



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA CONOCER  
EL ESTADO ACTUAL DEL SUELO EN EL  
PREDIO UBICADO EN LA COLONIA BUENAVISTA,  
DELEGACIÓN CUAUHTEMOC, MÉXICO, D.F.  
DONDE ACTUALMENTE SE TIENE  
EL EDIFICIO DE FERRONALES.**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

***VALENCIA VARGAS MARÍA ELENA***



ASESOR: ING. GABRIEL RUIZ GÓNZALEZ

2012.



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.



---

---

## DEDICATORIAS

A QUIEN CONFIO EN MÍ, QUE ME BRINDARON SU APOYO Y CONSEJOS, Y EN LOS MOMENTOS MAS DIFÍCILES ME ALENTARON A SEGUIR ADELANTE, ANHELANDO QUE SIEMPRE ME PREPARARA PARA ENFRENTARME A LA VIDA.

A MÍ, POR HABER HECHO UN ESFUERZO TAN GRANDE, PUES NO QUISE QUEDARME A VER EL DESFILE DE LOS TRIUNFADORES.

A MÍ ESPOSO OSCAR, PORQUE HA ESTADO CONMIGO EN LOS MOMENTOS MAS DIFÍCILES DE MI VIDA Y EN ESTE PASO, CON SU AMOR, COMPRENSIÓN Y APOYO.

A MÍ BEBÉ, QUE ES UN SER QUE ME CAMBIO LA VIDA Y POR EL CUAL DESEO VER FINALIZADA ESTA INVESTIGACIÓN. PORQUE EL DIA DE MAÑANA ESTE ORGULLOSO DE MÍ.

A MIS PADRES QUE ME BRINDARON LA VIDA Y QUE GRACIAS A ELLOS HOY EXISTO.

A MI HERMANA GABI, MI HERMANO ALBERTO Y A CADA UNA DE SUS FAMILIAS QUE LOS QUIERO MUCHO Y ME REGALAN SU CARIÑO.

AL ING. GABRIEL RUIZ GONZALEZ PORQUE SIN SU TUTORIA, DEDICACIÓN Y APOYO NO HUBIERA PODIDO VER CULMINADO ESTE.

A LA ARQ. BEATRIZ RODRIGUEZ POR SER UN EJEMPLO A SEGUIR EN EL DURO CAMPO DE LA PRÁCTICA Y PRINCIPALMENTE PORQUE SIEMPRE MOSTRO SU APOYO EN CADA PASO QUE DABA EN EL CAMINO A LA PRÁCTICA.



AL SR. MARIO HERNANDEZ PAREDES  
PORQUE ME EXTENDIO SU MANO PARA  
COMENZAR A TRABAJAR, POR EL CUAL  
SIENTO RESPETO, CARÍÑO Y ADMIRACIÓN.

A LOS INGS. CARLOS GONZALEZ  
REYES, OMAR HERNANDEZ  
RODRIGUEZ, ANGEL GARCÍA ELENO,  
JOSE LUIS DE LA CRUZ URZUA, POR  
SER MIS AMIGOS Y APOYARME HASTA  
EL DIA DE HOY, LOS QUIERO.

A LA UNAM Y LA FES PORQUE ES UN  
ORGULLO PERTENECER A LA MÁXIMA  
CASA DE ESTUDIOS.

A TODAS LAS PERSONAS QUE  
INDIRECTAMENTE HAN PARTICIPADO  
EN UNA ETAPA DE ESTE PROYECTO Y  
QUE ME SERIA INTERMINABLE  
NOMBRAR A CADA UNA DE ELLAS.



## ÍNDICE

1. Antecedentes. ....	7
2. Exploración y muestreo del subsuelo. ....	11
3. Pruebas de laboratorio. ....	24
4. Características estratigráficas y físicas del subsuelo. ....	40
5. Análisis de cimentación. ....	49
6. Conclusiones y recomendaciones. ....	92
7. Anexos. ....	98



---

## INTRODUCCIÓN

En este trabajo se realizó un estudio geofísico con objeto de conocer el comportamiento del terreno, la relación del inmueble y la mecánica de suelos actual en el predio donde hoy se ubica el edificio administrativo de FERROCARRILES NACIONALES DE MÉXICO (FNM) en la Col. BUENAVISTA, Del. Cuauhtémoc, en MÉXICO, D.F. Basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo, realizados en el predio de interés y en las pruebas de laboratorio debido a la remodelación y/o adaptación de las instalaciones.

En este se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más conveniente para las estructuras a proyectar.

Como complemento a esta investigación se realizó un estudio geofísico conocido como "Cross hole", cuyo objetivo fue determinar la variación de las ondas de compresión o primarias (ondas p) y de las ondas de cortante o secundarias (ondas s).

El presente consiste, en la realización de un estudio de mecánica de suelos para saber el comportamiento del terreno debido a la remodelación y/o adaptación de las instalaciones del edificio de FERROCARRILES NACIONALES DE MÉXICO, en este se describen las alternativas de construcción, así como los cálculos necesarios que se realizaron para ello. Esto servirá de gran ayuda ya que se muestra paso a paso los procedimientos para cada una de ellas.

A continuación, se realiza una breve reseña del contenido de cada capítulo del presente trabajo de tesis.

- ✓ **CAPITULO I. ANTECEDENTES.** Se describen las características del predio en estudio, definiendo las colindancias del terreno, su ubicación y el tipo de cimentación sobre el cual se encuentra.
- ✓ **CAPITULO II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO.** Se localizan los registros de campo de los sondeos profundos, realizados a con pozos a cielo abierto y sondeos mixtos con tubo Shelby y Penetrómetro, para determinar la estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.
- ✓ **CAPITULO III. PRUEBAS DE LABORATORIO.** Presenta la descripción de los análisis de laboratorio para determinar el tipo de suelo en el que se va a desplantar y apoyar la cimentación del edificio, en esta se determina: el contenido de agua, límites de consistencia, % de finos, densidad de sólidos, así como los parámetros de resistencia del suelo de ensayos de



compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada con sus registros de laboratorio y gráficas.

- ✓ CAPITULO IV. **CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.** Se describen las características estratigráficas y físicas generales de los depósitos del predio de interés.
- ✓ CAPITULO V. **ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.** Se proponen alternativas de cimentación; así como los cálculos de cada una de ellas.
- ✓ CAPITULO VI. **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.** Se hace una reseña de los resultados obtenidos y las recomendaciones que se hacen respecto al tipo de cimentación propuesta.
- ✓ CAPITULO VII. **ANEXOS.**



# CAPITULO I ANTECEDENTES

## 1. ANTECEDENTES

El edificio se localiza en el predio limitado: al norte por el eje 1 norte, al sur por la calle J. MENESES, al oriente por la calle J.N. ROSSAINS y al poniente por la calle BUENAVISTA. La localización del sitio se muestra en las figs. 1, 2

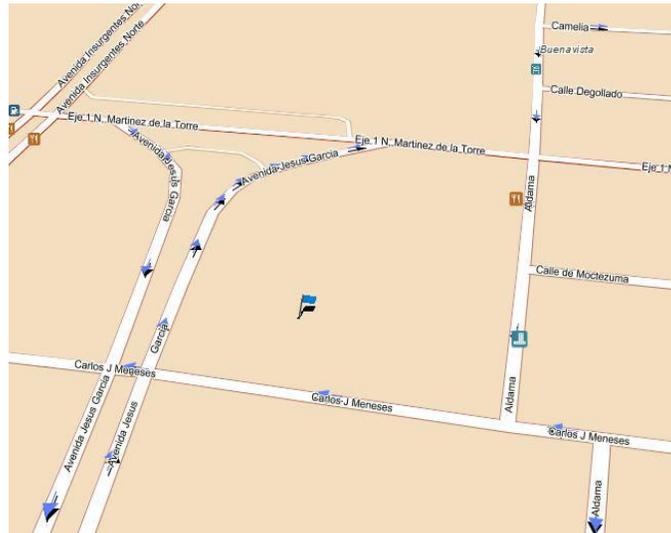


Fig.1 LOCALIZACIÓN DEL PREDIO DEL EDIFICIO DE FERRONALES



Fig.2 EDIFICIO DE FERRONALES

Actualmente el predio de interés aloja una edificación de estructura de concreto reforzado con 13 niveles formada por 3 cuerpos prismáticos o alas, unidos entre sí, de planta rectangular, además cuenta con una planta baja y un sótano de estacionamiento en la mayor parte del predio.fig.3.

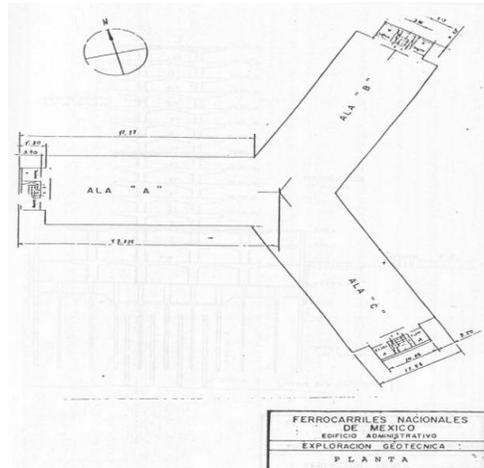


Fig.3 PLANTA

Se apoya en un cajón de cimentación que transmite las cargas al suelo mediante un conjunto de pilotes que originalmente se diseñaron para trabajar por fricción fig.4 dado que el edificio se encuentra en la denominada “ZONA DEL LAGO” este sitio tiene un interés particular, desde el punto de vista del diseño sísmico. Tiene una superficie de 25,115.572 M<sup>2</sup>.

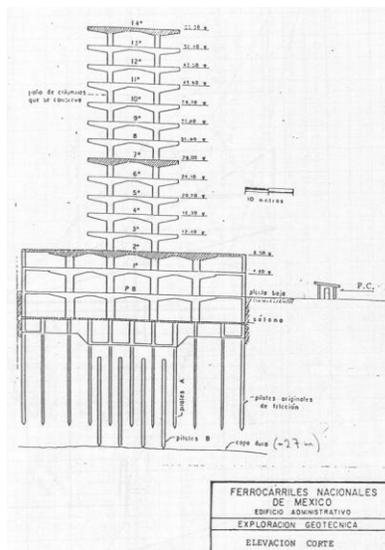


Fig.4 ELEVACIÓN CORTE



Se efectuó un levantamiento de las colindancias con el predio de interés; encontrándose colindando al norte con la avenida EJE 1 NORTE MOSQUETA, al sur con la calle CARLOS J. MENESES; al oriente colinda con la calle de ALDAMA; y al poniente con la avenida JESÚS GARCÍA. en la fig.5 se presenta el plano topográfico del predio de interés. El predio de interés actualmente tiene una superficie plana y sensiblemente horizontal en ambas direcciones.

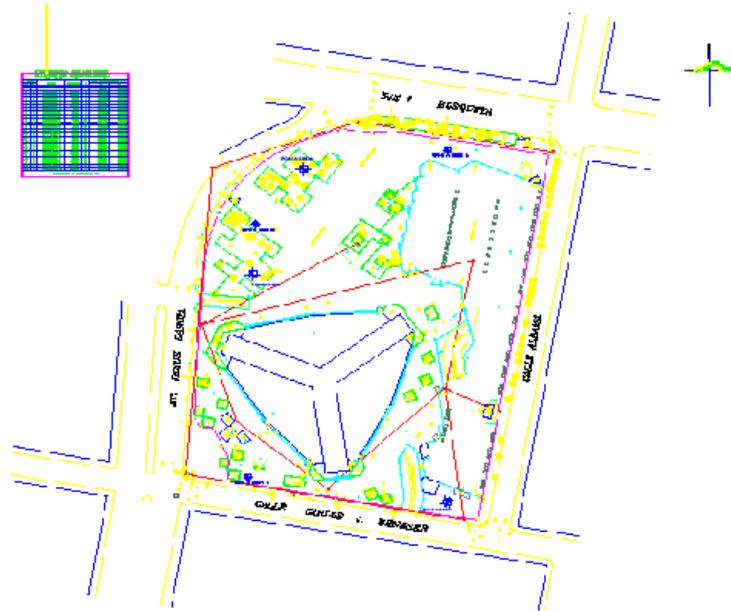


Fig.5 UBICACIÓN DE COLINDANCIAS



# CAPITULO

# 2

# EXPLORACION Y MUESTREO

# DEL SUBSUELO

## 2. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuaron tres sondeos de tipo mixto a profundidades variables entre 28.44 y 31.20 m. de profundidad, denominados SM-1 a SM-3.

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 al cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.



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



Para conocer las características de los depósitos superficiales del subsuelo, se excavo dentro del área del predio de interés, tres pozos a cielo abierto a profundidades variables de 2.95 a 3.10 m, denominados PCA-1 a PCA-3, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos, determinando la estratigrafía en las paredes del pozo, mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.





La localización en planta de los sondeos profundos y de los pozos a cielo abierto excavados, se muestran en el plano topográfico, fig. 6.

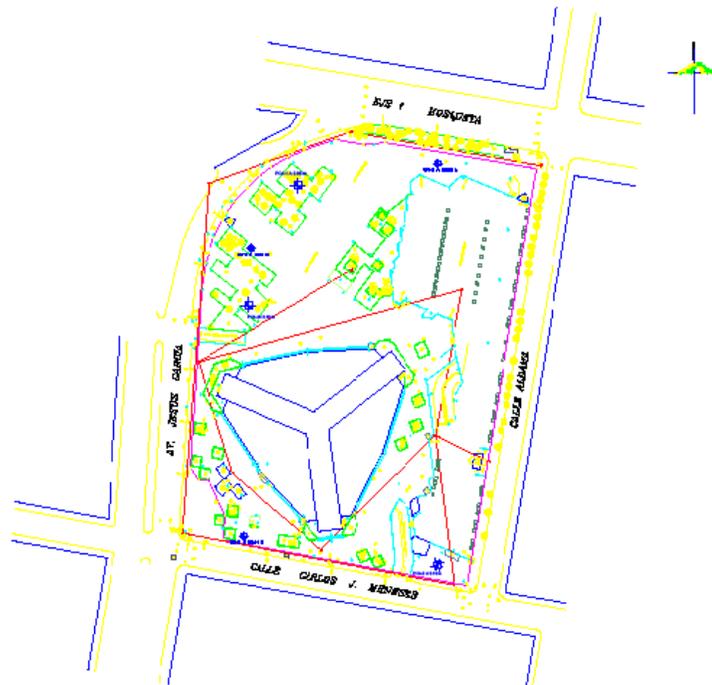


Fig.6 UBICACIÓN DE SONDEOS MIXTOS SM Y POZOS A CIELO ABIERTO PCA

En las Tablas 1 a 8 se presenta el registro de campo de los sondeos profundos realizados y el anexo I se representa un reporte fotográfico de estos trabajos.



### REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: EDIFICIO DE FERRONALES		COORDENADAS: X Y Z									
LOCALIZACIÓN: ENTRE EJE 1 NORTE Y ALDAMA, COL.BUENAVISTA		FECHA DE INICIO: 11/12/2008									
POZO N°: 1		TERMINACIÓN: 15/12/2008									
TIPO DE SONDEO: MIXTO											
PERFORADORA: LONG YEAR 34		BOMBA: MOYNO 3L6									
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN		PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 Kg ALTURA DE CAIDA 75 cm			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				MUESTREO
							15 cm	30 cm	15 cm		
	0.00	0.60	0.60				AVANCE			B.T	AVANCE CON BROCA TRIONICA DE 4/12" DE DIAMETRO
1	0.60	1.20	0.60	0.42			6	17	12	T.P	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS (RELLENO)
2	1.20	1.80	0.60	0.43			5	20	15	T.P	LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO CON GRAVAS Y GRAVILLAS (RELLENO)
3	1.80	2.40	0.60	0.50			3	7	2	T.P	P.S.30cm LIMO ARENOSO CAFÉ CLARO CON GRAVAS (RELLENO), P.1.20cm ARCILLA CAFÉ CLARO
4	2.40	3.00	0.60	0.10			2	5	3	T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO
5	3.00	3.60	0.60	0.32			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS VERDOSO
6	3.60	4.20	0.60	0.45			P.H.	1	2	T.P	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS VERDOSO
7	4.20	4.80	0.60	0.40			1	1	1	T.P	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS VERDODO Y CAFÉ CLARO
8	4.80	5.40	0.60	0.50			P.H.	1/45		T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO
9	5.40	6.00	0.60	0.60			1	1	1	T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO Y GRIS VERDODO
10	6.00	6.60	0.60	0.40			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA OSCURA Y CAFÉ CLARO
11	6.60	7.20	0.60	0.42			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO
	7.20	7.80	0.60				P.H.	P.H.	P.H.	T.P	SIN RECUPERACIÓN
12	7.80	8.40	0.60	0.47			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA CON LENTES DE ARENA FINA GRIS VERDODO Y CAFÉ CLARO
13	8.40	9.00	0.60	0.45			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA CON LENTE DE ARENA FINA CAFÉ ROJIZO Y CAFÉ CLARO
14	9.00	9.60	0.60	0.33			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA LIMOSA CON LENTES DE ARENA FINA GRIS VERDOSO
15	9.60	10.20	0.60	0.06			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
16	10.20	10.80	0.60	0.34			1/60			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDODO CON LENTE DE ARENA
17	10.80	11.40	0.60	0.60			1/60			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
18	11.40	12.00	0.60	0.45			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
19	12.00	12.60	0.60	0.55			P.H.	P.H.	1	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
Nivel Freático (m): 3.00 m.		Turno de:		Hrs.		Profundidad del proyecto: 30.00 m.					
Observaciones generales: PERDIDA TOTAL DE AGUA A 6.60 m						Profundidad real: 31.20 m.					
						Operador: Sr. Dustano Joaquín					
						Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González					
Ademe (m):						Fecha: 17 / Diciembre / 08					
						FIGURA : 4					



### REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: EDIFICIO DE FERRONALES				COORDENADAS: X Y Z								
LOCALIZACIÓN: ENTRE EJE 1 NORTE Y ALDAMA, COL.BUENAVISTA				FECHA DE INICIO: 11/12/2008								
POZO N°: 1				TERMINACIÓN: 15/12/2008								
TIPO DE SONDEO: MIXTO												
PERFORADORA: LONG YEAR 34				BOMBA: MOYNO 3L6								
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 Kg ALTURA DE CAIDA 75 cm			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	m.			m	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN					MUESTREO
	INICIAL	FINAL	AVANCE				15 cm	30 cm	15 cm			
20	12.60	13.20	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO	
21	13.20	13.80	0.60	0.33			P.H.	P.H.	1	T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISACEO	
22	13.80	14.40	0.60	0.55			P.H./30	1/30		T.P	ARCILLA LIMOSA CON LENTES DE ARENA FINA GRIS VERDOSO	
	14.40	15.00	0.60					1/30		T.P	SIN RECUPERACIÓN	
23	15.00	15.60	0.60	0.45			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO	
24	15.60	16.20	0.60	0.55			P.H./30	1/30	2	T.P	ARCILLA LIMOSA CON GRUMOS GRIS VERDODO	
25	16.20	16.80	0.60	0.35			P.H./45		1	T.P	.I.LIMMO ARENOSO GRIS VERDOSO	
26	16.80	17.40	0.60	0.90			P.H./45		1	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO	
27	17.40	18.00	0.60	0.45			1	2	6	T.P	P.S.ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO,P.I.LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO	
28	18.00	18.60	0.60	0.54			12	22.11		T.P	<small>P.S.0.34mARENA FINA LIMOSA GRIS VERDOSO Y BLANQUISCO,P.I.0.20mLIMO ARENOSO POCO ARCILLOSO GRIS CLARO</small>	
29	18.60	19.20	0.60	0.60			1/60			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO	
30	19.20	19.80	0.60	0.45			1	1/45		T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO	
31	19.80	20.40	0.60	0.50			P.H./30	1/30		T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO	
32	20.40	21.00	0.60	0.37			1/45		2	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO	
33	21.00	21.60	0.60	0.33			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA LIMOSA CON GRUMOS DE CARBONATO DE CALCIO GRIS VERDOSO	
34	21.60	22.20	0.60	0.60			P.H.	2	3	T.P	ARCILLA LIMOSA VARIOS TONOS	
35	22.20	22.80	0.60	0.40			P.H./45		3	T.P	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA CAFÉ GRISACEO	
36	22.80	23.40	0.60	0.50			1/60			T.P	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS VERDODO CLARO	
37	23.40	24.00	0.60	0.55			2	4	1	T.P	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS VERDODO CLARO	
38	24.00	24.60	0.60	0.50			P.H.	1/45		T.P	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS VERDODO CLARO	
39	24.60	25.20	0.60	0.60			P.H.	1/45		T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO	
Nivel Freatico (m): 3.00 m.				Turno de:				Hrs.				Profundidad del proyecto: 30.00 m.
Observaciones generales: PERDIDA TOTAL DE AGUA A 6.60 m												Profundidad real: 31.20 m.
												Operador: Sr. Dustano Joaquín
												Supervisor: Ing. Gabriel Ruíz González
Ademe (m):												Fecha: 17 / Diciembre / 08
												FIGURA : 5





### REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: EDIFICIO DE FERRONALES						COORDENADAS: X Y Z							
LOCALIZACIÓN: ENTRE EJE 1 NORTE Y ALDAMA, COL.BUENAVISTA						FECHA DE INICIO: 15/12/2008							
POZO N°: 2						TERMINACIÓN: 16/12/2008							
TIPO DE SONDEO: MIXTO						BOMBA: MOYNO 3L6							
PERFORADORA: LONG YEAR 34													
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 Kg ALTURA DE CAIDA 75 cm			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES		
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN			MUESTREO			
							15 cm	30 cm	15 cm				
							AVANCE						
1	0.00	0.60	0.60				2	3	4	B.T.	AVANCE CON BROCA TRIONICA DE 4/12" DE DIAMETRO (ADOQUIN)		
2	0.60	1.20	0.60	0.45			4	13	10	T.P	LIMO ARENOSO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO		
3	1.20	1.80	0.60	0.47			2	6	2	T.P	ARENA FINA LIMOSA CAFÉ OSCURO Y CAFÉ CLARO		
4	1.80	2.40	0.60	0.52							P.S.17 cm ARENA FINA LIMOSA CON GRAVILLAS PLUMITICAS (RELLENO), CLARO		
5											P.I.35 cm LIMO ARCILLOSO CON POCO ARENA FINA CAFÉ CLARO		
6	2.40	3.00	0.60	0.53			2	8	3	T.P	LOMO ARCILLOSO CON CON POCA ARENA FINA CAFÉ CLARO		
7	3.00	3.60	0.60	0.50			1	1	2	T.P	LOMO ARCILLOSO CON CON POCA ARENA FINA CAFÉ CLARO		
8	3.60	4.20	0.60	0.34			1	2	1	T.P	LIMO ARCILLOSO CON UN LENTE DE ARENA FINA CAFÉ CLARO		
9	4.20	4.80	0.60	0.40			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS VERDOSO		
10	4.80	5.40	0.60	0.40			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO		
11	5.40	6.00	0.60	0.60			23	40	39	T.P	ARCILLA LIMOSA VARIOS TONOS		
12	6.00	6.60	0.60	0.45			13	7	5	T.P	ARCILLA LIMOSA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA FINA		
13	6.60	7.20	0.60	0.40			P.H.	2	2	T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO		
14	7.20	7.80	0.60	0.32			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO		
15	7.80	8.40	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ ROJIZO Y GRIS VERDOSO		
16	8.40	9.00	0.60	0.40			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA CON LENTE DE ARENA FINA CAFÉ ROJIZO Y CAFÉ CLARO		
17	9.00	9.60	0.60	0.40			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA VARIOS TONOS		
18	9.60	10.20	0.60	0.45			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO		
19	10.20	10.80	0.60	0.25			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO, CAFÉ ROJIZO Y CAFÉ CLARO		
20	10.80	11.60	0.80	0.20			PRESIÓN			T. Shelby	P.S. ARENA FINA LIMOSA GRIS VERDOSO,P.I. GENIZA VOLCANICA GRIS BLANQUISCO		
21	11.60	12.20	0.60	0.35			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERSOSO		
Nivel Freatico (m): 3.00 m.						Tumo de:						Hrs.	Profundidad del proyecto: 30.00 m.
Observaciones generales: PERDIDA TOTAL DE AGUA A 12.20 m													Profundidad real: 28.78 m.
													Operador: Sr. Dustano Joaquín
													Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González
Ademe (m):													Fecha: 18 / Diciembre / 08
													FIGURA : 7



### REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: EDIFICIO DE FERRONALES		COORDENADAS: X Y Z	
LOCALIZACIÓN: ENTRE EJE 1 NORTE Y ALDAMA, COL.BUENAVISTA		FECHA DE INICIO: 15/12/2008	
POZO N°: 2		TERMINACIÓN: 16/12/2008	
TIPO DE SONDEO: MIXTO		BOMBA: MOYNO 3L6	
PERFORADORA: LONG YEAR 34			

MUESTRA N°	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	m.			%			PESO DEL MARTILLO 64 Kg ALTURA DE CAIDA 75 cm				
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEERE)	15 cm	30 cm	15 cm	MUESTREO	
20	12.20	12.80	0.60	0.55			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERSOSO
21	12.80	13.40	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
22	13.40	14.00	0.60	0.33			.1/60			T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERSOSO Y CAFÉ CLARO
23	14.00	14.60	0.60	0.55			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
24	14.60	15.20	0.60				P.H.	1	2	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERSOSO Y CAFÉ CLARO
25	15.20	15.80	0.60	0.45			P.H.	1	1	T.P	ARCILLA LIMOSA VARIOS TONOS
26	15.80	16.40	0.60	-0.45			PRESIÓN			T. Shelby	P.S. ARCILLA CON ARENA FINA LIMOSA CAFÉ CLARO POCO VERDOSO
											P.I. ARCILLA LIMOSA CON GRUMOS GRIS VERDOSO
27	16.40	17.00	0.60	0.35			1	2	1	T.P	ARCILLA LIMOSA CON GRUMOS GRIS VERDOSO
28	17.00	17.60	0.60	0.90			P.H./45		1	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
29	17.60	18.20	0.60	0.45			1	10	8	T.P	P.S. ARENA FINA LIMOSA CAFÉ GRISACEO, P.I. LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO
30	18.20	18.80	0.60	0.54			6	7	5	T.P	LIMO CON POCA ARENA FINA GRIS VERDOSO
31	18.80	19.40	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
32	19.40	20.00	0.60	0.45			P.H.	P.H.	P.H.	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
33	20.00	20.60	0.60	0.50			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISACEO
34	20.60	21.20	0.60	0.37			P.H.	3	2	T.P	ARCILLA LIMOSA CON CENIZA VOLCANICA GRIS VERDOSO
35	21.20	21.80	0.60	0.33			P.H./45		2	T.P	ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISACEO POCO VERDOSO
36	21.80	22.40	0.60	0.60			2	2	2	T.P	P.S. ARCILLA LIMOSA CAFÉ ROJIZO CON UN LENTE DE ARENA FINA, P.I. ARENA FINA LIMOSA GRIS CLARO
37	22.40	23.00	0.60	0.40			3	5	6	T.P	ARCILLA LIMOSA CON UN LENTE DE ARENA GRIS VERDOSO
38	23.00	23.60	0.60	0.50			.1/60			T. Shelby	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
39	23.60	24.20	0.60	0.55			1	2	1	T.P	ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA FINA GRIS VERDOSO

Nivel Freatico (m): 3.00 m.	Turno de:	Hrs.	Profundidad del proyecto: 30.00 m.
Observaciones generales: PERDIDA TOTAL DE AGUA A 12.20 m			Profundidad real: 28.78 m.
			Operador: Sr. Dustano Joaquin
			Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González
			Fecha: 18 / Diciembre / 08
Ademe (m):			FIGURA : 8





### REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: EDIFICIO DE FERRONALES		COORDENADAS: X Y Z	
LOCALIZACIÓN: ENTRE EJE 1 NORTE Y ALDAMA, COL.BUENAVISTA		FECHA DE INICIO: 17/12/2008	
POZO N°: 3		TERMINACIÓN: 18/12/2008	
TIPO DE SONDEO: MIXTO		BOMBA: MOYNO 3L6	
PERFORADORA: LONG YEAR 34			

MUESTRA N°	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN		PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	m.			m	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				HERRAMIENTA
	INICIAL	FINAL	AVANCE				15 cm	30 cm	15 cm		
	0.00	0.60	0.60				AVANCE				
1	0.60	1.20	0.60	0.45			2	5	2	B.T.	AVANCE CON BROCA TRIONICA DE 4/12" DE DIAMETRO (ADOQUIN)
	1.20	1.80	0.60				1	2	1	T.P.	LIMO ARCILLOSO CON POCA ARENA FINA CAFÉ CLARO
2	1.80	2.40	0.60	0.27			1	2	2	T.P.	SIN RECUPERACIÓN
3	2.40	3.00	0.60	0.33			1	3	2	T.P.	ARENA FINA LIMOSA CON GRAVILLAS PLUMITICAS Y GRAVAS CAFÉ CLARO
4	3.00	3.60	0.60	0.45			1	3	1	T.P.	ARCILLA LIMOSA CON UN LENTE DE ARENA FINA CAFÉ CLARO
5	3.60	4.20	0.60	0.35			1	2	3	B.T.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO
6	4.20	4.80	0.60	0.30			1	2	3	T.P.	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA EN ZAPATA, CAFÉ GRISACEO
7	4.80	5.40	0.60	0.50			2	2	2	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
8	5.40	6.00	0.60	0.49			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
9	6.00	6.60	0.60	0.48			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
10	6.60	7.20	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ CLARO
11	7.20	7.80	0.60	0.48			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ ROJIZO Y CAFÉ OSCURO
12	7.80	8.40	0.60	0.53			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA LIMOSA CAFÉ OSCURO
13	8.40	9.00	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ ROJIZO Y CAFÉ OSCURO
14	9.00	9.60	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ ROJIZO Y CAFÉ OSCURO
15	9.60	10.20	0.60	0.60			P.H./45		1	T.P.	ARCILLA LIMOSA VARIOS TONOS CON ARENA FINA EN ZAPATA
16	10.20	10.80	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
17	10.80	11.40	0.60	0.30			P.H./45		1	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
18	11.40	12.00	0.60	0.25			P.H.	4	2	T.P.	ARCILLA LIMOSA VARIOS TONOS
19	12.00	12.60	0.60	0.30			P.H./45		1	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO CON CENIZA VOLCANICA EN LA ZAPATA
				0.48			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA CON LENTE DE ARENA FINA GRIS VERDOSO
							P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO

Nivel Freatico (m): 3.00 m.	Turno de:	Hrs.	Profundidad del proyecto: 30.00 m.
Observaciones generales: PERDIDA TOTAL DE AGUA A 12.20 m			Profundidad real: 28.78 m.
			Operador: Sr. Dustano Joaquín
			Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González
Ademe (m):			Fecha: 18 / Diciembre / 08
			FIGURA : 10



### REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: EDIFICIO DE FERRONALES		COORDENADAS: X Y Z									
LOCALIZACIÓN: ENTRE EJE 1 NORTE Y ALDAMA, COL. BUENAVISTA		FECHA DE INICIO: 17/12/2008									
POZO N°: 3		TERMINACIÓN: 18/12/2008									
TIPO DE SONDEO: MIXTO											
PERFORADORA: LONG YEAR 34		BOMBA: MOYNO 3L6									
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN		PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 Kg ALTURA DE CAIDA 75 cm			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				MUESTREO
							15 cm	30 cm	15 cm		
20	12.60	13.20	0.60	0.47			.1/60			T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERSOSO
21	13.20	13.80	0.60	0.50			PRESIÓN			T. Shelby	P.S. ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO, P.I. ARCILLA LIMOSA CAFÉ OSCURO
22	13.80	14.40	0.60	0.50			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
23	14.40	15.00	0.60	0.50			P.H.	1	2	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
24	15.00	15.60	0.60	0.49			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ VERDOSO
25	15.60	16.20	0.60	0.50			1	1	1	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
26	16.20	16.80	0.60	0.50			2	4	2	T.P.	ARCILLA LIMOSA VARIOS TONOS
27	16.80	17.40	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
28	17.40	18.00	0.60	0.50			1	2	5	T.P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ OSCURO Y GRIS VERDOSO
29	18.00	18.60	0.60	0.30			10	36	7	T.P.	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO Y GRIS BLANQUISCO
30	18.60	19.20	0.60	0.58			.1/60			T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
31	19.20	19.80	0.60	0.50			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
32	19.80	20.40	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
33	20.40	21.00	0.60	0.49			P.H.	1	2	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
34	21.00	21.60	0.60	0.40			1	7	4	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO CON CENIZA VOLCANICA EN LA ZAPATA
35	21.60	22.20	0.60	0.50			P.H./45		2	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO Y CAFÉ OSCURO
36	22.20	22.80	0.60	0.59			1	3	3	T.P.	P.S.35 ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO Y CAFÉ OSCURO P.I. 24 cm ARENA FINA LIMOSA GRIS OSCURO
37	22.80	23.40	0.60	0.60			P.H./45		2	T.P.	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA GRIS VERDOSO
38	23.40	24.00	0.60	0.48			2	3	3	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO
39	24.00	24.60	0.60	0.57			2	8	4	T.P.	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO CON POCA ARENA FINA
Nivel Freático (m): 3.00 m.		Turno de:		Hrs.		Profundidad del proyecto: 30.00 m.					
Observaciones generales: PERDIDA TOTAL DE AGUA A 12.20 m						Profundidad real: 28.78 m.					
						Operador: Sr. Dustano Joaquin					
						Supervisor: Ing. Gabriel Ruiz González					
Ademe (m):						Fecha: 18 / Diciembre / 08					
						FIGURA : 11					





# CAPITULO

# 3

# PRUEBAS

# DE LABORATORIO

---



### 3. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua.

En 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. Se presentan los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia, y de porcentajes finos. Tabla 9

CONTENIDO DE AGUA, LÍMITES DE CONSISTENCIA, % DE FINOS Y DENSIDAD DE SÓLIDOS								
SONDEO	PROF.					% FINOS	DENSIDAD DE	CLASIFICACIÓN
	MEDIA	W	L.L.	L.P.	I.P.		SÓLIDOS	
	(m)	%	%	%	%	%	S <sub>s</sub>	S.U.C.S.
PCA 1	2.52	119.35	119.35	48.08	71.27	94.39	2.49	OH - MH
PCA 2	2.75	97.22	97.35	46.3	51.05	87.14	2.51	CH
PCA 3	2.99	82.95	82.88	37.75	45.13	99.34	2.22	OH - MH
SM-1	3.47	285.62	286.9	63	223.9	96.83	2.5	CH
SM-1	9.47	195.12	195.23	49.07	146.16	97.31	2.16	CH
SM-1	15.49	126.48	126.77	48	78.77	97.66	2.16	OH - MH
SM-1	21.39	305.69	306.15	58.74	247.41	94.59	2.14	CH
SM-2	5.34	429.13	429.6	63.77	365.83	97.58	2.12	CH
SM-2	11.47	345.16	347	77.78	269.22	97.35	2.18	CH
SM-2	16.29	219.53	220.06	61.33	158.73	92.61	2.24	CH
SM-2	20.49	263.91	266.7	70.18	196.52	92.81	2.14	CH
SM-3	7.69	421.28	423.93	364.33	364.33	94.83	2.14	CH
SM-3	13.69	344.44	346.49	68.66	277.83	93.83	2.14	CH
SM-3	19.47	260.14	261.8	70.93	190.87	95.31	2.16	CH
SM-3	25.47	207.14	207.6	66.67	140.93	96.82	2.18	CH

Tabla 9

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). También 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.

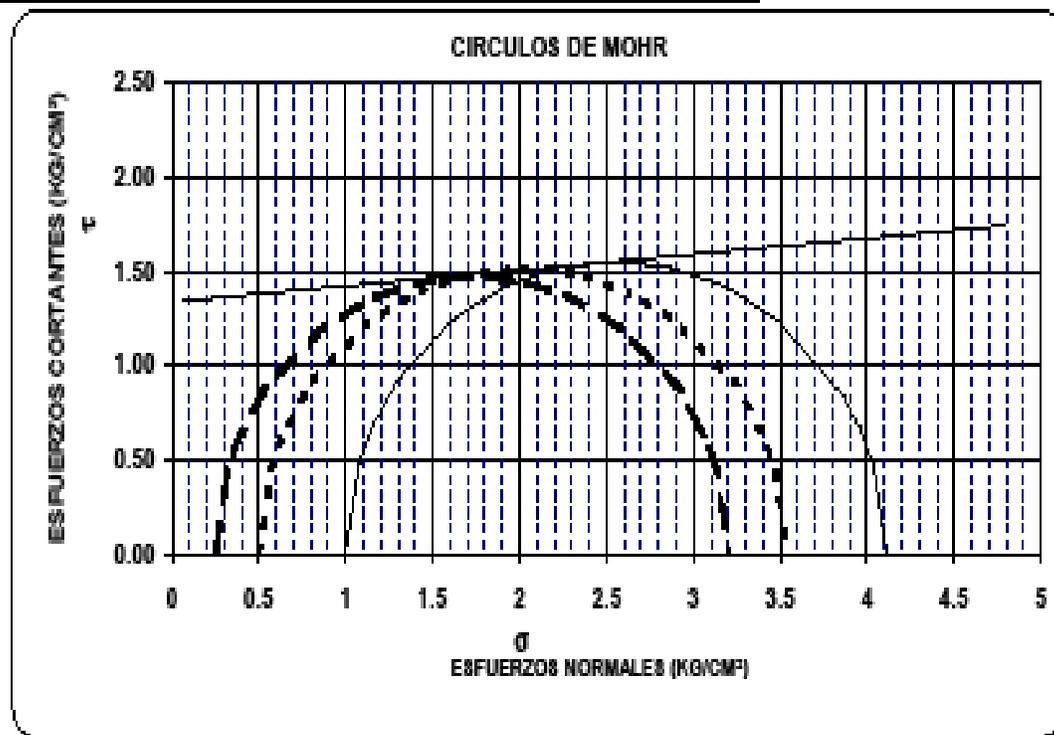


**PRUEBA TRIAXIAL UU**

OBRA: EDIFICIO FERROCARRILES NACIONALES  
SONDEO: FCA - J  
MUESTRA: M - C PROF.: 2.45 - 2.60

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
ARCILLA GRIS VERDEOSO OSCURO

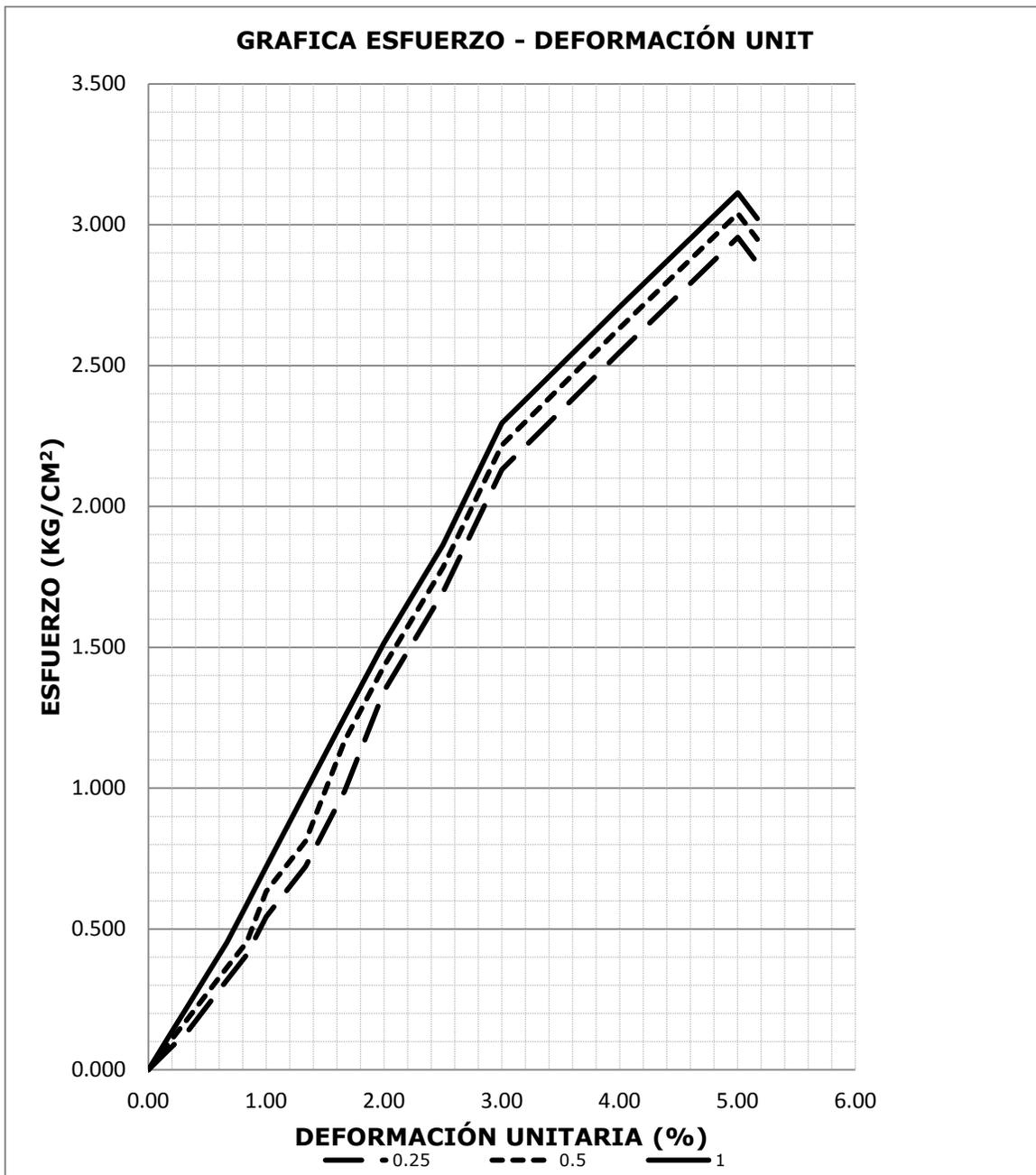
ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss-	wl-
1	0.25	2.96	1.381	99.5	2.874	2.49	115.08 %
2	0.50	3.04	1.383	99.7	2.869	114.82 %	99.46 %
3	1.00	3.11	1.378	99.2	2.880	99.30 %	1.381 ton/m <sup>3</sup>
DATOS FINALES						PVN-	1.379 ton/m <sup>3</sup>
		ef	Gwf	wf	pvhf	ei-	2.87
1	0.25	2.877	99.388	114.84	1.380	ef-	2.88
2	0.50	2.875	99.457	114.82	1.381		
3	1.00	2.886	99.049	114.80	1.376		



C= 1.4 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$ = 5° grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 $\mu$ = 0.45



PRUEBA TRIAXIAL UU					
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO			
PROYECTO: <b>EDIFICIO FERROCARRILES NACIONALES</b>					
SONDEO:	<b>PCA - 1</b>		FECHA:	<b>18/12/2008</b>	
MUESTRA:	<b>M - C</b>		CONSTANTE:	<b>0.500</b>	
PROFUND.:	<b>2.45 - 2.60</b>		PRESION:	<b>0.25</b>	<b>kg/cm<sup>2</sup></b>
OPERADOR:	<b>JE</b>		VELOCIDAD:	<b>0.01667</b>	
ds=	3.73	cm	Wo=	137.60	gr
dm=	3.73	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.73	cm	Wt+sh=	140.00	gr
d prom.=	<b>3.73</b>	cm	Wt+ss=	66.50	gr
h1=	9.12	cm	Ss=	2.49	
h2=	9.12	cm	W(%)=	<b>114.84</b>	
h prom.=	<b>9.12</b>	cm	pvhi=	<b>1.381</b>	ton/m3
Ao=	<b>10.927</b>	cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.380</b>	ton/m3
Vo=	<b>99.656</b>	cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>0.643</b>	ton/m3
ei=	<b>2.874</b>		Gi=	<b>99.48</b>	(%)
ef=	<b>2.877</b>		Wi=	<b>115.00</b>	(%)
si=	<b>99.52</b>	(%)	Wf=	<b>114.84</b>	(%)
sf=	<b>99.39</b>	(%)			
tiempo	anillo	f	Def.	Ac	Esfuerzo
mm	mm	Kg	%	cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.9272	0.0000
10	1.50	0.7500	0.1667	10.9454	0.0685
20	3.00	1.5000	0.3334	10.9637	0.1368
30	5.00	2.5000	0.5001	10.9821	0.2276
40	7.00	3.5000	0.6668	11.0005	0.3182
50	9.00	4.5000	0.8335	11.0190	0.4084
60	12.00	6.0000	1.0002	11.0376	0.5436
80	16.00	8.0000	1.3336	11.0749	0.7224
100	22.00	11.0000	1.6670	11.1124	0.9899
120	30.00	15.0000	2.0004	11.1502	1.3453
150	38.00	19.0000	2.5005	11.2074	1.6953
180	48.00	24.0000	3.0006	11.2652	2.1305
240	58.00	29.0000	4.0008	11.3826	2.5478
300	68.00	34.0000	5.0010	11.5024	2.9559
305	67.00	33.5000	5.0844	11.5125	2.9099
310	66.00	33.0000	5.1677	11.5226	2.8639



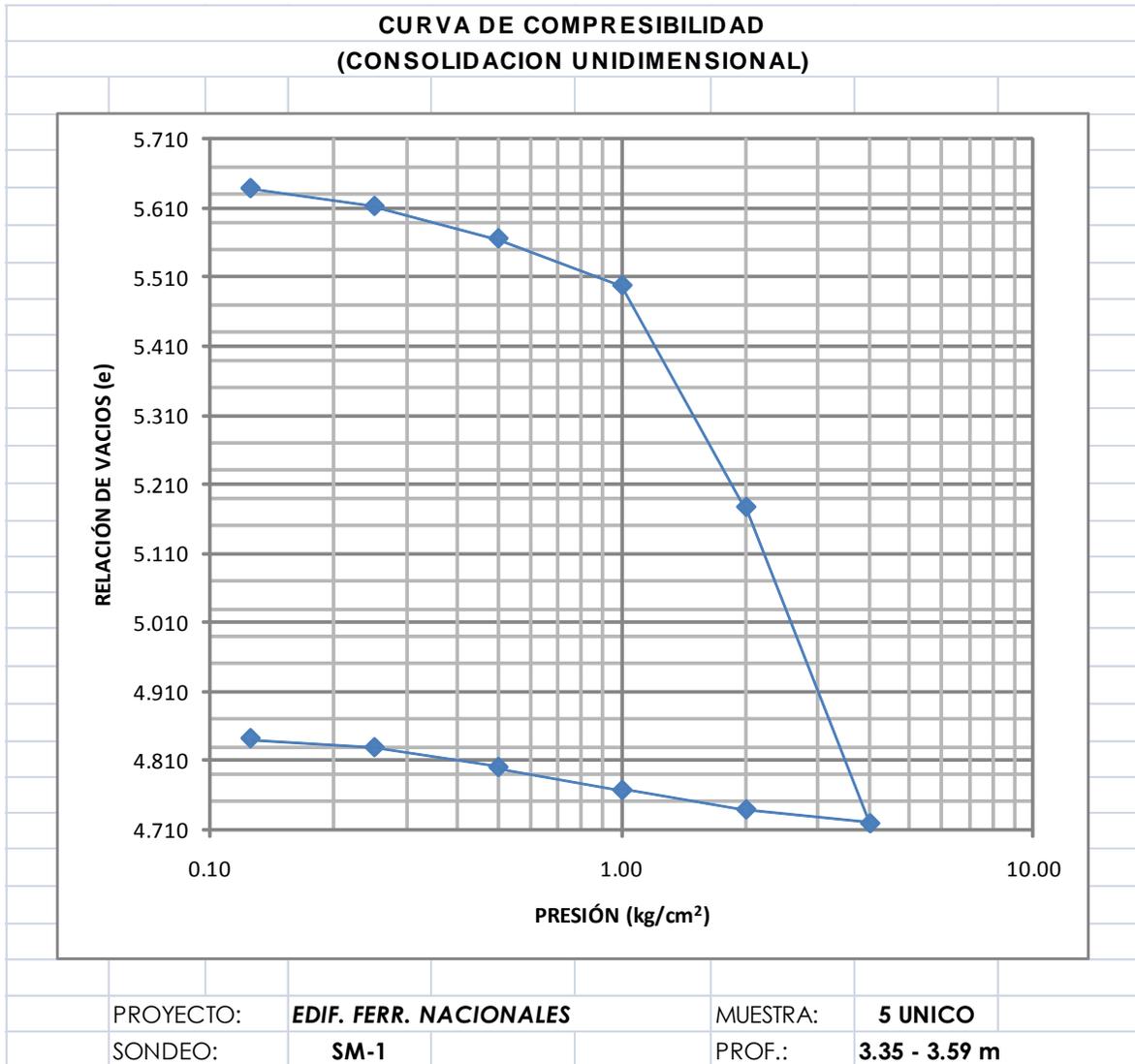
Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar.



**CALCULO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL**

PROYECTO:	<b>EDIF.FERR.NACIONALES</b>					
SONDEO:	<b>SM - 1</b>			PROF=	<b>3.35 - 3.59</b>	
MUESTRA:	<b>5 UNICO</b>			CONS.Nº:	<b>7</b>	
ANILLO Nº:	<b>7</b>			Ss=	<b>2.50</b>	
D.ANILLO:	8.000	cm				
H.ANILLO:	1.990	cm				
A.ANILLO:	50.266	cm <sup>2</sup>				
W.ANILLO:	61.900	gr				
<i>DATOS INICIALES</i>			<i>DATOS FINALES</i>			
Wh+A	178.30	gr	Wh+A+T	164.60	gr	
W TARA	2.50	gr	WS+A+T	101.90	gr	
Ws=	37.5000	gr	Whi=	116.40	gr	
Wwi=	78.9000	gr	Whf=	100.2	gr	
Wwf=	62.7000	gr	Vi=	100.0284	cm <sup>3</sup>	
Vf=	88.0250		Vs=	15.0000	cm <sup>3</sup>	
Vv=	85.0284		Vw=	78.9000	cm <sup>3</sup>	
Pvhi=	1.1637	ton/m <sup>3</sup>	Pvhf=	1.138313	ton/m <sup>3</sup>	
Wi=	210.40	%	Si=	77.71	%	
Wf=	167.20	%	Sf=	85.86	%	
ei=	5.6686		ef=	4.8683		

Presión Kg/cm <sup>2</sup>	Micro mm.	Corr.d.A mm.	D.Corr.A mm.	Def.vol. %	e	Vf cm <sup>3</sup>
Lec.l=	6.360					
0.125	6.259	0.013	0.0880	0.4422	5.6391	99.5861
0.250	6.169	0.026	0.1650	0.8291	5.6133	99.1991
0.500	6.012	0.043	0.3050	1.5327	5.5664	98.4953
1.000	5.788	0.064	0.5080	2.5528	5.4983	97.4750
2.000	4.800	0.094	1.4660	7.3668	5.1773	92.6595
4.000	3.388	0.138	2.8340	14.2412	4.7189	85.7832
2.000	3.468	0.118	2.7740	13.9397	4.7390	86.0848
1.000	3.579	0.091	2.6900	13.5176	4.7671	86.5070
0.500	3.700	0.069	2.5910	13.0201	4.8003	87.0046
0.250	3.800	0.055	2.5050	12.5879	4.8291	87.4369
0.125	3.850	0.044	2.4660	12.3920	4.8422	87.6330
0.000	3.972	0.000	2.3880	12.0000	4.8683	88.0250



En las figs. 7 a 12 se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de sondeo mixto, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

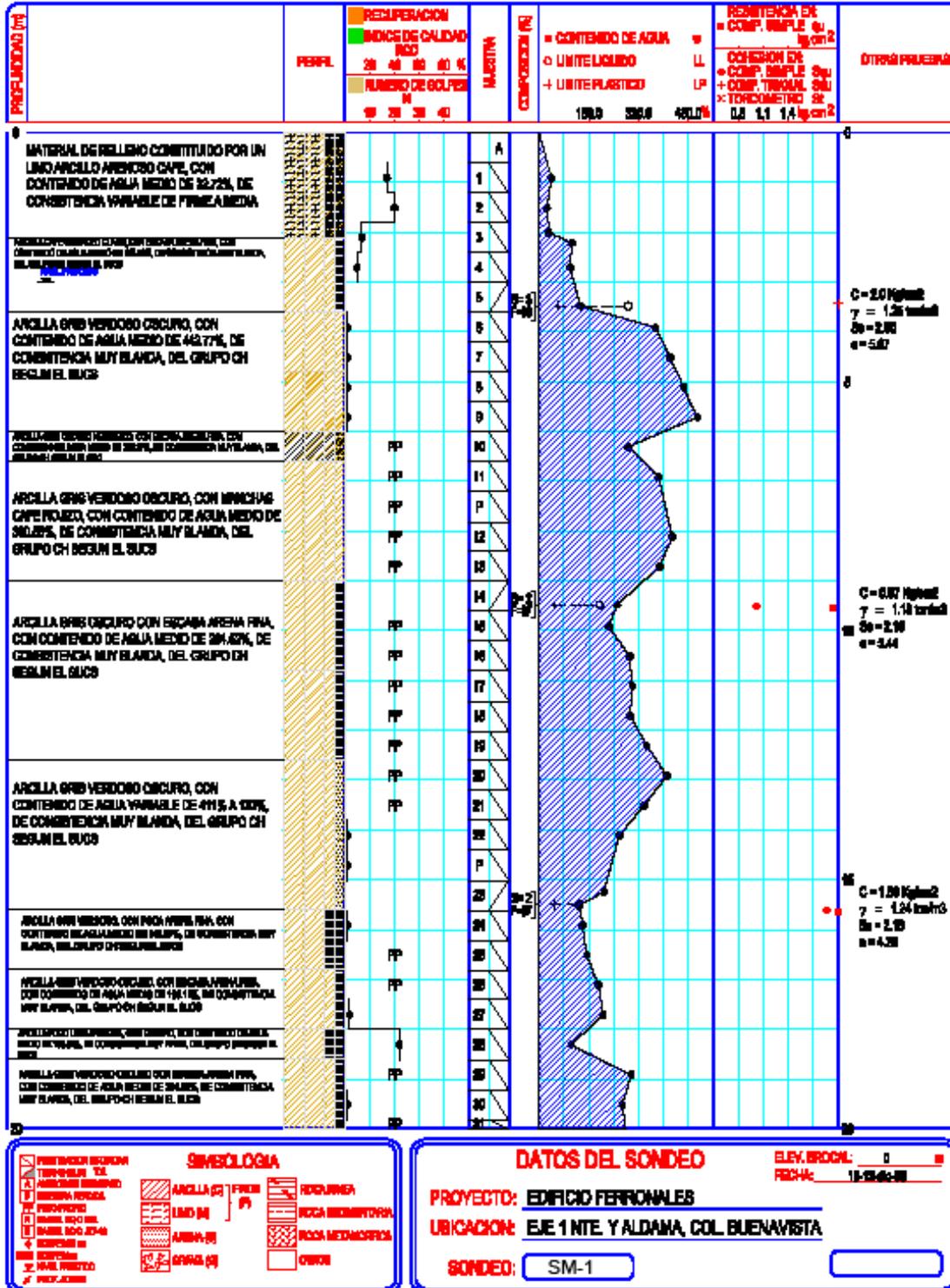


Fig.7



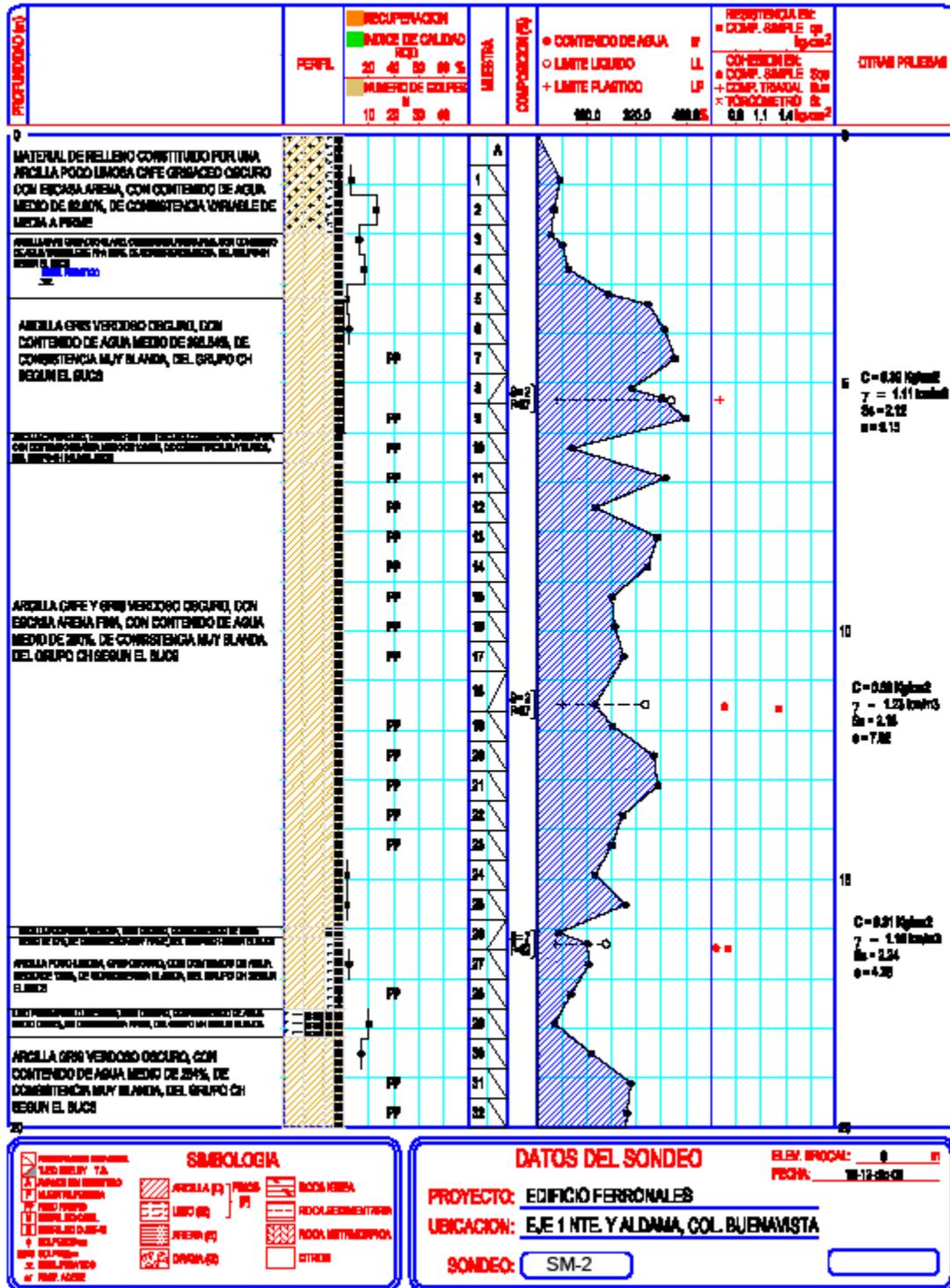


Fig.9

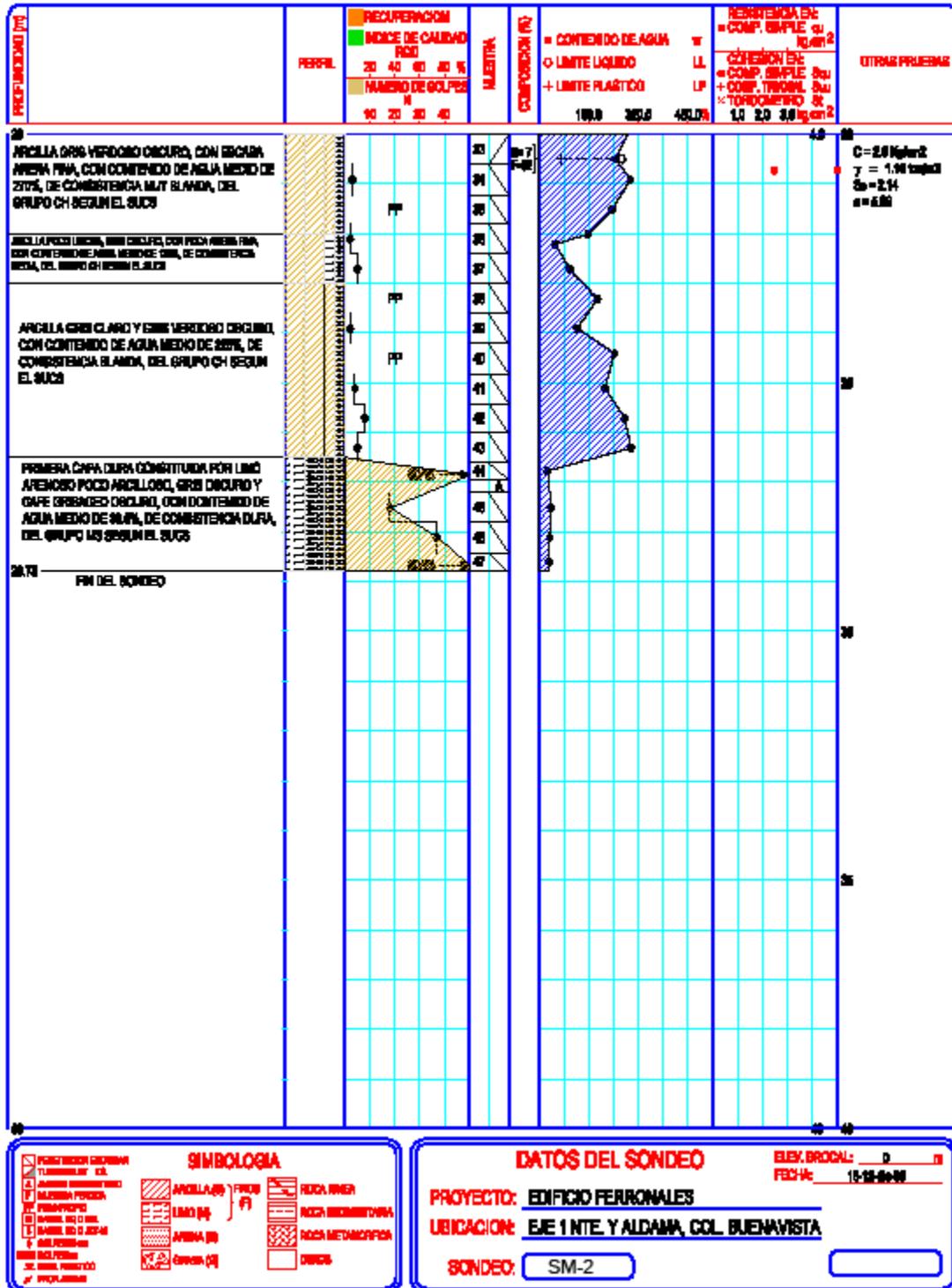


Fig.10

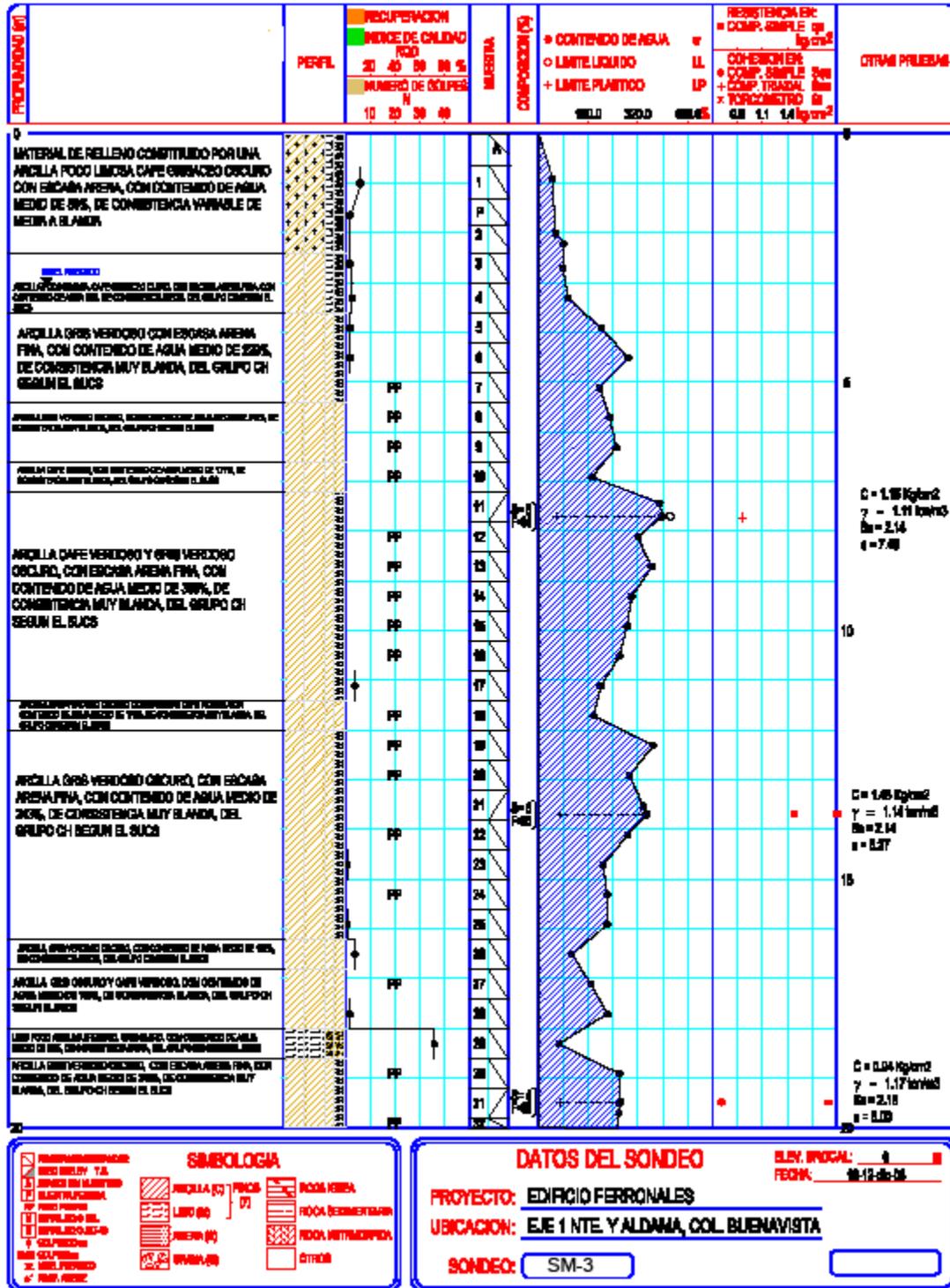


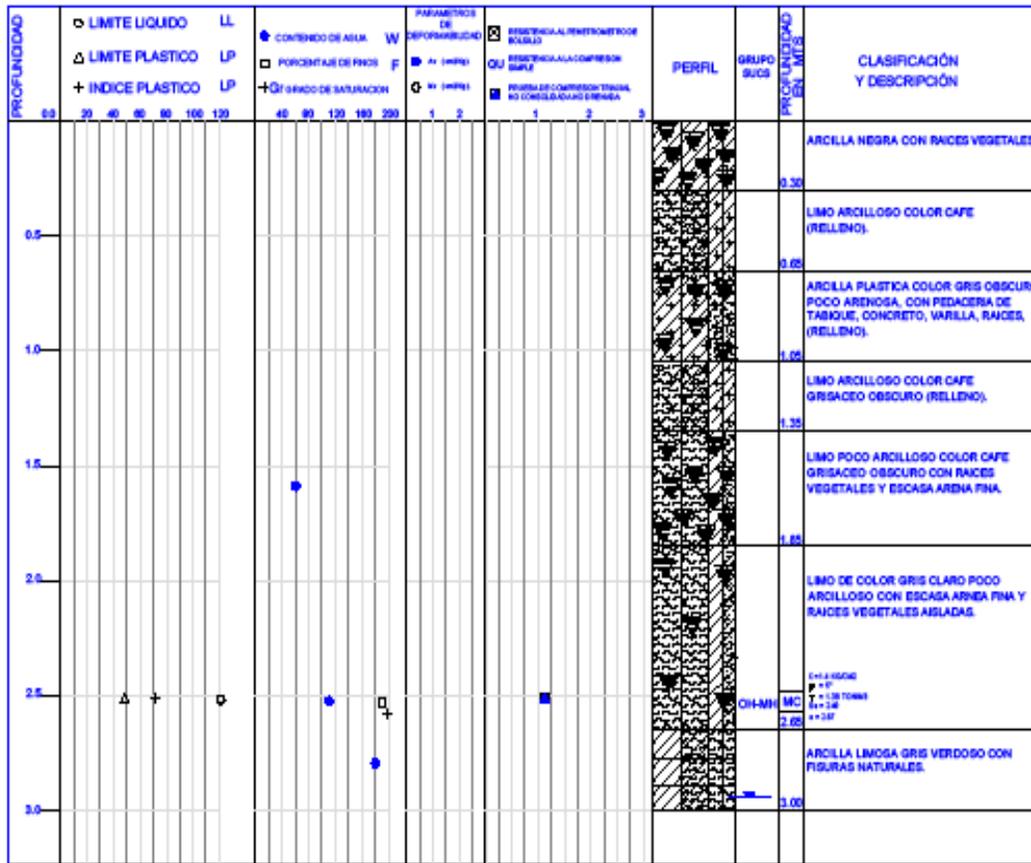
Fig.11





## PERFIL ESTATIGRAFICO DE POZOS A CIELO ABIERTO

Obra:	EDIFICIO FERRONALES	Prof. de Naf.:	2.95 mts.
Fecha:	13 Diciembre - 2008	PCA'S:	1
Supervisor:	Ing. Gabriel Ruíz Gonzalez	Profundidad:	0.00-3.00 mts



Croquis de Localización

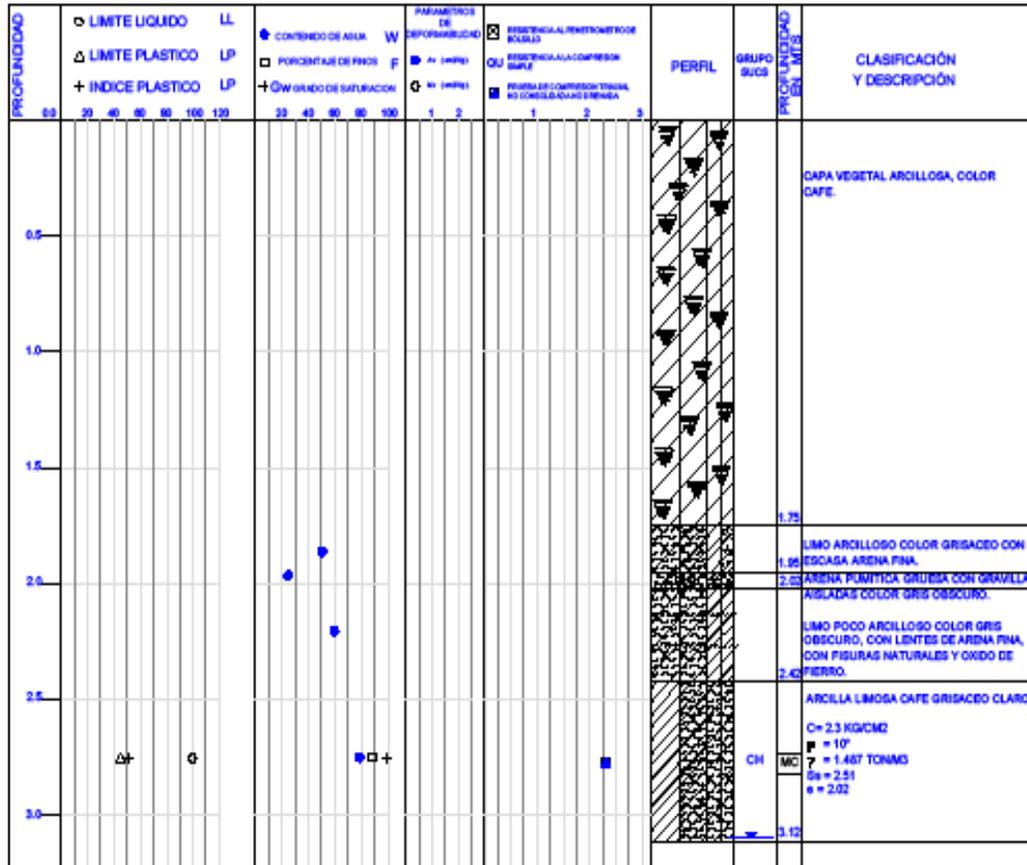
Observaciones

Fig.13



## PERFIL ESTATIGRAFICO DE POZOS A CIELO ABIERTO

Obra:	EDIFICIO FERRONALES	Prof. de Naf.:	3.10 mts.
Fecha:	13 Diciembre - 2008	PCAS:	2
Supervisor:	Ing. Gabriel Ruíz Gonzalez	Profundidad:	0.00-3.12mts



Croquis de Localizacion

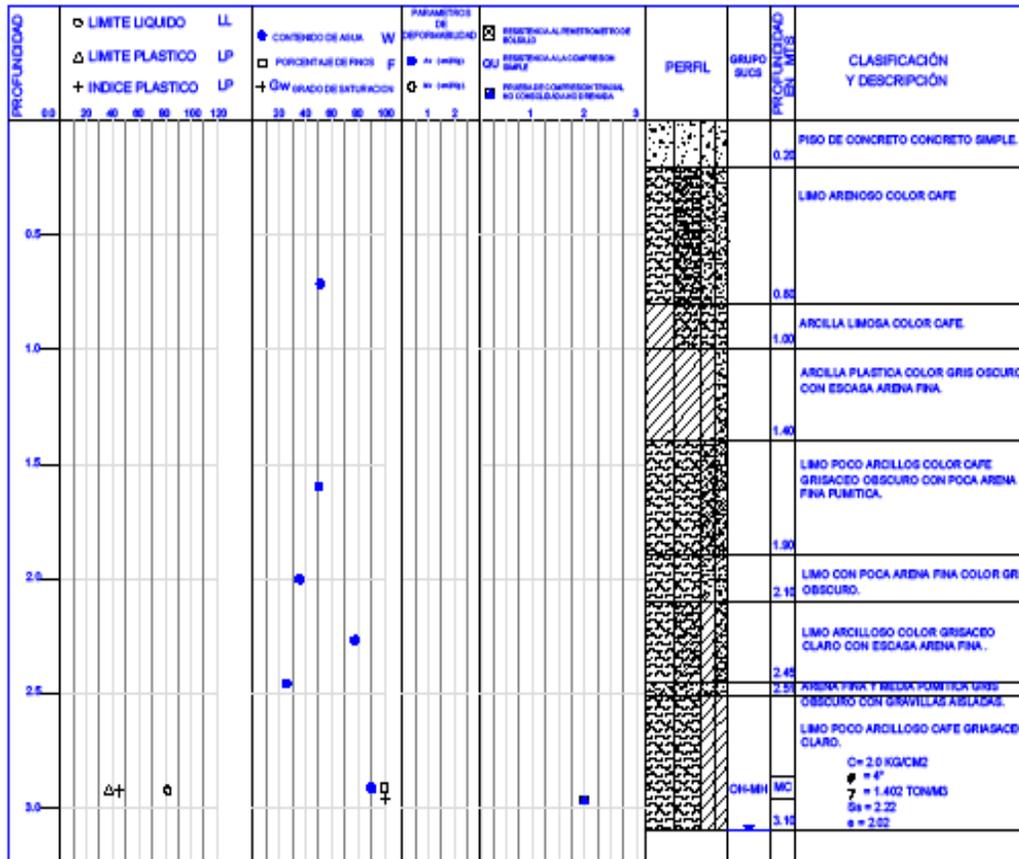
Observaciones

Fig.14



## PERFIL ESTATIGRAFICO DE POZOS A CIELO ABIERTO

Obra:	EDIFICIO FERRONALES	Prof. de Naf.:	3.10 mts.
Fecha:	13 Diciembre - 2008	PCAS:	3
Supervisor:	Ing. Gabriel Ruíz Gonzalez	Profundidad:	0.00-3.10 mts



Croquis de Localización

Observaciones

Fig.15



# CAPITULO

# 4

# CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

#### 4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.

El predio de interés se localiza en la zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo del Valle de México, como se muestra en la fig.16, en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad.

El área analizada se localiza en la subzona de Lago Centro I, en el que se encuentran superficialmente 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 blanda.

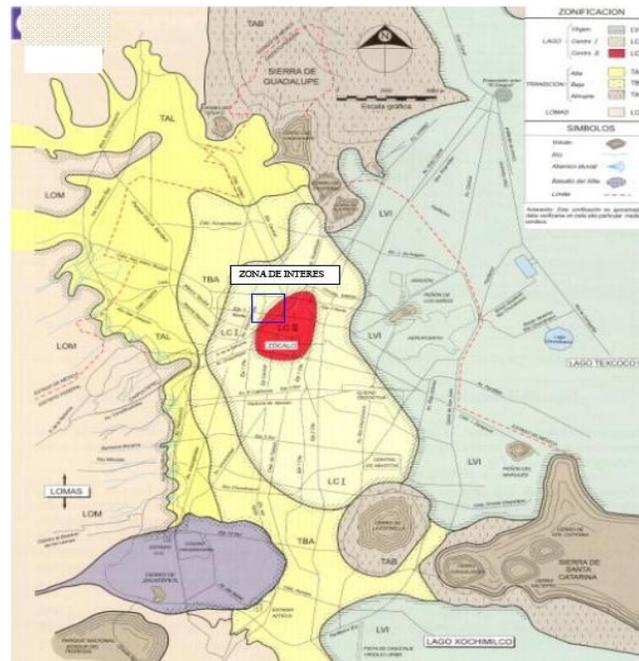


Fig.16 ZONIFICACIÓN GEOTECNICA DEL VALLE DE MEXICO.

La zona del 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 del 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, como se muestra en la fig.17, 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 definición de sus propiedades resulta abundante y confiable.

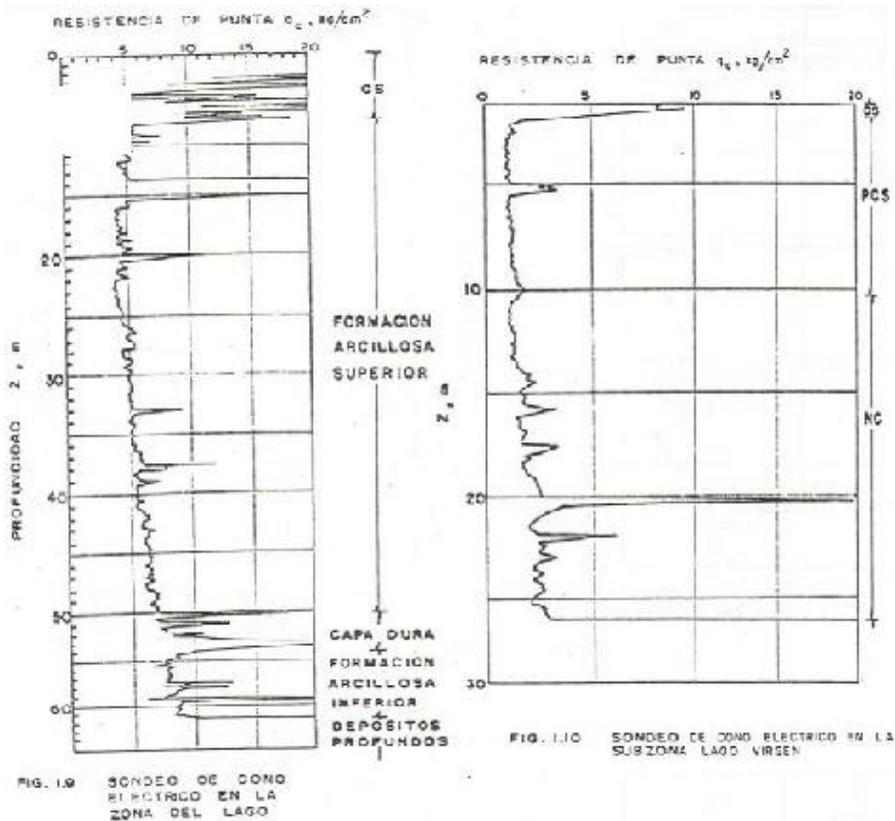


Fig.17 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LA ZONA VIRGEN

TABLA 10 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

ESTRATO	ESPESOR (m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)
COSTRA CUPERFICIAL	1.0 a 2.5	1.4	1	20
SERIE ARCILLOSA SUP.	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
CAPA DURA	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
SERIE ARCILLOSA INF.	15 a 30	1.25	3 a 4	-



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 (arenoso arcillosos o arenos limosos), rellenos artificiales con restos arqueológicos, que alcanzan espesores hasta de 10.00 m en algunos puntos de la ciudad (Plaza de la Constitución). Definir un 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 1.00 y 7.00 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 de agua, quedando expuestas al sol algunas zonas del fondo.
- b) Formación Arcillosa Superior (FAS). Se estima un espesor variable entre 25.00 y 50.00 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 solo 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 adecuado que en las superficiales.



- Lentas duras (LD). Se hallan intercalados entre los 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 15.00 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 un 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 del agua de la ciudad.  
Atendiendo el espesor y las propiedades de la costra superficial y a la consolidación inducida, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas: la virgen, lago centro I y lago centro II.
  - Lago virgen. Cubre el sector origen 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. La fig.17 muestra las propiedades medias de los estratos de esta zona y la estratigrafía de la misma.
  - 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. En la fig.18 se muestran las propiedades de esta subzona y la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior. Notándose el considerable aumento de resistencia originado por las sobrecargas.
  - 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, la fig.18 resume la estratigrafía y propiedades de la subzona lago centro II.

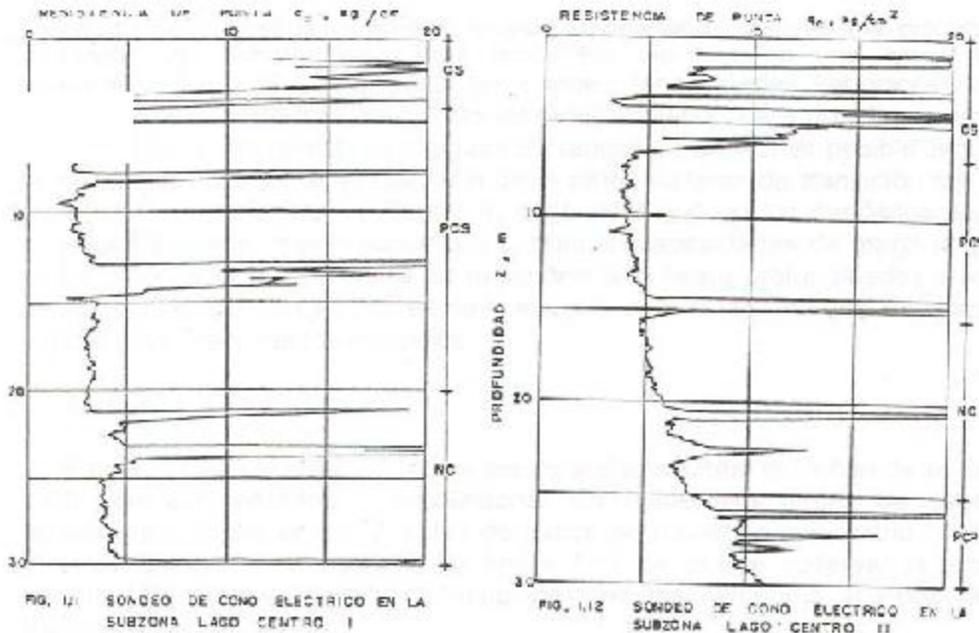


Fig.18 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LA SUBZONA LAGO CENTRO I Y II

TABLA 11 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

ESTRATO	ESPESOR (m)	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	C t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
COSTRA CUPERFICIAL	4 a 6	1.6	4	25
SERIE ARCILLOSA SUP.	20 a 30	1.2	1 a 2	-
CAPA DURA	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
SERIE ARCILLOSA INF.	8 a 10	1.30 a 1.35	5 a 8	-

TABLA 12 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

ESTRATO	ESPESOR (m)	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	C t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
COSTRA CUPERFICIAL	6 a 10	1.7	4	25
SERIE ARCILLOSA SUP.	20 a 25	1.153	3	-
CAPA DURA	5 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
SERIE ARCILLOSA INF.	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-



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

- Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por cascajo, para nivelar la superficie actual del predio, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, con espesor de 2.40 m.
- A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, hasta una profundidad de 4.80 m. Está constituida por arcillas del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua medio de 90%, de consistencia blanda, con índice de resistencia a la penetración estándar medio de 6 golpes.
- Enseguida aparece la Formación Arcillosa Superior (FAS), con un espesor aproximado de 22.20 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, vidrio volcánico y fósiles. El contenido de agua varía entre 200 y 490%. Con límite líquido variable entre 250 y 400%, límite plástico entre 70 y 185%, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 0.36 y 4.40 Kg/cm<sup>2</sup>. El peso volumétrico natural varía entre 1.13 y 1.40 ton/m<sup>3</sup>.
- Subyaciendo los materiales anteriores se tiene la primera Capa Dura entre 27.00 y 31.00 m de profundidad, está constituida por limo arcillo arenoso café verdoso, con contenido de agua medio de 50%, de índice de resistencia a la penetración estándar variable de 35 a más de 50 golpes, de consistencia dura.
- Enseguida aparece la formación arcillosa inferior con un espesor aproximado de 10 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones. El contenido de agua medio es de 230%, de índice de resistencia a la penetración estándar variable de 24 a 6 golpes, de consistencia variable de muy firme y blanda.
- De información obtenida de un sondeo realizado cerca del sitio interés se sabe que subyaciendo los materiales anteriores se tienen los depósitos profundos, constituidos por un limo arenoso gris verdoso claro, con contenido de agua medio de 50%, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 28 a más de 50 golpes, de consistencia variable de muy firme a dura.

El nivel freático se encontró a 3.00 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en 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 del orden de 15 ton/m<sup>2</sup> a 20.00 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se presenta la fig.19 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.

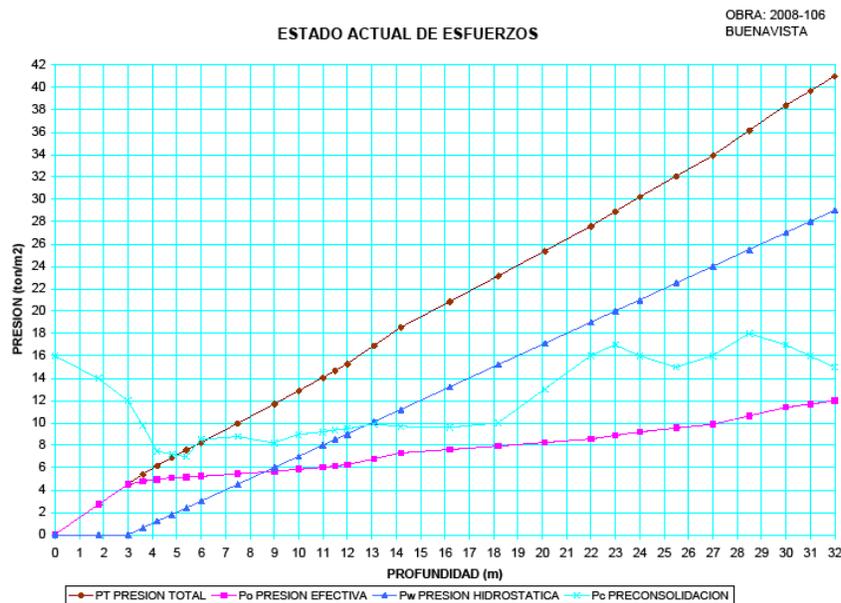


Fig.19 ESTADO ACTUAL DE ESFUERZOS

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre la superficie y 3.80 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en  $15 \text{ ton/m}^2$  al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de  $5.0 \text{ ton/m}^2$ , en su parte inferior y a partir de dicha profundidad, y hasta 18.00 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ . Entre 18.00 m y 30.00 m de profundidad se tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de  $6.0 \text{ ton/m}^2$ . A partir de 30.00 m en la Formación Arcillosa Inferior (FAI) la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación es de  $6.0 \text{ ton/m}^2$ .

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  $1.5 \text{ ton/m}^3$ .



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 0.45.



# CAPITULO

# 5

# ANALISIS

# DE CIMENTACION

---



## 5. ANALISIS DE CIMENTACIÓN.

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo antes descritas, así como sus condiciones de frontera, en particular la existencia de materiales de relleno entre la superficie y 2.40 m colocados a volteo y sin ningún control en cuanto a su construcción y compactación; seguidos por depósitos arcillosos de consistencia media, entre 2.40 y 3.60 m de profundidad, subyacidos por un depósito arcilloso de consistencia variable de blanda a muy blanda, hasta los 27.00 m de profundidad; así como las condiciones de preconsolidación del subsuelo, se considera al terreno apto para recibir cualquier alternativa de cimentación descritas a continuación:

- Para estructuras de uno y dos niveles que transmitan al subsuelo una presión neta máxima de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , se podrán apoyar en zapatas aisladas y zapatas corridas, dependiendo del tipo de estructuración, ya sea columnas o muros de carga, ambas desplantadas a 1.50 m de profundidad, respecto al nivel actual del terreno, por lo que se apoyaran sobre una plataforma de materiales mejorados a base de suelo – cemento, en una proporción de 95 – 5%, en peso, que constituya a los materiales de relleno existentes entre la superficie y 2.40 m de profundidad, quedando apoyada la plataforma dentro de los materiales de origen natural, colocada en capas de 0.20 m de espesor en estado suelto, y compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo. Diseñadas para una capacidad de carga admisible de  $4 \text{ ton/m}^2$ .

Es conveniente que los materiales que constituyen los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligero posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso de los edificios, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de  $1.0 \text{ ton/m}^2$  por nivel, y el peso de la cimentación de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ .

- Para estructuras de tres niveles que transmitan al subsuelo una presión máxima de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , se podrán apoyar sobre una losa de cimentación con trabes de rigidez desplantada superficialmente sobre una plataforma de materiales mejorados a base de tepetate tezontle, existentes entre la superficie y 2.40 m de profundidad, quedando apoyada la plataforma dentro de los materiales de origen natural, colocada en capas de 0.20 m de espesor en estado suelto, y compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo. Diseñada para una capacidad de carga admisible de  $10.5 \text{ ton/m}^2$ .

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligero posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso de los edificios, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de  $0.9 \text{ ton/m}^2$  por nivel, y el peso de la cimentación de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ .



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

- Para estructuras de cuatro a seis niveles que transmitan al subsuelo una presión neta máxima de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , se podrán sobre un cajón de cimentación hueco y estanco parcialmente compensado, desplantado a partir de 2.75 m de profundidad, constituido por una losa de cimentación con contratraves invertidas, muros perimetrales y losa tapa, todos de concreto armado, desplantado a una profundidad tal que la diferencia entre el peso total de la estructura, incluyendo el peso de la cimentación, menos el peso excavado para alojar al cajón resulte en una presión neta máxima de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ . Diseñado para una capacidad de carga admisible de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ .

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligero posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso de los edificios, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de  $0.9 \text{ ton/m}^2$  por nivel, y el peso de la cimentación de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ .

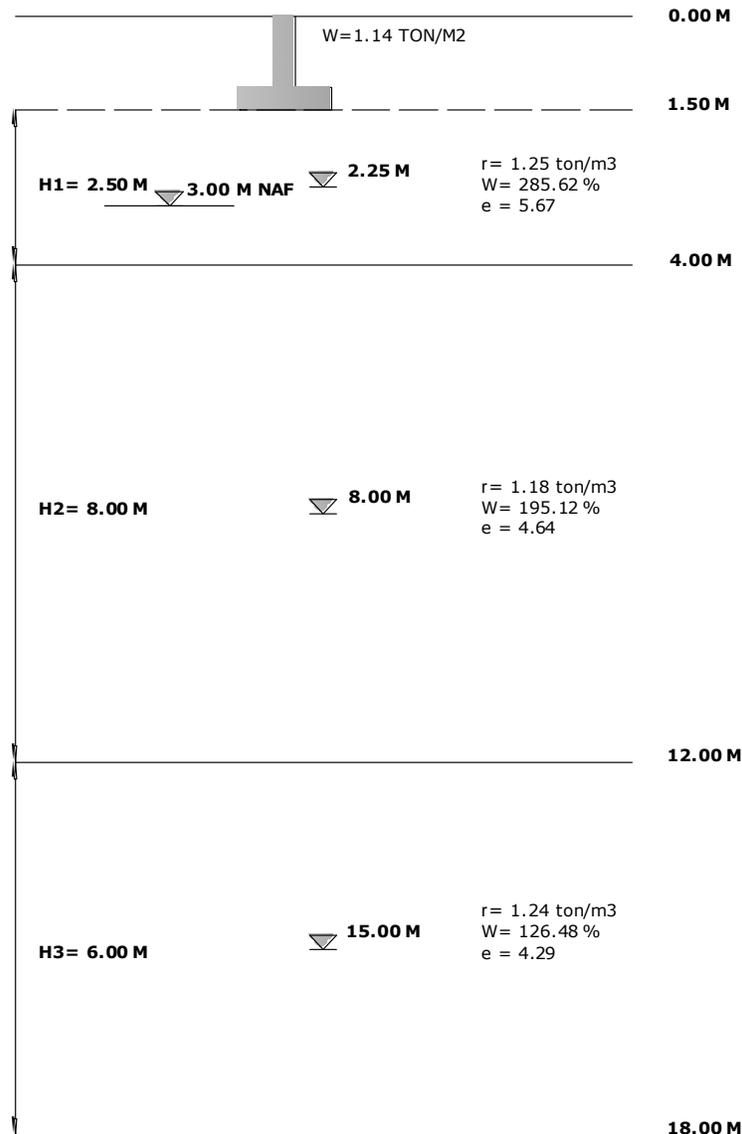
**Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que los edificios a mediano plazo sufran hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta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

- Para estructuras que transmitan al subsuelo una presión neta mayor de  $3.5 \text{ ton/m}^2$ , se podrán apoyar sobre una cimentación mixta en base a cajón de cimentación hueco estanco parcialmente compensado, constituido por una losa de cimentación con contratraves invertidas, muros perimetrales y losa tapa, todos de concreto armado, desplantado sobre pilotes de fricción hincados a golpes, con una longitud variable entre el lecho bajo de la losa de cimentación y 20.00 m de profundidad dependiendo de la fricción necesaria y del número de pilotes requeridos para tomar las cargas impuestas por las estructuras proyectadas. Diseñados para una capacidad de carga admisible que se muestra en la grafica de la figura 26.

A continuación se presentan los criterios aplicados para el análisis de los estados límites de falla y de servicio, de las alternativas de cimentación propuestas y de los resultados obtenidos en función de las pruebas de campo y laboratorio.



## 5.1 ZAPATAS



### 5.1.1 Determinación de la capacidad de carga.

La capacidad de carga se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos, y aplicando la siguiente expresión<sup>1</sup>:

$$Ca = C N_C F_R + P_V$$

En donde:

Ca: Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en ton/m<sup>2</sup>.



C : Cohesión del material de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>.

N<sub>C</sub>: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

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

En la cual:

D<sub>f</sub>: Profundidad de desplante de la cimentación, en m.

B : Ancho del cimiento, en m.

L : Largo del cimiento, en m.

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

P<sub>V</sub>: Presión vertical total a la profundidad de desplante, en ton/m<sup>2</sup>.

**\*CAPACIDAD DE CARGA**

Ca tn/m <sup>2</sup>	C tn/m <sup>2</sup>	N <sub>C</sub>	F <sub>R</sub>	P <sub>V</sub> tn/m <sup>2</sup>
<b>6.95</b>	2.00	7.07	0.35	2.00

N <sub>C</sub>	D <sub>f</sub> m	B m	L m
<b>7.07</b>	1.50	3.00	3.00

Considerando una cohesión de 2.0 ton/m<sup>2</sup>, y un peso volumétrico de 1.45 ton/m<sup>3</sup>, obtenidos de las pruebas de compresión triaxial UU no consolidada no drenada realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño de 4.0 ton/m<sup>2</sup>.

**5.1.2 Dimensionamiento de las zapatas.**

Al realizar el análisis del terreno se determina que para el caso de alguna obra nueva, remodelación o adecuación se recomienda que para el dimensionamiento<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones Gaceta Oficial del Departamento Del D.F., DE 2005



de las zapatas se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.

En caso de la combinación de cargas (en particular las que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia “e” del eje centroidal del cimiento el ancho efectivo de éste, deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Donde:

- B': Ancho reducido, en m.
- B : Ancho de la zapata, en m.
- E : Excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.40, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, denomina Zona de Lago.

### 5.1.3 Estado limite de falla en condiciones estáticas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, una vez dimensionadas las zapatas deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$(\sum Q F_C / A) < R F_R$$

Donde:

- $\sum Q$ : Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton.
- $F_C$ : Factor de carga, adimensional e igual a 1.4
- A : Área de apoyo de la zapata de cimentación, en m<sup>2</sup>.



R: Capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

$F_R$ : Factor de resistencia, igual a 0.35

\* ESTADO LIMITE DE FALLA PARA UN EDIFICIO DE 2 NIVELES

$$W_t = (2 \text{ niv} * 1.00 \text{ ton} / \text{m}^2 / \text{niv}) + W_{CIM} = 2.00 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$W_{tmax} = 2.00 \text{ ton} / \text{m}^2 + 0.10 (4.00 \text{ ton} / \text{m}^2) = 2.40 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$W_{tmax} = 2.40 \text{ ton} / \text{m}^2 * 1.4 = 3.36 \text{ ton} / \text{m}^2$$

\* CONDICIONES ESTÁTICAS

$$3.36 \text{ ton} / \text{m}^2 < 4.00 \text{ ton} / \text{m}^2$$

#### 5.1.4 Estado limite de falla en condiciones dinámicas.

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

$$(\sum Q F_C / A) < R F_R$$

Donde:

$\sum Q$ : Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton.

$F_C$ : Factor de carga, que para este caso es igual a 1.1

A: Área de apoyo de la zapata de cimentación, en  $\text{m}^2$ .

R: Capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

$F_R$ : Factor de resistencia, igual a 0.35

$$W_{tinst} = 0.95 * W_{tmax}$$

$$W_{tinst} = 0.95 * 3.36 \text{ ton} / \text{m}^2 = 2.28 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$W_{tinst} = 1.1 * 2.28 \text{ ton} / \text{m}^2 = 2.51 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$2.51 \text{ ton} / \text{m}^2 < 4.00 \text{ ton} / \text{m}^2$$



### 5.1.5 Estado limite de servicio.

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión a los materiales del subsuelo de  $2.5 \text{ ton/m}^2$ , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación.

Los asentamientos se calcularon según la teoría de Boussinesq, con la cual se determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de esfuerzos considerando la presión neta, 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.

$$\Delta H = \left( \frac{\Delta e}{1 + e} \right) * H$$

Para el estrato I

$$Po_z = \gamma * H$$

Donde:

$$W = 1.14 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.25 \text{ ton/m}^2$$

$$H = 2.25 \text{ m}$$

$$Po_{2.25} = 1.25 \text{ ton/m}^2 * 2.25 \text{ m} = 2.81 \text{ ton/m}^2$$

$e_0$  = De las gráficas de consolidación

$$e_0 = 5.67$$

$$\Delta e = e_0 - e_1$$

$$e_1 = P$$

$$P = Po_{2.25} + \Delta p$$

$$\Delta p_A = W * W_0 \quad \text{Esquina}$$

$$\Delta p_B = (W * W_0)^4 \quad \text{Centro}$$

$$W_0 = \frac{m}{n} = \frac{x/z}{y/z} \quad \text{Gráficas de FADUM}$$

ESQUINA

ESTRATO	Z M	$\gamma$ TON/M <sup>3</sup>	H M	W	$P_0$ Kg/M <sup>2</sup>	$e_0$	z M	m	n	$W_{0A}$	$\Delta p_A$ TON/M <sup>2</sup>	$P_A$ Kg/M <sup>2</sup>	$e_{1A}$	$\Delta e_A$	$\Delta H_A$ M
I	2.75	1.25	2.75	1.14	0.344	5.518	0.75	4.00	4.00	0.248	0.283	0.63	5.513	0.005	0.002
II	8.00	1.18	8.00	1.14	0.472	4.520	6.50	0.46	0.46	0.070	0.08	0.55	4.485	0.035	0.051
III	15.00	1.24	15.00	1.14	0.616	4.230	13.50	0.22	0.22	0.020	0.023	0.64	4.225	0.005	0.014
															0.067



CENTRO

ESTRATO	Z M	$\gamma$ TON/M <sup>3</sup>	H M	W	$P_0$ Kg/M <sup>2</sup>	$e_0$	z M	m	n	$W_{0B}$	$\Delta p_B$ TON/M <sup>2</sup>	$P_B$ Kg/M <sup>2</sup>	$e_{1B}$	$\Delta e_B$	$\Delta H_B$ M
I	2.75	1.25	2.50	1.14	0.344	5.518	0.75	2.00	2.00	0.234	0.267	0.61	5.517	0.001	0.000
II	8.00	1.18	8.00	1.14	0.472	4.520	6.50	0.23	0.23	0.022	0.025	0.50	4.518	0.002	0.003
III	15.00	1.24	15.00	1.14	0.616	4.230	13.50	0.11	0.11	0.006	0.007	0.62	4.228	0.002	0.006
															0.009

Se obtuvieron asentamientos de 0.9 cm para zapatas de 3.00 m de ancho, que son admisibles de acuerdo a lo que establece las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Vigente.

**5.1.6 Procedimiento constructivo.**

A continuación se indica el procedimiento constructivo recomendable de excavación que alojará a las zapatas de cimentación para el caso de obra nueva, remodelación o adecuación óptima para el terreno.

- a) En las zonas donde se apoyará las zapatas deberá excavar hasta una profundidad de 2.40 m, o hasta el contacto con los materiales de origen natural.
- b) Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta 0.10 m arriba del nivel de desplante, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de apoyo. Si la excavación se realiza con maquinaria, hasta la profundidad de desplante de las plataformas, los materiales sueltos dejados por el equipo de excavación deberán retirarse totalmente, independientemente de la irregularidad de la superficie del fondo de la excavación, y renivelar con el relleno controlado.
- c) Una vez retirado el material de relleno, se procederá a recuperar el nivel del proyecto mediante la construcción de una base de materiales mejorados, a base de suelo – cemento, con una proporción en peso de 95 – 5% en peso, colocados en capas de 0.20 m de espesor en estado suelto y compactados al 96% de su peso volumétrico máximo.



- d) Los materiales para la construcción de las plataformas podrán ser también una mezcla de gravas, arena y material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones:

Limite líquido	40% máximo
Índice plástico	15% máximo
Contracción lineal	5% máximo
Valor relativo de soporte (CBR)	10% mínimo
Contenido de agua óptimo	25% máximo
Peso volumétrico seco máximo	1.3 ton/m <sup>2</sup> mínimo

- e) Los materiales con los que se construirá el suelo - cemento, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante un equipo que permita obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, incorporando cemento en un porcentaje del 5% en peso.
- f) Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas de 0.20 m de espesor, como máximo, compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba proctor estándar, hasta alcanzar el nivel de proyecto, empleando bailarina.
- g) Se deberán efectuar las pruebas de compactación en las capas compactadas para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica por cada 50 m<sup>3</sup> de material compactado.
- h) Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.  
El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

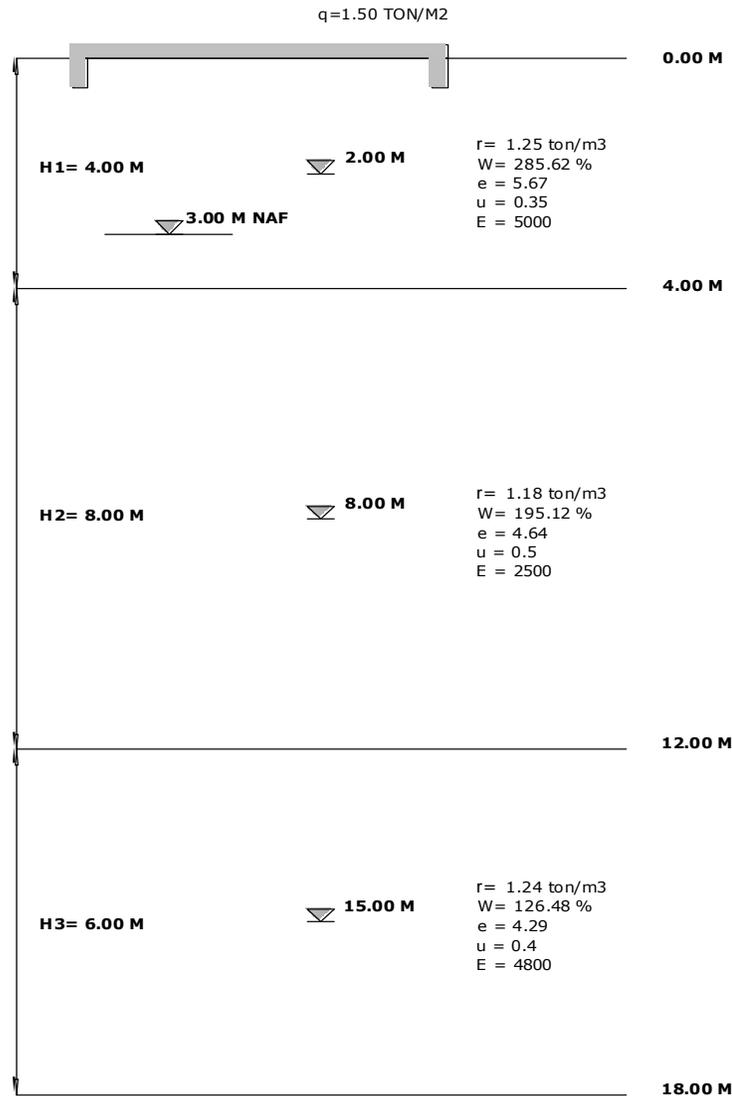
$$\% \text{ de compactación} = \frac{\gamma_d \text{ sitio}}{\gamma_d \text{ óptimo}} \times 100$$

Requiriéndose como mínimo el 96%

- i) El nivel de desplante de las plataformas deberá ser revisado por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, que verifique el desplante se realice en los materiales considerados en el análisis.
- j) Una vez terminada la plataforma de suelo – cemento, en las zonas donde se apoyará las zapatas corridas se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.
- k) Se procederá a colocar el armado y a colar la cimentación.



## 5.2 LOSA DE CIMENTACIÓN.



### 5.2.1 Acciones

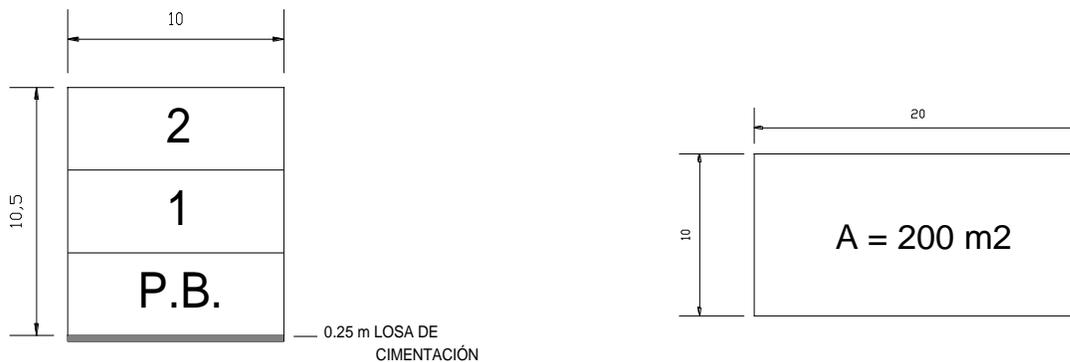
Para la revisión de los estados límites de falla y de servicio de la cimentación de las estructuras se siguió el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones, en el que se consideran las siguientes acciones para cada una de las estructuras:

- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, incluyendo el peso de la cimentación; estas cargas se afectarán por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en la revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas.



- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, incluyendo el peso de la cimentación, más la acción accidental más crítica por efecto sísmico correspondiente a un momento de volteo. Estas cargas se afectarán por un factor de carga de 1.1 se emplearán en la revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso de la cimentación; estas cargas se afectarán por un factor de carga de 1.0 y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio correspondiente a la estimación de asentamientos de tipo elástico.

Cotas en (m)



$$\text{Área de losa} = 200.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de losa} = A * h$$

$$VOL. LOSA = 200.00 \text{ m}^2 * 0.25 \text{ m} = 50.00 \text{ m}^3$$

$$W_{max} = (3 \text{ niv} * 0.90 \text{ ton/m}^2 / \text{niv}) + 1.50 \text{ ton/m}^2 = 4.20 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{max} = 4.20 \text{ ton/m}^2 * 200 \text{ m}^2 = 840.00 \text{ ton}$$

$$W_{ins} = 0.95 * 840.00 \text{ ton} = 798.00 \text{ ton}$$

$$W_{med} = 0.90 * 840.00 \text{ ton} = 756.00 \text{ ton}$$

Afectados por Fc:

$$W_{max} = 840.00 \text{ ton} * 1.4 = 1176.00 \text{ ton} \quad \text{CONDICIONES ESTÁTICAS}$$

$$W_{ins} = 798.00 * 1.1 = 877.80 \text{ ton} \quad \text{CONDICIONES DINÁMICAS}$$

$$W_{med} = 756.00 * 1 = 756.00 \text{ ton} \quad \text{CONDICIONES DE SERVICIO } \Delta H$$

$$PN = \frac{\sum W_{Fc} - W_{exc}}{A \text{ losa}}$$

$$PN_{max} = \frac{1176.00 \text{ ton}}{200.00 \text{ m}^2} = 5.88 \text{ ton/m}^2 \quad \text{CONDICIONES ESTÁTICAS}$$



$$PN_{inst} = \frac{877.80 \text{ ton}}{200.00 \text{ m}^2} = 4.39 \text{ ton/m}^2 \quad \text{CONDICIONES DINÁMICAS}$$

$$PN_{med} = \frac{756.00 \text{ ton}}{200.00 \text{ m}^2} = 3.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{CONDICIONES DE SERVICIO } \Delta H$$

### 5.2.2 Estado límite de falla en condiciones estáticas.

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:

$$Q F_C < R F_R$$

Donde:

Q : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas

vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación.

F<sub>C</sub> : 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.

F<sub>R</sub> : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

$$\frac{\sum Q F_C}{A} < Q_{ADM}$$

$$PN_{max} = Q_{ADM}$$

$$5.88 \text{ ton/m}^2 = Q_{ADM}$$

### Capacidad de carga de cimentación.

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

$$Ca = C N_C F_R + P_V$$



En donde:

$C_a$ : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en  $\text{ton/m}^2$ .

$C$ : Cohesión del material de apoyo, en  $\text{ton/m}^2$ .

$N_c$ : Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

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

En la cual:

$D_f$ : Profundidad de desplante de la cimentación, en m.

$B$ : Ancho del cimiento, en m.

$L$ : Largo del cimiento, en m.

$F_R$ : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

$P_V$ : Presión vertical total a la profundidad de desplante, en  $\text{ton/m}^2$ .

Considerando una cohesión de  $2.50 \text{ ton/m}^2$ , y un peso volumétrico de  $1.3 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de las pruebas de compresión triaxial UU no consolidada no drenada realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño de  $10.5 \text{ ton/m}^2$ .

$$D_f = 0.25 \text{ m}$$

$$B = 10.00 \text{ m}$$

$$L = 20.00 \text{ m}$$

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{0.25}{10.00} + 0.25 \frac{10.00}{20.00} \right) = 5.81$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_v = \gamma * D_f$$

$$P_v = 1.30 \text{ ton/m}^3 * 0.25 \text{ m} = 0.33 \text{ ton/m}^2$$

Considerando una cohesión de  $2.50 \text{ ton/m}^2$ , y un peso volumétrico de  $1.3 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de las pruebas de compresión triaxial UU no consolidada no drenada realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño de  $10.51 \text{ ton/m}^2$ .

$$Q_{ADM} = (2.50 \text{ ton/m}^2 * 5.81 * 0.7) + 0.33 = 10.51 \text{ ton/m}^2$$

$$5.88 \text{ ton/m}^2 < 10.51 \text{ ton/m}^2$$



### 5.2.3 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

A.

$$\frac{\sum QFc}{A} < Q_{ADM}$$

$$PN_{inst} = Q_{ADM}$$

$$4.39 \text{ ton/m}^2 = Q_{ADM}$$

$$4.39 \text{ ton/m}^2 < 10.51 \text{ ton/m}^2$$

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 del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité en Reconstrucción de Área Metropolitana, 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<sup>2</sup>.

B.

$$Wt Fc < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 Fc a_0 b \gamma}{F_R C g} \right)$$

Donde:

Wt: Carga total de la estructura en la condición analizada, en ton.

Fc: Factor de carga, adimensional e igual a 1.1

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

$$PN_{inst} = 4.39 \text{ ton/m}^2 * 200 \text{ m}^2 = 877.80 \text{ ton/m}^2$$

A<sub>R</sub>: Área reducida de la losa de fondo de la losa de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2e) * L$$

Siendo:

B: Ancho de la losa de cimentación.

L: Largo de la losa de cimentación



E : Excentricidad dada por:

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

$$W_t = \Sigma W_{inst} * F_c = 877.80 \text{ ton/m}^2$$

$$M_v = 0.8 \left( \frac{2}{3} \right) H_T * W_t \left( \frac{C_s}{Q} \right)$$

$$H_T = 10.50 \text{ m} + 0.25 \text{ m} = 10.75 \text{ m}$$

$$W_t = 877.80 \text{ ton}$$

$$C_s = 0.40$$

$$Q = 3.00$$

$$M_v = 0.8 \left( \frac{2}{3} \right) 10.50 \text{ m} * 877.80 \text{ ton} \left( \frac{0.40}{3.00} \right)$$

$$M_v = 671.03 \text{ ton} - \text{m}$$

$$e = \frac{671.03 \text{ ton} - \text{m}}{877.80 \text{ ton}}$$

$$e = 0.76 \text{ m}$$

$$A_R = (10.00 \text{ m} - (2 * 1.53)) * 20.00 \text{ m}$$

$$A_R = 169.42 \text{ m}^2$$

$$B_R = (10.00 \text{ m} - (2 * 1.53))$$

$$B_R = 6.94$$

$q_1$ : 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.

$$q_1 = 2.50 \text{ ton/m}^2 * 5.81$$

$$q_1 = 14.54 \text{ ton/m}^2$$

2

<sup>2</sup> Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones para el Reglamento de Construcciones México 1995



$a_0$ : Aceleración máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.40, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 3.

$$F_c = 1.1$$

$g$ : Aceleración de la gravedad, igual a  $9.81 \text{ m/seg}^2$ .

$$a_0 = g * \left(\frac{C_s}{Q}\right)$$

$$a_0 = 9.81 \text{ m/seg}^2 * \left(\frac{0.40}{3.00}\right)$$

$$a_0 = 1.31 \text{ m/seg}^2$$

$b$ : Mínimo de ( $d$ ,  $1.2 h$ ,  $20 \text{ m}$ )

En el cual:

$d$ : Ancho del área reducido de la losa.

$h$ : Profundidad desde el nivel de desplante de la losa de cimentación hasta la capa dura más próxima.

1.20 h	32.10
d	6.94
20	20.00

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

La desigualdad se satisface adecuadamente:

$$W_t F_c < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_0 b}{F_R C g} \right)$$



$$P_{Ninst} < 0.7 * 138.84 \text{ m}^2 * 14.54 \text{ ton/m}^2 \left\{ 1 - \left( \frac{0.12 * 1.1 * 2.62 \text{ m/s}^2 * 6.94 * 1.30 \text{ ton/s}^2}{0.7 * 2.50 \text{ m/s}^2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right) \right\}$$

$$877.80 \text{ ton} < 1567.55 \text{ ton}$$

Por lo tanto la cimentación se establece en condiciones dinámicas.

También se reviso 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 los 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 al sismo.

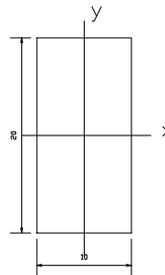
x,y: Distancia centroidal de la losa de cimentación a la orilla más alejada.

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

$$Ix = \frac{bh^3}{12}$$

$$Iy = \frac{b^3 h}{12}$$

b= 10.00	M	x= 5.00	M
h= 20.00	M	y= 10.00	M



$$Ix = 6666.67 \text{ M}^4$$

$$Iy = 1666.67 \text{ M}^4$$

$$P = \frac{877.80 \text{ ton}}{200 \text{ m}^2} + \frac{671.03 \text{ ton}}{6666.67 \text{ m}^2} 10.0 \text{ m} + 0.3 \frac{671.03 \text{ ton}}{1666.67 \text{ m}^2} 5.0 \text{ m}$$

$$6.00 \text{ ton/m}^2 < 14.54 \text{ ton/m}^2$$

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo condiciones de sismo de  $6.00 \text{ ton/m}^2$  que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de  $14.54 \text{ ton/m}^2$ , por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.



### 5.2.4 Estado límite de servicio.

Los movimientos verticales que sufrirán las estructuras respecto al terreno circundante se deberán a los hundimientos elásticos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

Para la evaluación de las expresiones elásticas máximas que ocurrirán al cargar los materiales mejorados sobre la que se desplantará la losa de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner<sup>3</sup> y los módulos de elasticidad de las curvas de esfuerzo deformación obtenidas de las pruebas axiales no confinadas y de las pruebas triaxiales rápidas ensayadas en materiales similares a los de interés.

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:

$$HD = \frac{q B}{E} ((1 - u^2)F1 + (1 - u - 2 u^2)F2)$$

Donde:

q : Carga uniformemente repartida, superficialmente, en ton/m<sup>2</sup>.

B : Ancho del área cargada, en m.

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

D : Espesor del estrato considerado, en m.

L : Longitud del área cargada.

E : Módulo de elasticidad del suelo bajo la zona cargada, en ton/m<sup>2</sup>.

u : Relación de Poisson, adimensional.

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

$$H = HD1 (E1, u1) + (HD2(E2, u2) - HD1 (E2, u2)) + \dots \dots \dots$$

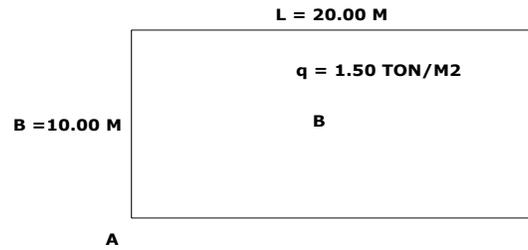
$$+ (HDn (En, un) - HDn - 1 (En - 1, u n - 1))$$

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

Profundidad ( m )	Modulo de elasticidad Poisson ( ton/m <sup>2</sup> )	Relación de
0.00 - 4.00	5,000	0.35
4.00 - 12.00	2,500	0.50
12.00 - 18.00	4,800	0.40



$$\begin{aligned} Z/B &= F1 \\ L/B &= F2 \end{aligned} \text{ Gráficas de STEINBRENNER}$$



PUNTO A

ESTRATO	SIGNO .+ / -	Z M	B M	L M	Z/B	L/B	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	q TON/M <sup>2</sup>	E	u	ΔHe <sub>A</sub>
I	+	4.00	10.00	20.00	0.40	2.00	0.04	0.08	2.00	5000	0.35	0.00027
II	+	12.00	10.00	20.00	1.20	2.00	0.18	0.12	2.00	2500	0.50	0.00108
	-	12.00	10.00	20.00	1.20	2.00	0.04	0.08	2.00	2500	0.50	0.00024
III	+	18.00	10.00	20.00	1.80	2.00	0.27	0.11	2.00	4800	0.40	0.00107
	-	18.00	10.00	20.00	1.80	2.00	0.18	0.12	2.00	4800	0.40	0.00077
												0.00141

PUNTO B

ESTRATO	SIGNO .+ / -	Z M	B M	L M	Z/B	L/B	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	q TON/M <sup>2</sup>	E	u	ΔHe <sub>A</sub>
I	+	4.00	5.00	10.00	0.80	2.00	0.10	0.11	2.00	5000	0.35	0.00026
II	+	12.00	5.00	10.00	2.40	2.00	0.34	0.09	2.00	2500	0.50	0.00102
	-	12.00	5.00	10.00	2.40	2.00	0.10	0.11	2.00	2500	0.50	0.00030
III	+	18.00	5.00	10.00	3.60	2.00	0.46	0.07	2.00	4800	0.40	0.00085
	-	18.00	5.00	10.00	3.60	2.00	0.34	0.09	2.00	4800	0.40	0.00065
												0.00118

$$\Delta H_T = \Delta H_e + \Delta H_p$$

$$\Delta H_p = \frac{(Cc * H)}{(1 + e_0)} * \log \frac{(P_0 + \Delta p)}{P_0}$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} * H$$

$$e_0 = W * Ss$$

3

<sup>3</sup> Steinbrenner, Tafel. Setzungsberchnung. Diestasse 1934



Ss= 2.40 Arcillas de México

$$Cc = 0.65(2.6W - 0.35)$$

ESQUINA

ESTRATO	Z	$\gamma$	H	W	$P_0$	$e_0$	z	m	n	$W_{0A}$	$\Delta p_A$	$P_A$	$e_{1A}$	$\Delta e_A$	$\Delta H_A$
	M	TON/M <sup>3</sup>	M		Kg/M <sup>2</sup>		M				TON/M <sup>2</sup>	Kg/M <sup>2</sup>			M
I	4.00	1.25	2.50	2.00	0.22	5.62	1.75	11.43	5.71	0.247	0.494	0.71	5.535	0.085	0.032
II	8.00	1.18	8.00	2.00	0.33	4.56	7.75	2.58	1.29	0.215	0.430	0.76	4.420	0.140	0.201
III	15.00	1.24	15.00	2.00	0.18	4.275	14.75	1.36	0.68	0.155	0.310	0.49	4.255	0.020	0.057
															0.290

CENTRO

ESTRATO	Z	$\gamma$	H	W	$P_0$	$e_0$	z	m	n	$W_{0A}$	$\Delta p_B$	$P_B$	$e_{1B}$	$\Delta e_B$	$\Delta H_B$
	M	TON/M <sup>3</sup>	M		Kg/M <sup>2</sup>		M				TON/M <sup>2</sup>	Kg/M <sup>2</sup>			M
I	4.00	1.25	2.50	2.00	0.22	5.62	1.75	5.71	2.86	0.245	0.490	0.71	5.530	0.090	0.034
II	8.00	1.18	8.00	2.00	0.33	4.56	7.75	1.29	0.65	0.148	0.296	0.63	4.470	0.090	0.129
III	15.00	1.24	15.00	2.00	0.18	4.275	14.75	0.68	0.34	0.074	0.148	0.33	4.265	0.010	0.028
															0.192

$$\Delta H_{TA} \quad \Delta H_{TB} \quad < NTC$$

$$29.18 \text{ cm} \quad 19.31 \text{ cm} \quad < 15 \text{ cm}$$

< 15 cm *colindantes* para zonas de lago  
< 30 cm *aisladas*

Se obtuvo que para toda el área que ocupará la plataforma de materiales mejorados, se tendrán un hundimiento al centro de 0.19 cm. y en la esquina de 0.29 cm., las cuales resultan admisibles.

### 5.2.5 Procedimiento constructivo.

A continuación se indica el procedimiento constructivo recomendable para la cimentación para el caso de obra nueva, remodelación o adecuación óptima para el terreno.

- a) En donde se apoyará la losa de cimentación sobre una plataforma de materiales mejorados de 1.50 m, mínimo, de espesor, será necesario que



estos sean en base a un suelo – cemento, en capas no mayor de 0.20 m., compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo.

- b) Inicialmente se efectuará en despalme con un espesor variable de 0.60 m en todo el terreno, retirando todos los elementos como basura, pedacería de madera, boleos, serán retirados a donde lo indique la dirección de Obra.
- c) Los pozos a cielo abierto excavados dentro del predio de interés deberán rellenarse con suelo – cemento, en capas no mayores a 0.20 m. en estado suelto, compactas al 96% de su peso volumétrico seco máximo.
- d) En las zonas donde se apoyará la losa de cimentación deberá excavarse una caja variable de 1.00 a 2.40 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, donde se alojará la plataforma de materiales mejorados a base de suelo – cemento
- e) Una vez hechas las excavaciones necesarias para alojar al suelo – cemento, se procederá a continuar la colocación de los rellenos controlados.
- f) Posteriormente se iniciará la colocación del tepetate – tezontle en capas de 0.20 m de espesor en estado suelto, humedeciéndolo y compactándolo hasta alcanzar el 96% de su peso volumétrico seco máximo. El suelo cemento estará constituido en una proporción de 80 – 20% en peso, respectivamente.
- g) El paso anterior se repetirá sucesivamente hasta alcanzar el nivel de desplante de la losa de cimentación.
- h) En caso de requerirse material importado para la construcción del terraplén podrán ser utilizados mezclas de gravas, arenas y material fino (tepetate) que cumplan con las siguientes especificaciones:

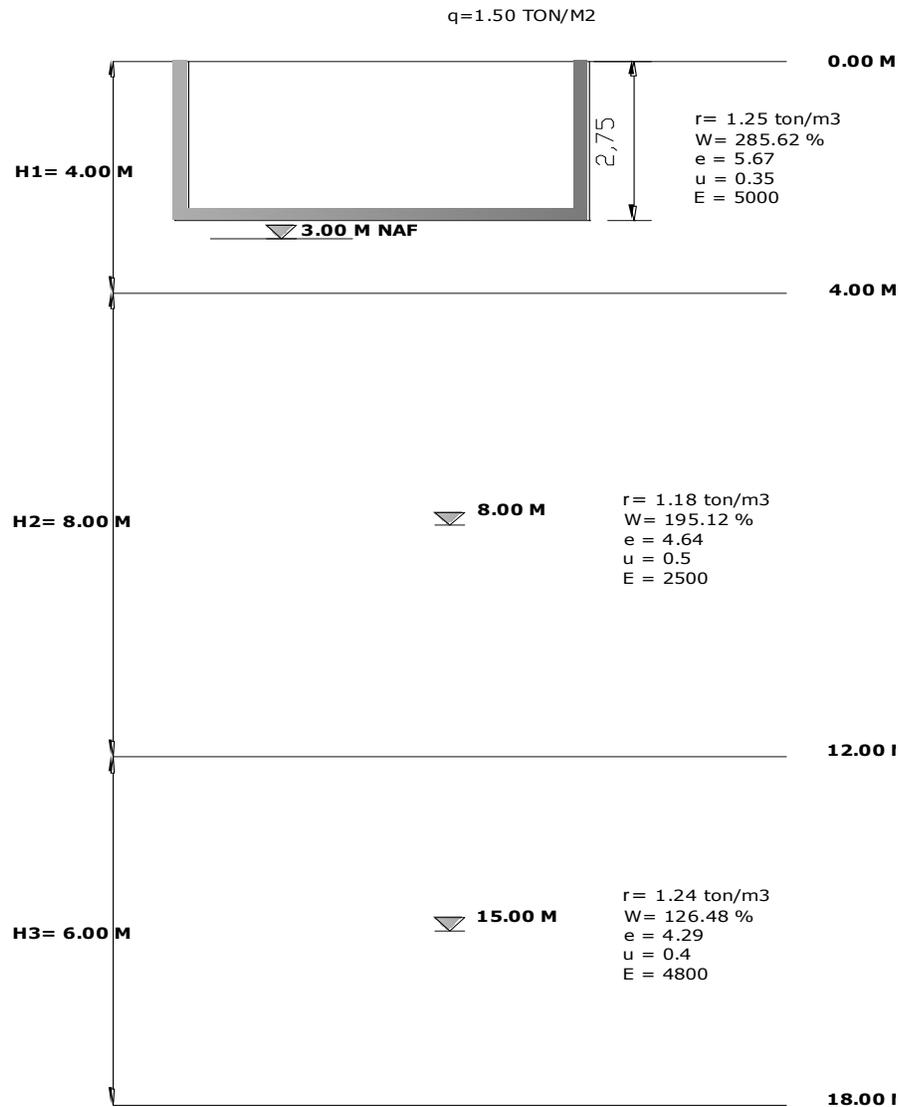
Limite líquido	40% máx.
Índice plástico	20% máx.
Contracción lineal	8% máx.
Valor relativo de soporte (CBR)	15% mín.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1.3 ton/m <sup>3</sup> mín.
Tamaño máximo del agregado	4 pulgadas.
- i) Los materiales con los que se construirá la mezcla de tepetate – tezontle, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante un equipo que permita obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.
- j) Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas de no mayores de 0.20 m. de espesor en estado suelto, y se compactarán al 96% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba próctor estándar.



- k) Una vez terminada la plataforma sobre la que se apoyará la losa de cimentación, se colocará a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.}se procederá a colocar el armado y a colar la cimentación.



### 5.3 CAJON DE CIMENTACIÓN.



#### 5.3.1 Acciones.

Las acciones consideradas en los análisis de la cimentación fueron las siguientes:

- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación, menos el peso de la excavación, afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.
- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluye el peso de la cimentación, menos el peso de la



excavación y la acción accidental más crítica por un efecto sísmico. Afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluye el peso de la cimentación, menos el peso excavado. Las cargas se afectan por un factor de carga de 1.0 y se emplean en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

### **5.3.2 Determinación de la profundidad de desplante.**

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media más el peso propio de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmita al subsuelo esfuerzos tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito arcilloso, a la profundidad correspondiente, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferencias. Lo anterior se satisface limitando la presión neta transmitida al subsuelo a  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , es decir, tal que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón de cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de los sismos.

$$W_{MAX} = 840.00 \text{ ton}$$

$$W_{CAJÓN} = 200.00 \text{ m}^2 * 2.00 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{CAJÓN} = 400.00 \text{ ton/m}^2$$

$$WN_{MAX} = 840.00 \text{ ton} + 400.00 \text{ ton}$$

$$WN_{MAX} = 1240.00 \text{ ton}$$

$$W_{MED} = 1240.00 \text{ ton} * 0.9$$

$$W_{MED} = 1116.00 \text{ ton}$$

$$P_{MED} = \frac{1116.00 \text{ ton}}{200.00 \text{ m}^2}$$

$$P_{MED} = 5.58 \text{ ton/m}^2$$

Limitada:

$$P_{MED} = 5.58 \text{ ton/m}^2 - 2.00 \text{ ton/m}^2$$



Por compensar:

$$P_{MED} = 3.58 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{exc} = \gamma * Df$$

$$\gamma = 1.30 \text{ ton/m}^3$$

$$Df = \frac{W_{exc}}{\gamma}$$

$$Df = \frac{3.58 \text{ ton/m}^2}{1.30 \text{ ton/m}^3}$$

$$Df = 2.75 \text{ m}$$

### 5.3.3 Estado límite de falla en condiciones estáticas.

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:

$$\sum Q F_C < R F_R$$

$$PN_{MAX} = \frac{(1240.00 \text{ ton} * 1.40) - 716.00 \text{ ton}}{200.00 \text{ m}^2}$$

$$PN_{MAX} = 5.10 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

$\sum Q$  : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas

vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación.

$F_C$  : 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 c<sub>i</sub>

mentación empleada.

$F_R$  : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7



### 5.3.4 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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$RFR = (C Nc FR + Pv) A$$

Donde:

RFR : Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada

por un factor de resistencia correspondiente, en  $\text{ton/m}^2$ .

C : Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en  $\text{ton/m}^2$ .

FR : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Pv : Presión vertical a la profundidad de desplante de la cimentación, en  $\text{ton/m}^2$ .

Nc : Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión:

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

En la cual:

Df: Profundidad de desplante de la cimentación, en m.

B : Ancho del cimiento, en m.

L : Largo del cimiento, en m.

FR: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Pv: Presión vertical total a la profundidad de desplante, en  $\text{ton/m}^2$ .

$$Nc = 5.14 \left( 1 + 0.25 \left( \frac{2.75}{10.00} \right) + 0.25 \left( \frac{10.00}{20.00} \right) \right)$$

$$Nc = 6.14$$

$$Pv = \gamma * Df$$

$$Pv = 3.58 \text{ ton/m}^2$$

$$Qa = (2.50 \text{ ton/m}^2 * 6.23 * 0.7 + 3.58 \text{ ton/m}^2)$$

$$Qa = 14.32 \text{ ton/m}^2$$

$$4.39 \text{ ton/m}^2 < 14.32 \text{ ton/m}^2$$

Considerando una cohesión de  $2.50 \text{ ton/m}^2$ , y un peso volumétrico de  $1.3 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de las pruebas de compresión triaxial UU no consolidada no drenada realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño de  $14.32 \text{ ton/m}^2$ .



### 5.3.5 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

A.

$$\Sigma Q F_c < R F_R$$

$$PN_{MAX} = \frac{(1240.00 \text{ ton} * 1.10) - 716.00 \text{ ton}}{200.00 \text{ m}^2}$$

$$PN_{MAX} = 3.24 \text{ ton/m}^2$$

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 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:

B.

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_o b \gamma}{F_R C_g} \right)$$

Donde:

W<sub>t</sub>: Carga total de la estructura en la condición analizada, en ton.

F<sub>c</sub>: Factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W<sub>c</sub>: Peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en ton, igual a

$$W_c = \gamma D_f A$$

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

A<sub>R</sub>: Área reducida de la losa de fondo de la losa de cimentación, para tomar en cuenta el momento

el momento de volteo debido a sismo, igual a:

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

Siendo:

B : Ancho de la losa de cimentación.

L : Largo de la losa de cimentación

e : Excentricidad dada por:



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

Donde:

$W_t$ : Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.  $M_s$ : Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 \left( \frac{2}{3} \right) H_t * W_t \left( \frac{C_s}{Q} \right)$$

Siendo:

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

Cs: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.32.

Q : Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

$q_1$ : 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.

$a_0$ : Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.32 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 1.5.  $a_0 = 0.32 \times 981/1.5 = 209.30 \text{ cm/seg}^2$ , 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.

$\gamma$ : 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.

$$W_t = \Sigma W_{inst} F_c = 877.80 \text{ ton/m}^2$$



$$M_s = 0.8 \left( \frac{2}{3} \right) 24,27 * 877.80 \text{ ton/m}^2 \left( \frac{0.40}{3.00} \right)$$

$$M_s = 1514.97 \text{ ton} - m$$

$$e = \frac{1514.97 \text{ ton} - m}{877.80 \text{ ton/m}^2}$$

$$e = 1.73 \text{ m}$$

$$A_R = (10.00 - 2 * (1.73)) * 20.00$$

$$A_R = 130.97 \text{ m}^2$$

$$q_1 = 2.50 \text{ ton/m}^2 * 6.14$$

$$q_1 = 15.34 \text{ ton/m}^2$$

$$a_0 = 9.81 \text{ m/seg}^2 \left( \frac{0.40}{3.00} \right)$$

$$a_0 = 1.31 \text{ m/seg}^2$$

$$d = 6.54$$

$$F_R = 0.70$$

$$(877.80 * 1.1) - 716.00 < 0.7 * 130.97 * 15.34 \left( 1 - \frac{0.12 * 1.1 * 1.31 * 6.54 * 1.30}{(0.70 * 2.50 * 9.81)} \right)$$

$$249.58 \text{ ton/m}^2 < 1285.92 \text{ ton/m}^2$$

También se reviso 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.

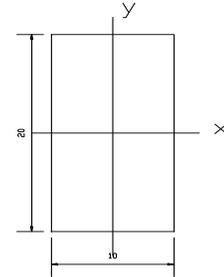
Mv: Momento de volteo debido al sismo.

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

I<sub>x</sub>,I<sub>y</sub>: Momento de inercia centroidal del área de apoyo de la losa de cimentación, en el sentido largo y corto.

$$I_x = \frac{b h^3}{12}$$

$$I_y = \frac{b^3 h}{12}$$



$$b = 10.00 \quad \text{M} \qquad x = 5.00 \quad \text{M}$$

$$h = 20.00 \quad \text{M} \qquad y = 10.00 \quad \text{M}$$

$$I_x = 6666.67 \quad \text{M}^4$$

$$I_y = 1666.67 \quad \text{M}^4$$

$$P = \frac{877.80 \text{ ton/m}^2}{200.00 \text{ m}^2} + \frac{1514.97 \text{ ton} - m}{6666.67 \text{ m}^4} 10.00 \text{ m} + 0.3 \frac{1514.97 \text{ ton} - m}{1666.67} 5.00 \text{ m}$$

$$P = 8.02 \text{ ton/m}^2$$

$$8.02 \text{ ton/m}^2 < 14.32 \text{ ton/m}^2$$

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo condiciones de sismo de 8.02 ton/m<sup>2</sup> que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 14.32 ton/m<sup>2</sup>, por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

### 5.3.6 Estado limite de servicio.

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expresiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación parcialmente compensada.



### 5.3.6.1 Expansiones elásticas.

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación, 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 geofísicos.

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

$$HD = \frac{q B}{E} ((1 - u^2)F1 + (1 - u - 2 u^2)F2)$$

Donde:

q : Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con excavación, en ton/m<sup>2</sup>.

B : Ancho del área descargada, en m.

F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub>: 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/m<sup>2</sup>.

u : Relación de Poisson, adimensional.

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

$$H = HD1 (E1, u1) + (HD2(E2, u2) - HD1 (E2, u2)) + \dots \dots \dots$$

$$+ (HDn (En, un) - HDn - 1 (En, u n))$$

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

Profundidad ( m )	Modulo de elasticidad Poisson ( ton/m <sup>2</sup> )	Relación de
2.00 - 4.00	5,000	0.35
4.00 - 12.00	2,500	0.50
12.00 - 15.00	4,800	0.40



PUNTO A												
ESTRATO	SIGNO	Z	B	L	Z/B	L/B	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	q	E	u	ΔHe <sub>A</sub>
	.+/-	M	M	M					TON/M <sup>2</sup>			
I	+	0.48	10.00	20.00	0.05	2.00	0.05	0.08	2.00	5000	0.35	0.00031
II	+	8.48	10.00	20.00	0.85	2.00	0.10	0.11	2.00	2500	0.50	0.00060
	-	8.48	10.00	20.00	0.85	2.00	0.05	0.08	2.00	2500	0.50	0.00030
III	+	14.48	10.00	20.00	1.45	2.00	0.23	0.12	2.00	4800	0.40	0.00095
	-	14.48	10.00	20.00	1.45	2.00	0.10	0.11	2.00	4800	0.40	0.00048
												0.00107

PUNTO B												
ESTRATO	SIGNO	Z	B	L	Z/B	L/B	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	q	E	u	ΔHe <sub>A</sub>
	.+/-	M	M	M					TON/M <sup>2</sup>			
I	+	0.48	5.00	10.00	0.10	2.00	0.14	0.11	2.00	5000	0.35	0.00033
II	+	8.48	5.00	10.00	1.70	2.00	0.26	0.12	2.00	2500	0.50	0.00078
	-	8.48	5.00	10.00	1.70	2.00	0.14	0.11	2.00	2500	0.50	0.00042
III	+	14.48	5.00	10.00	2.90	2.00	0.39	0.08	2.00	4800	0.40	0.00073
	-	14.48	5.00	10.00	2.90	2.00	0.26	0.12	2.00	4800	0.40	0.00052
												0.00090

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará el terreno sobre el cual se apoyara la losa de cimentación, **se tendrán las expansiones al centro de 1.5 cm. y en la esquina de 0.75 cm.**, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir las estructuras de interés, las cargas aplicadas por ellas provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja al cajón de cimentación.

### 5.3.6.2 Asentamientos diferidos por consolidación.

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 2.0 ton/m<sup>2</sup>, 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.

Se calcularon asentamientos empleando la teoría de Boussinesq, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de



esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría 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.

$$\left( \frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) * H$$

$$\Delta e = e_0 - e_1$$

ESTRATO	Z	$\gamma$	H	W	$P_0$	$e_0$	z	m	n	$W_{0A}$	$\Delta p_A$	$P_A$	$e_{1A}$	$\Delta e_A$	$\Delta H_A$
	M	TON/M <sup>3</sup>	M		Kg/M <sup>2</sup>		M				TON/M <sup>2</sup>	Kg/M <sup>2</sup>			M
I	0.625	1.25	4.00	2.00	0.03	5.63	0.625	32.00	16.00	0.247	0.494	0.53	5.560	0.070	0.042
II	8.00	1.18	8.00	2.00	0.33	4.56	5.246	3.81	1.91	0.238	0.476	0.80	4.410	0.150	0.216
III	15.00	1.24	15.00	2.00	0.18	4.28	12.246	1.63	0.82	0.177	0.354	0.54	4.250	0.030	0.085
															0.343

CENTRO															
ESTRATO	Z	$\gamma$	H	W	$P_0$	$e_0$	z	m	n	$W_{0B}$	$\Delta p_B$	$P_B$	$e_{1B}$	$\Delta e_B$	$\Delta H_B$
	M	TON/M <sup>3</sup>	M		Kg/M <sup>2</sup>		M				TON/M <sup>2</sup>	Kg/M <sup>2</sup>			M
I	0.625	1.25	4.00	2.00	0.03	5.63	0.625	16.00	8.00	0.247	0.494	0.53	5.560	0.070	0.042
II	8.00	1.18	8.00	2.00	0.33	4.56	5.250	1.90	0.95	0.195	0.390	0.72	4.510	0.050	0.072
III	15.00	1.24	15.00	2.00	0.18	4.28	12.250	0.82	0.41	0.098	0.196	0.38	4.260	0.020	0.057
															0.171

A los asentamientos antes mencionados deberán de sumarse 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 siete niveles, con elementos estructurales convencionales, con cimentación constituida por cajón de cimentación con área igual a la cubierta por el predio, desplantado a 2,75 m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno, que en esas condiciones aplican una presión neta de 2.0 ton/m<sup>2</sup>, para los que se satisface el estado limite de falla y el estado limite de servicio.

### 5.3.7 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo



plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida con el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y 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 sollicitaciones 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 Transición)

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

Donde:

$E_T$  = Empuje total sobre muro

$E_s$  = Empuje de suelo

$$E_s = K_0 * \gamma * Df$$

$E_w$  = Empuje de agua

$$E_w = \gamma_w(Df - NAF)$$

$E_{sc}$  = Empuje de sobrecarga

$$E_{sc} = \frac{W}{\pi} \left[ (\beta + \text{sen}\beta) \text{sen}^2 \frac{\beta}{2} + (\beta - \text{sen}\beta) \text{cos}^2 \frac{\beta}{2} \right]$$

$E_{ss}$  = Empuje de sismo

$$E_{ss} = W \frac{C_s}{Df}$$

\*Empuje de suelo

$K_0=0.6$

$\gamma = 1.25 \text{ ton/m}^3$

$Df=2.75 \text{ m}$



$$E_s = 0.6 * 1.25 \text{ ton/m}^3 * 2.75 \text{ m}$$

$$E_s = 2.06 \text{ ton/m}^2$$

\*Empuje de agua

Debido a que el cajón va alojado a una profundidad de 2.75 m no existe empuje de agua ya que el NAF se encuentra a 3.00 m.

\*Empuje por sismo

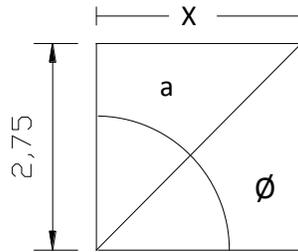
$$A = \frac{(H * X)}{2}$$

$$X = H \tan \alpha$$

$$\alpha = 90 + \phi$$

$$\phi = 45 + \frac{\phi}{2}$$

Por ser arcilla  $\phi = 10^\circ$



Sustituyendo

$$\alpha = 90 + \left(-45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\alpha = 90 - 45 - 5$$

$$\alpha = 40^\circ$$

$$X = 2.75 \text{ m} * \tan 40^\circ$$

$$X = 2.31 \text{ m}$$

$$A = \frac{(2.75 \text{ m} * 2.31 \text{ m})}{2}$$

$$A = 3.18 \text{ m}^2$$

$$W = A * \gamma * 1$$



$$W = 3.18 \text{ m}^2 * 1.25 \text{ ton/m}^3 * 1.0 \text{ m}$$

$$W = 3.97 \text{ ton}$$

$$C_s = 0.40$$

$$Q = 3.00$$

$$E_{ss} = 3.97 \text{ ton} \frac{0.40}{\frac{3.00}{2.75 \text{ m}}}$$

$$E_{ss} = 0.19$$

\*Empuje por sobrecarga

$$\beta = \tan^{-1} \frac{L}{z}$$

$$\frac{\beta * \pi}{180^\circ} = \text{radianes}$$

PARA: L= 10 m y w=1.50 TON/M <sup>2</sup>					
1	2	3	4	5	6
z	$\beta$	$(1 + \sin \beta) \cos \frac{\beta}{2}$	$(1 - \sin \beta) \cos \frac{\beta}{2}$	3 + 4	$E_{sc} = \frac{W}{\pi} * 5$
M	rad				TON/M <sup>2</sup>
0.00	1.57	1.29	0.29	1.58	0.75
2.75	1.30	0.83	0.21	1.04	0.50

Resumiendo los empujes anteriormente calculados podemos decir que:

PROF	Es	Ew	Ess	Esc	E <sub>T</sub>
M	TON/M <sup>2</sup>				
0.00	0.00	0.00	0.19	0.75	0.94
2.75	2.06	0.00	0.19	0.50	2.76

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 fig. 20 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

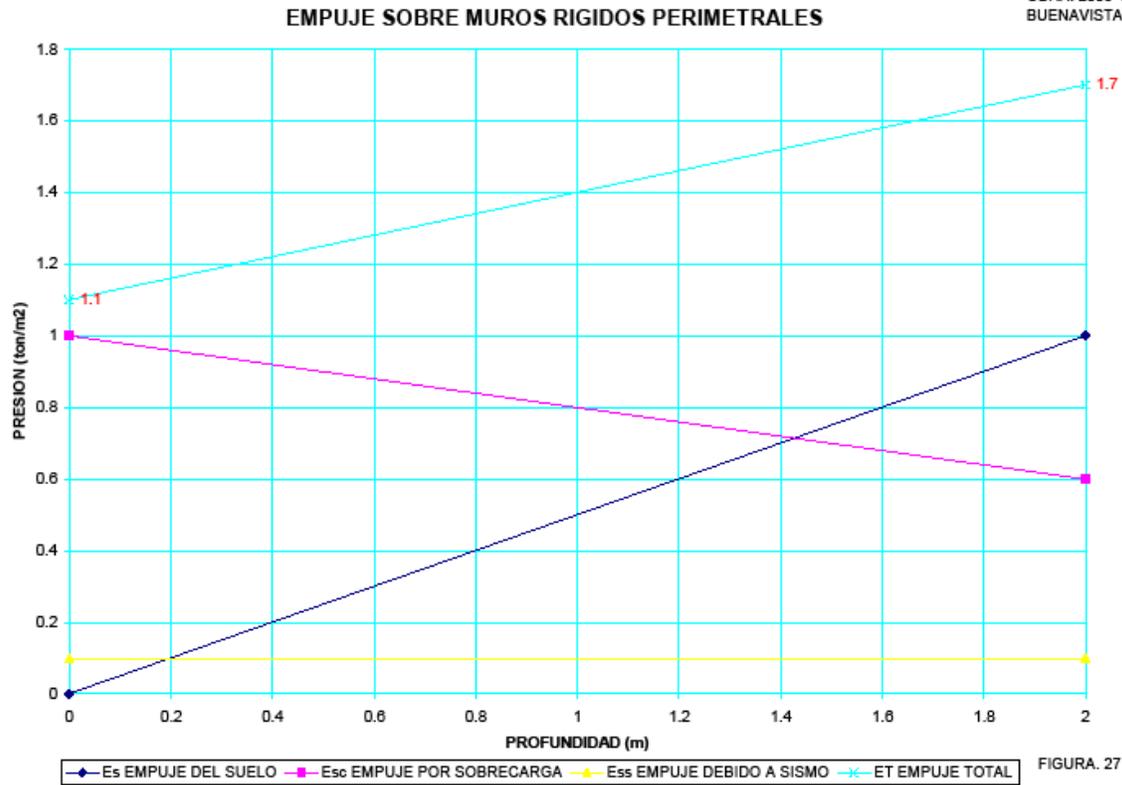


Fig. 20 EMPUJES SOBRE MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

### 5.3.8 Falla de fondo.

Se revisó la estabilidad de la excavación contra la 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  $\text{ton/m}^2$ .

$F_c$ : Factor de carga adimensional e igual a 1.4.

$q$ : Sobre carga superficial, igual a  $2.0 \text{ ton/m}^2$ .

$F'c$ : Factor de carga, adimensional e igual a 1.0.

$c$ : Cohesión del material que subyace a la excavación.

$N_c$ : Coeficiente de capacidad de carga.

$F_R$ : Factor de resistencia, igual a 0.7.

Para una excavación a 2.75 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$6.81 \text{ ton/m}^2 < 10. \text{ ton/m}^2$$



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

PROF. M	Pv TON/M <sup>2</sup>	Pv*Fc+q*F'c TON/M <sup>2</sup>	<	C*Nc*F <sub>R</sub> TON/M <sup>2</sup>
1.00	1.25	3.75	<	10.75
2.00	2.50	5.50	<	10.75
3.00	3.75	7.25	<	10.75
4.00	4.00	7.60	<	10.75

### 5.3.9 Estabilidad de taludes.

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad<sup>4</sup>.

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

Donde:

F<sub>c</sub> : Factor de carga, igual a 1.4

γ : Peso volumétrico del material.

H : Altura máxima de la excavación.

q : Sobrecarga iguala a 2.0 ton/m<sup>2</sup>.

Uq: Factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la reacción q/ γH, igual a 0.775.

N<sub>o</sub>: Número de estabilidad que depende del ángulo del talud, igual a 3.83.

C : Cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 1.6 ton/m<sup>2</sup>.

F<sub>R</sub>: Factor de reducción de resistencia, igual a 0.80.

Considerando taludes verticales se tiene:

$$6.81 \text{ ton/m}^2 < 9.20 \text{ ton/m}^2$$

La desigualdad anterior cumple, por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando taludes verticales.

4

<sup>4</sup> Jambu, N. "stability Analysis of Slopes With Dimensionaless Parameters" Prentice Hall, Harvard University Cambridg, Mass, Harvard series No.46 (1959).



### **5.3.10 Proceso constructivo.**

A continuación se indica el procedimiento constructivo recomendable de la excavación necesaria para alojar los cajones de cimentación para el caso de obra nueva, remodelación o adecuación y que responda adecuadamente al terreno.

- a) La excavación se podrá realizar en una sola etapa en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de 2.00 m respecto al nivel de la banqueteta.
- b) La excavación se realizará dejando una berma con una banqueteta de 1.00 m de ancho y taludes de 1.0 : 1.0 (horizontal : vertical), en la colindancia con las estructuras vecinas, en los lados de la excavación que colinden con la barda perimetral de los predios vecinos, se excavará dejando una banqueteta de 1.00 m de ancho y taludes de 0.5 : 1.0 (horizontal : vertical); y en las zonas donde no colindarán con estructuras se excavará dejando a talud vertical, protegiendo los materiales expuestos mediante un repellado de mortero de cemento, aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada a un talud mediante varillas de 3/8" y 30 cm de longitud.
- c) La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde la plataforma inicialmente excavadora a 1.00 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.20 m arriba del nivel de máxima excavación, este último tramo se excavara con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.
- d) La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la colocación del terreno controlado, sobre el que se apoyara el cajón de cimentación, por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al termino de la excavación.
- e) El nivel de desplante deberá ser revisado por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, que verifique el desplante se realice en los materiales considerados en el análisis.
- f) Una vez alcanzado el nivel sobre el cual se apoyara la losa, se colocara a la brevedad posible, una plantilla de concreto pobre, que proteja a la plataforma de suelo – cemento del remoldeo y del tránsito de obreros.
- g) Se procederá a colocar el armado y colar la losa de fondo del cajón de cimentación.



## 5.4 PILOTES DE FRICCIÓN.

### 5.4.1 Parámetros de diseño.

Con base a la resistencia en pruebas de compresión simple efectuadas, se estimó la resistencia media al corte no drenada de la arcilla, en el fuste del pilote, de 4.0 ton/m<sup>2</sup> y en la punta del mismo de 3.10 ton/m<sup>2</sup>; el peso volumétrico de la arcilla se considero de 1.20 ton/m<sup>3</sup>.

### 5.4.2 Capacidad de carga en pilotes de fricción.

La capacidad de carga admisible por adherencia lateral del pilote ( $Q_{fs}$ ) bajo esfuerzos de compresión, se obtuvo como:

$$Q_{fs} = A_l f F_R$$

Donde:

$Q_{fs}$ : Capacidad por adherencia lateral del pilote, en ton.

$A_l$ : Área lateral del pilote, m<sup>2</sup>.

$F$ : Adherencia lateral media pilote – suelo, ton/m<sup>2</sup>.

$F_R$ : Factor de Reducción de Resistencia e igual a 0.7

Considerando los parámetros mecánicos del suelo antes citados, la capacidad de carga del pilote resulta el mostrado en la gráfica de la figura 26, la cual depende de las dimensiones del pilote.

Ca de 0.0 m a 4.00 m=	1.05		prom= 1.093
Ca de 4.0 m a 12.00 m=	1.15		
Ca de 12.00 m a 18.00 m=	1.08		

Para pilotes de 18.0 m

B	P	$A_l$	Ca	$F_R$	$Q_{fs}$
m	m	m			ton
0.20	0.80	14.40	1.093	0.7	9.52
0.25	1.00	18.00	1.093	0.7	11.89
0.30	1.20	21.60	1.093	0.7	14.27
0.35	1.40	25.20	1.093	0.7	16.65
0.40	1.60	28.80	1.093	0.7	19.03
0.45	1.80	32.40	1.093	0.7	21.41
0.50	2.00	36.00	1.093	0.7	23.79

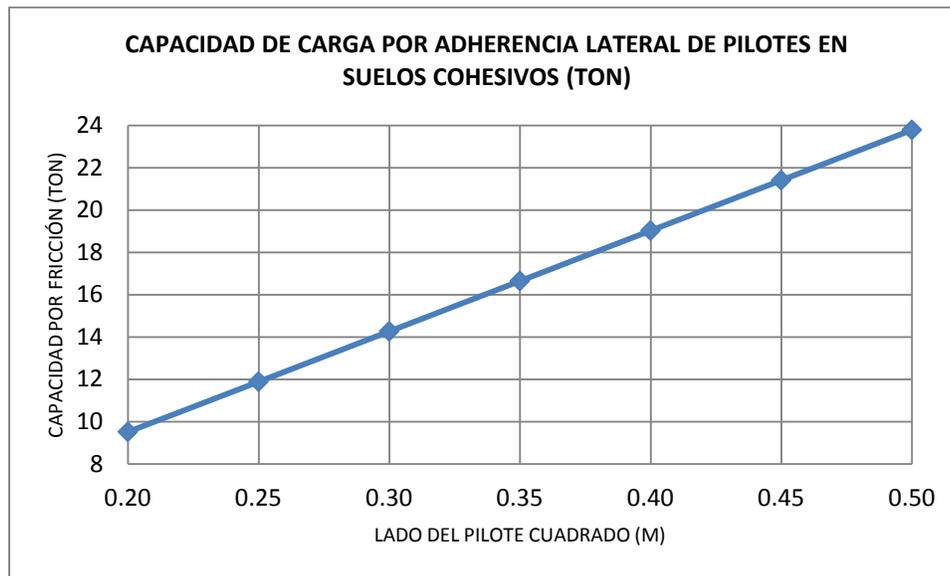


FIGURA No. 26 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES DE FRICCIÓN

### 5.4.3 Hincado de pilotes.

Se recomienda que en caso de obra nueva, remodelación o adecuación, los pilotes que se hincarán serán precolados y dependiendo de su longitud se podrán construir hasta en dos tramos, por lo que será necesario diseñar una junta de unión, que puede ser mediante la soldadura a tope de las dos placas, previamente fijadas a los pilotes. Para favorecer las condiciones de hincado se deberán achafalnar los bordes y esquinas del pilote.

La parte inferior de los pilotes preferentemente deberá terminar en punta cuadrada de 10 a 15 cm de lado, para favorecer la penetración del pilote a futuro, en zonas de lentes duros.

Localizado topográficamente la posición de cada pilote, se instalara un equipo de perforación que cuente en su extremo inferior con la broca espiral o helicoidal, de diámetro igual al 70% del lado pilote, que garantice la ejecución de la perforación vertical hasta la profundidad de proyecto.

La perforación previa se realizara por batido y sin extracción de material en movimiento descendente continuo.

Al inicio y durante la ejecución de cada perforación deberá verificarse al barretón o Kelly este preferentemente vertical, revisando en dos direcciones ortogonales entre sí, para lo cual debe colocarse un nivel de mano en la barra guía de la perforadora. El desplome máximo permisible será de 3% de su longitud total.



Terminada la perforación, se procederá a el hincado del pilote, con un equipo Delmag D-22 o similar. El hincado se realizara en un máximo de 24 horas después de terminada la perforación previa.

Para evitar daños a la cabeza de los pilotes durante su hincado, deberá colocarse un colchón de madera dura o de gaúcho, en la caja inferior que estará en contacto entre martillo y pilote.



# CAPITULO

# 6

# CONCLUSIONES Y

# RECOMENDACIONES

---



## 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Para determinar el tipo de cimentación más adecuado para la remodelación y adaptación de las instalaciones donde actualmente se tiene el edificio de FERRONALES, en el predio ubicado entre las calles de Av. Jesús García, Eje 1 Norte Mosqueta y la calle de Aldama, en la Colonia Buenavista, Delegación Cuauhtémoc, México, D.F. La localización del sitio se muestra en la fig. 1 y 2, 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.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuaron tres sondeos tipo mixto a profundidades variables entre 28.44 y 31.20 m de profundidad, denominados SM-1 a SM-3.

Para conocer las características de las características de los depósitos superficiales del subsuelo, se excavo dentro del área del predio de interés, tres pozos a cielo abierto a profundidades variables de 2.95 a 3.10 m, denominados PCA-1 a PCA-3, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos, determinando la estratigrafía en las paredes del pozo, mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo del Valle de México, como se muestra en la fig. 16, en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad.

El nivel freático se encontró a 3.00 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 del orden de 15 ton/m<sup>2</sup> a 20 m de profundidad.

Del análisis se concluye que el depósito arcilloso localizado entre superficie y 3.80 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 15 ton/m<sup>2</sup> al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 5.0 ton/m<sup>2</sup>, en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 18.00 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, de 2.0 ton/m<sup>2</sup>. Entre 18.00 y 30.00 m de profundidad se tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de 6.0 ton/m<sup>2</sup>. A partir de 30.00 m en la Formación Arcillosa Inferior (FAI) la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación es de 6.0 ton/m<sup>2</sup>.



Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo antes descritas, así como sus condiciones de frontera, en particular la existencia de materiales de relleno entre la superficie y 2.40 m de colocados a volteo y sin ningún control en cuanto a su constitución y compactación; seguidos por depósitos arcillosos de consistencia media, entre 2.40 y 3.60 m de profundidad, subyacentes por un depósito arcillosos de consistencia variable de blanda a muy blanda, hasta los 27.00 m de profundidad; así como las condiciones de preconsolidación del subsuelo, se considera al terreno apto para recibir cualquiera de las alternativas de cimentación descritas a continuación:

- Para estructuras de uno y dos niveles que transmitan al subsuelo una presión máxima de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , se podrán apoyar en zapatas aisladas y zapatas corridas, dependiendo del tipo de estructuración, ya sea columnas o muros de carga, ambas desplantadas a 1.50 m de profundidad, respecto al nivel actual del terreno, por lo que se apoyan sobre una estructura de materiales mejorados a base de suelo – cemento, en una proporción de 95 – 5%, en peso, que constituya a los materiales de relleno existentes entre la superficie y 2.40 m de profundidad, quedando apoyada la plataforma dentro de los materiales de origen natural, colocada en capas de 0.20 m de espesor en estado suelto, y compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo. Diseñadas para una capacidad de carga admisible de  $4 \text{ ton/m}^2$ .

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligeros posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso de los edificios, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de  $0.9 \text{ ton/m}^2$  por nivel, y el peso de la cimentación de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ .

- Para estructuras de tres niveles que transmitan al subsuelo una presión neta de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , se podrán apoyar sobre una losa de cimentación con trabes de rigidez desplantada superficialmente sobre una plataforma de materiales mejorados a base de tepetate tezontle, en una proporción de 80 – 20%, en peso, que sustituya a los materiales de relleno existentes entre la superficie y 2.40 m de profundidad, quedando apoyada la plataforma dentro de los materiales de origen natural, colocada en capas de 0.20 m de espesor en estado suelto, y compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo. Diseñada para una capacidad de carga admisible de  $10.5 \text{ ton/m}^2$ .

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligero posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso de los edificios,



considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de  $0.9 \text{ ton/m}^2$  por nivel, y el peso de la cimentación de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ .

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

- Para estructuras de cuatro a seis niveles que transmitan al subsuelo una presión neta máxima de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ , se podrán sobre un cajón de cimentación hueco y estanco parcialmente compensado, desplantado a partir de  $2.75 \text{ m}$  de profundidad, constituido por una losa de cimentación con contratrabes invertidas, muros perimetrales y losa tapa, todos de concreto armado, desplantado a una profundidad tal que la diferencia entre el peso total de la estructura, incluyendo el peso de la cimentación, menos el peso excavado para alojar al cajón resulte en una presión neta máxima de  $2.0 \text{ ton/m}^2$ . Diseñado para una capacidad de carga admisible de  $10.5 \text{ ton/m}^2$ .

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligero posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso de los edificios, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de  $0.9 \text{ ton/m}^2$  por nivel, y el peso de la cimentación de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ .

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

- Para estructuras que transmitan al subsuelo una presión neta mayor de  $3.5 \text{ ton/m}^2$ , se podrán apoyar sobre una cimentación mixta en base a cajón de cimentación hueco estanco parcialmente compensado, constituido por una losa de cimentación con contratrabes invertidas, muros perimetrales y losa tapa, todos de concreto armado, desplantado sobre pilotes de fricción hincados a golpes, con una longitud variable entre el lecho bajo de la losa de cimentación y  $20.00 \text{ m}$  de profundidad dependiendo de la fricción necesaria y del número de pilotes requeridos para tomar las cargas



impuestas por las estructuras proyectadas. Diseñados para una capacidad de carga admisible que se muestra en la gráfica de la figura 26.

- 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 5 años.

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

Este trabajo se realizó pensando en la persona que lo consulte ya que se muestra paso a paso los cálculos necesarios para el tipo de cimentación que se emplee en la construcción y/o remodelación del edificio y servirá de gran ayuda en algún proyecto similar.



- **BIBLIOGRAFIA**

- ❖ REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.  
EDITORIAL PORRÚA.
- ❖ NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y  
CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.  
GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL.  
27 DE FEBRERO DE 1995
- ❖ MECÁNICA DE SUELOS TOMO I,II Y III  
JUÁREZ BADILLO  
EDITORIAL LIMUSA
- ❖ MANUAL DEL INGENIERO CIVIL TOMO I,II,III Y IV  
FREDERICK, S. MERRITT  
EDITORIAL LIMUSA
- ❖ MANUAL DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA  
SECRETARIA DE OBRAS DEL DEPARTAMENTO DEL D.F.
- ❖ GACETA OFICIAL 4 AGOSTO DE 2010, SISMO DEL D.F.  
DR. MORENO, BRIZUELA ELIAS MIGUEL.



# CAPITULO

# 7

# ANEXOS

## 7. ANEXOS

ANEXO I . EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUELO (REPORTE FOTOGRAFICO).













## ANEXO II METODO DE CROSS HOLE

Como complemento a esta investigación se realizó un estudio geofísico conocido como “Cross Hole”, cuyo objetivo fue determinar la variación de las ondas de compresión o primarias (ondas P) y de las ondas de cortante o secundarias (ondas S). a partir de estos resultados se obtuvieron los perfiles de G, E y UN de los distintos estratos que forman el subsuelo, hasta una profundidad de 80 m.

### DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO UTILIZADO.

#### \*SITIO Y CARACTERÍSTICAS DE LOS BARRENOS.

El sitio donde se aplicó el método de Croos-Hole, se ubica al sur del edificio, en el área cercana a la esquina que forman las calles de Buenavista y J. Meneses, para lo cual se ejecutaron tres barrenos o pozos profundos a 80 m de profundidad, que se alinearon en dirección Norte-Sur y separados a 5.00 m entre sí fig. no.21, de los cuales dos perforaciones se efectuaron con diámetro de 6” y una de 4” de diámetro.

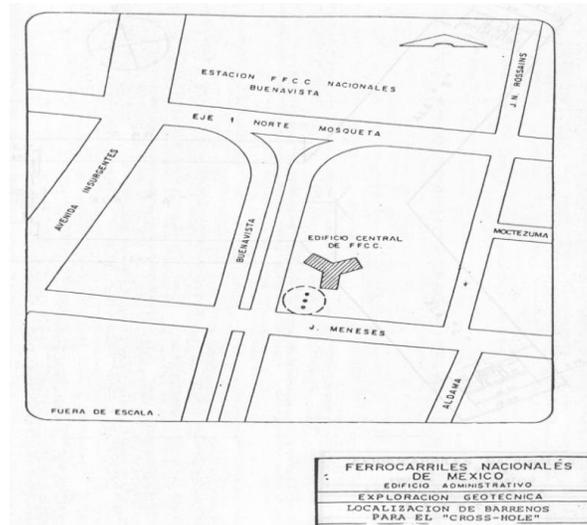


Fig.21 LOCALIZACIÓN DE BARRENOS PARA EL “CROSS-HOLE”

Los tres barrenos profundos, se ademararon hasta la profundidad de 80.00 m con tubería de PVC de 2” (1) y 4” (2) de diámetros y cuyo espacio anular entre el ademe y el suelo se rellenó con una lechada de cemento-arena con el objeto de confinar y fijar el ademe al suelo.



Los pozos se ademaron con objeto de proteger los geófonos y asegurar la correcta transmisión de las ondas sísmicas desde la fuente de perturbación hasta cada geófono.

## METODO DE CROSS-HOLE.

Este método consiste en generar las ondas sísmicas dentro de un barreno denominado pozo de tiro (PT) a una profundidad definida y registrar simultáneamente la transmisión de dichas ondas mediante dos geófonos se coloca dentro de la fuente generadora de onda, tal como se observa en la fig. 22.

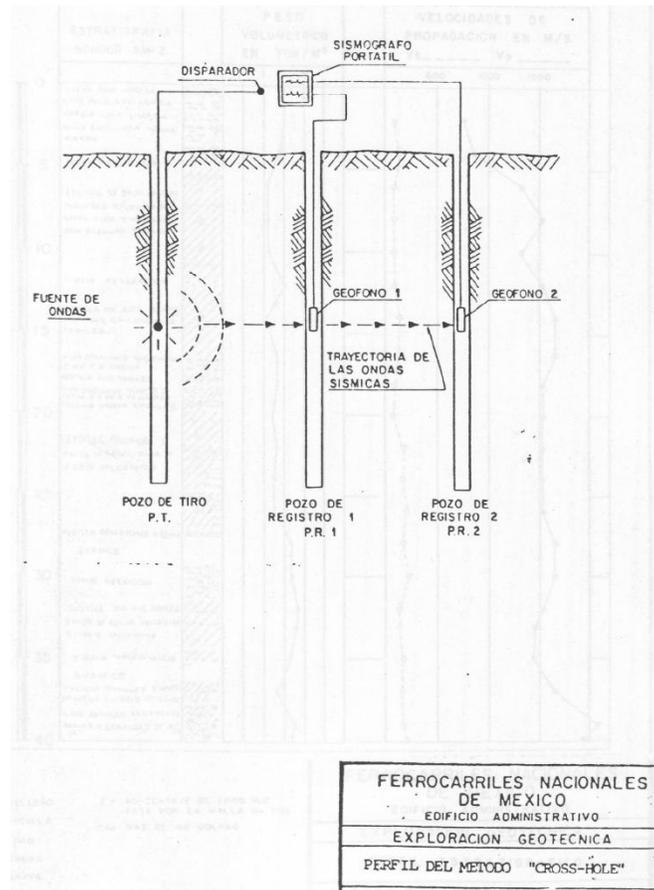


Fig. 22 PERFIL DEL METODO "CROSS-HOLE"

Todas las señales captadas por los geófonos se enviaron por cables a un sismógrafo portátil para su grabación y registro. El sismógrafo utilizado es de 12 canales marca Geometrics, modelo ES-1225 provisto de un sistema de apilamiento y una interface para computadora portátil. Los geófonos utilizados son de tipo omnidireccional o sea, provistos de 3 sensores capaces de registrar los movimientos del suelo, según 3 direcciones ortogonales; los horizontales y uno vertical. Como fuente generadora de ondas se utilizó un estopín colado dentro del barreno de tiro, a una determinada profundidad y conectado por medio de un cable a un dispositivo de control denominado disparador o "Blaster".



De esta manera, cada prueba consistió en hacer estallar el estopín a una profundidad conocida, con los dos geófonos de pozo colocados a la misma profundidad, para registrar las ondas sísmicas directas que se propagan horizontalmente por el suelo.

En total se realizaron 40 pruebas o lecturas, la mayoría de ellas se efectuaron a intervalos mayores de 2.00 m de profundidad y en algunos estratos, las lecturas se efectuaron a intervalos mayores de 2.00 m. La selección de las profundidades de lecturas se llevó a cabo tomando como base el perfil stratigráfico del sondeo SM-2, fig. 9 y 10.

Cabe mencionar que, en el momento de efectuar la prueba geofísica, los geófonos penetraron en los pozos de registro hasta 71.00m y 80.00 m de profundidad, mientras que en el pozo de tiro con el estopín se llegó a 70.00 m, lo cual probablemente se debió a una deformación parcial del tubo de PVC o curvatura importante, dada la profundidad, que impidió el paso de la longitud del geófono o estopín; sin embargo, esto no impidió estudiar la propagación de las ondas a profundidades mayores a 70.00 m ya que las lecturas efectuadas a 70.00, 72.00 y 75.00 m de profundidad permitieron junto con un modelo de trayectoria, obtener las velocidades de transmisión de ondas en la capa más profundas para fines geofísicos, lo cual se localizó a 79.00 m de profundidad.

El estudio geofísico se realizó por la noche con objeto de registrar en forma óptica las ondas de interés y disminuir la presencia del ruido mecánico producido por el tráfico de vehículos, que en esta zona alcanza niveles elevados durante el día.

#### EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO COMPLEMENTARIA.

En el sitio donde se realizó el estudio geofísico de Cross-Hole, se efectuó una exploración del subsuelo directa que consistió en un sondeo de cono a 33.00 m de profundidad y un sondeo con muestreo inalterado continuo hasta 50.00 m de profundidad y de 50.00 a 80.00 m con muestreo mixto. Las muestras representativas obtenidas del suelo se sometieron a diferentes ensayos en laboratorios, entre los cuales se incluye los pesos volumétricos en estado natural, de los materiales atravesados de gran utilidad para el cálculo de los parámetros dinámicos.



## RESULTADOS OBTENIDOS

Del análisis e interpretación de los registros correspondientes a cada prueba se obtuvieron los tiempos de llegada de las ondas P y de las ondas S para diferentes profundidades y se calcularon las velocidades representativas.

Lo anterior permitió obtener la variación de las velocidades de propagación de los tipos de onda con la profundidad, y elaborar los perfiles de  $V_s$  y  $V_p$  que se presentan.

Para el cálculo de los parámetros dinámicos  $G$ ,  $UN$  y  $E$  se utilizaron las siguientes expresiones de la teoría de propagación de ondas en medio elástico:

$$G = V_s^2 \rho \qquad NU = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left\{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right\}}$$

$$E = 2G(1 + NU)$$

DONDE:

$V_s$  = Velocidad de propagación de las ondas S, en m/s

$V_p$  = Velocidad de propagación de las ondas p, en m/s

$\rho$  = Densidad del material, en ton-s<sup>2</sup>/m (se obtiene dividiendo el peso volumétrico entre  $g=9.81$  m/s<sup>2</sup>)

$G$  = Módulo de rigidez a cortante, en ton-m<sup>2</sup>

$NU$  = Relación de Poisson, adimensional

En la tabla no. 1 indican los valores numéricos del peso volumétrico y las velocidades  $V_s$  y  $V_p$  de los materiales que se encontraron a las distintas profundidades estudiadas con el método geofísico, los cuales, sirvieron para calcular los parámetros elastodinámicos  $G$ ,  $UN$  y  $E$  que aparecen en la misma tabla 1.



TABLA. 1 PARAMETROS ELASTODINAMICOS DEL SUELO EN EL SITIO DONDE SE UBICA EL EDIFICIO CENTRAL DE F.N.M.

h (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	P.V. (t/m <sup>3</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )	.NU	E (t/m <sup>2</sup> )
2	105	770	1.5	1,626	0.491	5,028
4	138	870	1.35	2,620	0.487	7,792
6	87	1330	1.13	872	0.498	2,613
8	85	1540	1.14	840	0.498	2,517
10	107	1330	1.15	1,342	0.497	4,018
12	93	1540	1.48	1,305	0.498	3,910
14	138	1660	1.14	2,213	0.497	6,626
16	138	1660	1.28	2,485	0.497	7,440
18	108*	1540	1.35	1,605	0.498	4,809
20	77	1540	1.17	707	0.499	2,120
22	185	1540	1.3	4,535	0.493	13,542
24	172	1540	1.22	3,680	0.494	10,996
26	206	1540	1.22	5,279	0.491	15,742
28	182	1660	1.65	5,571	0.494	16,646
30	243	1660	1.63	9,814	0.489	29,226
32	148	1540	1.3	2,902	0.495	8,677
33	149	1450	1.26	2,851	0.495	8,524
35	177	1450	1.63	5,207	0.492	15,538
37	171	1660	1.3	3,874	0.495	11,583
39	181	2100	1.75	5,845	0.496	17,488
40	208	1930	1.7	7,448	0.494	22,404
42	227	1930	1.72	9,033	0.493	26,973
44	216	1930	1.75	8,323	0.494	24,869
46	246	1780	1.85	11,413	0.49	34,011
48	241	1930	1.65	9,769	0.492	29,151
50	276	1930	1.8	13,978	0.49	41,654
51	286	1930	1.78	14,838	0.489	44,188
53	263	1930	1.75	12,340	0.491	36,798
55	285	2100	1.81	14,926	0.491	44,688
56	280	1850	1.6	12,787	0.488	38,054
58	285	1930	1.4	11,591	0.489	34,518
60	272	2100	1.42	10,713	0.491	31,946
62	275	2100	1.45	11,777	0.491	33,330
64	373	2100	1.75	24,821	0.484	73,669
65	330	2100	1.78	19,754	0.487	58,748
69	363	2100	1.7	22,836	0.485	67,823
72	407	2100	1.72	29,038	0.48	85,952
75	327	2100	1.77	19,290	0.488	57,407
79	414	2100	1.81	31,623	0.48	93,604



---

## CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados de este estudio se desprenden las siguientes conclusiones:

1. En el sitio estudiado existe una capa superficial de 4.00 a 5.00 m de espesor donde la velocidad  $V_s$  varía entre 105 y 138 m/s, mientras que  $V_p$  varía entre 770 y 870 m/s.
2. En la llamada formación arcillosa superior, que en el sitio se ubica aproximadamente de los 5 a los 27 m de profundidad,  $V_s$  alcanza valores comprendidos entre 77 y 206 m/s, en tanto que  $V_p$  varía entre 1330 y 1660 m/s.
3. En la primera capa dura, que se localiza de los 27.00 a los 31.00 m de profundidad aproximadamente, los valores de  $V_s$  quedan entre 182 y 283 m/s, mientras que  $V_p$  es igual a 1660 m/s.
4. En la formación arcillosa inferior, que en el sitio se detectó entre los 31.00 y 38.00 m de profundidad, los valores de  $V_s$  van de 148 a 177 m/s, y los de  $V_p$ , de 1450 a 1660 m/s.
5. A partir de la profundidad de 38.00 m hasta los 79.00 m, que fue la máxima profundidad estudiada,  $V_s$  va de los 181 a los 414 m/s mientras que  $V_p$  alcanza valores comprendidos entre 1780 y 2100 m/s.
6. Tal como se observa en la tabla 1, con excepción de la capa superficial en todos los estratos estudiados la presencia del agua freática incrementa notablemente los valores de  $V_p$ . Sin embargo, en los valores de  $V_s$  el efecto del agua freática es nulo.
7. Las pruebas de campo descritas permitieron determinar en forma detallada los parámetros que caracterizan el comportamiento dinámico del suelo en el sitio de interés, incluyendo los depósitos profundos.
8. Los resultados del presente estudio complementa la información geotécnica que se ha obtenido hasta ahora sobre las propiedades de los suelos que predominan en el lugar de interés. Con esta información podrá revisarse la seguridad estructural del edificio central de los F.N.M. mediante criterios modernos de análisis estructural que permitirán estimar en forma realista el efecto del suelo en la respuesta sísmica de dicho edificio.