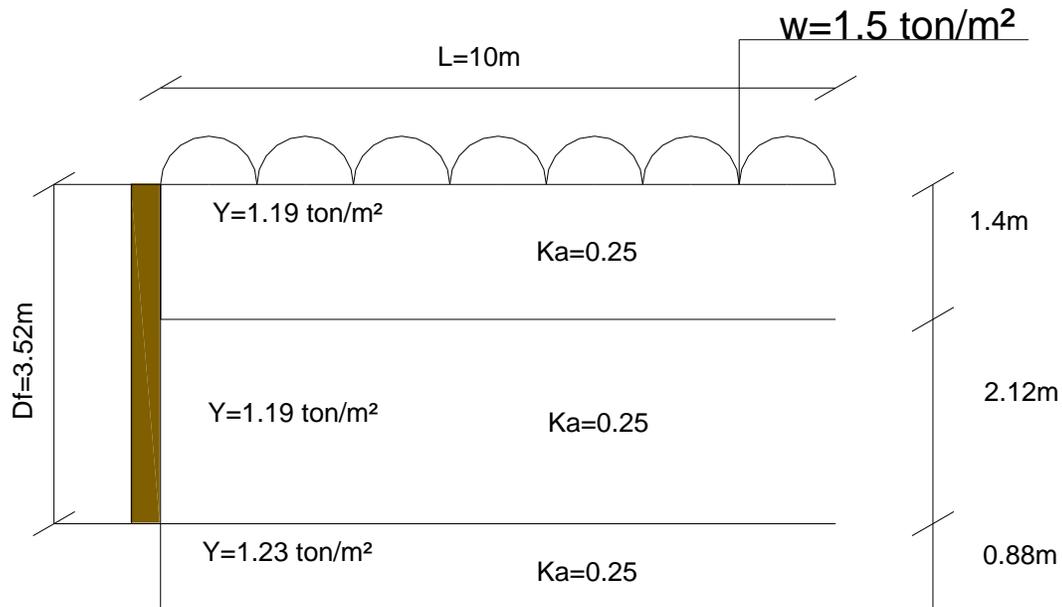
$$Es_{3.52} = (1.19 \times 1.4 \times 0.25) + (0.19 \times 2.12 \times 0.25) = 0.52 \text{ ton/m}^2$$

$$Es_{4.40} = (1.19 \times 1.4 \times 0.25) + (0.19 \times 2.12 \times 0.25) + (0.23 \times 3.0 \times 0.25) = 0.69 \text{ ton/m}^2$$

Empuje del agua

$$Ew = \gamma_w (Df - NAF) = 1.0(4.40 - 1.4) = 3.0 \text{ ton/m}^2$$

Empuje de la Sobrecarga



$$E_{Sc} = \sigma_1 \text{Sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{Cos}^2 \alpha$$

$$\sigma_1 = \frac{w}{\pi} (\beta + \text{Sen}\beta) \quad \sigma_3 = \frac{w}{\pi} (\beta - \text{Sen}\beta)$$

$$\beta = \tan^{-1} L/Z \quad \frac{\beta x \pi}{180^\circ} = \text{Rad} \quad \therefore \text{Obtenemos:}$$

$$E_{Sc} = \frac{w}{\pi} \left[(\beta + \text{Sen}\beta) \text{Sen}^2 \frac{\beta}{2} + (\beta - \text{Sen}\beta) \text{Cos}^2 \frac{\beta}{2} \right]$$

1	2	3	4	5
Z	β	$(\beta + \text{Sen}\beta) \text{Sen}^2 \frac{\beta}{2}$	$(\beta - \text{Sen}\beta) \text{Cos}^2 \frac{\beta}{2}$	3+4
0.0	1.56	1.27	0.28	1.55
1.4	1.43	1.04	0.25	1.29
3.52	1.23	0.72	0.19	0.91
4.40	1.16	0.62	0.17	0.79

Sustituyendo:

$$E_{Sc0.0} = \frac{1.5}{\pi} (1.55) = 0.75 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{Sc1.4} = \frac{1.5}{\pi}(1.29) = 0.62 \text{ ton}/m^2$$

$$E_{Sc3.52} = \frac{1.5}{\pi}(0.91) = 0.43 \text{ ton}/m^2$$

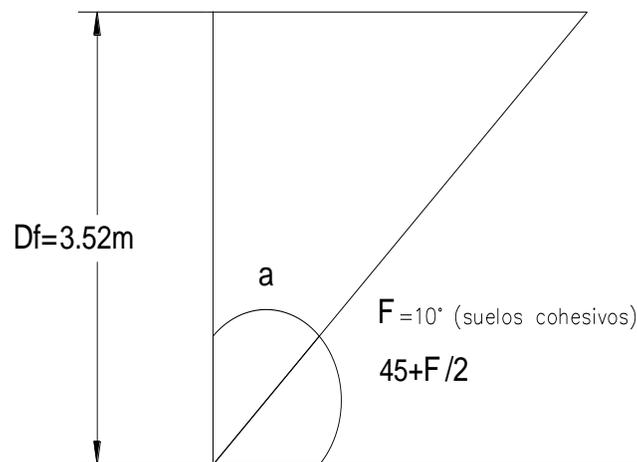
$$E_{Sc4.40} = \frac{1.5}{\pi}(0.79) = 0.38 \text{ ton}/m^2$$

$$E_{Sctotal} = 0.75 + 0.62 + 0.43 + 0.38 = 2.17 \text{ ton}/m^2$$

Empuje del Sismo

$$E_{Ss} = \frac{w^{Cs}/Q}{Df} \rightarrow \text{Para esto:}$$

$Cs = 0.4$ (zona de lago) y $Q = \text{factor de ductibilidad} = 2$



$$\alpha = 90^\circ - 45^\circ - \frac{\phi}{2} = 90^\circ - 45^\circ - \frac{10}{2} = 40^\circ$$

$$x = 4.40(\tan 40^\circ) = 3.69$$

$$A = \frac{bh}{2} = \frac{4.40 \times 3.69}{2} = 8.12 m^2$$

$$\gamma_{pesado} = \frac{(1.19 \times 1.4) + (1.19 \times 2.12) + (1.23 \times 0.88)}{4.40} = 1.20 \text{ ton}/m^3$$

$$W = A\gamma_1 = (8.12 \times 1.2 \times 1) = 9.74 \text{ ton}$$

∴ *sustituyendo*

$$E_{Ss} = \frac{9.74 (0.4/2)}{4.40} = \mathbf{0.44 \text{ ton/m}^2}$$

$$E_t = E_s + E_{Sc} + E_{Ss} + E_w$$

$$E_t = 2.33 + 2.17 + 0.47 + 3.0 = \mathbf{7.97 \text{ ton/m}^2}$$

$$E_{t0} = 0.0 + 0.79 + 0.47 + 0.0 = \mathbf{1.21 \text{ ton/m}^2}$$

$$E_{t1.4} = 0.49 + 0.62 + 0.47 + 0.0 = \mathbf{1.58 \text{ ton/m}^2}$$

$$E_{t3.52} = 0.59 + 0.43 + 0.47 + 3.0 = \mathbf{4.49 \text{ ton/m}^2}$$

$$E_{t4.4} = 1.25 + 0.38 + 0.47 + 3.0 = \mathbf{5.10 \text{ ton/m}^2}$$

Se obtuvieron las áreas correspondientes:

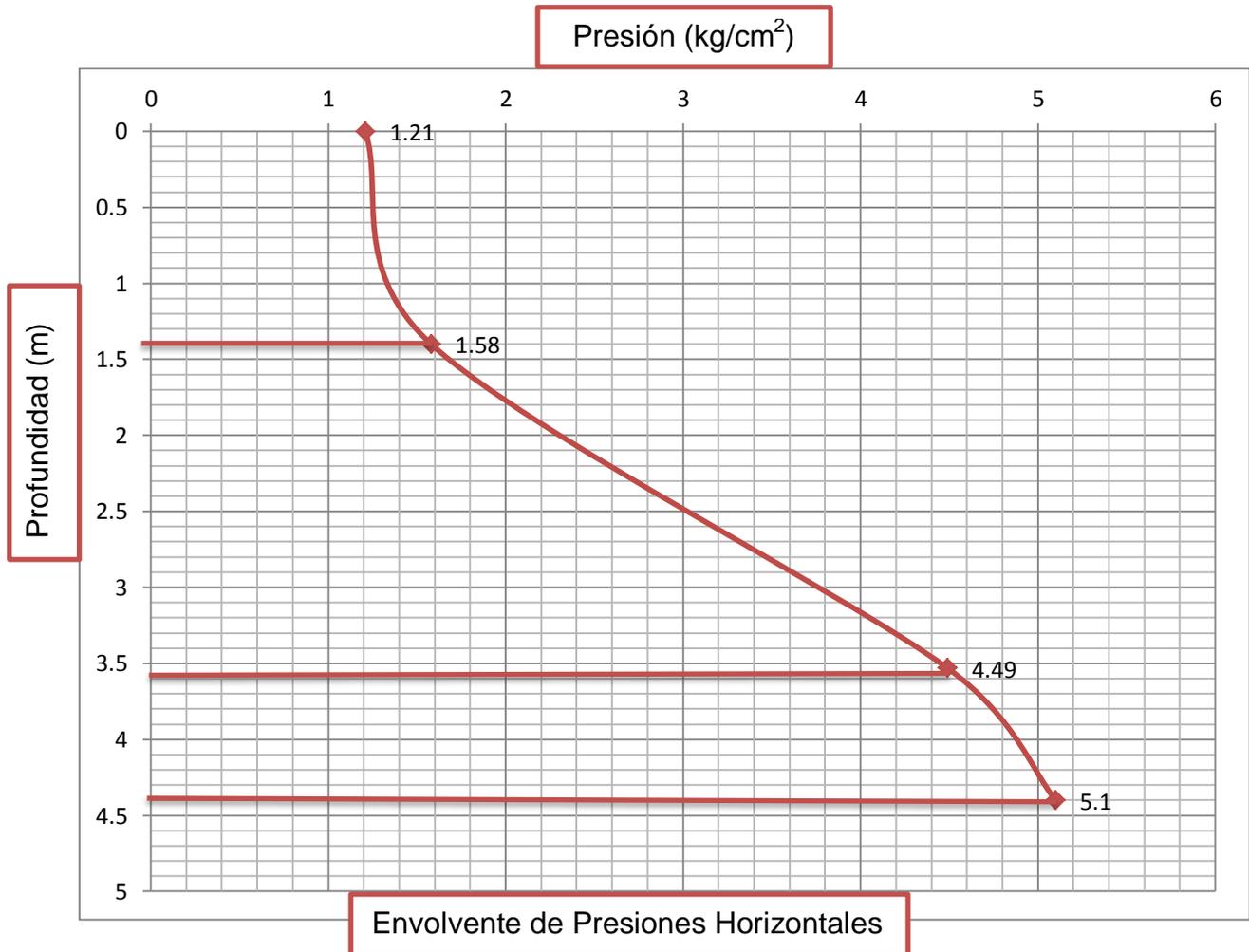
$$A = \frac{(b + B)h}{2}$$

$$A_1 = \frac{(1.21 + 1.58)1.4}{2} = 1.95m^2$$

$$A_2 = \frac{(1.58 + 4.49)2.12}{2} = 6.43m^2$$

$$A_3 = \frac{(4.49 + 5.1)0.88}{2} = 4.22m^2$$

$$A_T = A_1 + A_2 + A_3 = 1.95 + 6.43 + 4.22 = \mathbf{12.6m^2}$$



Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck en la que el volumen de esfuerzo es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

Dónde:

h: presión horizontal máxima.

A: volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo y a la sobrecarga.

B: profundidad máxima de excavación

b: 0.75 B

Tenemos:

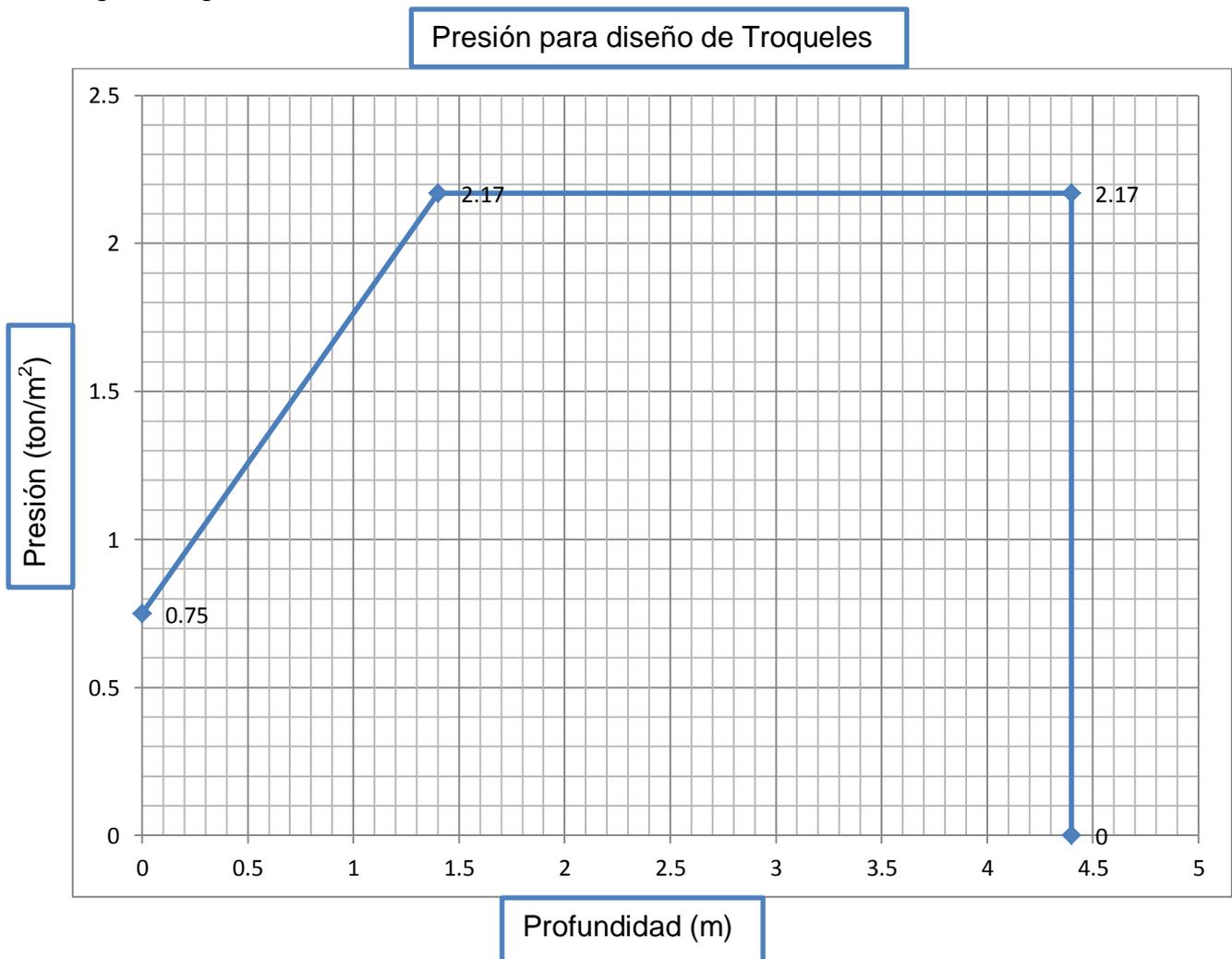
A=12m²

B= 4.40m

b=(0.75)B=(0.75)(4.40)=3.3m

$$h = \frac{2(12.6)}{(4.40 + 3.30)} = 3.27m$$

La envolvente de presión para diseño de troqueles se presenta en la siguiente gráfica:



6.6 Revisión por falla de empotramiento de la tablestaca

La falla por empotramiento de la tablestaca se produce cuando la pata de tablestaca se desliza al vencer la resistencia del suelo frente a la ataguía. El factor de seguridad se evaluó con la expresión:

$$F.S = \frac{cLr + wl + mp}{P_{prom} \left(\frac{D^2}{2} \right)}$$

Dónde:

c: resistencia al corte no drenado promedio, en la superficie de falla.

L: longitud de la superficie de falla.

r: radio de la superficie de falla.

w: peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.

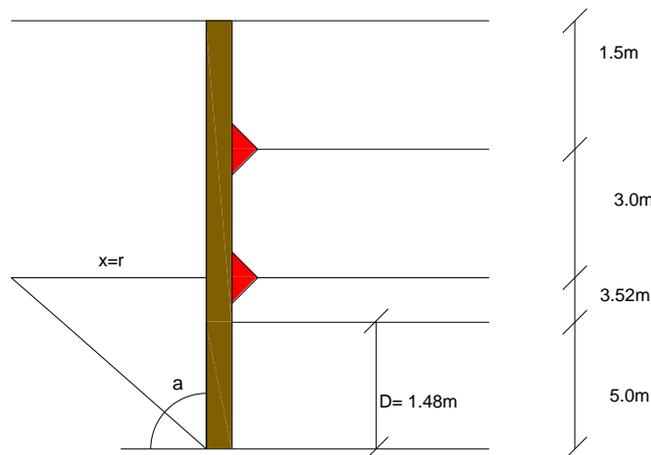
I: distancia del paño del muro de la tablestaca al centro de gravedad del suelo resistente.

mp: momento flexionante resistente del muro de la tablestaca, considerado despreciable.

P_{PROM}: presión promedio sobre el muro de la tablestaca.

D: longitud del muro entre el último nivel de troquelamiento y el nivel de desplante del muro.

***Considerando desde el último troquel**



$\Phi = 10^\circ$ para suelos cohesivos

$$\alpha = 90^\circ - \left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) = 90^\circ - 45 - \frac{10}{2} = 40^\circ$$

$$x = h \tan(40^\circ) \rightarrow x = 2 \tan(40^\circ) = 1.68 \rightarrow x = r$$

$$A = \frac{bh}{2} \rightarrow A = \frac{1.68 \times 2.0}{2} = 1.68m^2$$

\therefore

$$L = \sqrt{(1.68)^2 + (2.0)^2} = 2.61m$$

\therefore Sustituyendo

$$F.S = \frac{(2.5 \times 2.61 \times 1.68) + (1.21 \times 1.4)}{2.39 \left(\frac{1.48^2}{2}\right)} = 4.84$$

4.84 > 2.0 \rightarrow Se cumple la desigualdad

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2 ton/m², que la punta de la tablestaca quedará a 2.0m de profundidad con respecto al último troquel, que la excavación tendrá a 3.00 m de profundidad y despreciando el momento flexionante de la tablestaca, se obtuvo un factor de seguridad de 4.84 que es admisible.

6.7 Procedimiento constructivo

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación del cajón que alojará al sótano de estacionamiento.

El procedimiento constructivo para la excavación que aloja al cajón de cimentación, que a su vez alojará al sótano de estacionamiento, se estableció considerando las características geométricas de la excavación, en particular su profundidad de 3.52 m, respecto al nivel de la superficie del terreno, así como las estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la baja resistencia de los materiales en que se realizó la excavación, considerando además la existencia del nivel de aguas freáticas a partir de 1.40 m de profundidad, respecto al nivel de la superficie del terreno.

El proceso de excavación se realizó con una estructura de contención constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de placas de acero, de acuerdo con el procedimiento siguiente:

El procedimiento constructivo general recomendado para la cimentación se llevó a cabo siguiendo la secuencia descrita a continuación:

- Perforación y habilitado de pozos de bombeo
- Simultáneamente, pudo realizarse la perforación e instalación de las viguetas verticales que conformarán el muro Berlín.
- Operación del sistema de bombeo.
- Excavación del núcleo central.
- Retiro de berma perimetral, construcción de muro Berlín.
- Construcción del cajón de cimentación
- Construcción de la superestructura.

Los detalles de cada una de las actividades anteriores, se enuncian en los párrafos siguientes.

a) Inicialmente se realizó una excavación a 1.30 m de profundidad, para retirar los restos de cimentaciones existentes.

b) Previo a la excavación, debieron realizarse calas en las colindancias con estructuras para determinar la altura entre el nivel de desplante de la cimentación colindante con la el nivel máximo de excavación (-3.52 m).

c) Trazo y ubicación de pozos de bombeo, cuidando que éstos no interfieran con ejes de contratrabes.

d) Después se procedió con la perforación y se habilitaron pozos de bombeo a una profundidad de 12.5 m, respecto al nivel de terreno actual.

e) Simultáneamente al habilitado de los pozos, se inició la construcción del muro Berlín en colindancias, Posteriormente se realizó el hincado perimetral de las viguetas de acero del tipo VC Sección IR de 8"x8"x59.3 kg/m, de 12.00 m de profundidad, separadas a 2.48 m, las cuales al momento de excavar se revistieron por medio de placas metálicas A-36 de 10 mm de espesor. Por lo que la excavación para alojar el sótano de estacionamiento, que constituye el propio cajón de cimentación, se pudo hacer a talud vertical en toda el área, ya que a la profundidad de máxima excavación de 3.52 m de profundidad el sistema de

contención a base de viguetas metálicas revestidas con placas de acero, no deslizará ni volteará.

f) Instalación y operación del sistema de bombeo una semana antes de iniciar con la excavación.

g) Una semana después de activado el sistema de bombeo se inició la excavación, atacando primeramente un núcleo central, dejando una berma perimetral de 1.0 m de ancho y taludes con una inclinación de 45°, respecto de la horizontal (1.0:1.0, horizontal: vertical).

h) La excavación se llevó a cabo con equipo mecánico hasta 20 cm por arriba del nivel de desplante de la losa fondo; este espesor se excavará manualmente para evitar el remoldeo del suelo de desplante.

i) Una vez alcanzado el fondo de excavación en proyecto, se colocará una plantilla de concreto pobre con $f'c=100$ kg/cm²; se continuará con la colocación del acero de refuerzo de la losa fondo y con el colado correspondiente.

j) Se continuó con el retiro de la berma talud para el cierre perimetral de la cimentación; mediante muro Berlín, manejando franjas alternas máximas de 5.0 y 2.5 m de ancho, respectivamente.

k) Muro Berlín. Se procedió al ataque de la berma-talud perimetral hasta la profundidad de desplante, atacando bermas alternas con un ancho máximo de 5.0 m. El espacio comprendido entre las viguetas verticales se cubrió aplicando una cubierta de placas metálicas A-36 de 10 mm de espesor.

l) Las vigas "*madrinas*" son viguetas de acero IR de 8" (25.4) x 32.9 kg/m y se colocaron separadas 45 cm de las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldaron a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas, cuando la excavación se encuentre 30 cm abajo de su punto de aplicación.

m) Estas vigas "*madrinas*" se situaron en los niveles indicados; los puntales de 4" Y 6", cédula 40 E, se colocaron y soldaron inmediatamente después de instalada la viga "*madrina*", apoyándose sus extremos en la viga "*madrina*".

n) Después de instalados los troqueles contra la losa de cimentación previamente construida en su parte, se procedió a precargarlos. Cada puntal se colocó con una precarga de 5 Ton, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyó en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba debía tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad del gato será mínima de 15 Ton y 30 cm de carrera.

o) Se continuó con la construcción del muro estructural perimetral y columnas, empleando como cimbra las viguetas hincadas.

p) La construcción de la losa-tapa se realizará treinta y seis horas después de colar el muro perimetral y las columnas o después de quitar la cimbra, sin retirar los puntales.

q) Los puntales y "madrinas", se pudieron retirar setenta y dos horas después de colado el muro perimetral.

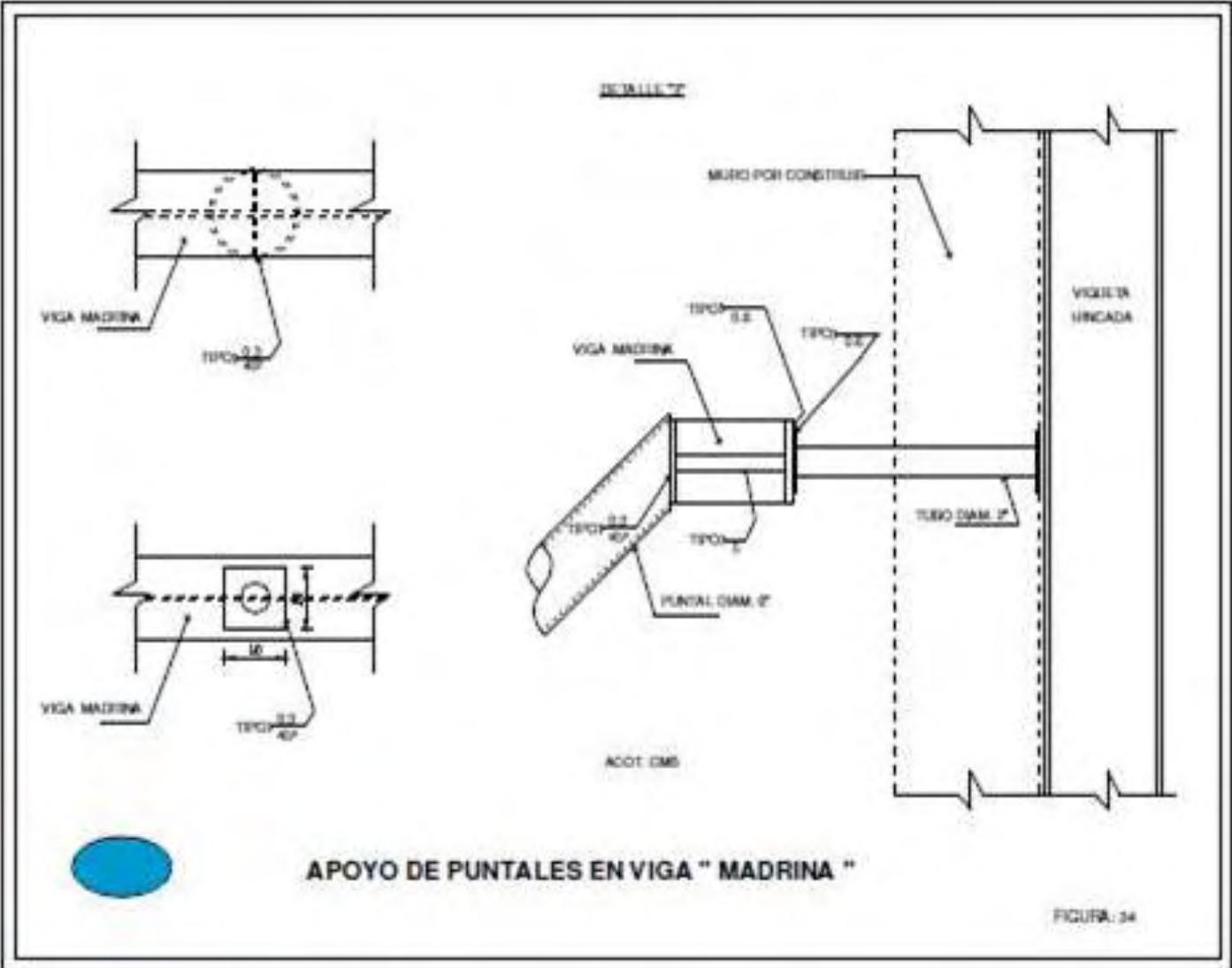
r) Construcción de losa tapa y de la superestructura.

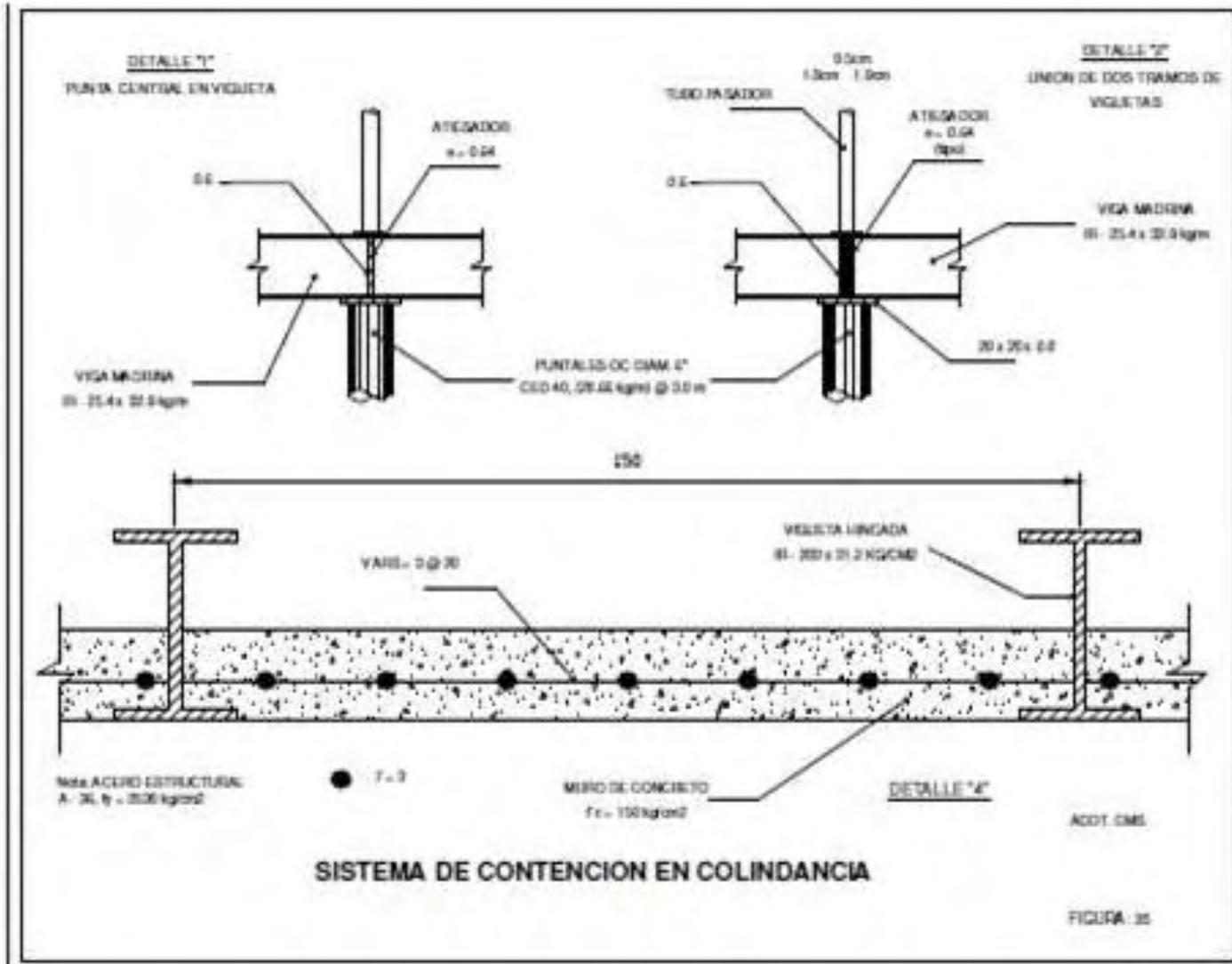
s) El sistema de bombeo pudo suspenderse una vez colada la losa de entrepiso correspondiente al estacionamiento, garantizando el 80 % de la presión de compensación.

t) Durante los trabajos de excavación y construcción de cimentación, se recomienda la instalación de puntos de control topográfico (palomas) para monitorear el comportamiento de las estructuras colindantes; que se dispondrán a cada 5.0 m y la colocación de líneas de colimación en la periferia a la excavación y espacios abiertos; asimismo, se instalaron plomadas en las estructuras colindantes para medir deformaciones horizontales. Durante la construcción de la cimentación se efectuarán 3 lecturas semanalmente.



Vigueta y Muro Berlín





- Los pozos de bombeo se mantuvieron funcionando hasta que se terminó la construcción de los muros perimetrales, incluyendo la losa que será lastrada.
- Una vez construidos los muros perimetrales y lastrado el cajón se introdujeron al centro de los cárcamos un tubo metálico ranurado de 4" de diámetro, y roscado en su parte superior, al que se conectó la manguera de una bomba para mantener abatida el agua dentro del cárcamo, se relleno con grava gruesa el cárcamo y se termino de construir la losa de cimentación, una vez que el concreto tuvo la resistencia suficiente se suspendió el bombeo y se colocará en el tubo un tapón de cachucha roscado.
- Al concreto de los cajones se les debió implementar un aditivo impermeabilizante y considerar bandas ojilladas en las juntas.

INSTRUMENTACIÓN

Para monitorear el comportamiento de la excavación y las colindancias, durante el proceso de construcción del cajón de cimentación, fue necesario instalar la siguiente instrumentación.

a) Construcciones colindantes. El control de los movimientos verticales será mediante la colocación de palomas en los muros de las estructuras colindantes. Los desplazamientos horizontales que se presentaron se midieron por medio de plomos instalados en las esquinas de las construcciones en ambas direcciones.

b) Colindancias con vialidades. Los movimientos horizontales y verticales se midieron mediante líneas de colimación sobre la banqueta, instalando puntos equidistantes a cada 5.0 m.

c) Los puntos debieron estar bien fijos y protegidos para no tener lecturas alteradas, además el banco de nivel tuvo que estar fuera de la influencia de la excavación; a una distancia del orden de 200.0 m. El monitoreo se realizó por lo menos tres veces a la semana, presentando los resultados en forma gráfica.

CAPITULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

PRIMERA. Es determinar el tipo de cimentación más adecuado para la construcción de un edificio dentro de las instalaciones de la Terminal 2 del AICM Benito Juárez, ubicado en Delegación Venustiano Carranza, 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.

SEGUNDA. Se conocieron las características del subsuelo gracias a un sondeo mixto (SM-1), usando el muestreador Shelby y se confirmó la presencia de arcillas con rastros leves de otros tipos de suelo en los 25.10m de profundidad que registro el sondeo.

TERCERA. Gracias a las pruebas de laboratorio (límites de consistencia, consolidación unidimensional, prueba triaxial UU), se tuvo una mejor descripción de los diferentes estratos ubicados en el sitio de interés y se determinaron diversos valores que hicieron más contundente la alternativa de cimentación para este proyecto.

CUARTA. Con el sondeo mixto y la penetración estándar se clasificaron más detalladamente los estratos que se encontraron a lo largo de la excavación siendo más relevante lo siguiente:

- Superficialmente se encontró una capa de arcilla poco limo arenosa de consistencia firme que tuvo una resistencia de 8 golpes a la penetración estándar.
- El nivel de aguas freáticas se encontró a 1.4m de profundidad en la fecha que se realizó la exploración.
- Subyaciendo entre 0.0m y 25.10m se tiene una estratigrafía conformada en su mayoría por arcillas de diferentes tonalidades, así como una capa de arena detectada a 6.80m de profundidad.

QUINTA. La cimentación estará resuelta por un cajón de cimentación, constituido por propio sótano de estacionamiento, desplantado a 3.52 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, lo que implicaría tener una condición de parcialmente compensado, esto es que la presión transmitida por el edificio menos la presión aliviada por la excavación, resulta una presión neta en condiciones medias de 0.80 ton/m². El cajón de cimentación deberá diseñarse para una capacidad de carga por resistencia al esfuerzo cortante de 8.5 ton/m².

SEXTA. Se determinó que la manera más rápida y segura de llevar a cabo la excavación que alojaría al sótano fuera a través de un muro de tablaestaca constituido por viguetas de acero con la función de contener la presión que ejerce el suelo durante la excavación y reducir el riesgo de una posible falla de fondo.

7.2 Recomendaciones

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que la estructura proyectada, sufran 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.

Por lo que para evitar el incremento de presión provocado por la excentricidad entre el centro de cargas y el centro geométrico, se deberá redimensionar los elementos que constituyen al sótano de estacionamiento, únicamente en la zona donde no se tiene el edificio en la parte superior, aumentando el espesor de la losa de cimentación, losa tapa y muros perimetrales, de tal manera que el centro de cargas se haga coincidir con el centro geométrico.

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la escalera y elevador sean lo más ligeros posible.

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.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Mecánica de Suelos, Braja M. Das, International Thomson Editores, S.A. de C.V., 2001.

- Principios de ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das, Thomson Editores, 2006.

- Mecánica de Suelos Tomo 2 “Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos”, Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Limusa, 1996.

- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, Karl Terzaghi, Editorial El Ateneo.

- Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Ing. Carlos Crespo Villalez, Editorial Limusa.

- Fundamentos de Mecánica de Suelos Proyecto de muros y cimentaciones, Daniel Graux, Editores Técnicos Asociados. S. A.

ANEXO I

REPORTE

FOTOGRAFICO



Sondeos en el subsuelo



Tubo Shelby para el SM-1



Muestras de suelo inalteradas



Maquinaria para Hincado de Viguetas



Armado y cimbrado de cimentación



Exploración y muestreo del Suelo



Introducción del Tubo Shelby al subsuelo



Extracción del tubo Shelby del subsuelo

ANEXO II

PRUEBAS

DE

LABORATORIO

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA								
OBRA: AICM T - 2								
SONDEO: SM-1 FECHA: 11-jul-11								
Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
1	0.20 0.80	137	25.20	105.80	84.50	35.92		ARCILLA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
2	0.80 1.40	41	24.90	99.60	63.20	95.04		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
3	1.40 2.00	70	26.60	114.10	76.80	74.30		LIMO GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
4	2.60 3.20	69	25.50	98.80	60.10	111.85		ARCILLA POCO LMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
5	3.90 4.10	10	25.60	103.10	66.60	89.02		ARCILLA POCO LMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
UNICO	4.10							
6	4.10 4.70	109	25.40	88.10	39.60	341.55		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
7	4.70 5.30	29	27.70	82.10	39.50	361.02		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
8	5.30 5.90	128	25.80	71.10	33.80	466.25		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
9	5.90 6.50	21	25.90	76.40	35.50	426.04		ARCILLA CAFÉ AMARILLENTO
10	6.50 7.10	118	25.50	99.00	79.50	36.11		ARENA FINA GRIS OSCURO NEGRUSCO
11	7.10 7.70	72	25.60	88.00	39.70	342.55		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
12-1	8.00 8.20	110	25.50	82.10	38.90	322.39		ARCILLA GRIS VERDOSO
12-2	8.20 8.40	98	25.60	101.70	43.20	332.39		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
12-3	8.40 8.60	101	25.60	101.40	41.50	376.73		ARCILLA GRIS VERDOSO

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
13	8.60 9.20	124	25.60	72.90	33.70	483.95		ARCILLA CAFÉ ROJIZO			
14	9.20 9.80	142	25.30	82.40	36.10	428.70		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
15	9.80 10.40	143	25.30	80.30	35.10	461.22		ARCILLA CAFÉ ROJIZO			
16	10.40 11.00	144	25.30	105.50	40.70	420.78		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
17	11.00 11.60	145	25.20	87.70	38.30	377.10		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
18	11.60 12.20	146	25.10	102.00	43.50	317.93		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
19-1	12.50 12.70	554	3.50	76.70	22.10	293.55		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ALGUNOS GRUMOS DE LIMO GRIS CLARO			
19-2	12.70 12.90	509	3.50	64.40	20.80	252.02		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
19-3	12.90 13.10	589	3.70	60.50	20.90	230.23		ARCILLA CAFÉ ROJIZO			
20	13.10 13.70	147	25.20	91.30	35.50	541.75		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
21	13.70 14.30	148	25.50	97.00	36.10	574.53		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
22	14.30 14.90	149	25.30	92.00	35.70	541.35		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
23	14.90 15.50	14	25.90	99.50	40.60	400.68		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION			
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²				
24	15.50 16.10	85	25.70	103.90	40.70	421.33		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
25	16.10 16.70	81	25.30	112.40	41.70	431.10		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
26	16.70 17.30	4	25.30	104.10	40.40	421.85		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
27	18.25 18.50	504	3.50	55.40	13.00	446.32		ARCILLA CAFÉ VERDOSO			
UNICO											
28	18.50 19.10	115	26.20	91.90	45.60	238.66		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
29	19.10 19.70	18	26.60	141.80	57.90	268.05		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON MANCHAS GRIS VERDOSO			
30	19.70 20.30	60	26.20	109.40	56.80	171.90		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
31	20.30 20.90	93	25.50	83.60	42.80	235.84		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
32	20.90 21.50	33	26.70	130.90	56.70	247.33		ARCILLA CAFÉ ROJIZO			
33	21.50 22.10	61	25.70	98.20	44.80	279.58		ARCILLA CAFÉ ROJIZO			
34	22.10 22.70	12	25.70	93.10	46.00	232.02		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
35	22.70 23.30	129	25.50	91.80	38.80	398.50		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
36	23.30 23.90	48	26.40	100.10	51.90	189.02		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
37	23.90 24.50	103	25.40	95.80	40.70	360.13		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
38	24.50 25.10	122	25.40	96.40	38.70	433.83		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCESO: AICM T - 2

SOL: SM-1 MUESTRA: 12-2 PROF.: 3.20-8.40 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ CLARO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
42	109	15.20	4.60	2.30	460.87
30	10	16.00	4.60	2.20	475.00
20	74	15.60	4.55	2.30	491.11
12	134	16.30	4.60	2.30	508.70

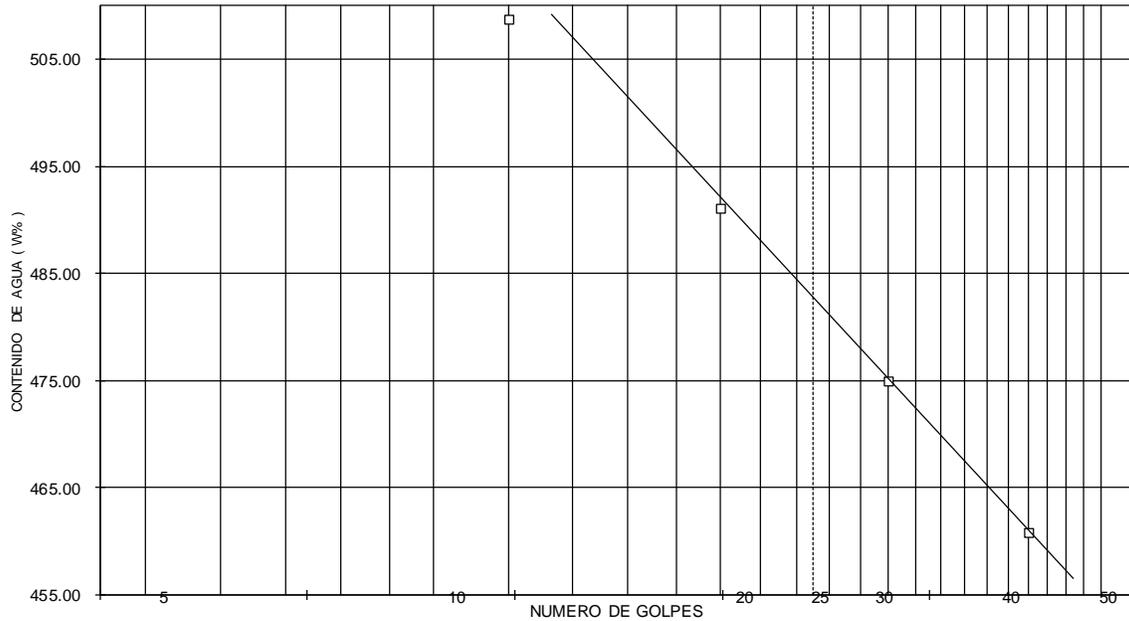
LIMITE PLASTICO

62	6.20	4.40	2.80	112.50
59	6.20	4.30	2.70	118.75

CONTRACCION LINEAL

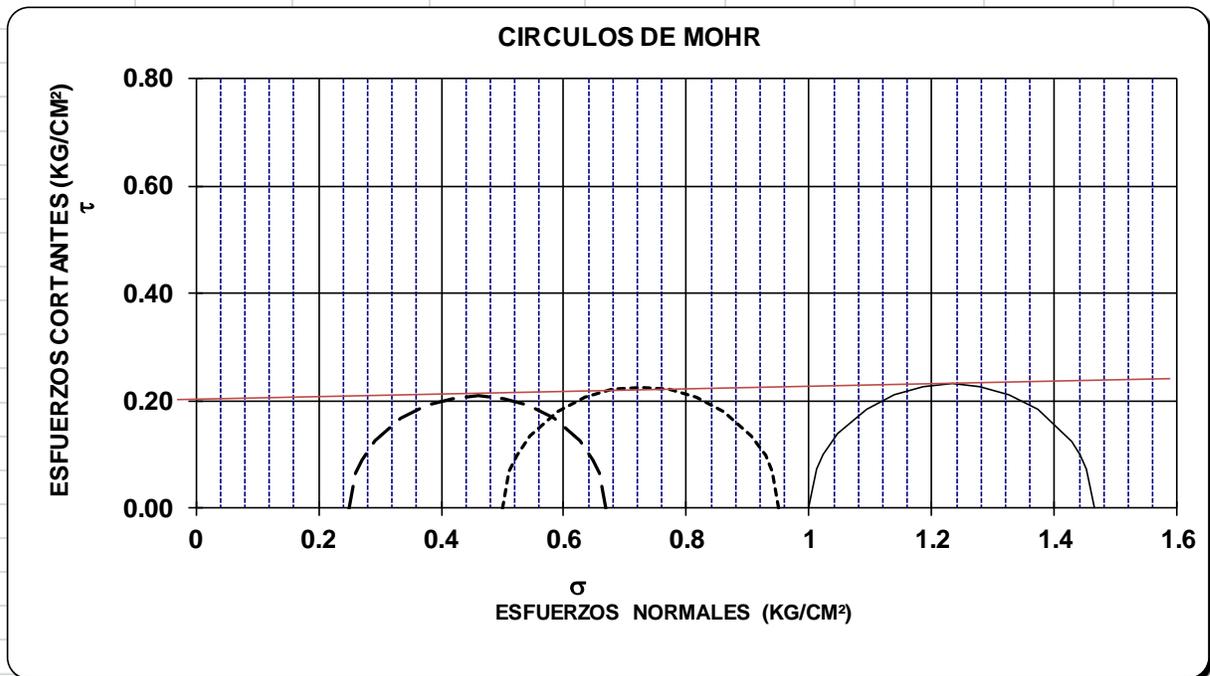
barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
478.00	115.63	362.38	CH



PRUEBA TRIAXIAL UU					
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFE VERDOSO					
PROYECTO: AICM T - 2					
SONDEO:	SM-1		FECHA:		
MUESTRA:	12-2		CONSTANTE:	0.175	
PROFUND.:	8.20-8.40		PRESION:	0.25	kg/cm ²
OPERADOR:	JE		VELOCIDAD:	0.01667	
ds=	3.64	cm	Wo=	106.90	gr
dm=	3.64	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.61	cm	Wt+sh=	109.10	gr
d prom=	3.64	cm	Wt+ss=	27.40	gr
h1=	9.02	cm	Ss=	2.15	
h2=	9.02	cm	W(%)=	328.11	
h prom=	9.02	cm	pvhi=	1.142	ton/m ³
Ao=	10.378	cm ²	pvhf=	1.139	ton/m ³
Vo=	93.606	cm ³	pvs=	0.267	ton/m ³
ei=	7.060		Gi=	99.92	(%)
ef=	7.082		Wi=	329.32	(%)
si=	99.97	(%)	Wf=	328.11	(%)
sf=	99.60	(%)			
tiempo	anillo	f	Def.	Ac	Esfuerzo
mm	mm	Kg	%	cm ²	Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.3776	0.0000
10	0.60	0.1050	0.1667	10.3950	0.0101
20	1.20	0.2100	0.3334	10.4124	0.0202
30	1.80	0.3150	0.5001	10.4298	0.0302
40	2.40	0.4200	0.6668	10.4473	0.0402
50	3.00	0.5250	0.8335	10.4649	0.0502
60	4.00	0.7000	1.0002	10.4825	0.0668
80	5.00	0.8750	1.3336	10.5179	0.0832
100	6.00	1.0500	1.6670	10.5536	0.0995
120	7.00	1.2250	2.0004	10.5895	0.1157
150	8.00	1.4000	2.5005	10.6438	0.1315
180	10.00	1.7500	3.0006	10.6987	0.1636
240	12.00	2.1000	4.0008	10.8101	0.1943
300	15.00	2.6250	5.0010	10.9239	0.2403
360	19.00	3.3250	6.0012	11.0402	0.3012
420	23.00	4.0250	7.0014	11.1589	0.3607
480	27.00	4.7250	8.0016	11.2802	0.4189
485	26.00	4.5500	8.0850	11.2905	0.4030
490	25.00	4.3750	8.1683	11.3007	0.3871
					0.4189

PRUEBA TRIAXIAL UU						DESCRIPCIÓN DEL SUELO :		
OBRA:	AICM T - 2					ARCILLA CAFÉ VERDOSO		
SONDEO:	SM-1							
MUESTRA:	12-2	PROF.: 8.20-8.40						
ENSAYO	PRESION	ESF. A LA FALLA	PESO VOLUM. NATURAL	Gwi	ei	VALORES PROMEDIO		
	CONF. (kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton/m ³)	(%)		Ss=	2.15	
Num.						wi=	329.72 %	
1	0.25	0.42	1.142	99.9	7.060	wf=	328.78 %	
2	0.50	0.45	1.142	99.9	7.051	Gw=	98.89 %	
3	1.00	0.46	1.110	96.8	7.340	Gwf=	98.64 %	
DATOS FINALES						PVN=	1.131 ton/m ³	
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1.129 ton/m ³	
1	0.25	7.082	99.604	328.11	1.139	ei=	7.15	
2	0.50	7.066	99.712	327.71	1.140	ef=	7.17	
3	1.00	7.356	96.610	330.52	1.108			



C=	0.2	kg/cm ²
ϕ =		grados
E=		kg/cm ²
μ =	0.45	

PRUEBA TRIAXIAL UU

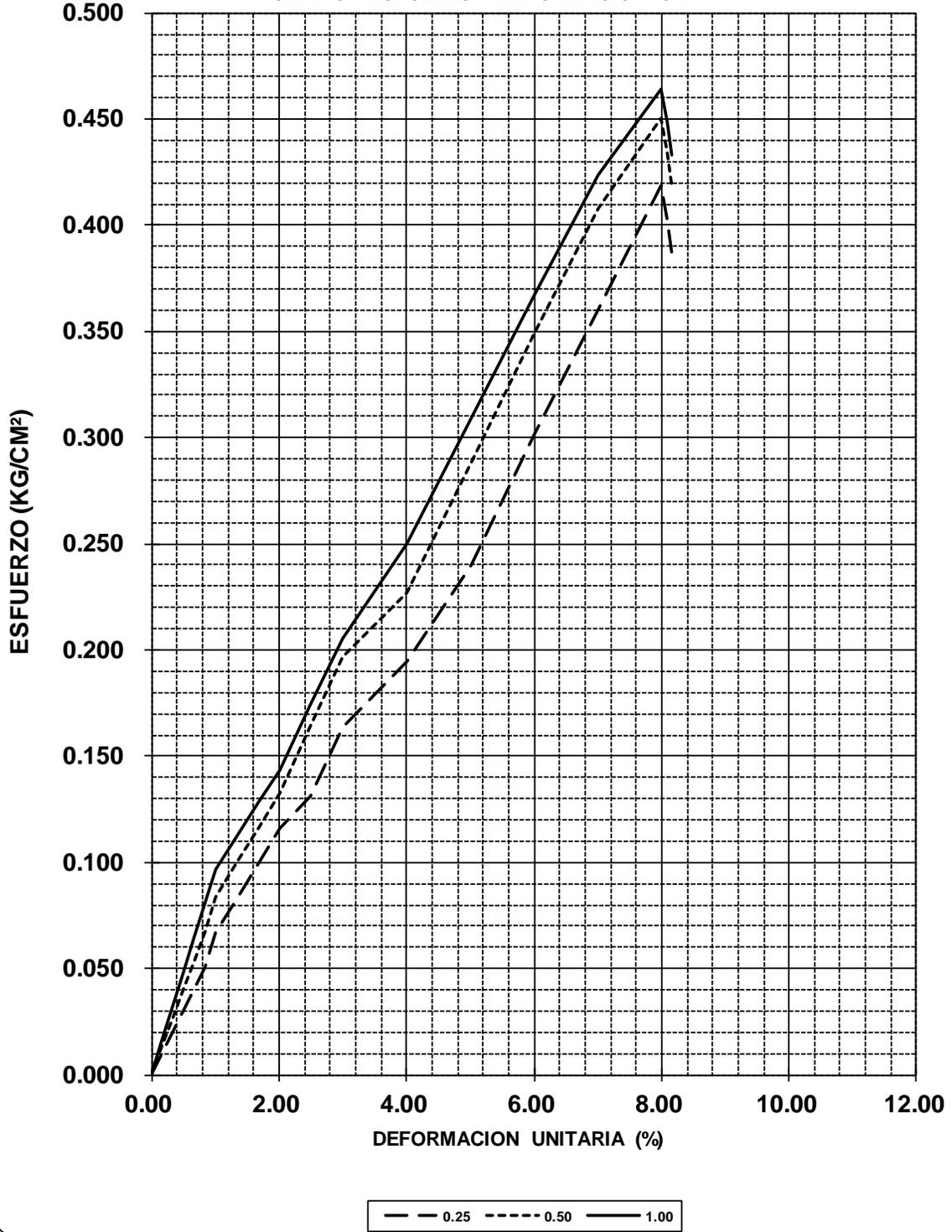
OBRA: AICM T - 2

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 12-2

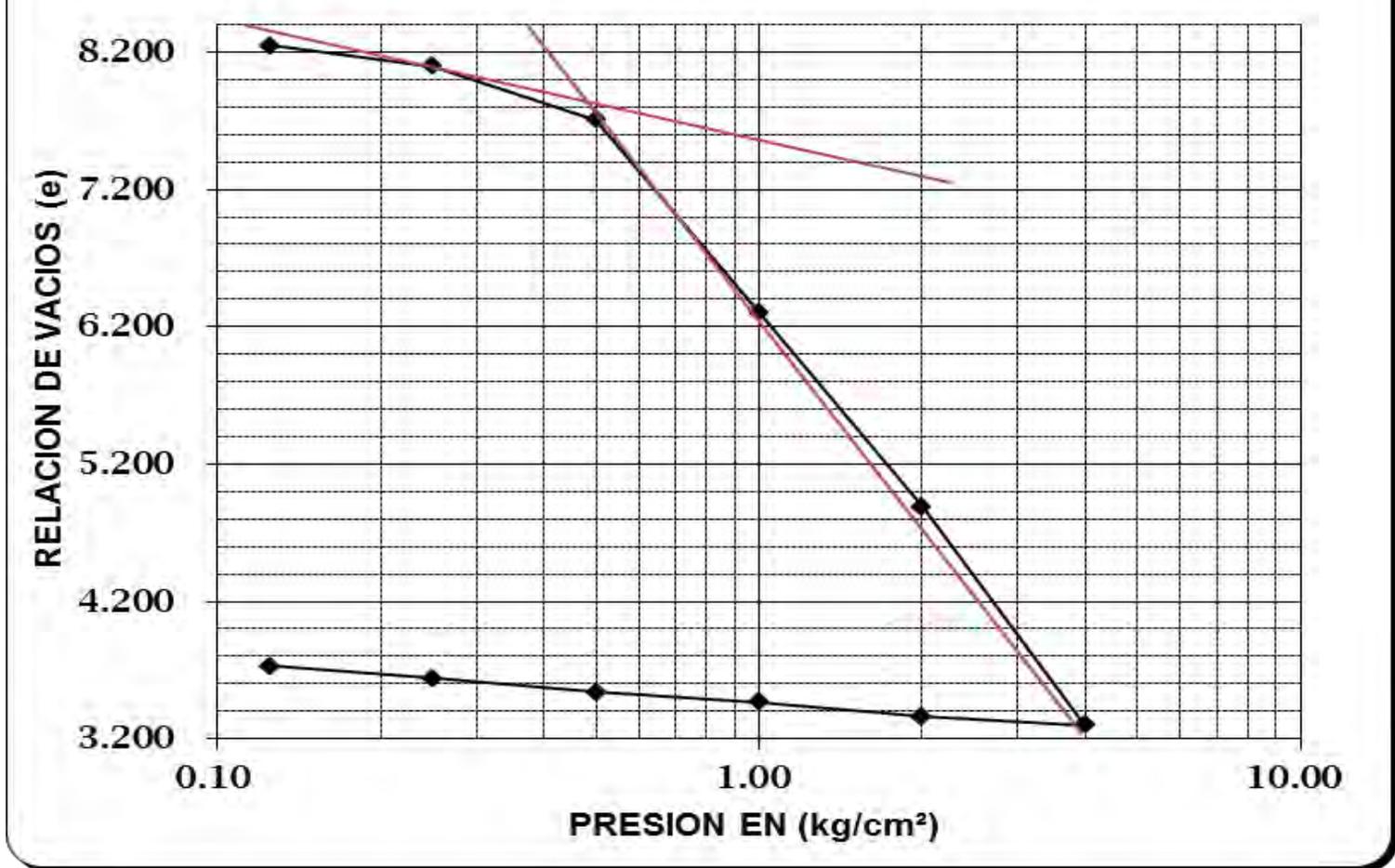
PROF: 8.20-8.40

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACION UNIT.



CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL							
PROYECTO	AICM T-2						
SONDEO:	SM-1			PROF.:	8.20-8.40		
MUESTRA:	12.-2			CONS.No	2		
ANILLO No	2			Ss=	2.15		
D. ANILLO	8.020	Cm.		FECHA:			
H. ANILLO	1.970	Cm.					
A. ANILLO	50.517	Cm ² .					
W.ANILLO	58.000	Gr.					
DATOS INICIALES				DATOS FINALES			
Wh+A	170.20	gr		Wh+A+T	153.90	gr	
W TARA	25.40	gr		Ws+A+T	106.30	gr	
Ws=	22.9000	gr		Whi=	112.20	gr	
Wwi=	89.3000	gr		Whf=	70.50	gr	
Wwf=	47.6000	gr		Vi=	99.5189	cm ³	
Vf=	52.0176	cm ³		Vs=	10.6512	cm ³	
Vv=	88.8677	cm ³		Vw=	89.3000	cm ³	
Pvhi=	1.1274	ton/m ³		Pvhf=	1.3553	ton/m ³	
Wi=	389.96	%		Si=	100.49	%	
Wf=	207.86	%		Sf=	115.07	%	
ei	8.3435			ef	3.8837		
	Presión	Micro	Corr.d.A	D.Corr.A	Def.vol.	e	Vf
	Kg/cm ²	mm.	mm	mm	%		cm ³
	Lec.l=	22.972					
	0.125	22.760	0.013	0.1990	1.0102	8.2491	98.5136
	0.250	22.429	0.026	0.5170	2.6244	8.0983	96.9071
	0.500	21.590	0.043	1.3390	6.7970	7.7084	92.7546
	1.000	18.600	0.064	4.3080	21.8680	6.3002	77.7561
	2.000	15.600	0.094	7.2780	36.9442	4.8916	62.7525
	4.000	12.197	0.138	10.6370	53.9949	3.2985	45.7837
	2.000	12.352	0.118	10.5020	53.3096	3.3625	46.4657
	1.000	12.600	0.091	10.2810	52.1878	3.4673	47.5821
	0.500	12.778	0.069	10.1250	51.3959	3.5413	48.3702
	0.250	13.000	0.055	9.9170	50.3401	3.6400	49.4210
	0.125	13.200	0.044	9.7280	49.3807	3.7296	50.3757
	0.000	13.569	0.000	9.4030	47.7310	3.8837	52.0176

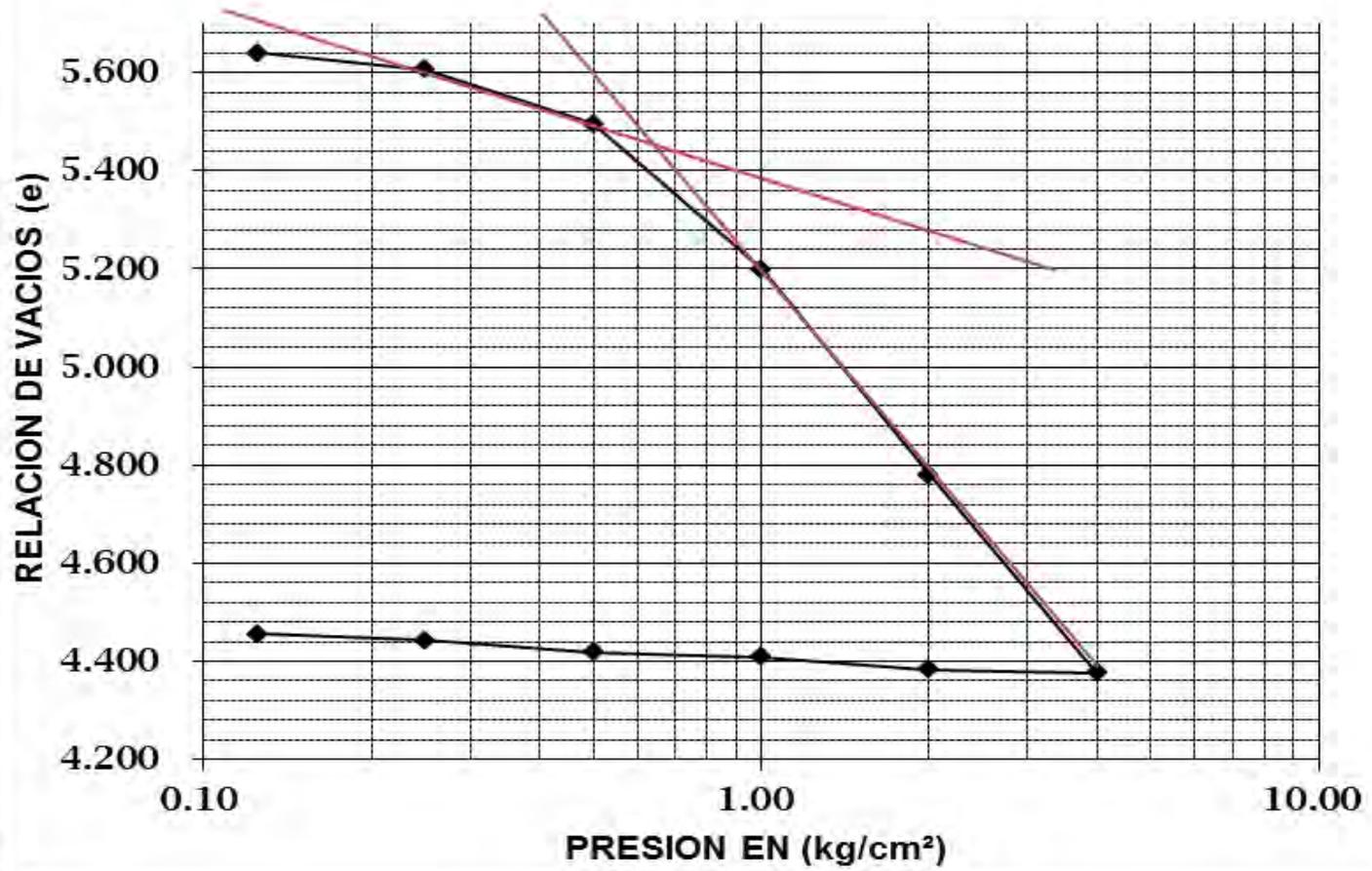
CURVA DE COMPRESIBILIDAD
AICM T-2 SM-1 M-12-2 Z = 8.20- 8.40m



$P_c = 0.48 \text{ kg/cm}^2$

CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL							
PROYECTO	AICM T-2						
SONDEO:	SM-1			PROF.:	12.70-12.90		
MUESTRA:	20.-2			CONS.No	3		
ANILLO No	3			Ss=	2.18		
D. ANILLO	8.000	Cm.		FECHA:			
H. ANILLO	1.910	Cm.					
A. ANILLO	50.266	Cm2.					
W.ANILLO	62.500	Gr.					
DATOS INICIALES				DATOS FINALES			
Wh+A	176.30	gr		Wh+A+T	165.30	gr	
W TARA	25.40	gr		Ws+A+T	119.30	gr	
Ws=	31.4000	gr		Whi=	113.80	gr	
Wwi=	82.4000	gr		Whf=	77.40	gr	
Wwf=	46.0000	gr		Vi=	96.0072	cm3	
Vf=	78.7561	cm3		Vs=	14.4037	cm3	
Vv=	81.6035	cm3		Vw=	82.4000	cm3	
Pvhi=	1.1853	ton/m3		Pvhf=	0.9828	ton/m3	
Wi=	262.42	%		Si=	100.98	%	
Wf=	146.50	%		Sf=	71.48	%	
ei	5.6655			ef	4.4678		
	Presión	Micro	Corr.d.A	D.Corr.A	Def.vol.	e	Vf
	Kg/cm2	mm.	mm	mm	%		cm3
	Lec.l=	6.430					
	0.125	6.343	0.013	0.0740	0.3874	5.6396	95.6352
	0.250	6.234	0.026	0.1700	0.8901	5.6061	95.1527
	0.500	5.900	0.043	0.4870	2.5497	5.4955	93.5593
	1.000	5.030	0.064	1.3360	6.9948	5.1992	89.2917
	2.000	3.800	0.094	2.5360	13.2775	4.7805	83.2599
	4.000	2.601	0.138	3.6910	19.3246	4.3774	77.4542
	2.000	2.639	0.118	3.6730	19.2304	4.3837	77.5447
	1.000	2.740	0.091	3.5990	18.8429	4.4095	77.9166
	0.500	2.787	0.069	3.5740	18.7120	4.4182	78.0423
	0.250	2.871	0.055	3.5040	18.3455	4.4427	78.3942
	0.125	2.921	0.044	3.4650	18.1414	4.4563	78.5902
	0.000	2.998	0.000	3.4320	17.9686	4.4678	78.7561

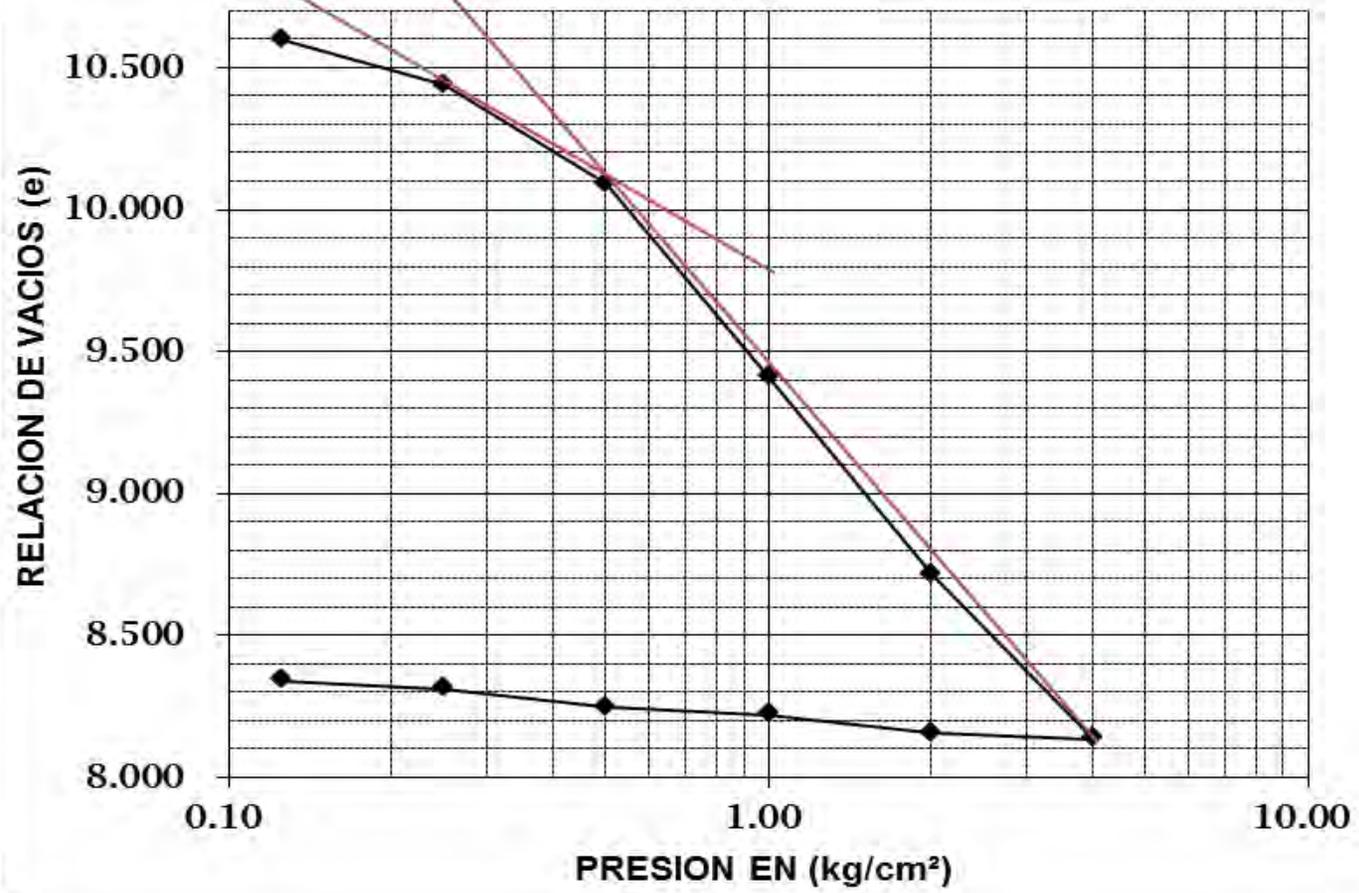
CURVA DE COMPRESIBILIDAD
AICM T-2 SM-1 M-20-2 Z = 12.70- 12.90 m



$P_c = 0.62 \text{ kg/cm}^2$

CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL							
PROYECTO	AICM T-2						
SONDEO:	SM-1			PROF.:	18.25-18.50		
MUESTRA:	28-UNICO			CONS.No	4		
ANILLO No	4			Ss=	2.14		
D. ANILLO	8.000	Cm.		FECHA:			
H. ANILLO	1.980	Cm.					
A. ANILLO	50.266	Cm2.					
W.ANILLO	62.700	Gr.					
DATOS INICIALES				DATOS FINALES			
Wh+A	171.80	gr		Wh+A+T	155.30	gr	
W TARA	27.50	gr		Ws+A+T	108.40	gr	
Ws=	18.2000	gr		Whi=	109.10	gr	
Wwi=	90.9000	gr		Whf=	65.10	gr	
Wwf=	46.9000	gr		Vi=	99.5258	cm3	
Vf=	79.5151	cm3		Vs=	8.5047	cm3	
Vv=	91.0211	cm3		Vw=	90.9000	cm3	
Pvhi=	1.0962	ton/m3		Pvhf=	0.8187	ton/m3	
Wi=	499.45	%		Si=	99.87	%	
Wf=	257.69	%		Sf=	66.05	%	
ei	10.7025			ef	8.3496		
	Presión	Micro	Corr.d.A	D.Corr.A	Def.vol.	e	Vf
	Kg/cm2	mm.	mm	mm	%		cm3
	Lec.l=	8.290					
	0.125	8.098	0.013	0.1790	0.9040	10.5967	98.6260
	0.250	7.817	0.026	0.4470	2.2576	10.4383	97.2789
	0.500	7.210	0.043	1.0370	5.2374	10.0896	94.3133
	1.000	6.041	0.064	2.1850	11.0354	9.4111	88.5428
	2.000	4.832	0.094	3.3640	16.9899	8.7142	82.6165
	4.000	3.809	0.138	4.3430	21.9343	8.1356	77.6955
	2.000	3.861	0.118	4.3110	21.7727	8.1545	77.8563
	1.000	4.002	0.091	4.1970	21.1970	8.2219	78.4293
	0.500	4.068	0.069	4.1530	20.9747	8.2479	78.6505
	0.250	4.190	0.055	4.0450	20.4293	8.3117	79.1934
	0.125	4.248	0.044	3.9980	20.1919	8.3395	79.4296
	0.000	4.309	0.000	3.9810	20.1061	8.3496	79.5151

CURVA DE COMPRESIBILIDAD
AICM T-2 SM-1 M-28 Z = 18.25 - 18.50 m



$P_c = 0.5 \text{ kg/cm}$

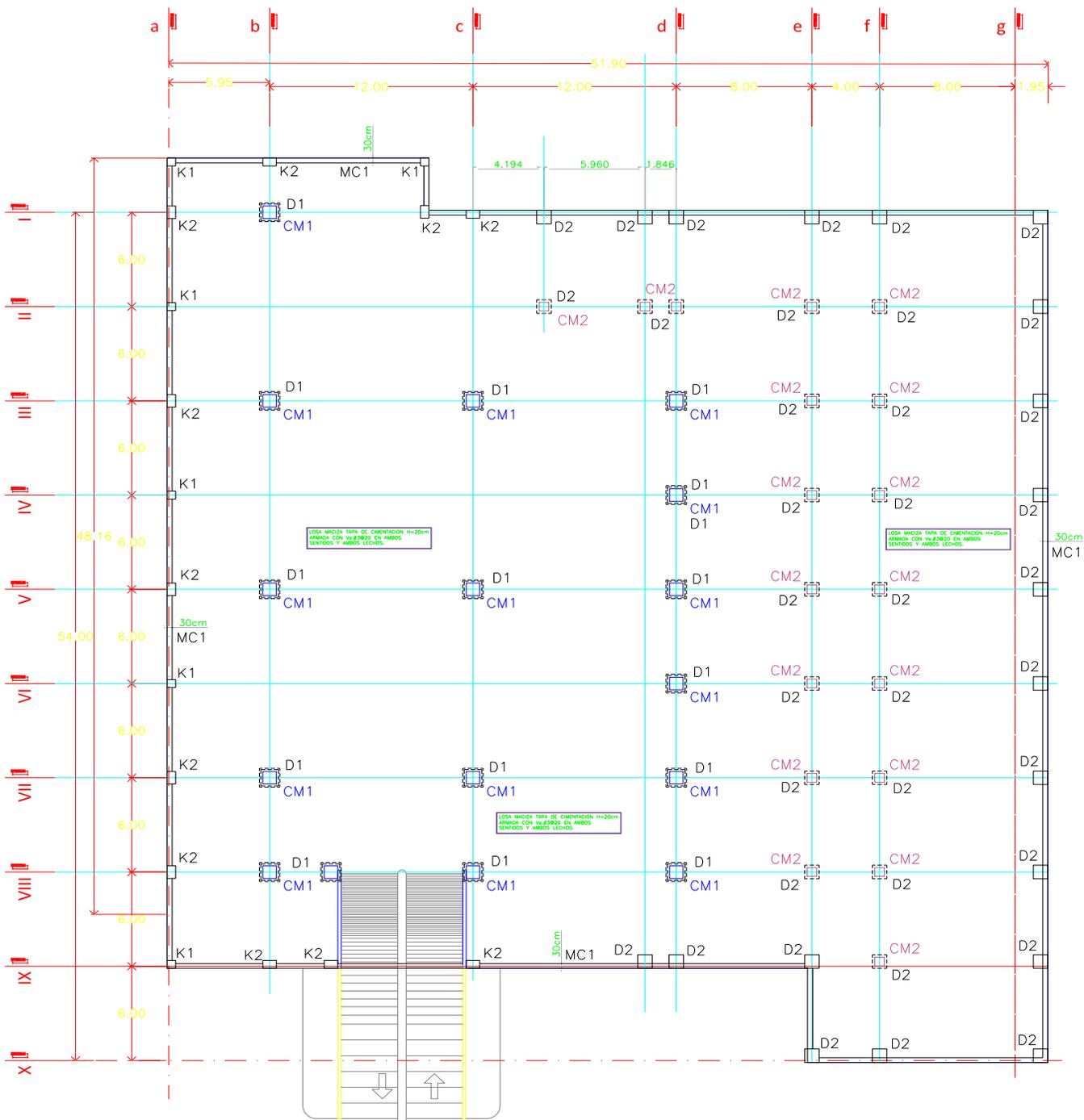
TABLA DE PARAMETROS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

Prof. (m)	S.U.C.S	W(%)	γ (ton/m ³)	L.L(%)	L.P(%)	I.P (%)	C (ton/m ²)	e ₀	S _s
0.0-1.40	Arcilla café grisáceo claro/oscuro con poca arena fina	65	1.19	/	/	/	/	/	2.46
1.40-4.10	Arcilla poco limosa gris oscuro con poca arena fina	100	1.19	261	109.19	151	2.6	3.54	2.46
4.10-6.80	Arcilla gris verdoso oscuro	400	1.23	/	/	/	1.9	2.87	2.52
6.80-7.10	Arena fina gris oscuro negruzco	36	/	/	/	/	/	/	/
7.10-12.20	Arcilla café verdoso, café rojizo y gris verdoso	400	1.13	460	100	362	2	8.34	2.15
12.20-13.10	Arcilla gris verdoso oscuro	260	1.18	440	95	234	1.5	5.46	2.18
13.10-18.60	Arcilla gris verdoso oscuro	480	1.1	460	90	318	1	9.47	2.14
18.60-22.70	Arcilla gris verdoso oscuro y café rojizo	240	1.1	/	/	/	/	/	2.14
22.70-25.10	Arcilla gris verdoso oscuro	189 a 434	1.1	/	/	/	/	/	2.14

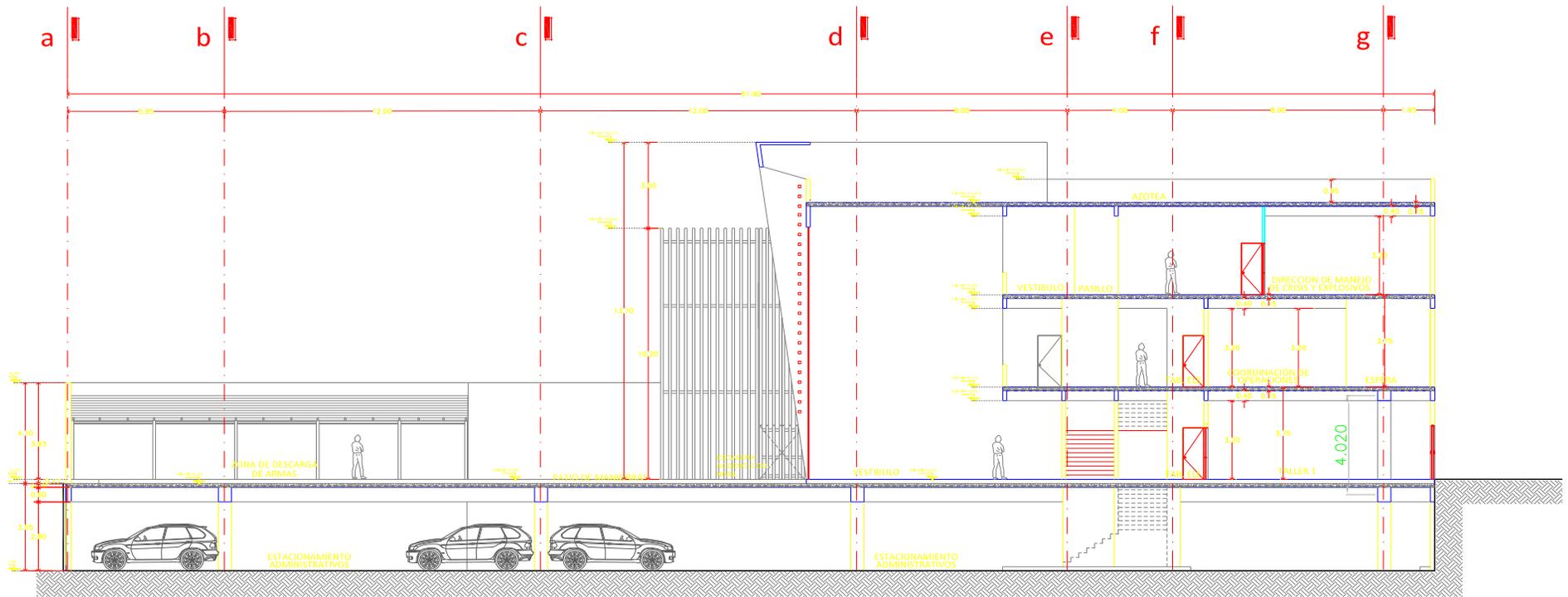
ANEXO III

PLANTAS

ARQUITECTONICAS



LOSA TAPA DE CIMENTACIÓN



CORTE TRANSVERSAL A-A'

