



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA**

**CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO DE DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL PARA LA  
CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO PARA DEPARTAMENTOS EN  
CONDOMINIO CON LOCALES COMERCIALES Y ESTACIONAMIENTO,  
LOCALIZADO EN LA COLONIA CENTRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.**

**T E S I N A**

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:**

**ESPECIALISTA EN GEOTECNIA**

**P R E S E N T A:**

**ING. MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ**

**DIRECTOR DE TESINA: M. I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN**

**MÉXICO, D.F.**

**OCTUBRE 2019**

PROYECTO DE DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL PARA LA CIMENTACIÓN  
DE UN EDIFICIO PARA DEPARTAMENTOS EN CONDOMINIO CON LOCALES  
COMERCIALES Y ESTACIONAMIENTO, LOCALIZADO EN LA COLONIA CENTRO DE  
LA CIUDAD DE MÉXICO

MEMORIA DESCRIPTIVA DE CÁLCULOS

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	3
I. INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	4
I.1. Ubicación del edificio.....	4
I.2. Proyecto arquitectónico.....	4
I.3. Proyecto estructural.....	5
I.4. Estudio geotécnico.....	5
I.5. Información complementaria.....	6
I.6. Documentos no disponibles.....	6
II. ALCANCES, ESPECIFICACIONES Y REFERENCIAS.....	30
II.1. Alcance.....	30
II.2. Especificaciones y Referencias.....	30
II.3. Descripción arquitectónica y estructural.....	30
II.4. Clasificación de la estructura.....	31
III. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA.....	32
III.2. Propiedades geométricas de los elementos.....	34
III.3. Propiedades mecánicas de los materiales.....	34
III.4. Análisis de cargas.....	34
III.5. Combinaciones de Acciones.....	35
III.6. Descargas gravitacionales y lastre en la cimentación.....	36
IV. ANÁLISIS GEOTÉCNICO.....	40
IV.1. Capacidad de Carga de la Cimentación.....	40

## ÍNDICE

IV.2. Deformaciones volumétricas de los estratos. ....	46
IV.3. Interacción Suelo – Estructura. ....	54
V. CONCLUSIONES. ....	57
VI. REFERENCIAS. ....	59

## INTRODUCCIÓN

Con ayuda de los conocimientos adquiridos en la Especialidad en Ingeniería Civil (**Geotecnia**), se desarrolla un proyecto de diseño geotécnico y estructural para una cimentación de un edificio proyectado en la Colonia Centro de la Ciudad de México.

Para el desarrollo de este trabajo se contó con información parcial del proyecto arquitectónico y estructural de un inmueble localizado en San Luis Potosí, en el cual se conoce que la cimentación es a base de zapatas aisladas, por consiguiente, se desea conocer el tipo de cimentación necesario para una estructura de características arquitectónicas similares ahora desplantada en un suelo altamente comprensible y con mayores requerimientos en cuestiones de seguridad estructural por sismo.

De modo que, este documento técnico, se describen los cálculos y estudios realizados para la propuesta de diseño de una cimentación, conforme los requisitos aplicables del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal vigente, RCDF17, sus Normas Técnicas Complementarias, NTC's, y disposiciones suplementarias.

En el capítulo I se muestra la información que sirvió como base para la elaboración del modelo estructural y el análisis geotécnico.

En el capítulo II se indica el alcance de este trabajo; las bases y especificaciones empleadas; y, por último, se enlistan las características arquitectónicas del inmueble.

En el capítulo III, Modelación Tridimensional de la Estructura, se describe el proceso realizado para generar un modelo analítico donde se muestran figuras isométricas de la estructura, también se indican las propiedades geométricas y mecánicas empleadas, las acciones gravitacionales consideradas según las disposiciones reglamentarias. Por lo tanto, se obtuvo una bajada de cargas que se transmitirán a la masa del suelo y que sirven como información necesaria para el análisis geotécnico.

En el capítulo IV, Análisis Geotécnico, se muestra el procedimiento matemático que se empleó para la revisión de la estabilidad local y general de la masa del suelo y su interacción con la estructura. Por consiguiente, se muestran los resultados obtenidos en términos de hundimientos y resistencia a la falla por corte en el suelo. Se incluye la propuesta de protección a colindancias.

En el siguiente capítulo, Análisis y Diseño Estructural, se muestran las operaciones que justifican el diseño de los elementos estructurales que componen a la cimentación.

En el capítulo VI, se presentan los resultados y conclusiones. Finalmente se anexan planos estructurales a detalle de la cimentación.

## I. INFORMACIÓN DISPONIBLE.

El objetivo de este trabajo es conocer el tipo de cimentación necesaria para un inmueble proyectado en la Ciudad de México con características arquitectónicas similares a las de un edificio construido en la Ciudad de San Luis Potosí. Para el desarrollo de este trabajo se contó con información parcial del proyecto arquitectónico y estructural de este edificio; también se dispuso de un estudio geotécnico realizado en la Colonia Centro de la Ciudad de México.

### I.1. Ubicación del edificio.

En consecuencia, se proyectó la ubicación del inmueble en la esquina de las Calles Luis Moya y Ayuntamiento, Col. Centro, jurisdicción de la Alcaldía Cuauhtémoc, con coordenadas geográficas (en grados decimales WGS84), aproximadas en 19.43094 en latitud; y -99.14546 en longitud.



Fig. I.1. Localización del Inmueble.

### I.2. Proyecto arquitectónico.

Se dispuso de un conjunto de cuatro planos digitales, correspondientes al Proyecto Arquitectónico de un inmueble localizado en la Ciudad de San Luis Potosí, que se enlistan a continuación:

PLANO	DESCRIPCIÓN	REVISIÓN	FECHA
A – 01	Sótano de Estacionamiento, PB, N1 y N2.	S/R	22/09/2010
A – 02	N3, N4, N5 y AZ.	S/R	22/09/2010
A – 03	Fachadas Norte, Sur, Oriente y Poniente.	S/R	22/09/2010
A – 04	Cortes: a – a', b – b', c – c' y d – d'.	S/R	22/09/2010

## I. INFORMACIÓN DISPONIBLE.

Aparecen como datos: Edificio de Apartamentos; Ubicación: San Luis Potosí, México; Superficie del terreno: 797.43 m<sup>2</sup>; Altura aproximada, sobre el nivel de banqueta, de 18 m. Superficie de construcción aproximada por nivel: Cimentación (losa fondo y losa tapa) igual a 1592 m<sup>2</sup>, Planta Baja igual a 792 m<sup>2</sup>, N1 a N4 (tipo) igual a 2336 m<sup>2</sup>, N5 igual a 572 m<sup>2</sup> y AZ igual a 212 m<sup>2</sup>; sumando una superficie total de construcción de 5504 m<sup>2</sup>.

### I.3. Proyecto estructural.

Se dispuso de un plano digital, correspondiente al Proyecto Estructural de un inmueble localizado en la Ciudad de San Luis Potosí, que se enlista a continuación.

<b>PLANO</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>REVISIÓN</b>	<b>FECHA</b>
E – 01	Planta Cimentación – Estructural	S/R	22/09/2010

Aparecen como datos: Cimentación del Edificio a base de zapatas aisladas, principalmente, con una altura de 45 cm (Nivel de Desplante de la Cimentación, NDC, a -3.25 m y Nivel Tope de Concreto, NTC, del Sótano -2.80 m); sección tipo de las zapatas de 3 x 3 m, sin escarpio; columnas cuadradas de concreto reforzado tipo de 40 x 40 cm que transmiten las cargas a la cimentación y dan apoyo a sistemas de piso a base de losas aligeradas con nervaduras de 10 cm, firme de compresión de 5 cm, peralte de nervaduras de 25 cm, sumando un peralte total de 30 cm, además cuentan con zonas macizas de concreto de 1.40 x 1.40 m que evitan el punzonamiento de las losas.

Según el Reglamento de Construcciones del Municipio de San Luis Potosí, Artículo 223, los coeficientes sísmicos se toman de acuerdo con las indicaciones contenidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CDS – MDOC 2008); por lo tanto, muy probablemente se diseñó el edificio con los siguientes valores: coeficiente sísmico,  $c$ , igual a 0.12; aceleración máxima del terreno, que corresponde a  $T=0$ , igual a 0.05; regionalización sísmica: A (intensidad sísmica baja).

### I.4. Estudio geotécnico.

Se disponen de quince archivos electrónicos, relacionados al estudio de Mecánicas de Suelos realizado en la Colonia Centro de la Ciudad de México, que se enlistan a continuación:

<b>CLAVE</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
FIGURA No. 1	Perfil estratigráfico, SM – 1.
FIGURA No. 2	Pruebas de Compresión Simple, SM – 1, muestras 6, 9, 12 y 21.
FIGURA No. 3	Pruebas de Compresión Simple, SM – 1, muestras 25, 28, 33 y 43.
FIGURA No. 4	Pruebas de Compresión Simple, SM – 1, muestras 58 y 65.
FIGURA No. 5	Pruebas de Compresión Triaxial, SM – 1, muestra 3.
FIGURA No. 6	Pruebas de Compresión Triaxial, SM – 1, muestra 48.
FIGURA No. 7	Pruebas de Compresión Triaxial, SM – 1, muestra 55.
FIGURA No. 8	Módulo de Deformación $M_z$ .

<b>CLAVE</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
FIGURA No. 9	Resultados de Pruebas de Consolidación, SM – 1, muestras 9 y 21.
FIGURA No. 10	Resultados de Pruebas de Consolidación, SM – 1, muestras 28 y 33.
FIGURA No. 11	Resultados de Pruebas de Consolidación, SM – 1, muestras 43 y 58.
FIGURA No. 12	Resultados de Pruebas de Consolidación, SM – 1, muestra 65.
FIGURA No. 13	Pruebas de Torsión, SM – 1, muestras 6, 21, 33, 47 y 65.
FIGURA No. 14	Distribución de Esfuerzos.
ARCHIVO DE DATOS	Parámetros de Compresibilidad y Consolidación de 7 muestras.

Aparecen como datos: Sondeo Mixto (Prueba de penetración estándar); profundidad explorada de 43 m; se identifican cuatro piezómetros; litología del suelo principalmente lacustre; contenidos de agua máximo y mínimo de 456% y 26%, respectivamente; se observan aproximadamente 20 estratos mayores de un metro; Nivel de Aguas Freáticas a -2.5 m, a partir del Nivel de Banqueta; se identifican siete puntos de carga de preconsolidación; densidad de sólidos,  $S_s$ , en un rango de valor de 2.35 a 2.67; Pesos volumétricos mínimo y máximo de 1.14 tonf/m<sup>3</sup> y 1.69 tonf/m<sup>3</sup>; respectivamente.

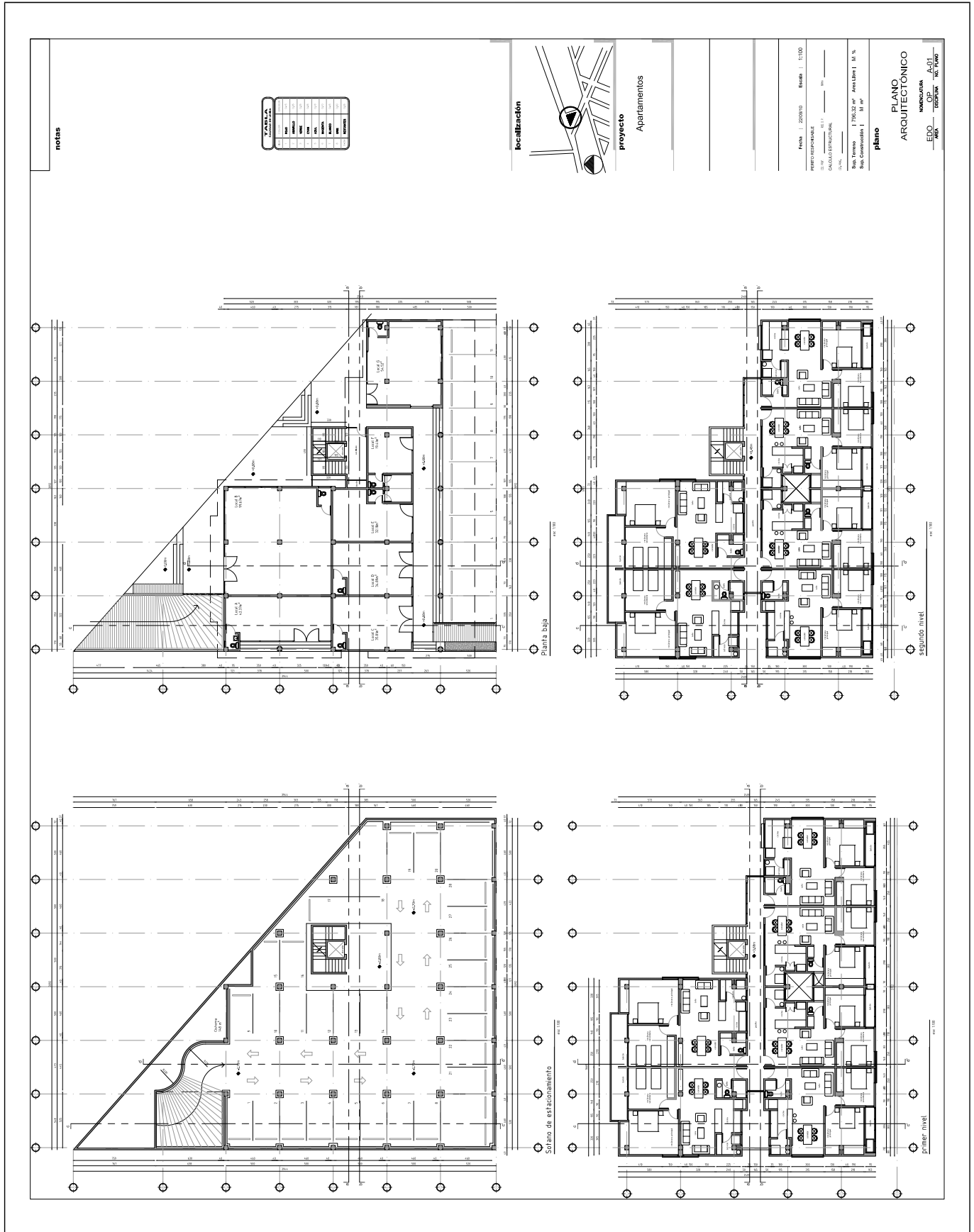
### **I.5. Información complementaria.**

Según el Atlas de Riesgos de la Ciudad de México, de la Secretaria de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil, la velocidad de hundimientos en la Alcaldía Cuauhtémoc está en el rango de 11 a 20 centímetros por año.

De las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (RCDF17), la zonificación geotécnica pertenece a la Zona III de Lago (Zona III b según el RCDF04), que está integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable.

### **I.6. Documentos no disponibles.**

No se dispuso con la siguiente información: Memoria descriptiva del proyecto arquitectónico, Memoria descriptiva del proyecto estructural, proyectos de otras especialidades como instalaciones de drenaje sanitario, hidráulicas, eléctricas, telefónicas, etc.

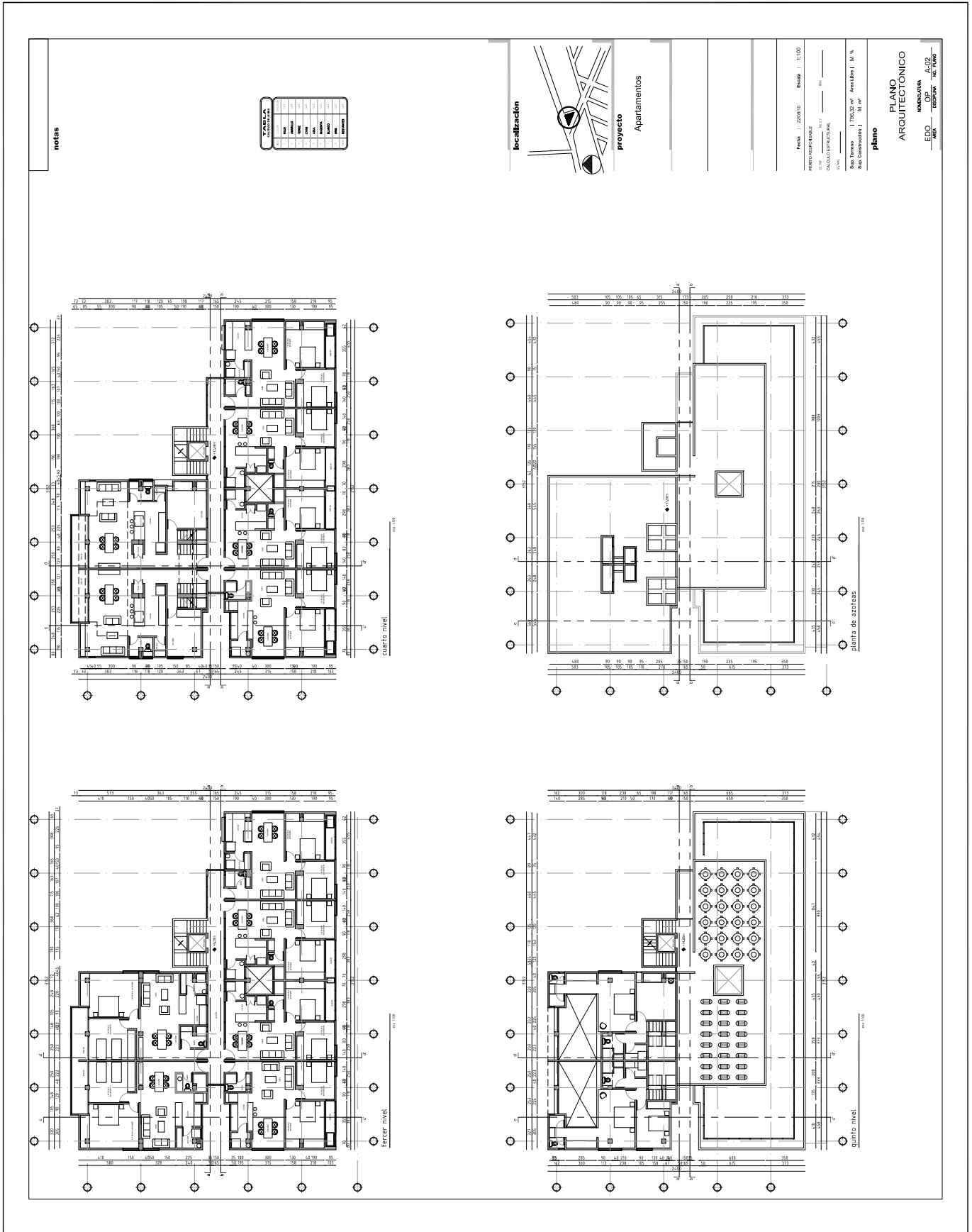


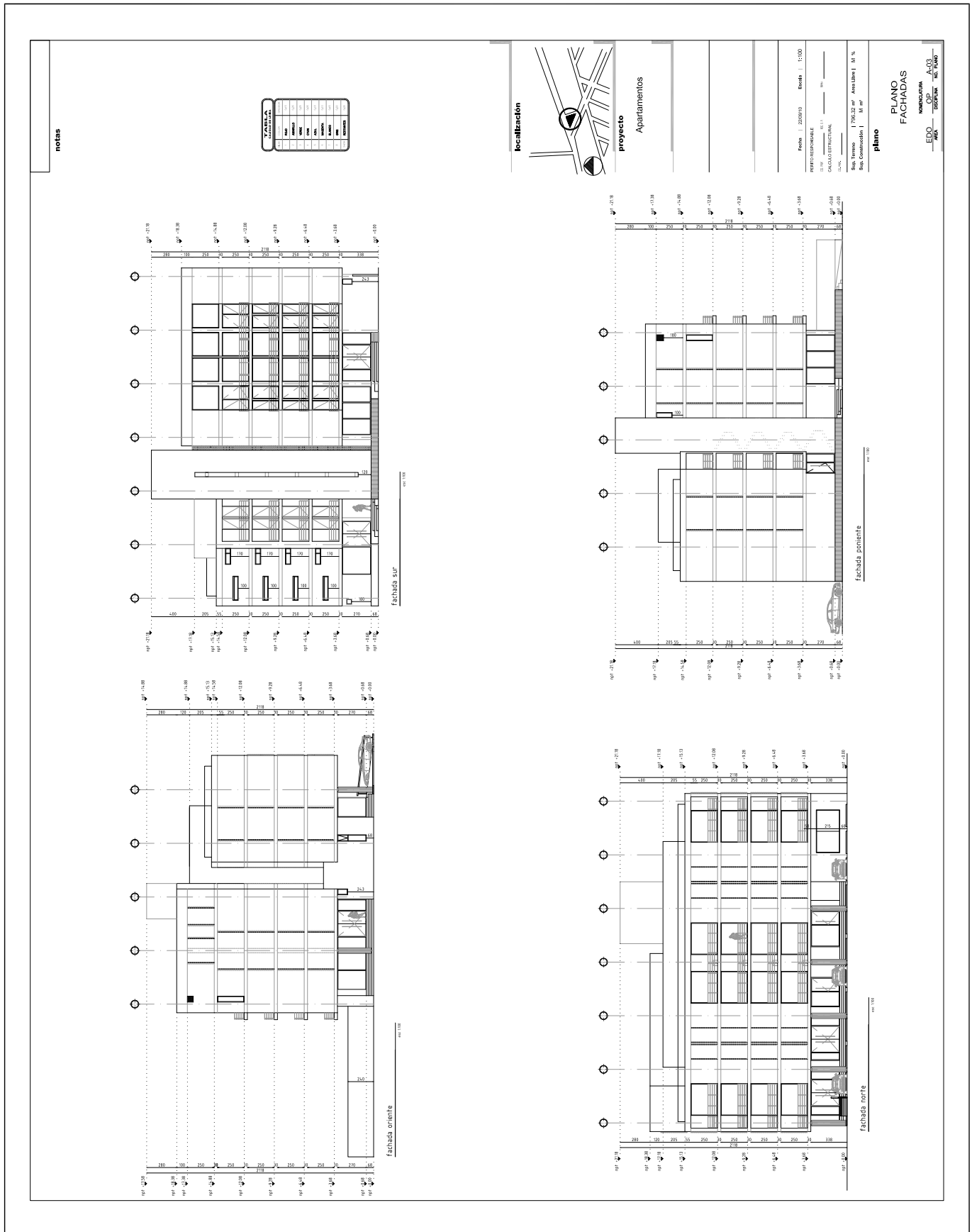


1.2. Proyecto arquitectónico

A – 02.

N3, N4, N5 y AZ.

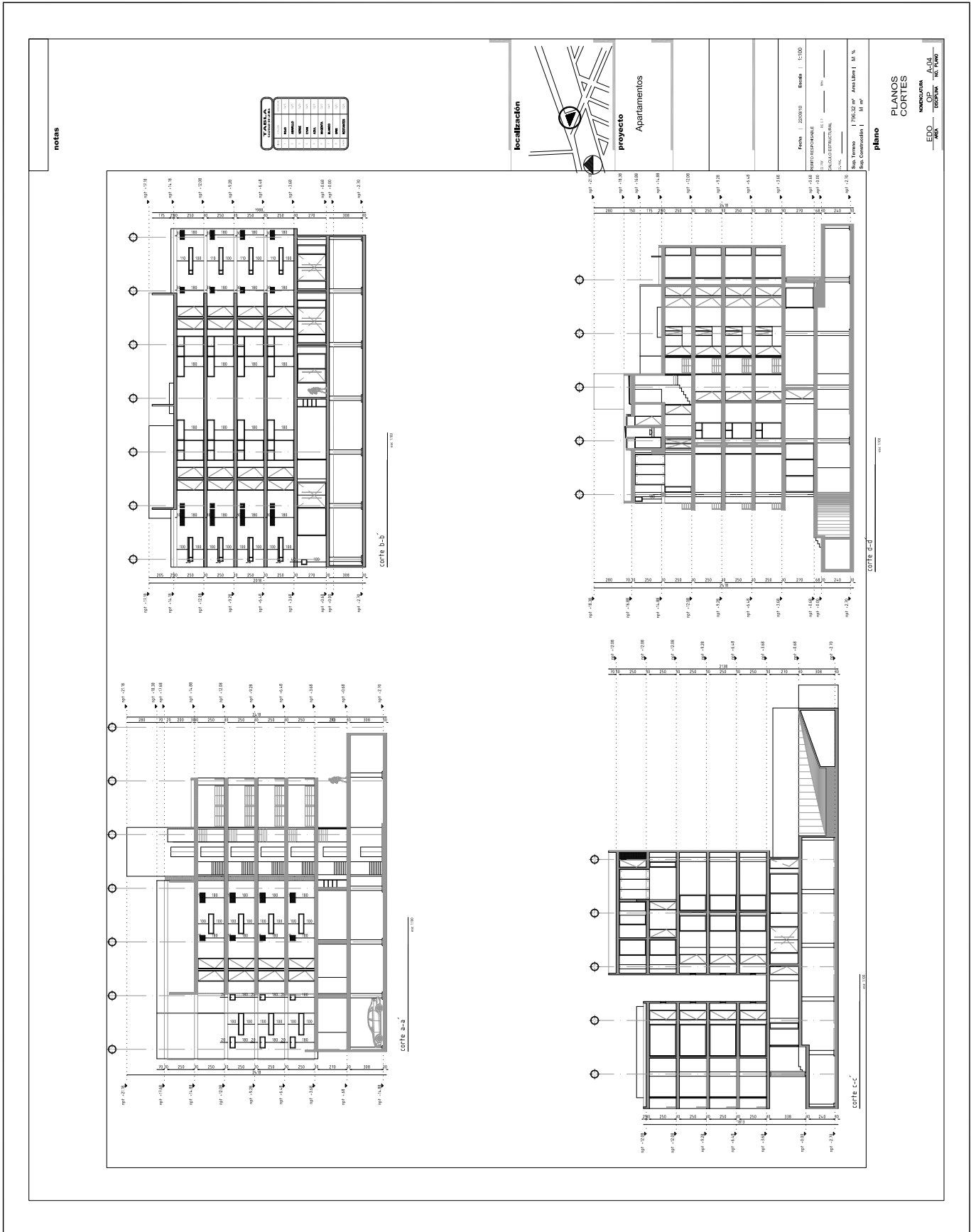


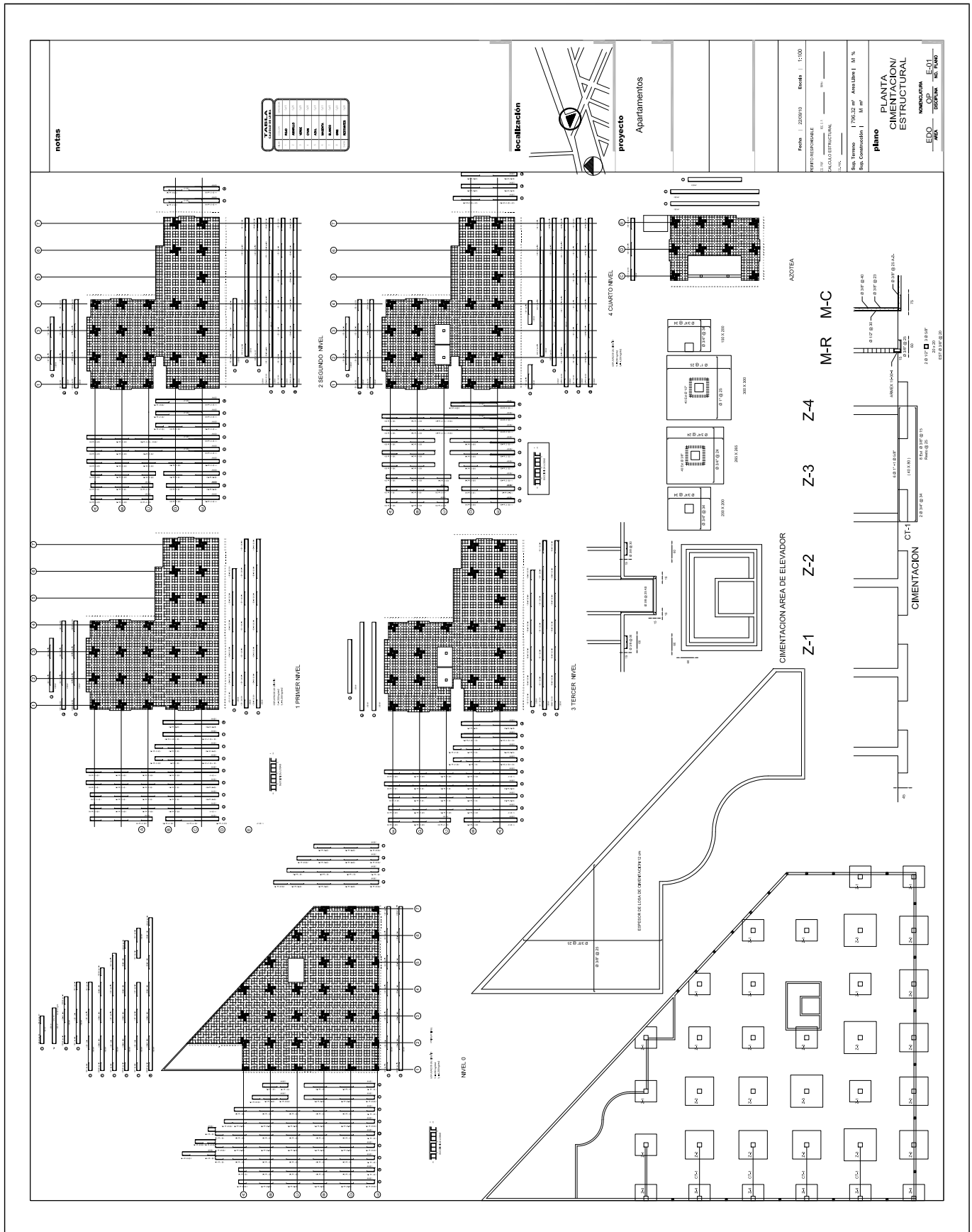


1.2. Proyecto arquitectónico

A – 04.

Cortes: a – a', b – b', c – c' y d – d'.





1.4. Estudio geotécnico

FIG. No. 1.

Perfil Estratigráfico, SM – 1.

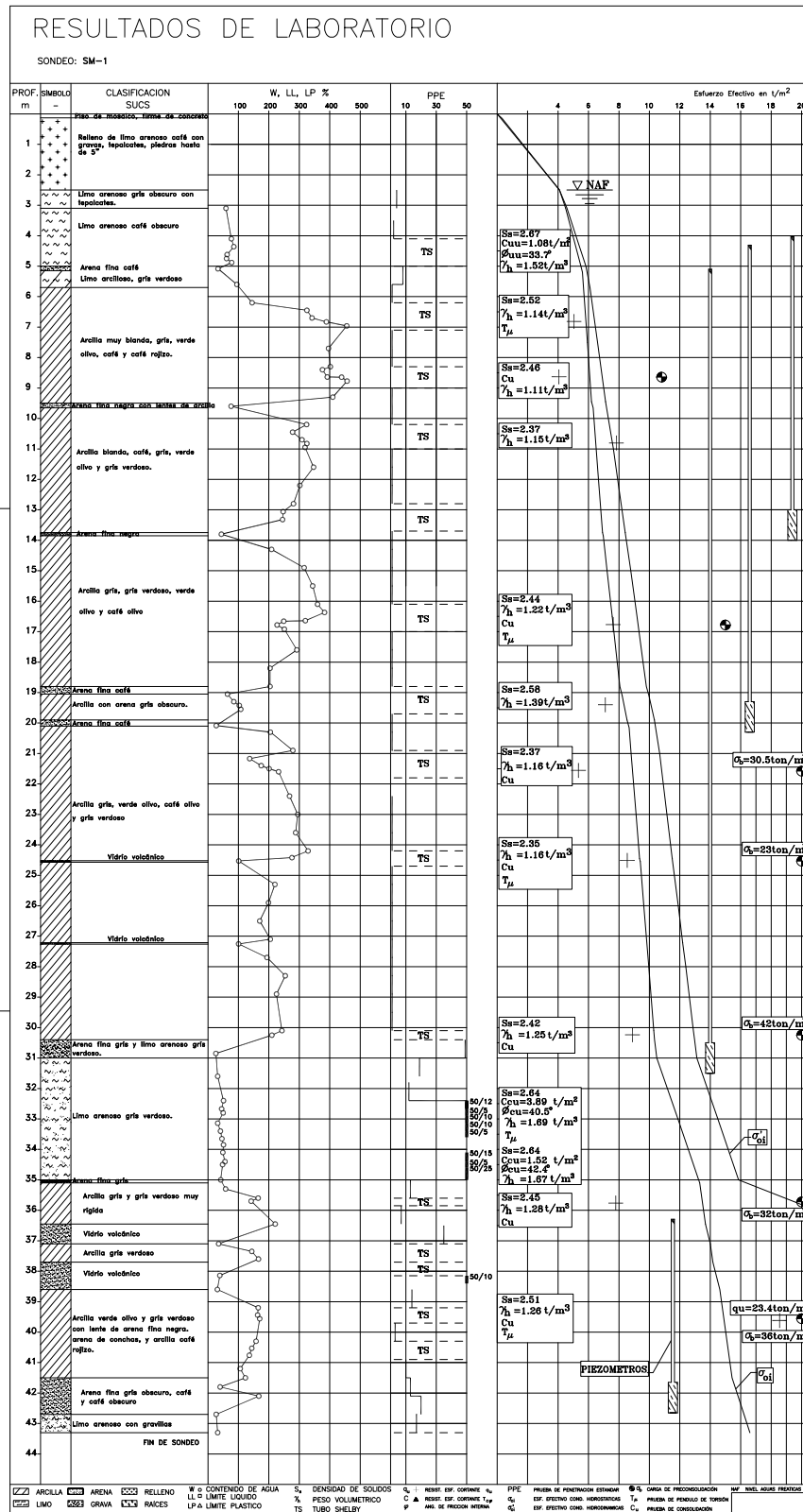
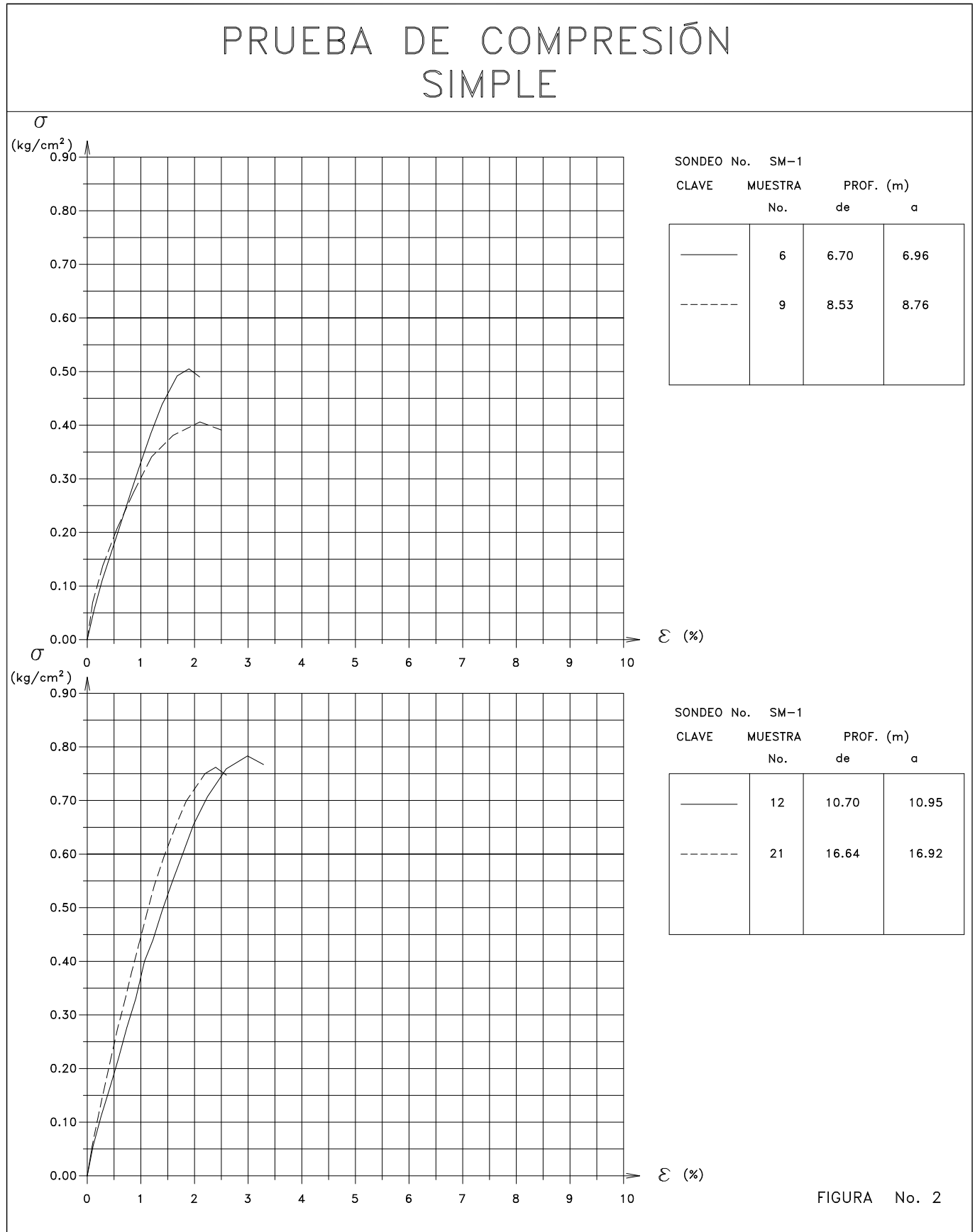


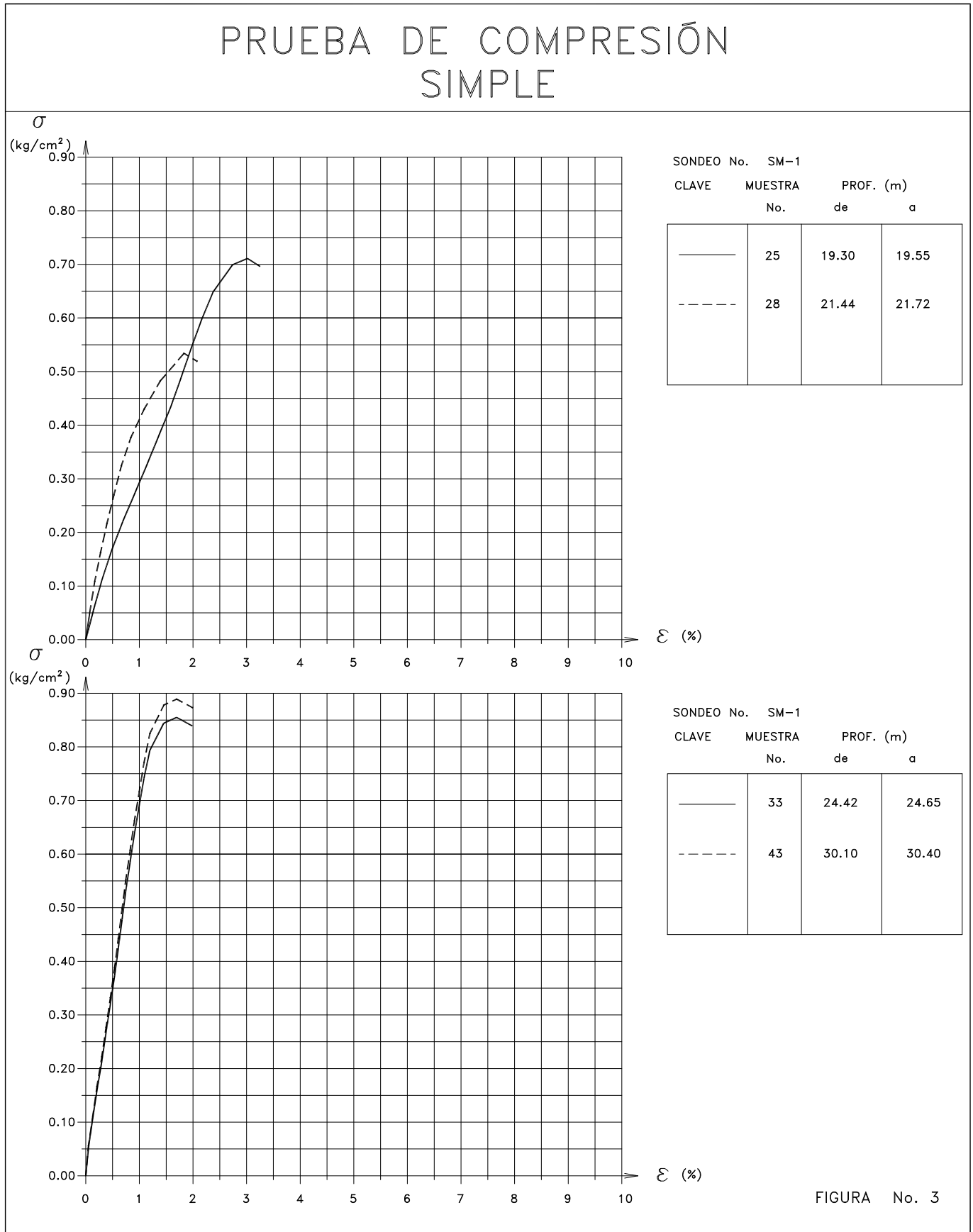
FIGURA No. 1



1.4. Estudio geotécnico

FIG. No. 3.

Pruebas de Compresión Simple, SM – 1.



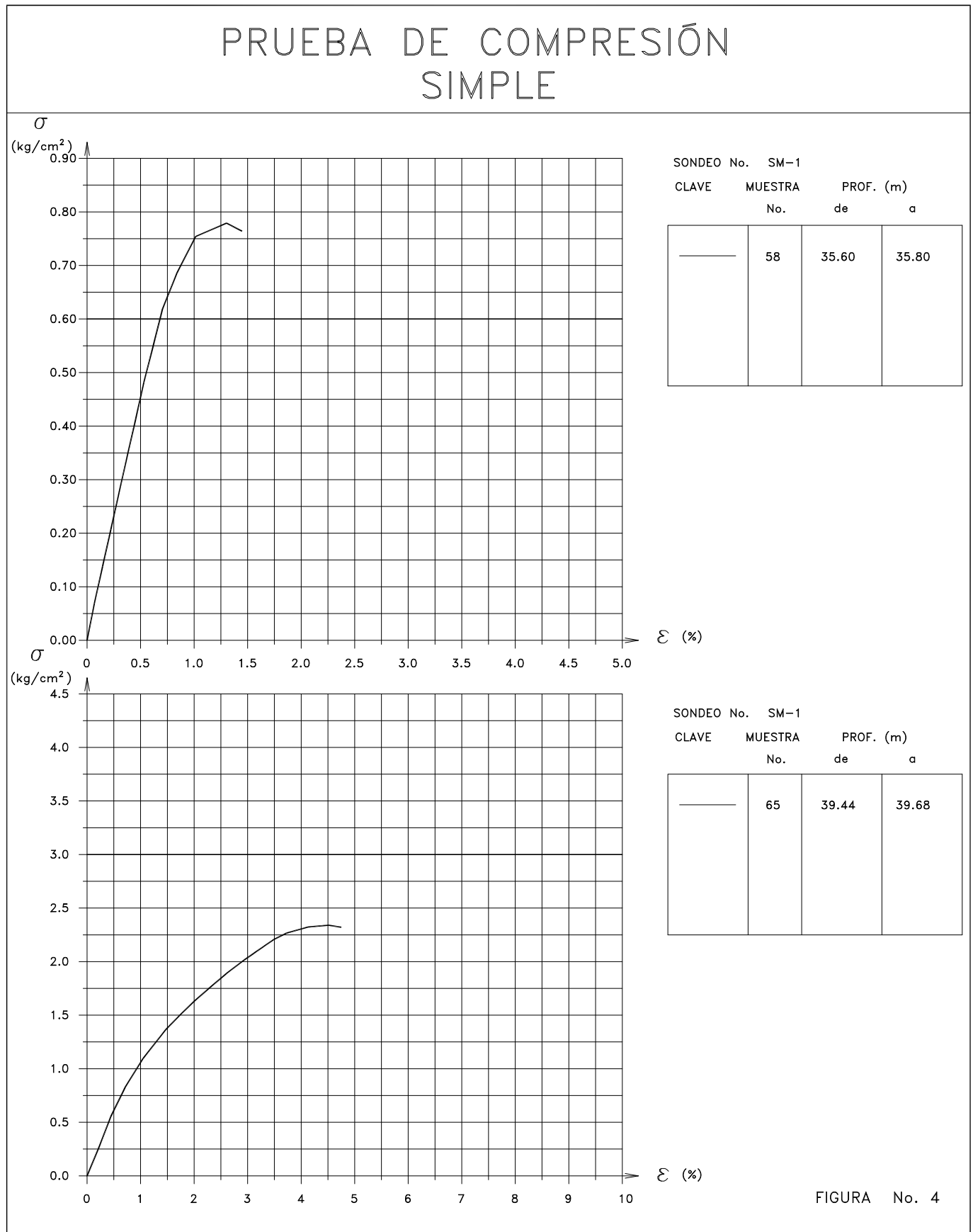
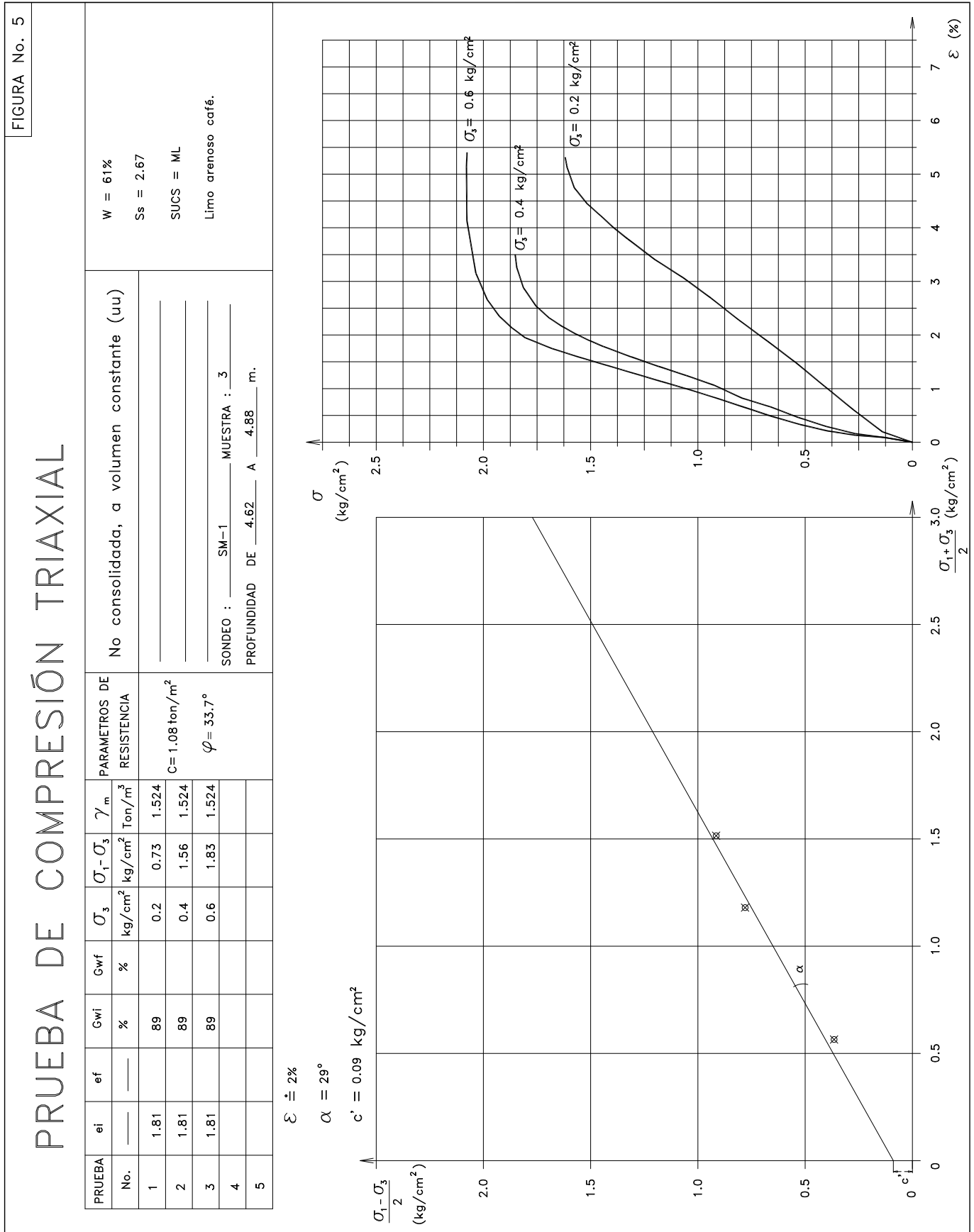


FIGURA No. 4



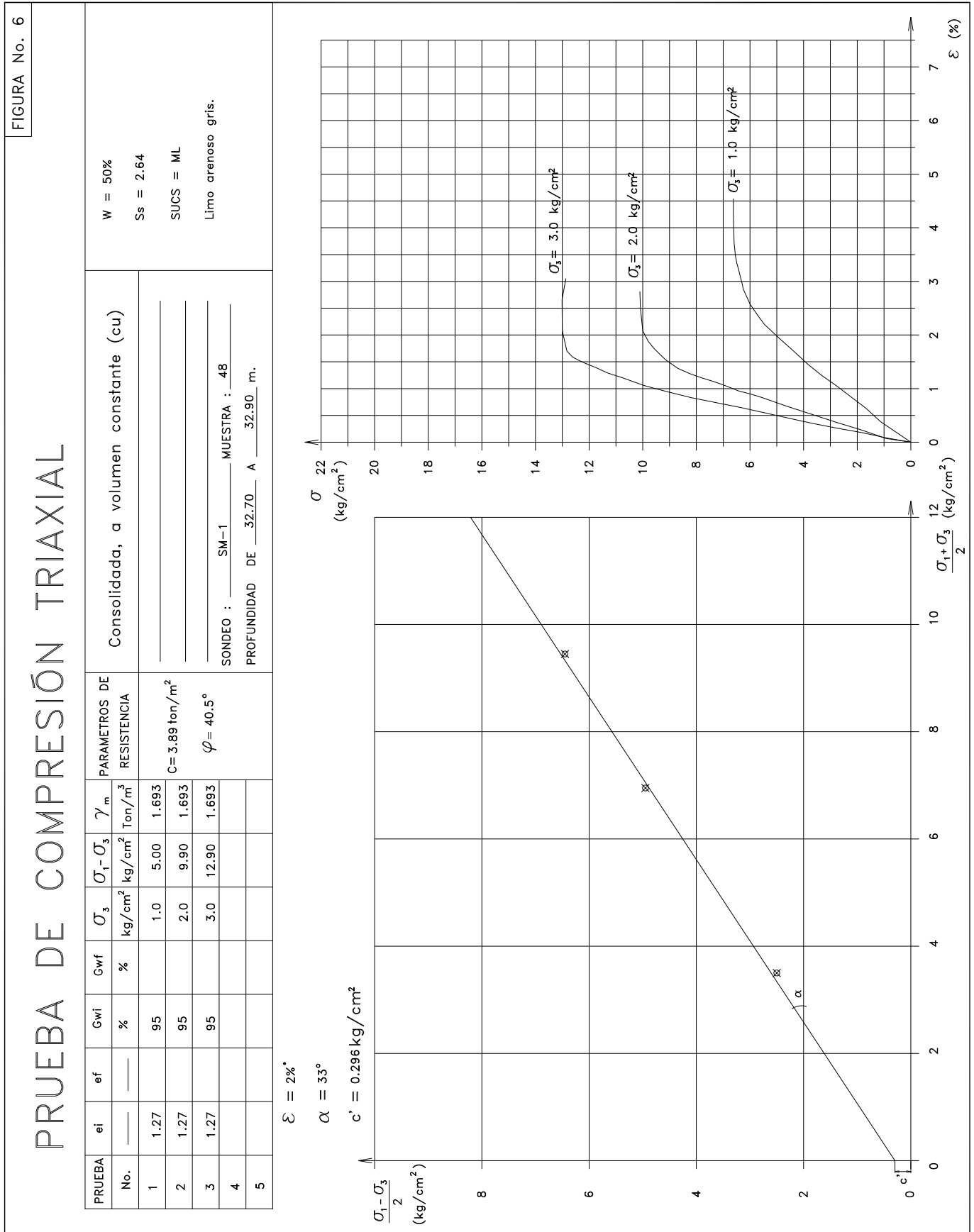
1.4. Estudio geotécnico

FIG. No. 5. Pruebas de Compresión Triaxial, SM – 1.



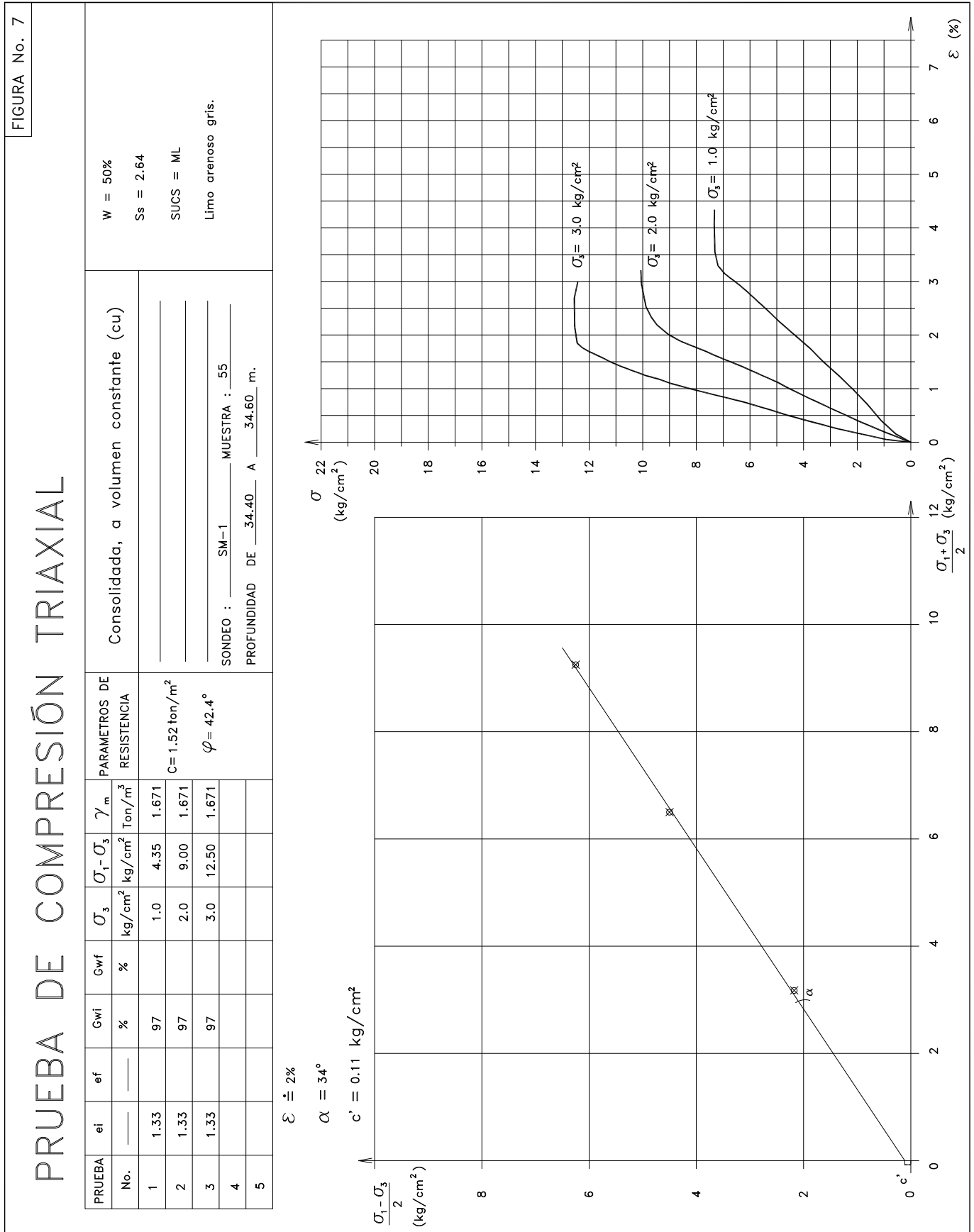
1.4. Estudio geotécnico

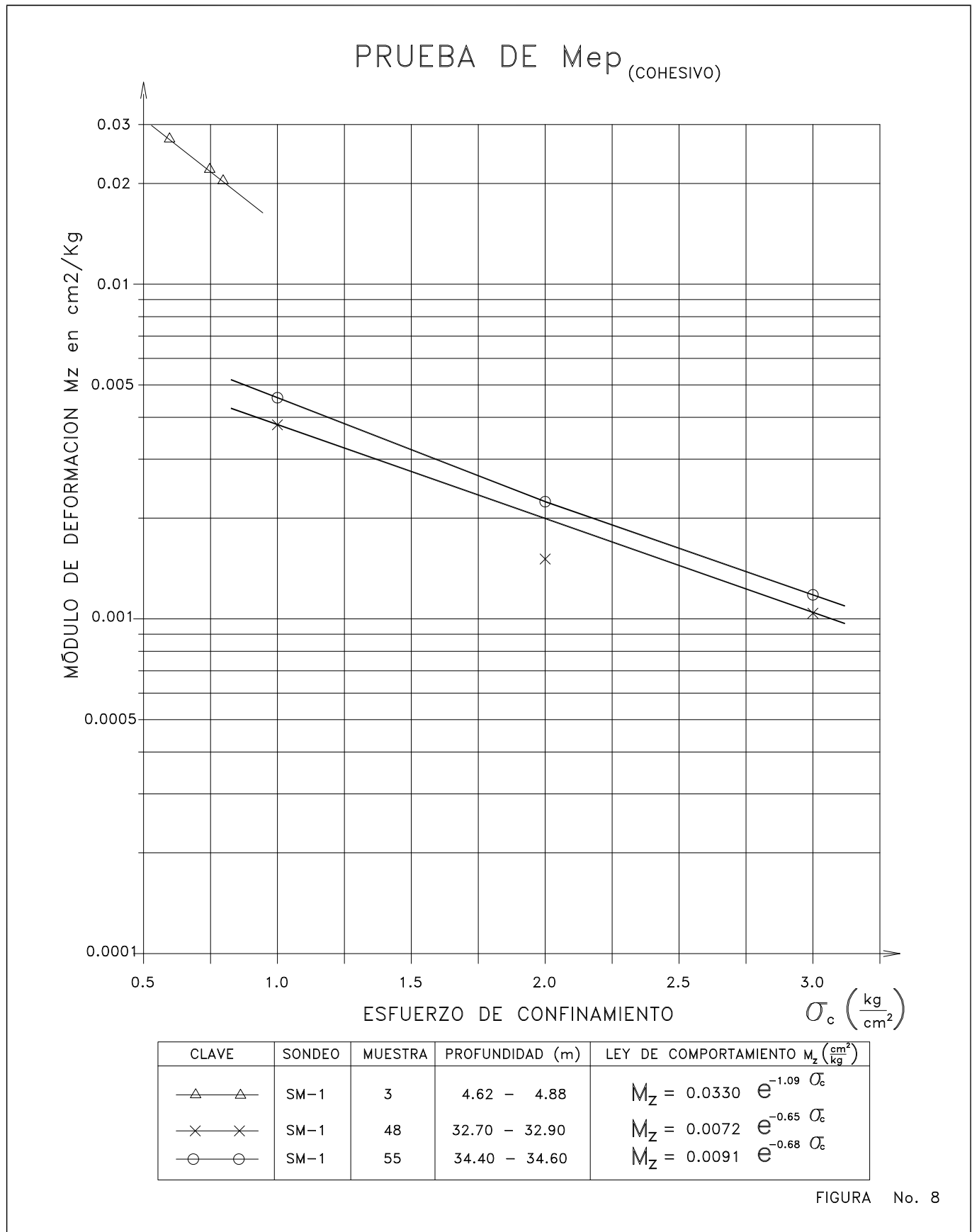
FIG. No. 6. Pruebas de Compresión Triaxial, SM - 1.



1.4. Estudio geotécnico

FIG. No. 7. Pruebas de Compresión Triaxial, SM - 1.

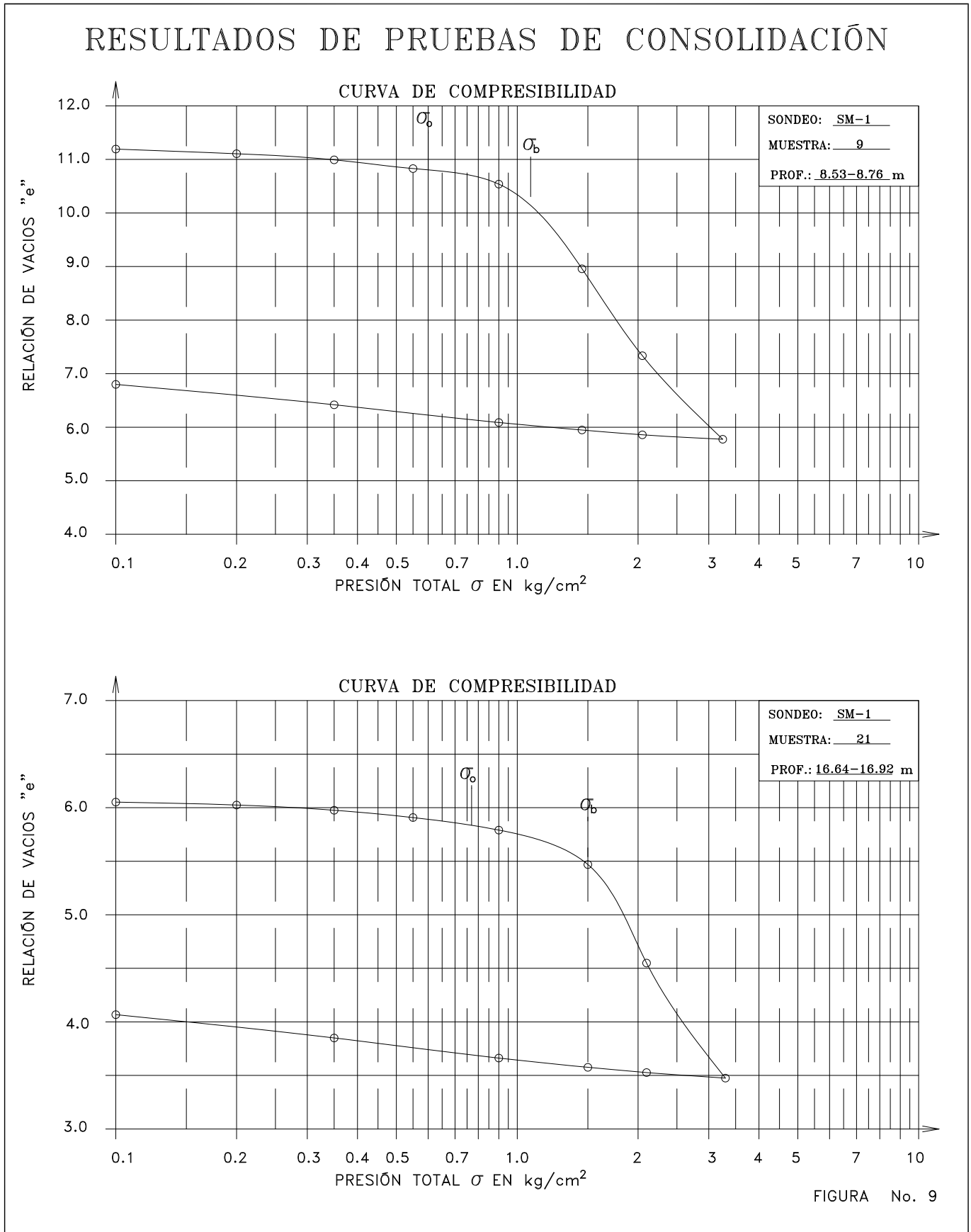


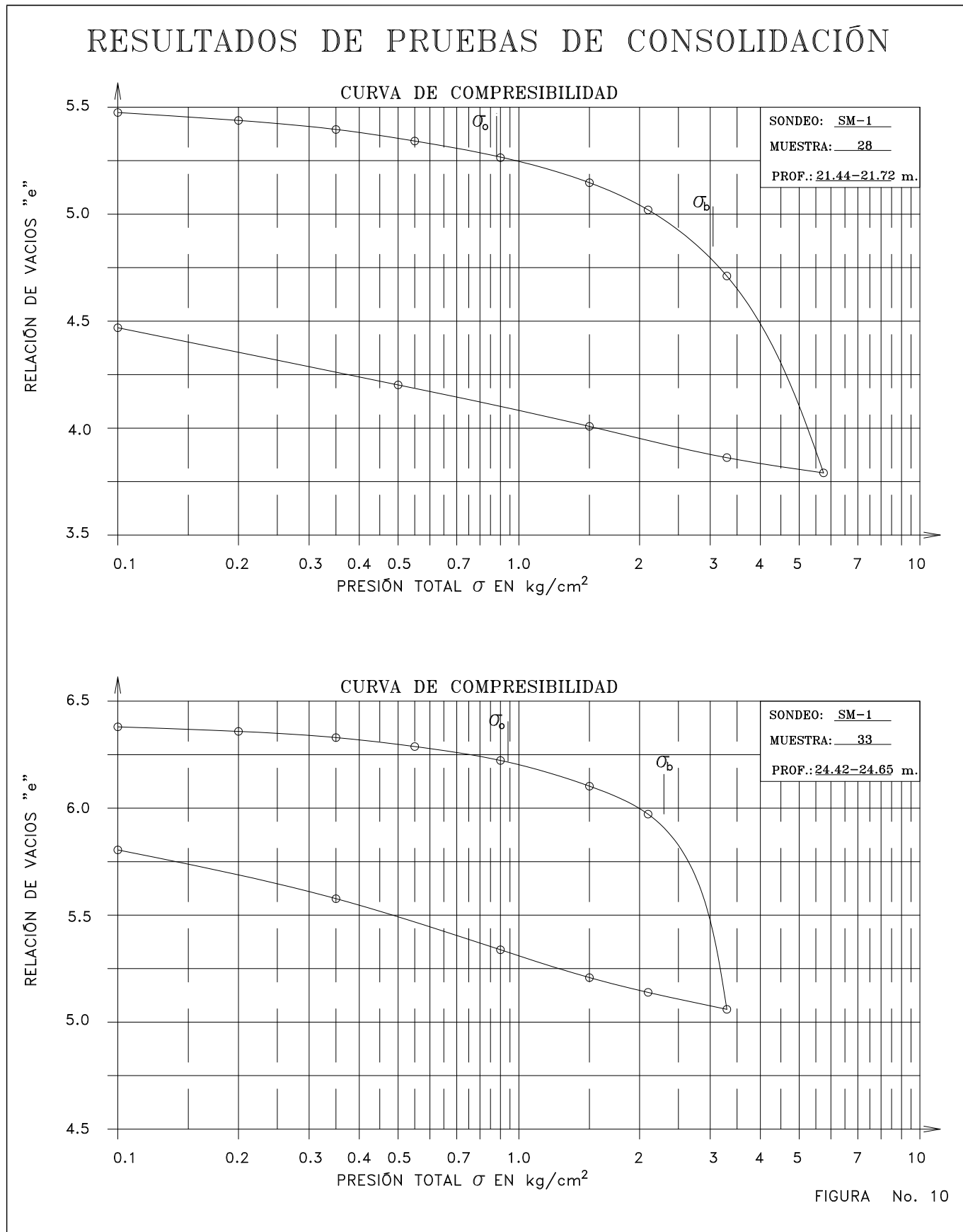


1.4. Estudio geotécnico

FIG. No. 9.

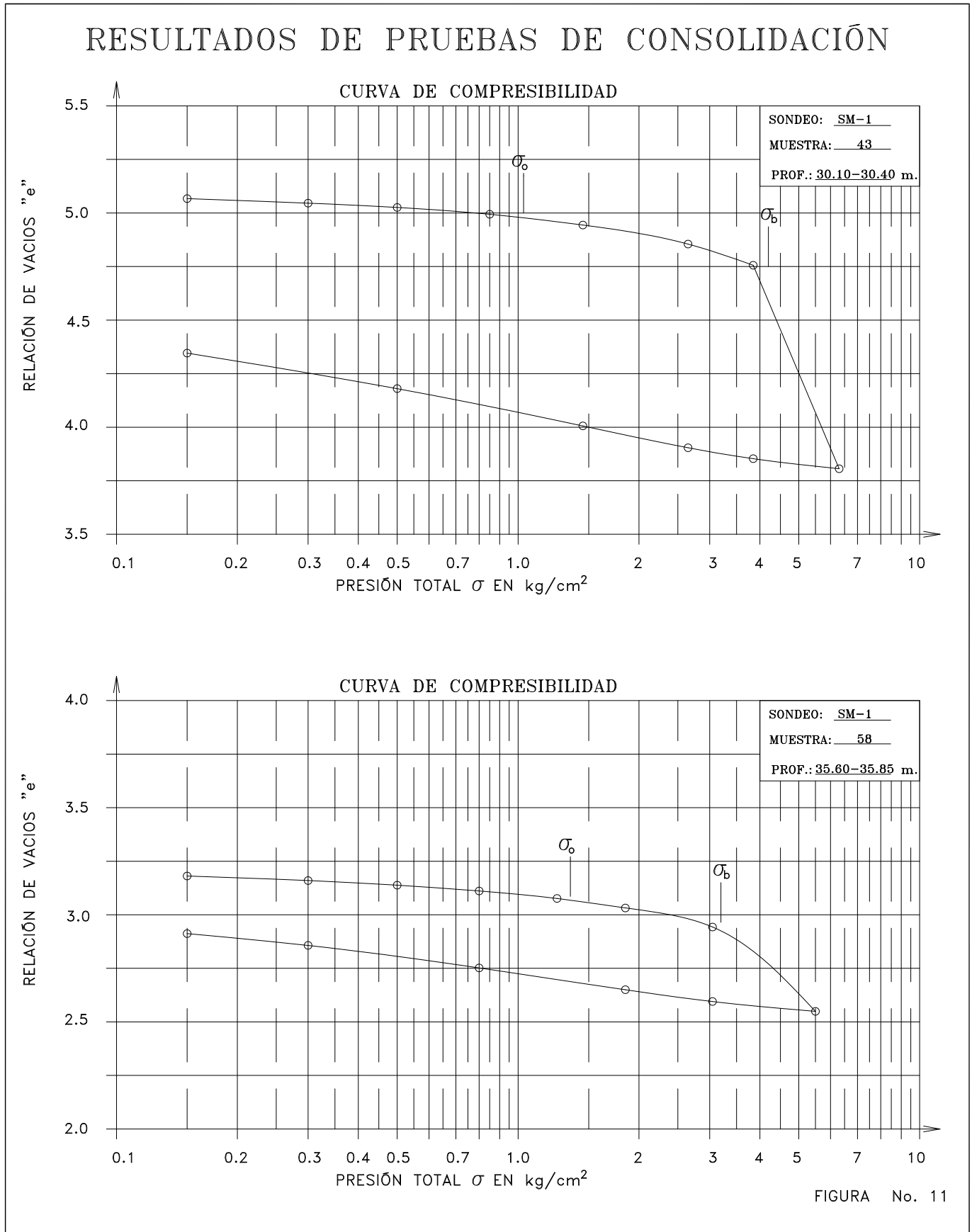
Resultados de Pruebas de Consolidación.

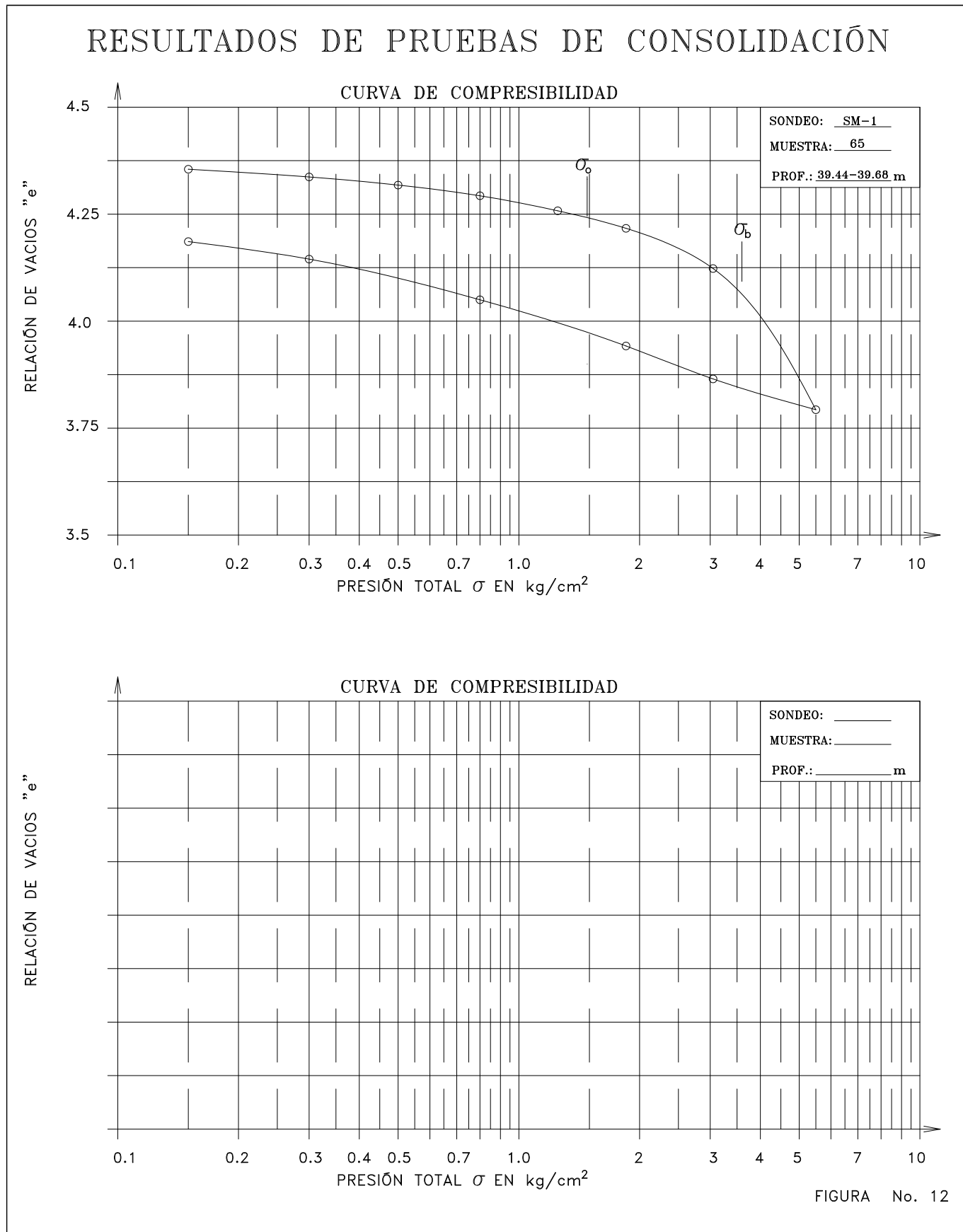




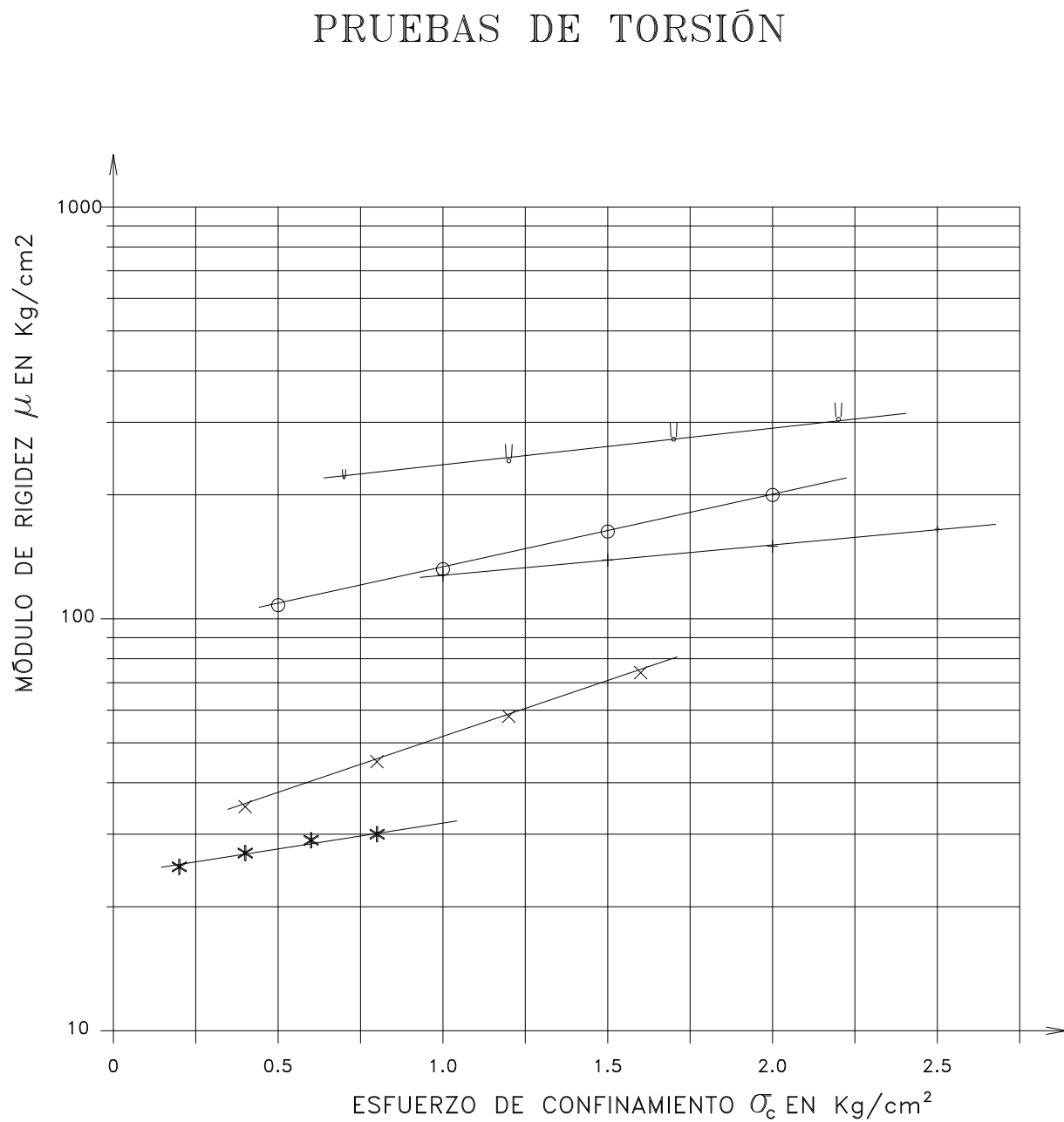
1.4. Estudio geotécnico

FIG. No. 11. Resultados de Pruebas de Consolidación.









SÍMBOLO	SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	LEY DE COMPORTAMIENTO $\mu$ ( $\frac{\text{Kg}_2}{\text{cm}^2}$ )	
				$\mu_0$	$n_c$
*—*	SM-1	M-06-T2	6.45-6.70	23.8	0.294
x—x	SM-1	M-21-T2	16.37-16.64	27.4	0.621
o—o	SM-1	M-33-T1	24.20-24.42	87.0	0.422
v—v	SM-1	M-47-T1	32.40-32.67	187.0	0.216
+—+	SM-1	M-65-T1	39.20-39.44	107.0	0.172

FIGURA No. 13

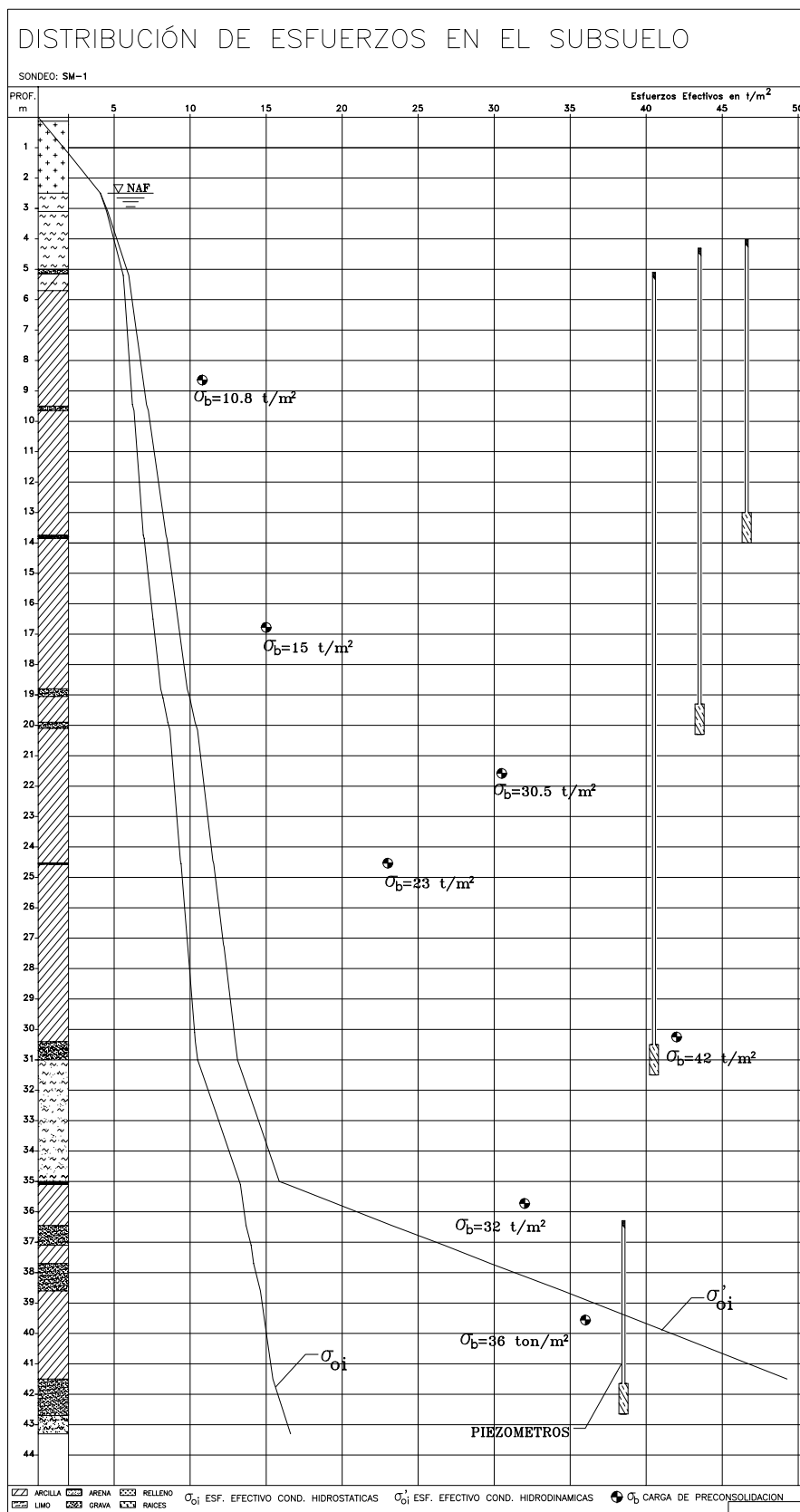
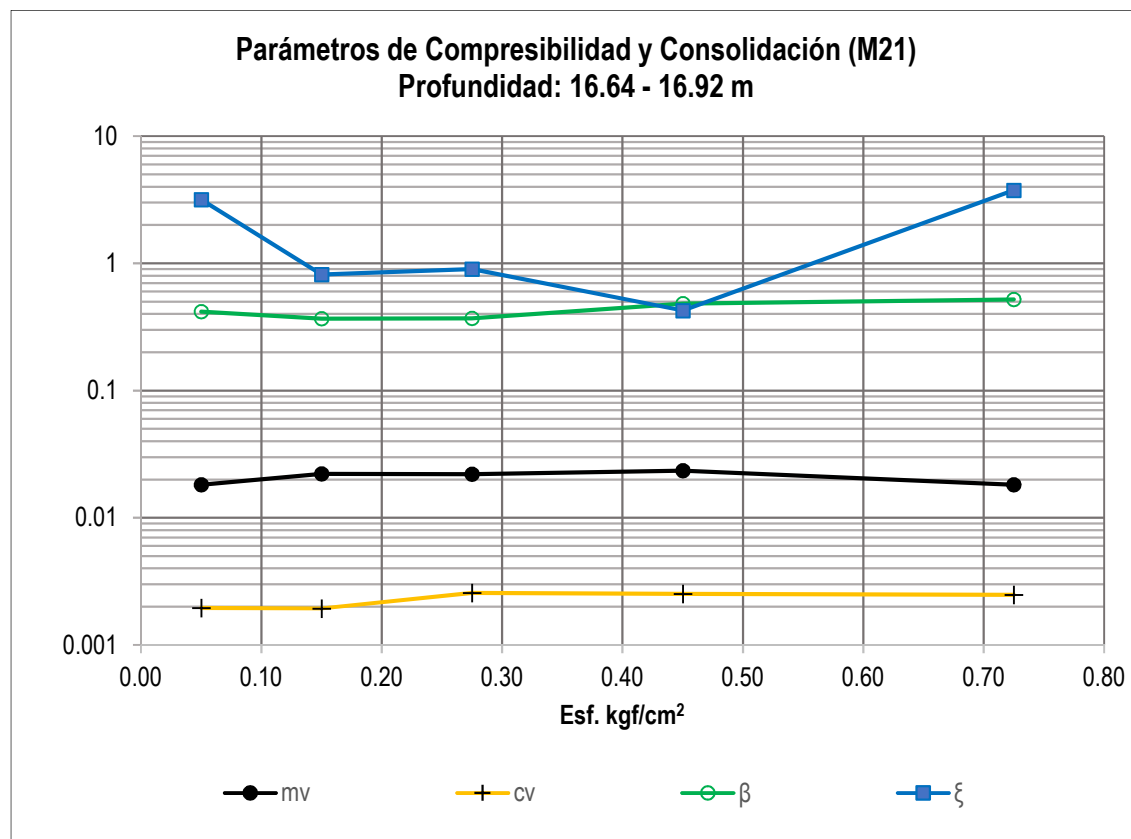
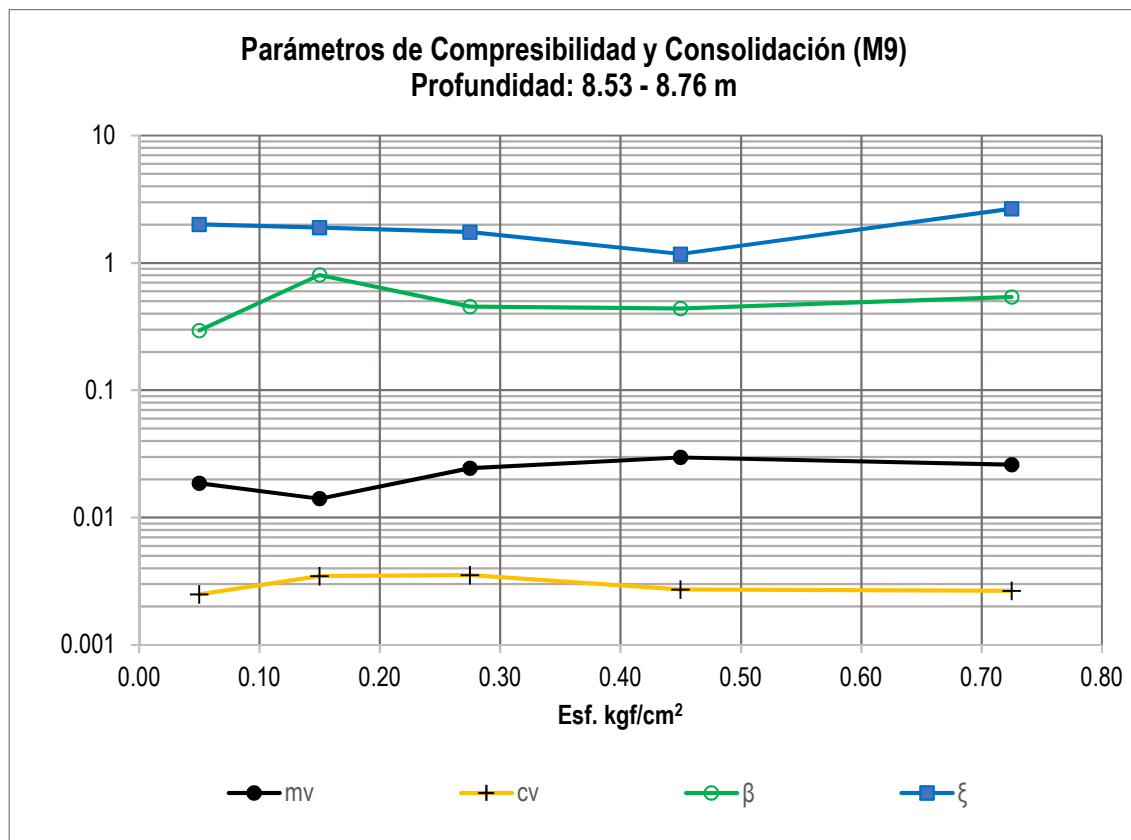
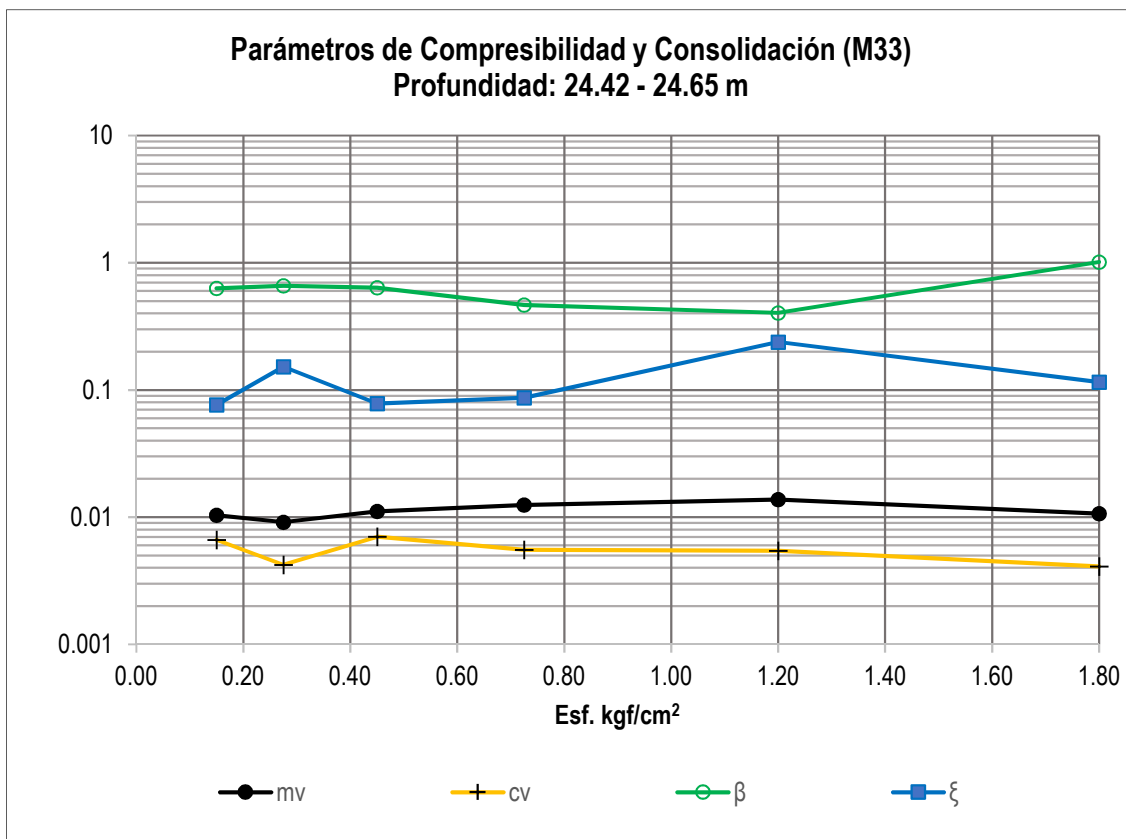
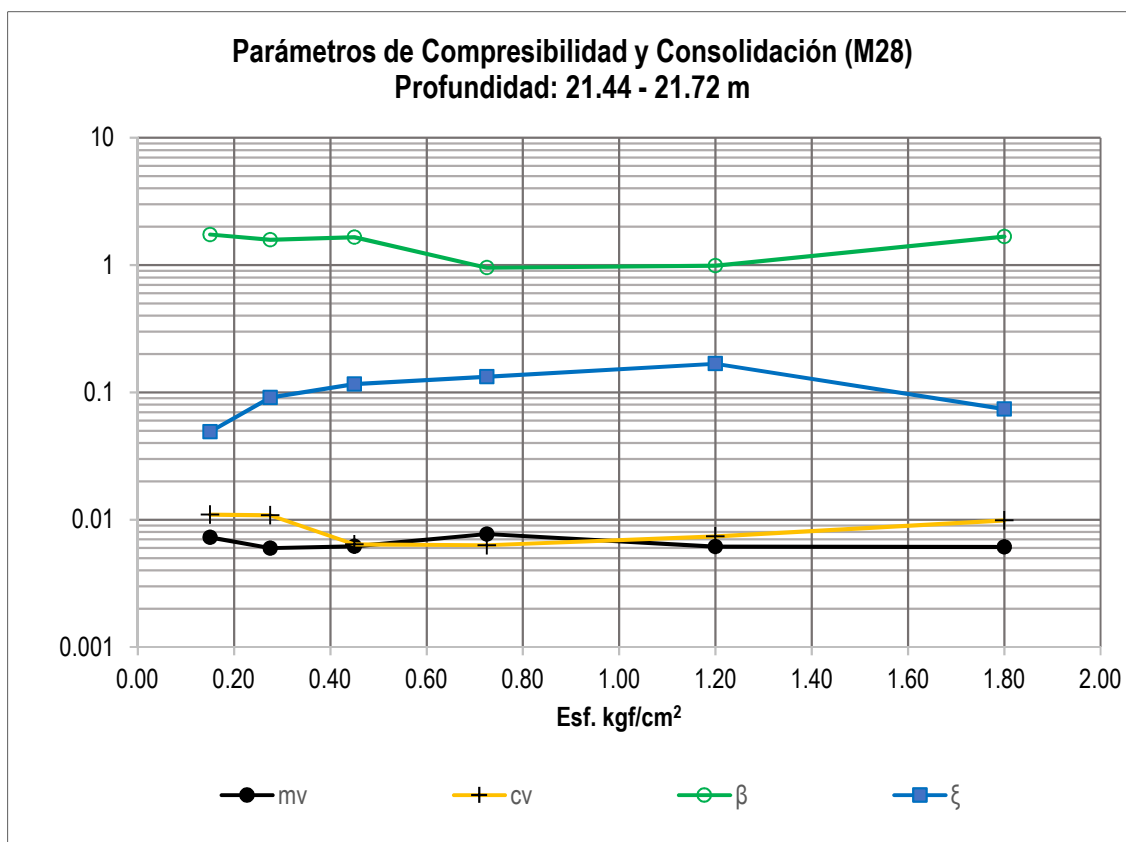
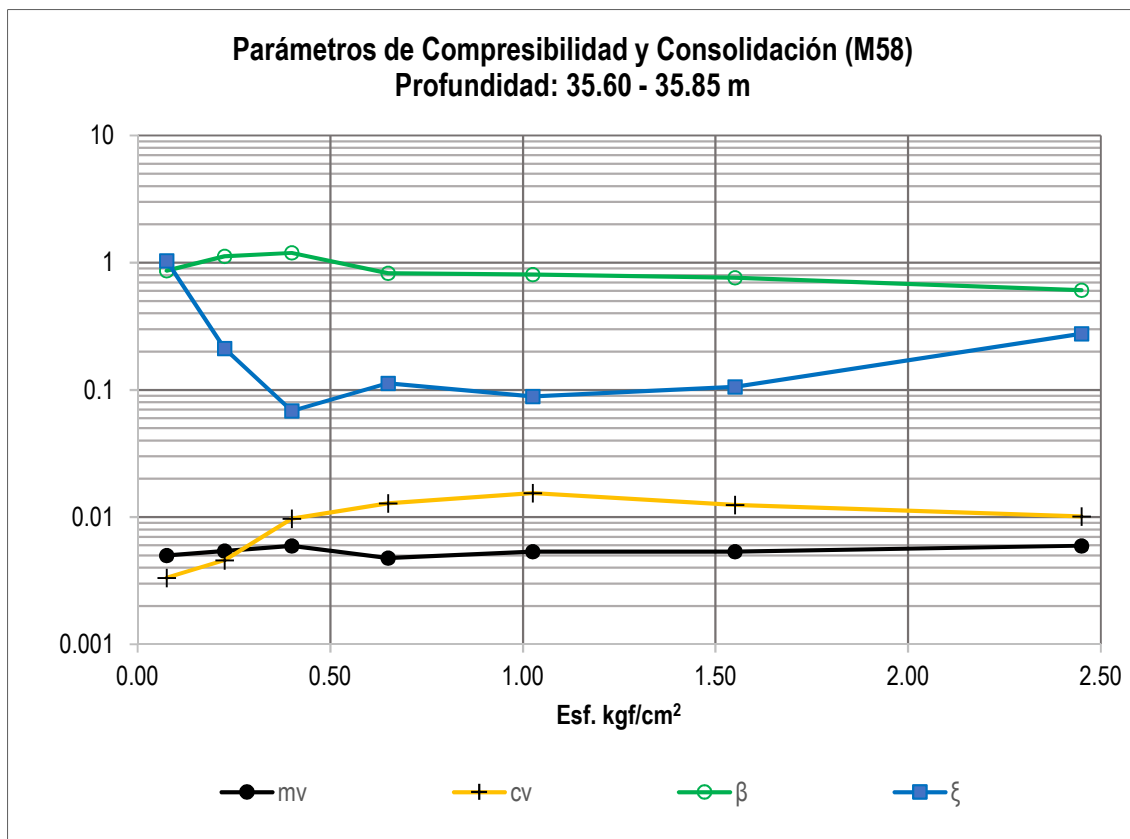
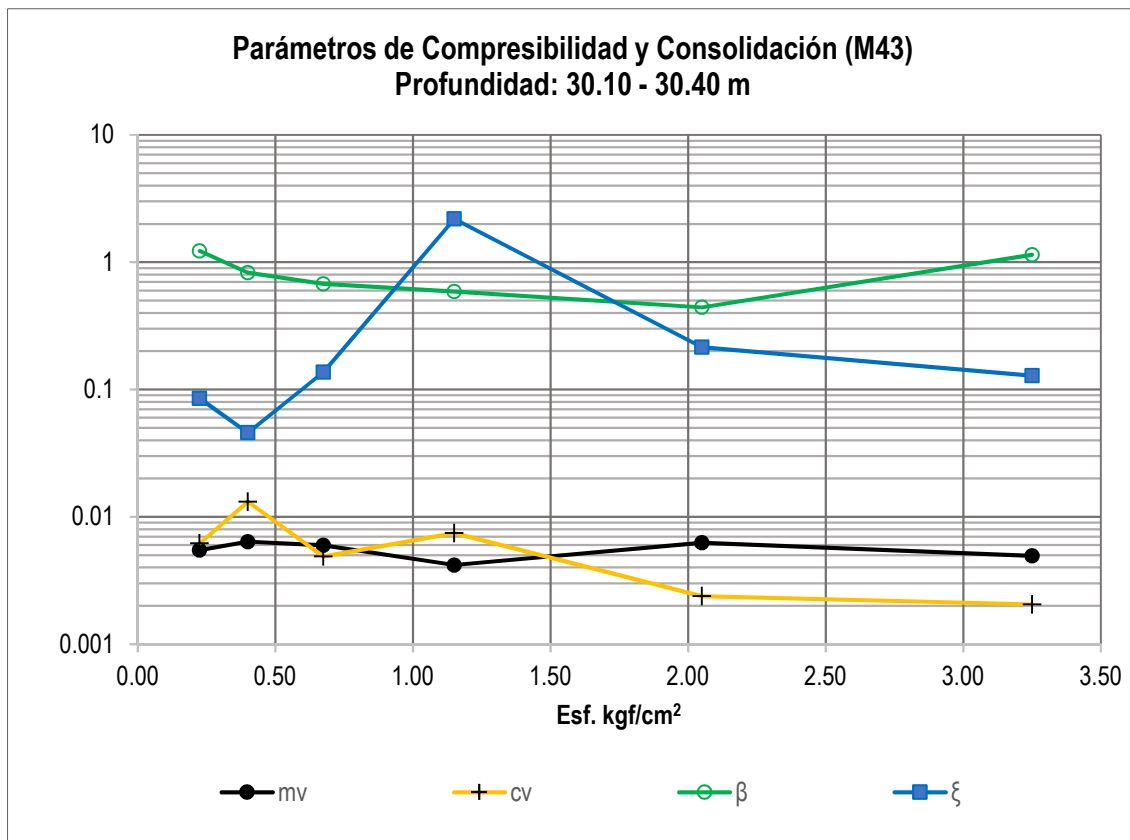


FIGURA No. 14







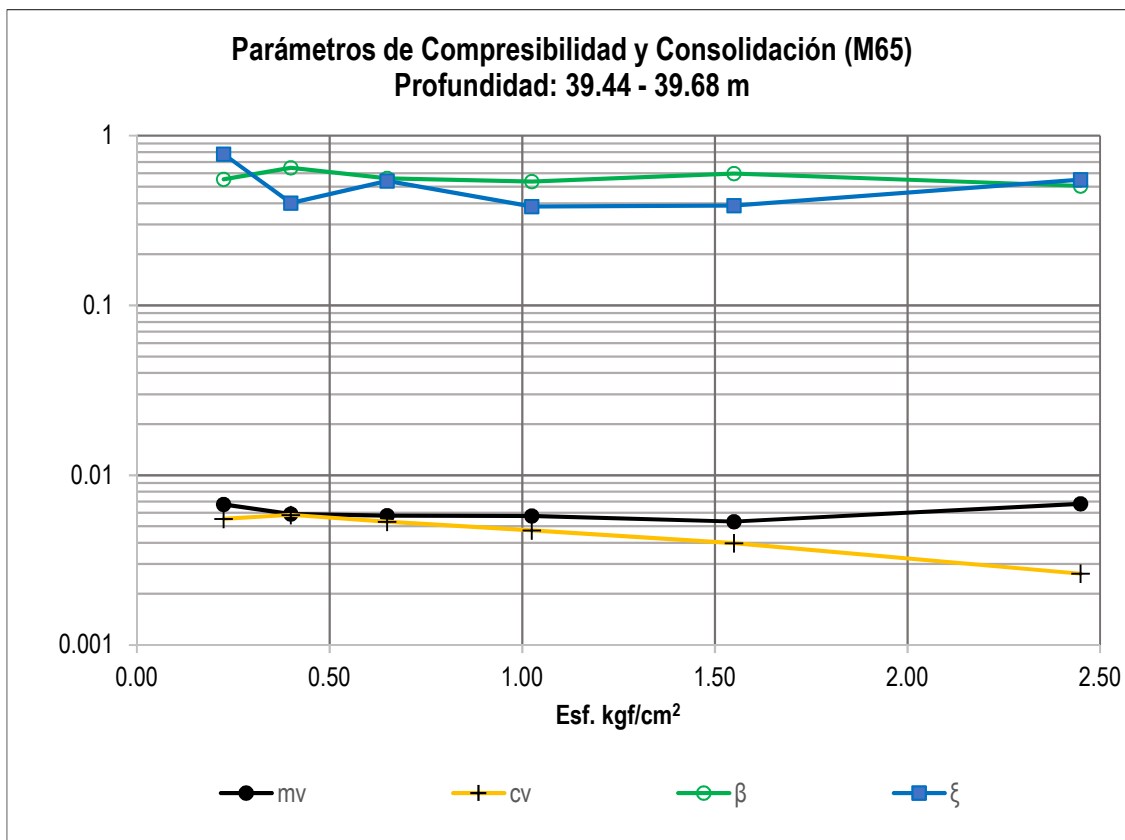


Tabla 1.1. Valores del Módulo de Respuesta Elástica,  $M_{e0}$ .

ESTRATO	SUCS	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		w %	$M_{e0}$ (cm <sup>2</sup> /kgf)
3	CH	M9	8.53	8.76	392	0.0410
5	Idem.	M21	16.64	16.92	227	0.0180
7	CH	M28	21.44	21.72	232	0.0200
7	Idem.	M33	24.42	24.65	100	0.0200
9	Idem.	M43	30.10	30.40	210	0.0160
12	CL	M58	35.60	35.85	142	0.0140
16	Idem.	M65	39.44	39.68	170	0.0110

## II. ALCANCES, ESPECIFICACIONES Y REFERENCIAS.

### II.1. Alcance.

Se establece como alcance el realizar un proyecto de análisis y diseño geotécnico - estructural de la cimentación de un edificio proyectado en la Col. Centro, Ciudad de México; con base en la información mostrada en el capítulo anterior y conforme a las disposiciones aplicables del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2017, RCDF17, y sus Normas Técnicas Complementarias, NTC's. De manera que, se anexan planos estructurales a detalle.

### II.2. Especificaciones y Referencias.

Este trabajo se realizó en conformidad a la disposiciones vigentes y aplicables del Instituto para la Seguridad de las Construcciones en el Distrito Federal y del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 2017 (RCDF17), con sus respectivas Normas Técnicas Complementarias, estas últimas publicadas en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 Bis., con fecha del 15 de diciembre de 2017; por lo que, las especificaciones de análisis y diseño se encuentran en las siguientes referencias:

- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC).
- Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTCRSEE).

Para el análisis de Interacción Suelo – Estructura se utilizaron las hipótesis del Dr. Leonardo Zeevaert W., revisando que se cumplan, a su vez, los requisitos mínimos indicados en las NTCDCC.

Además, el software utilizado para el análisis tridimensional (STAAD.PRO V8i SS6), emplearon los Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 – 11).

### II.3. Descripción arquitectónica y estructural.

El destino del inmueble es de departamentos en condominio, con locales comerciales en PB y estacionamiento en PB y Sótano.

Su geometría en sus dos primeros niveles es trapezoidal y en los niveles tipo tiene una forma asimétrica casi en "L". La estructura tiene, en el sentido longitudinal, en dirección norte a sur, ocho ejes principales: A, B, C, D, E, F, G y H, con distancias nominales entre ellos de 7.64 m, 6.60 m, 5.00 m, 5.00 m, 5.00 m, 5.00 m y 5.20 m, respectivamente, para un total de 39.44 m; mientras que, en la dirección transversal, dirección poniente a oriente, tiene siete ejes principales: 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7, con

## II. ALCANCES, ESPECIFICACIONES Y REFERENCIAS.

distancias nominales entre ellos de 5.00 m, 5.00 m, 5.00 m, 5.00 m, 5.00 m, y 5.52 m, respectivamente, para un total de 30.52 m.

La altura total aproximada, por encima del Nivel de Banqueta (NIV + 0.00 m), es de 17.68 m; con los siguientes Niveles aproximados de Piso Terminado, NPT, en metros.

<b>NOMBRE</b>	<b>CLAVE</b>	<b>NPT</b>
Sótano de Estacionamiento.	SE	- 2.80
Planta Baja.	PB	+ 0.68
Planta Nivel 1.	N1	+ 3.68
Planta Nivel 2.	N2	+ 6.48
Planta Nivel 3.	N3	+ 9.28
Planta Nivel 4.	N4	+ 12.08
Planta Nivel 5.	N5	+ 14.88
Planta de Azotea.	AZ	+ 17.68

Por su configuración arquitectónica el inmueble tiene asimetría tanto en planta como en elevación y de masas; por estos motivos se realizó un predimensionamiento que consiste en marcos rígidos de concreto reforzado en las dos direcciones ortogonales, colados in situ e integrados por columnas, trabes principales, trabes secundarias y muros de concreto reforzado. El sistema de piso es a base de losas macizas con espesores de 12 cm, coladas in situ. Además, existirán muros divisorios de mampostería, formados por piezas de tabique de barro, unidas con mortero y confinadas por castillos y dalas. El cubo de elevador está formado por muros de concreto reforzado.

La cimentación consiste en un cajón rígido semicompensado de concreto reforzado, colado in situ e integrado por una losa de fondo, una losa tapa, muros perimetrales y diafragmas en los ejes principales y secundarios.

### II.4. Clasificación de la estructura.

El inmueble en estudio se clasifica, según el RCDF17 y las NTCDS, en el grupo B, subgrupo B1: edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales no incluidas en el Grupo A. Subgrupo B1: Edificaciones de más de 15 m de altura o más de 3000 m<sup>2</sup> de área total construida en la zona III.



### III. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA.

Con el objetivo de conocer la distribución de las cargas gravitacionales que transmite la estructura a la masa de suelo, se realizó un modelo analítico de la estructura portante del edificio.

La estructura portante del edificio está constituida por marcos rígidos ortogonales en ambas direcciones, integrados por columnas, traveses y muros de concreto reforzado. Existen, además, muros divisorios de mampostería formados por piezas de bloques de barro con huecos, unidas con mortero y confinadas por castillos y dalas. Los sistemas de piso son a base de losas macizas de concreto reforzado.

La cimentación consiste en un cajón rígido compensado; compuesto por una losa de fondo, una losa tapa, muros perimetrales y diafragmas de concreto reforzado.

El modelo del edificio se realizó tomando en cuenta la información del proyecto arquitectónico mostrado en el capítulo I; por consiguiente, se generó un archivo de datos formado por 806 nudos, 1197 elementos barra (columnas, traveses principales y traveses secundarios) y 343 elementos placa. Se consideró un sistema de referencia global integrado por dos ejes ortogonales (X y Z), en el plano y un eje vertical (Y).

Posteriormente se ingresó esta información al software comercial 3D Structural Analysis and Design (STAAD.PRO V8i, SS6) y así obtener un modelo gráfico representativo de la estructura portante. A continuación, se muestran tres isométricos III.1, III.2 y III.3 del modelo tridimensional.

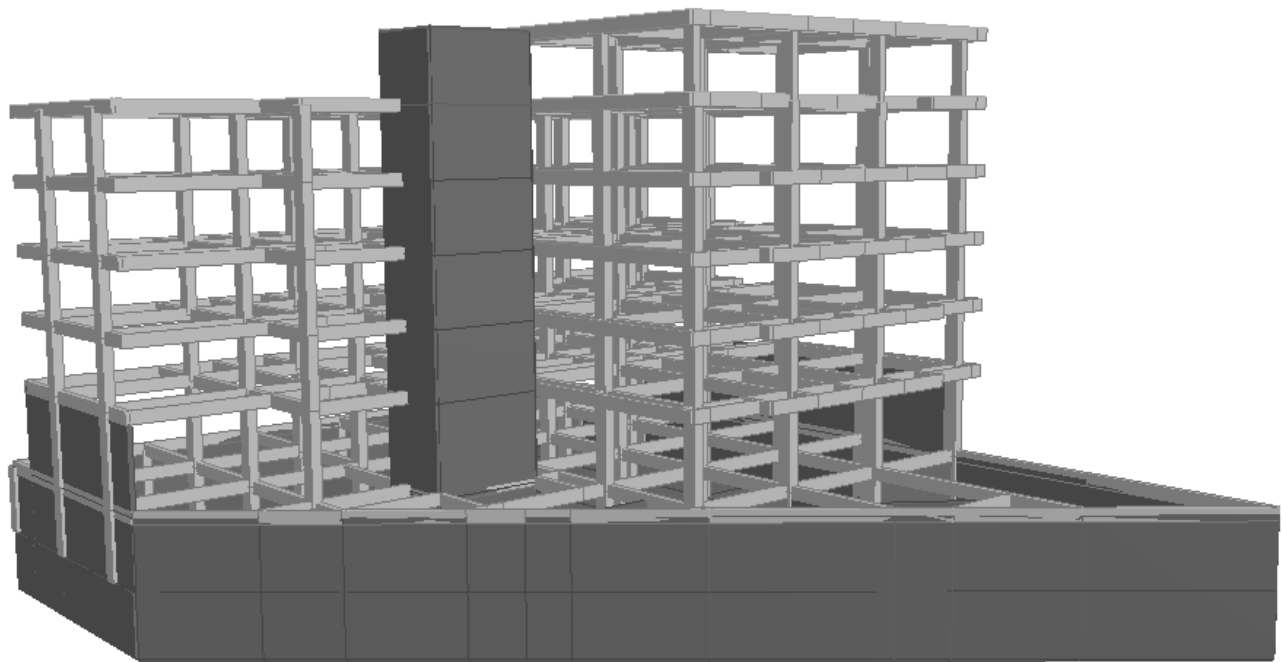
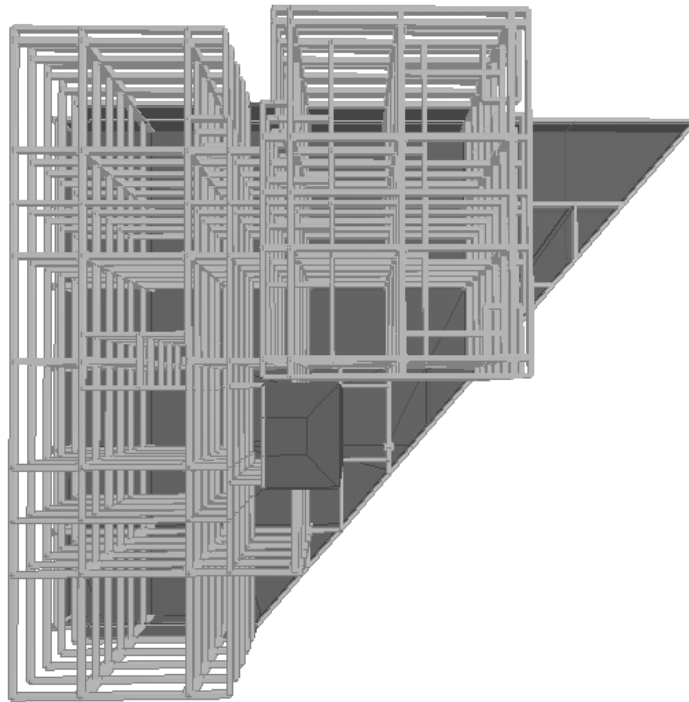
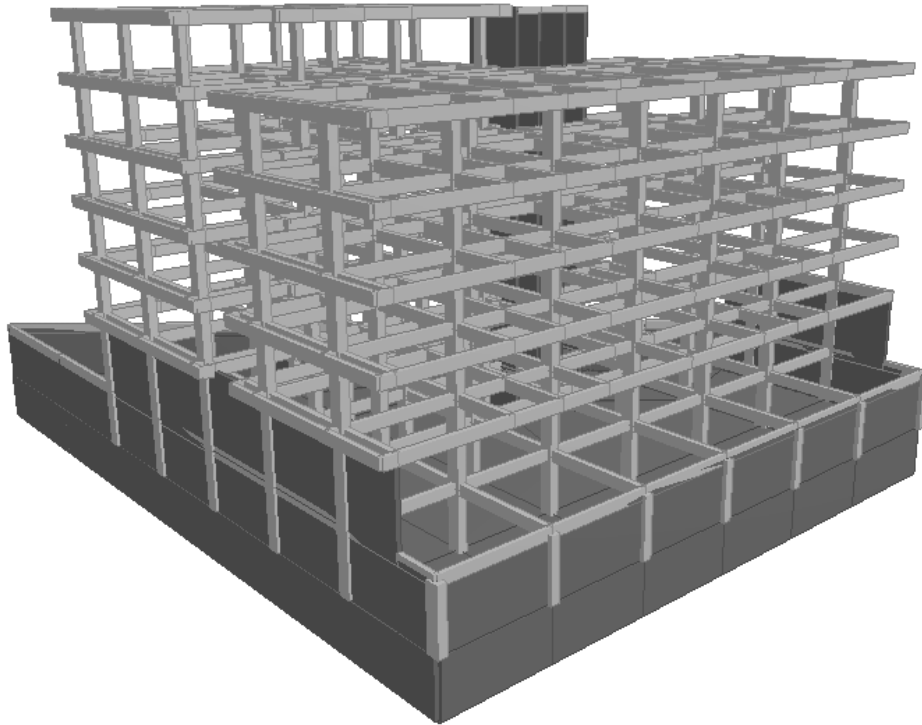


Fig. III.1. Isométrico 1.

### III. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA.



**Fig. III.2. Isométrico 2.**



**Fig. III.3. Isométrico 3.**

Las propiedades geométricas de los principales elementos que componen a la estructura y las propiedades mecánicas de los materiales empleados en el modelo analítico están indicadas en las secciones III.2 y III.3; mientras que, las cargas empleadas, según el RCDF17, se indican en la sección III.4. En consecuencia, se generaron cuatro condiciones básicas de carga y tres combinaciones de carga para la revisión de los estados límite de servicio y de falla de la cimentación. Finalmente, en la sección III.6. se muestran los resultados de las descargas gravitacionales de la estructura a la masa del suelo en términos de fuerzas concentradas.

Se tomó la siguiente consideración para la modelación del inmueble: La estructura se comporta como un sistema elástico – lineal, por lo cual existe equilibrio y compatibilidad de esfuerzos y deformaciones en sus materiales.

### III.2. Propiedades geométricas de los elementos.

Las dimensiones geométricas de los elementos principales que componen la estructura, como columnas, traveses y muros de concreto reforzado, se encuentran indicadas en los planos del proyecto estructural.

### III.3. Propiedades mecánicas de los materiales.

Los valores de las propiedades mecánicas de los materiales empleados en el análisis son:

- Concreto estructural, clase 1, con agregado tipo grueso basáltico:  
Resistencias a la compresión:  $f'_c = 280 \text{ kgf} / \text{cm}^2$  en la superestructura y  $f'_c = 350 \text{ kgf} / \text{cm}^2$  en la subestructura.  
Módulos de elasticidad,  $E_c = 11,000\sqrt{f'_c}$ , iguales a  $184,065 \text{ kgf} / \text{cm}^2$  en la superestructura y  $205,791 \text{ kgf} / \text{cm}^2$  en la subestructura.  
Coeficiente de Poisson:  $\mu_c = 0.15$ .  
Densidad del concreto:  $\gamma_c = 2,400 \text{ kgf} / \text{m}^3$ .
- Acero de refuerzo a base de varillas corrugadas que cumplan la NMX-C-407-ONNCCE.  
Esfuerzo de fluencia mínimo:  $f_y = 4,200 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ .

### III.4. Análisis de cargas.

Se ingresaron al modelo analítico las acciones permanentes calculadas y las acciones variables indicadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, que influirán durante la vida útil de la estructura.

**A. Cargas Muertas (CM).**

Las acciones permanentes o Carga Muerta (CM) de los elementos constructivos que ocuparán un espacio dentro de la edificación se muestran a continuación.

**Tabla III.1. Cargas Muertas utilizadas en el modelo tridimensional, en kgf/m<sup>2</sup>.**

CONCEPTO	NIVEL SÓTANO	PLANTA BAJA	PLANTAS TIPO	AZOTEA
Losa maciza t (m) = 0.12	288	288	288	288
Instalaciones (según Proyecto Arq.).	20	30	30	10
Muros Divisorios de Mampostería.	-	150	150	-
Plafón (acústico y/o Tablaroca ).	-	20	-	-
Plafón (yeso texturizado ).	-	-	40	40
Piso: laminado, madera y/o loseta.	-	75	75	-
Cancelería Metálica para Oficina.	-	35	-	-
Cancelería de Aluminio y/o madera.	-	-	5	-
Muretes de Mampostería: h = 1 m.	-	-	-	75
Enladrillado y/o Entortado de tezontle.	-	-	-	45
Impermeabilizante 3 capas con tela.	-	-	-	20
RCDF 17 (NTC-CADEE).	40	40	40	40
<b>Σ =</b>	<b>348</b>	<b>638</b>	<b>628</b>	<b>518</b>

Las cargas gravitacionales de los elementos estructurales como columnas, trabes y muros son calculadas automáticamente por el software empleado, por lo que, se generó una condición básica de carga (CM).

**B. Cargas Vivas (CV<sub>máx</sub>, CV<sub>a</sub> y CV<sub>med</sub>).**

Se consideraron la carga viva máxima, la carga viva instantánea y la carga viva media, para los siguientes destinos: estacionamiento, comercio, habitacional, comunicación de peatones y azoteas con pendiente, m, no mayor del 5%.

**Tabla III.2. Cargas Vivas sobre área unitaria, en kgf/m<sup>2</sup>.**

NIVEL :	SÓTANO	PLANTA BAJA		PLANTAS TIPO		AZOTEA
DESTINO :	Estacionamiento	Comercio	Habitacional	Comunicación	m < 5%	
Carga Viva Máxima	250	250	350	190	350	100
Carga Viva Instantánea	100	100	315	100	150	70
Carga Viva Media	40	40	280	80	40	15

Por lo tanto, se generaron otras tres condiciones básicas de carga: CV<sub>máx</sub>, CV<sub>a</sub> y CV<sub>med</sub>.

**III.5. Combinaciones de Acciones.**

Se establecieron cuatro condiciones básicas de carga que servirán para verificar el cumplimiento de los Estados Límite de Servicio y de Falla de la cimentación.

- C01 = Carga Muerta. (CM)
- C02 = Carga Viva Máxima. (CV<sub>máx</sub>)
- C03 = Carga Viva Instantánea. (CV<sub>a</sub>)
- C04 = Carga Viva Media. (CV<sub>med</sub>)

### III.5.1. Combinación de carga para la revisión de los asentamientos.

Se utilizó la combinación de carga cinco, CC05, para determinar el centro de cargas de la estructura; posteriormente, se utilizó para estimar el lastre necesario para evitar excentricidades. La combinación de carga seis, CC06, se empleó para calcular los hundimientos en el suelo a corto y largo plazo.

$$CC05 = 1.00 [ CM + CV_{m\acute{a}x} ]$$

$$CC06 = 1.00 [ CM + CV_{med} ]$$

### III.5.2. Combinación de carga para la revisión de la capacidad de carga del suelo.

Con la combinación de carga siete, CC07, se revisó la capacidad de carga de la cimentación, donde se utilizaron los factores de carga para edificaciones del grupo B.

$$CC07 = 1.30 CM + 1.5 CV_{m\acute{a}x}$$

## III.6. Descargas gravitacionales y lastre en la cimentación.

Con la combinación de carga CC05 se obtuvo una descarga aproximada de 6386 tonf repartida en una superficie de construcción de 792 m<sup>2</sup>. Con las expresiones (3.1) y (3.2) se estimaron momentos alrededor de los ejes X y Z de 330 tonf – m y 3661 tonf – m, respectivamente, y excentricidades de 57 cm y 5 cm en las direcciones X y Z, respectivamente, ver Fig. III.4. Con esta información se establece que existe una excentricidad en las descargas gravitacionales causada por la configuración geométrica de la estructura y que puede causar asentamientos diferenciales a largo plazo, en consecuencia, es necesario utilizar un lastre a base de costales de arena y concreto ciclópeo para disminuir la excentricidad

$$M_X = \bar{z}_i \times \Sigma Q_{zi}; \quad M_Z = \bar{x}_i \times \Sigma Q_{xi} \quad (3.1)$$

$$e_X = \frac{\Sigma M_Z}{W_T}; \quad e_Z = \frac{\Sigma M_X}{W_T} \quad (3.2)$$

donde.

$\bar{z}_i$  y  $\bar{x}_i$  = Distancias entre los ejes de descarga y el Centro Gravedad o Geométrico.

$\Sigma Q_{zi}$  y  $\Sigma Q_{xi}$  = Sumas de las descargas en el eje transversal y longitudinal, respectivamente.

$W_T$  = Peso total de la estructura con la combinación de carga CC06.

Con el uso del lastre se pueden reducir los momentos alrededor de los ejes X y Z a 2.32 tonf – m y 0.60 tonf – m, respectivamente, resultando excentricidades de 0.01 y 0.03 centímetros en las direcciones X y Z, respectivamente, ver Fig. III.5.

En conclusión, se obtuvieron descargas gravitacionales de las combinaciones de carga CC05, CC06 y CC07, con valores de 6856 tonf, 6281 tonf y 9100 tonf, respectivamente; en otros términos, se obtuvieron presiones de contacto,  $q$ , de 8.60 tonf/m<sup>2</sup>, 7.88 tonf/m<sup>2</sup> y 11.41 tonf/m<sup>2</sup>, respectivamente.

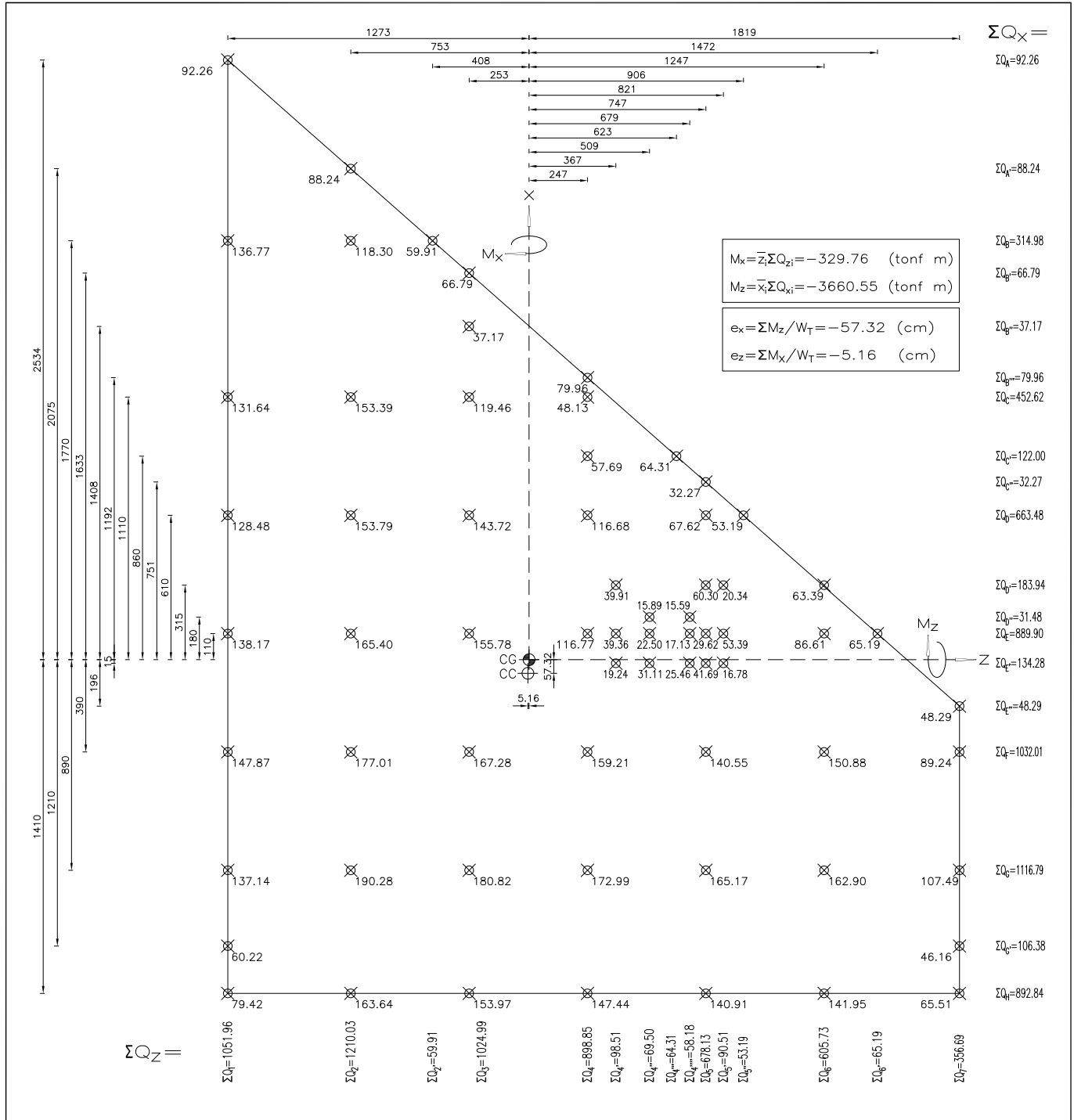


FIG. III.4. REACCIONES EN LOS APOYOS (CC05), SIN LASTRE

ESC: 1:250

**NOTAS**

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
2. UNIDADES EN TONF.
3.  $W_T = 6,385$  TONF.

**SIMBOLOGÍA**

- CG CENTRO DE GRAVEDAD.  
 CC CENTRO DE CARGAS.  
 $\Sigma Q_i = X.X$  SUMA DE CARGAS EN TONF EN EL EJE i.

Tesis: PROYECTO DE DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL PARA LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO PARA DEPARTAMENTOS EN CONDOMINIO CON LOCALES COMERCIALES Y ESTACIONAMIENTO, LOCALIZADO EN LA COLONIA CENTRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.			
Presenta:			
Ing. MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
M. I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
III.3. DESCARGAS GRAVITACIONALES	G.L.R.	Cop.3	1:250
Dibujó:		Fecha:	
REACCIONES EN LOS APOYOS (CC05), SIN LASTRE		SEPTIEMBRE 2019	

III.6. Descargas gravitacionales

Fig. III.5.

Combinación de Carga 05 (con lastre).

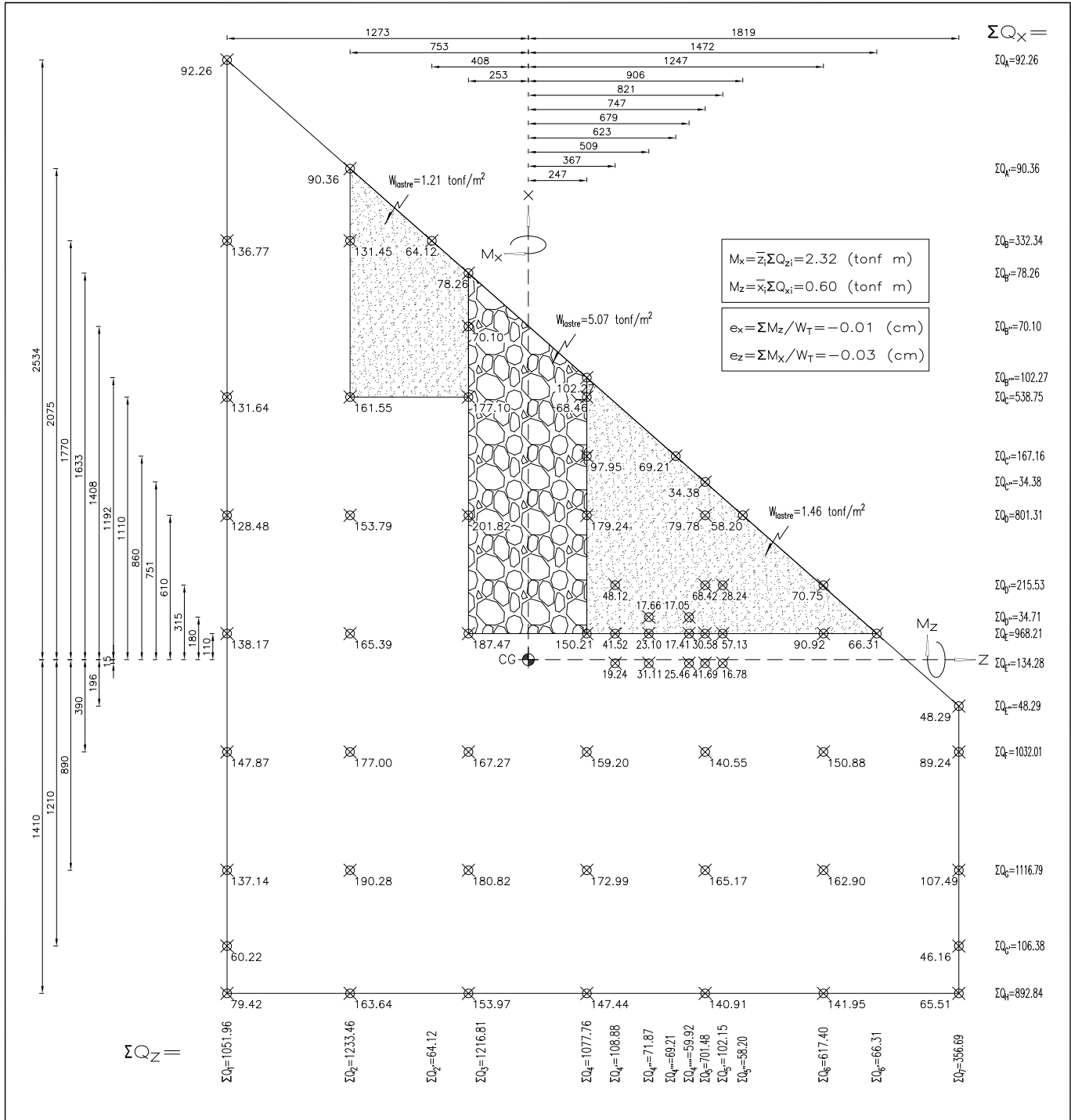


FIG. III.5. REACCIONES EN LOS APOYOS (CC05), CON LASTRE  
 ESC: 1:250

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
2. UNIDADES EN TONF.
3.  $W_T = 6,856 \text{ TONF}$ .
4. LASTRE A BASE DE COSTALES DE ARENA SATURADA  
 $\gamma = 1.85 \text{ TONF/M}^3$ ;  $W = 1.21 \text{ TONF/M}^2$ ;  $h = 0.65 \text{ m}$ .
4. LASTRE A BASE DE COSTALES DE ARENA SATURADA  
 $\gamma = 1.85 \text{ TONF/M}^3$ ;  $W = 1.46 \text{ TONF/M}^2$ ;  $h = 0.80 \text{ m}$ .
6. LASTRE DE CONCRETO CICLÓPEO  
 $\gamma = 2.2 \text{ TONF/M}^3$ ;  $W = 5.07 \text{ TONF/M}^2$ ;  $h = 2.30 \text{ m}$ .

Tesis: PROYECTO DE DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL PARA LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO PARA DEPARTAMENTOS EN CONDOMINIO CON LOCALES COMERCIALES Y ESTACIONAMIENTO, LOCALIZADO EN LA COLONIA CENTRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.			
Presenta:			
Ing. MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
M. I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
III.3. DESCARGAS GRAVITACIONALES	G.L.R.	Cop.3	1:250
Diseño:		Fecha:	
REACCIONES EN LOS APOYOS (CC05), CON LASTRE		SEPTIEMBRE 2019	
		Programa:	
		III.5	

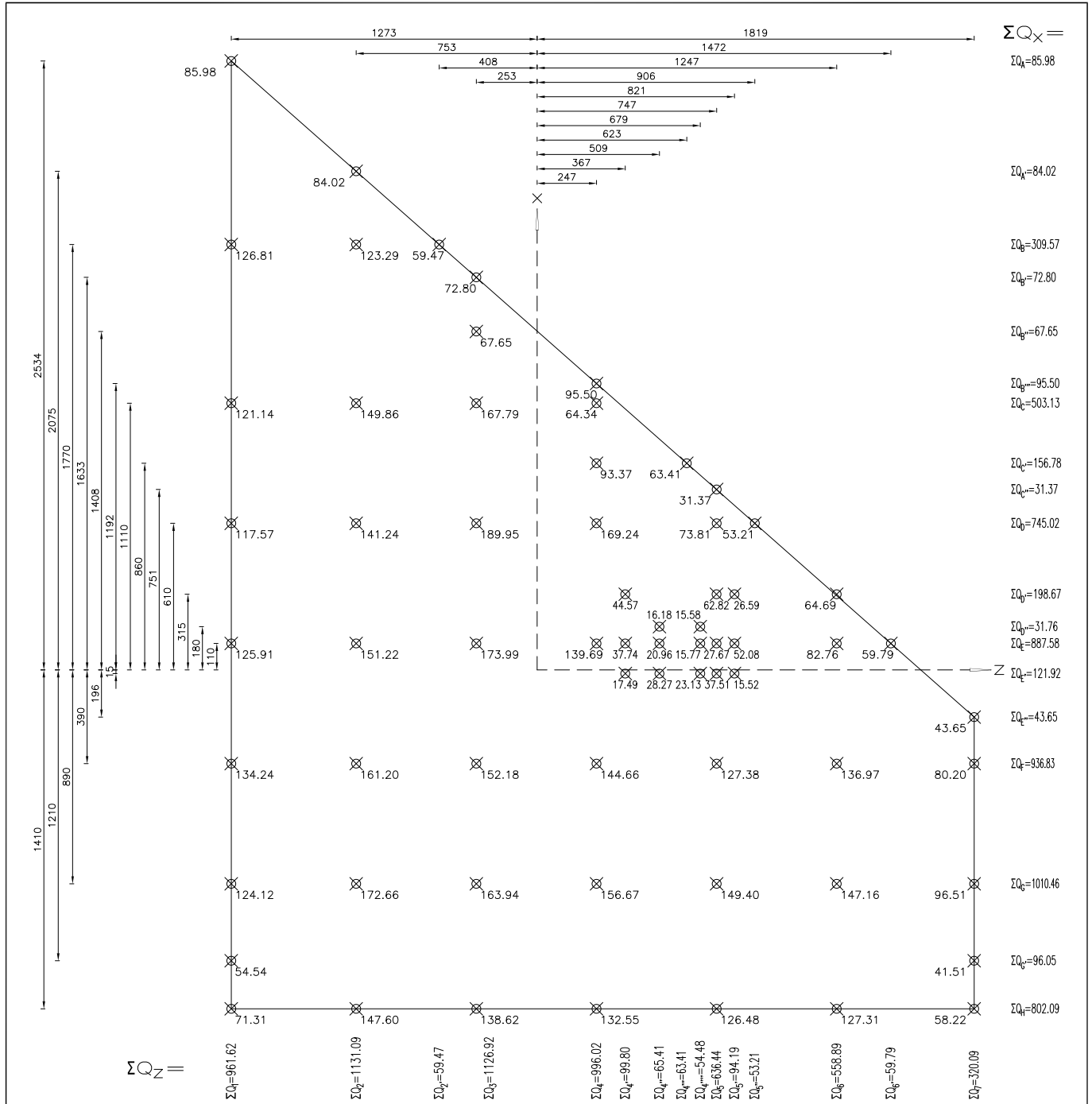



FIG. III.5. REACCIONES EN LOS APOYOS (CC06)  
ESC: 1:250

- NOTAS**
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
  2. UNIDADES EN TONF.
  3. W<sub>T</sub> = 6,281 TONF.

			
Tesis: PROYECTO DE DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL PARA LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO PARA DEPARTAMENTOS EN CONDOMINIO CON LOCALES COMERCIALES Y ESTACIONAMIENTO, LOCALIZADO EN LA COLONIA CENTRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.			
Presenta: Ing. MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis: M. I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
III.3. DESCARGAS GRAVITACIONALES	G.L.R.	Cop.3	1:250
Dibujó:	Fecha:	Programa:	
REACCIONES EN LOS APOYOS (CC06)	SEPTIEMBRE 2019	III.6	



## IV. ANÁLISIS GEOTÉCNICO.

Se realizó un análisis geotécnico con el objetivo de conocer las características de la cimentación requerida, como su profundidad de desplante; también, se calculó la estabilidad de la excavación y, por último, se muestra una propuesta para la protección de colindancias y asegurar la seguridad de las estructuras vecinas. En otros términos, se revisó que no se excedan los Estados Límite de Falla y de Servicio, según los criterios aplicables de las NTCDCC.

Por consiguiente, en este capítulo se muestran a detalle las hipótesis físicas, expresiones matemáticas y procedimientos empleados para el cálculo de la capacidad de carga admisible del suelo donde se desplantará la estructura y el cálculo de los desplazamientos verticales u horizontales de la masa del suelo que estará sometido a un incremento de esfuerzos debido a la transmisión de cargas; las cargas gravitacionales se obtuvieron del inciso III.6 del capítulo anterior. Para el cálculo de los hundimientos se empleó la Interacción Suelo – Estructura, ISE, donde se utilizaron los criterios de análisis del Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers.

La metodología consistió en calcular, primeramente, la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación; después se determinaron las deformaciones volumétricas de los estratos para dos tiempos de la vida útil de la estructura; eventualmente, se empleó la Ecuación Matricial de Asentamientos, ver inciso IV.3.1, para conocer la distribución de reacciones que el suelo aporta a la estructura, se estableció la compatibilidad de deformaciones entre el suelo y la cimentación. Posteriormente, se analizó la estabilidad de la masa del suelo en condiciones dinámicas; por último, se revisó la estabilidad de la excavación con sus respectivos factores de seguridad y los sistemas de protección de colindancias.

### IV.1. Capacidad de Carga de la Cimentación.

A continuación, se muestran las operaciones para estimar la capacidad de carga por resistencia admisible al esfuerzo cortante de una losa de cimentación y la capacidad de carga por esfuerzo crítico o carga de preconsolidación:

#### 1.- CIMENTACIONES SOMERAS (NTC-DCC, 2017, sección 3.3)

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos, se debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} < r$$

Donde:

**ΣQ** : Acciones Verticales a tomar en cuenta en el nivel de desplante: 1.30CM + 1.50CVmáx.

**Fc** : Factor de Carga.

**A** : Área del elemento de cimentación.

**r** : Capacidad de carga unitaria reducida de la cimentaciones.

$$r = [c_u N_c] F_R + p_v$$

Donde:

**c<sub>u</sub>** : Cohesión, considerando los estratos involucrados en la superficie de falla, ver Fig. IV.1.

$$c_u = \frac{\Sigma c_{ui} \times d_i}{\Sigma d_i}; c_{ui} = q_{ui} / 2$$

$$\Sigma QF_c : \underline{9100.38 \text{ tonf}}$$

$$A : \underline{797.43 \text{ m}^2}$$

$$\Sigma QF_c/A : \underline{11.41 \text{ tonf/m}^2}$$

IV. ANÁLISIS GEOTÉCNICO.

Donde:

$q_{ui}$ : Resistencia en compresión simple.

$c_{ui}$ : Cohesión (UU).

$d_i$ : Espesor del  $i$ -ésimo estrato.

Estrato:	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
$q_{ui}$ :	7.79	8.89	8.55	5.34	7.11	7.62	7.83	4.06	-	tonf/m <sup>2</sup>
$c_{ui}$ :	3.90	4.45	4.28	2.67	3.56	3.81	3.92	2.03	1.08	tonf/m <sup>2</sup>
$d_i$ :	4.70	3.14	2.74	4.42	1.30	5.05	4.25	3.80	0.40	m
	$\Sigma d_i$ :									29.80 m
	$\Sigma c_{ui} d_i$ :									104.43 tonf/m <sup>3</sup>
	$c_u$ :									3.50 tonf/m <sup>2</sup>

$N_c$ : Coeficiente de capacidad de Carga.

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

Donde:

$D_f$ : Profundidad de desplante.

$B$ : Ancho de la cimentación.

$L$ : Longitud del cimientto.

$D_f$ : 5.30 m

$B$ : 30.92 m

$L$ : 39.44 m

$B/L < 1$ : 0.78 **cumple**

$D_f/B < 2$ : 0.17 **cumple**

$N_c$ : 6.37

$F_R$ : 0.65

$F_R$ : Factor de resistencia.

$p_v$ : Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

$$p_v = \gamma \times D_f ; \gamma = \gamma_m D_1 + \gamma' D_2$$

Donde:

$\gamma$ : Peso volumétrico del suelo:

$\gamma'$ : Peso volumétrico sumergido del suelo.

$\gamma_m$ : Peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

**NAF**: Nivel de Aguas Freáticas.

$\gamma'$ : 1.52 tonf/m<sup>3</sup>

$\gamma_m$ : 1.70 tonf/m<sup>3</sup>

**NAF**: 2.50 m

$p_v$ : 8.51 tonf

$r$ : 23.01 tonf/m<sup>2</sup>

Si  $c_u = 3.50$  tonf/m<sup>2</sup>

$\Sigma QF_c/A < r$ : 11.41 < 23.01 **CUMPLE**

Si  $c_u = 1.08$  tonf/m<sup>2</sup>

$\Sigma QF_c/A < r$ : 11.41 < 12.98 **CUMPLE**

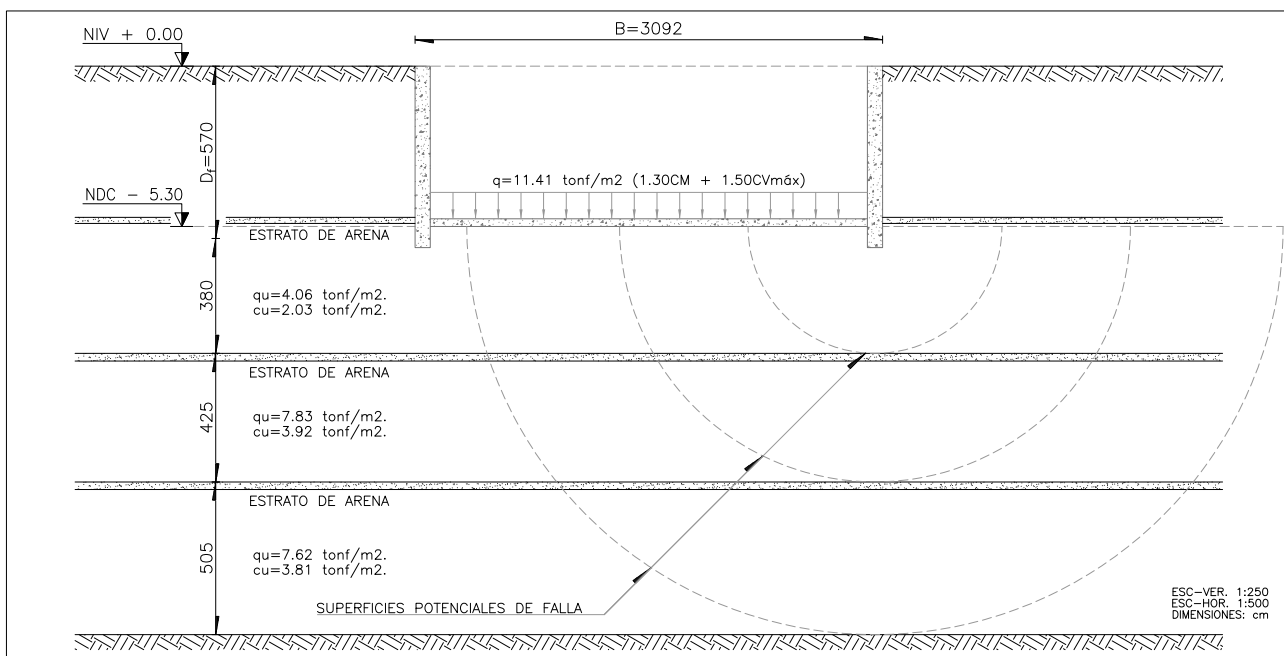


Fig. IV.1. Superficies Potenciales de Falla en un Suelo Cohesivo Estratificado.

**2.- LOSAS DE CIMENTACIÓN** (FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES, Braja M. Das, 7a ed., sección 6.4

, pp. 296)

Presión Efectiva de Contacto al NDC,  $P_{od}$ .

$$P_{od} = W_T / A - p_v$$

Donde:

 $W_T$  : Acciones Verticales a tomar en cuenta en el nivel de desplante: 1.30CM + 1.50CVmáx. $A$  : Área del elemento de cimentación. $p_v$  : Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

$$p_v = \gamma \times D_f ; \gamma = \gamma_m D_1 + \gamma' D_2$$

Donde:

 $\gamma$  : Peso volumétrico del suelo: $D_f$  : Profundidad de desplante. $\gamma'$  : Peso volumétrico sumergido del suelo. $\gamma_m$  : Peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.**NAF**: Nivel de Aguas Freáticas.

$$W_T : \underline{9100.38 \text{ tonf}}$$

$$A : \underline{797.43 \text{ m}^2}$$

$$D_f : \underline{5.30 \text{ m}}$$

$$\gamma' : \underline{1.52 \text{ tonf/m}^3}$$

$$\gamma_m : \underline{1.70 \text{ tonf/m}^3}$$

$$\text{NAF} : \underline{2.50 \text{ m}}$$

$$p_v : \underline{8.51 \text{ tonf/m}^2}$$

$$P_{od} : \underline{2.91 \text{ tonf/m}^2}$$

Capacidad de Carga última neta de una losa de cimentación para suelos cohesivos:

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd}$$

Donde:

 $c_u$  : Cohesión no Consolidada no Drenada (UU). $N_c$  : Coeficiente de capacidad de Carga. $F_{cs}$  : Factor de Forma.

$$F_{cs} = 1 + (B/L)(N_q / N_c)$$

Donde:

 $B$ : Ancho de la cimentación. $L$ : Longitud del cimiento. $N_q$  : Factor de capacidad de Carga. $F_{cd}$  : Factor de de profundidad.

$$F_{cd} = 1 + 0.4(D_f / B)$$

$$c_u : \underline{3.50 \text{ tonf/m}^2}$$

$$N_c : \underline{5.14}$$

$$B : \underline{30.92 \text{ m}}$$

$$L : \underline{39.44 \text{ m}}$$

$$N_q : \underline{1.00}$$

$$F_{cs} : \underline{1.15}$$

$$F_{cd} : \underline{1.07}$$

$$q_u : \underline{22.18 \text{ tonf/m}^2}$$

Capacidad de Carga Permisible de una losa de cimentación:

$$q_{perm} = q_u / F.S.$$

Donde:

**FS** : Factor de Seguridad.

$$FS : \underline{3}$$

$$q_{perm} : \underline{7.39 \text{ tonf/m}^2}$$

$$P_{od} < q_{perm} : 2.91 < \underline{7.39} \text{ CUMPLE}$$

**3.- ANÁLISIS DE COMPENSACIÓN.** (Leonardo Zeevaert, FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS, Van Nostrand Reinhold C., 2a ed., USA, 1983, p. 290)

Se compara el peso total de la estructura, q, con el peso total del suelo a excavar, p<sub>od</sub>.

q vs p<sub>od</sub>

Donde:

q : Presión de contacto en tonf/m<sup>2</sup>.

p<sub>od</sub> : Presión total del suelo al NDC.

$$q = \frac{W_T}{A}; \quad p_{od} = \sum_0^d \gamma_h \Delta z$$

Donde:

W<sub>T</sub> : Peso total de la construcción: CM + CVmed.

A : Área de contacto de la cimentación.

D<sub>f</sub> : Profundidad de desplante.

W<sub>T</sub> : 6280.83 tonf

A : 797.43 m<sup>2</sup>

D<sub>f</sub> : 5.30 m

q : 7.88 tonf/m<sup>2</sup>

γ<sub>i</sub> : Peso volumétrico del estrato i de la masa de suelo en tonf/m<sup>3</sup>.

z<sub>i</sub> : Espesor del estrato i en metros.

Estrato: 2            1

γ<sub>i</sub> : 1.52        1.70    tonf/m<sup>3</sup>

z<sub>i</sub> : 2.80        2.50    m

p<sub>od</sub> : 8.51 tonf/m<sup>2</sup>

q<sub>a</sub> > p<sub>od</sub> : 7.88 < 8.51 **CIMENTACIÓN SOBRECAMPENSADA**

En términos prácticos, se puede considerar que la cimentación está totalmente **compensada**, por lo cual, el incremento neto de esfuerzos al NDC se consideró nulo.

Es necesario señalar que el Nivel del Sótano es de -2.80 m, mientras que el NDC es de -5.30 m ya que es necesario tener un lastre a base de concreto ciclópeo con una altura de 2.30 m y así evitar excentricidad en las cargas gravitacionales.

**4.- CAPACIDAD DE CARGA POR RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.** (Leonardo Zeevaert, FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS, Van Nostrand Reinhold C., 2a ed., USA, 1983, p. 293)

Se calcula la capacidad admisible de carga del suelo, q<sub>adm</sub>, por resistencia al esfuerzo cortante para un suelo cohesivo con la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{5.7c_u}{F.S.} + \sigma_{od}$$

Donde:

c<sub>u</sub> : Cohesión no Consolidada no Drenada (UU).

FS : Factor de Seguridad igual a 3.

σ<sub>od</sub> : Esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante.

c<sub>ui</sub> : 3.50        1.08    tonf/m<sup>2</sup>

FS : 3

σ<sub>od</sub> : 6.08 tonf/m<sup>2</sup>

q<sub>adm</sub> : 12.74    8.13    tonf/m<sup>2</sup>

Si c<sub>u</sub> = 3.50 tonf/m<sup>2</sup>

q<sub>adm</sub> > q : 12.74 > 7.88 **CUMPLE**

Si c<sub>u</sub> = 1.08 tonf/m<sup>2</sup>

q<sub>adm</sub> > q : 8.13 > 7.88 **CUMPLE**

**5.- CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO POR ESFUERZO CRÍTICO O CARGA DE PRECONSOLIDACIÓN.** (Leonardo Z., FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS, Van Nostrand R. C., 2a ed., USA, 1983, pp. 295 y 296)

Se revisó que el incremento neto máximo de esfuerzos,  $\Delta\sigma_d$ , al NDC no rebase la carga de preconsolidación o esfuerzo crítico de compresión,  $\sigma_{bz}$ , de la profundidad z cuyos valores están indicados en la Fig. No. 1 del Estudio geotécnico.

$$\Delta\sigma_d \leq \frac{(\sigma_{bz} - \sigma_{oz})_{mín}}{I_z \times F.S.}$$

Donde:

$\sigma_{bz}$  : Esfuerzo de preconsolidación a la prof. z.

$\sigma_{oz}$  : Esfuerzo efectivo a la profundidad z.

$I_z$  : Influencia del área de contacto de la cimentación a la prof. z.

$z$  : Profundidad al NDC.

**FS**: Factor de Seguridad igual a 2.

$$\sigma_{bz} : \frac{6.62 \text{ tonf/m}^2}{}$$

$$\sigma_{oz} : \frac{5.83 \text{ tonf/m}^2}{}$$

$$I_z : \frac{0.94}{}$$

$$z : \frac{5.30 \text{ m}}{}$$

$$FS : \frac{1.5}{}$$

$$\Delta\sigma'_d : \frac{0.56 \text{ tonf/m}^2}{}$$

$$\Delta\sigma_d : -0.63 \leq 0.56 \text{ CUMPLE}$$

**6.- ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN: FLUJO PLÁSTICO.** (Leonardo Zeevaert, FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS, Van Nostrand R. C., 2a ed., USA, 1983, pp. 299)

Se obtuvo el F.S. contra la falla por flujo plástico con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{5.7c_u}{\sigma_{od} + q_o}$$

Donde:

$c_u$  : Cohesión no Consolidada no Drenada (UU).

$\sigma_{od}$  : Esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante.

$q_o$  : Sobrecarga o presión efectiva de contacto de las estructuras colindantes.

$$c_u : \frac{3.50 \text{ tonf/m}^2}{}$$

$$\sigma_{od} : \frac{6.08 \text{ tonf/m}^2}{}$$

$$q_o : \frac{3.00 \text{ tonf/m}^2}{}$$

$$FS : 2.20 \geq 2.00 \text{ CUMPLE}$$

Profundidad de excavación permitida,  $d_a$ .

$$d_a = \frac{5.7 \frac{c_u}{FS} - q_o}{\gamma}$$

Donde:

$\gamma$  : Peso volumétrico del suelo:

$$\gamma = \frac{\sum z_i \gamma_i}{\sum z_i}$$

Donde:

$\gamma_i$  : Peso volumétrico del estrato i de la masa de suelo en tonf/m<sup>3</sup>.

$z_i$  : Espesor del estrato i en metros.

**FS**: Factor de Seguridad igual a 2.

$$\text{Estrato: } \begin{array}{cc} 2 & 1 \end{array}$$

$$\gamma_i : \frac{1.52 \quad 1.70 \text{ tonf/m}^3}{}$$

$$z_i : \frac{2.80 \quad 2.50 \text{ m}}{}$$

$$\gamma_i : \frac{1.60 \text{ tonf/m}^3}{}$$

$$FS : \frac{2}{}$$

$$d_a < \frac{4.35 \text{ m}}{}$$

Será necesario utilizar algún tipo de ademe para la excavación.

**7.- ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN: REVISIÓN POR SUBPRESIÓN.** ( NTC - DCC, 2017, sección 5.1.2 )

Se revisó la estabilidad del fondo de la excavación según la siguiente expresión:

$$h_i > \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

Donde:

$\gamma_w$  : Peso volumétrico del agua.

$\gamma_m$  : Peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

$h_i$  : Espesor del estrato impermeable para evitar la inestabilidad del fondo.

**Nivel Piezométrico:** Nivel dinámico por bombeo.

**NIV. ESTRATO PERMEABLE :**

$h_w$  : Altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.

$$\gamma_w : \underline{1.00} \text{ tonf/m}^2$$

$$\gamma_m : \underline{1.14} \text{ tonf/m}^2$$

$$h_i : \underline{4.30} \text{ m}$$

$$NP : \underline{5.80} \text{ m}$$

$$NIV : \underline{9.60} \text{ m}$$

$$h_w : \underline{3.80} \text{ m}$$

$$h_i \gamma_m : 4.90 > h_w \gamma_w : 3.80 \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

Por lo tanto, no se exceden los Estados Límite de Falla.

## IV.2. Deformaciones volumétricas de los estratos.

Para calcular los desplazamientos verticales (hundimientos o expansiones), que se presenten durante la vida útil de la estructura, fue necesario determinar la deformación volumétrica,  $\alpha^N$ , de cada estrato, para dos tiempos determinados; para esto se consideraron las siguientes hipótesis (Leonardo Zeevaert W. Foundation Engineering for Difficult subsoil Conditions, 1972):

- La masa del suelo es homogénea e isotrópica, en sentido horizontal en toda su extensión; se considera el suelo como un medio continuo en donde una acción en un punto  $i$  de la masa ejerce su influencia en otro punto  $j$  de ella.
- La teoría de consolidación solamente es válida para los fenómenos elástico – plásticos de deformación intergranular del material.
- Se hace uso de la Teoría de la Elasticidad para el cálculo de esfuerzos, sin embargo, para el cálculo de deformaciones el suelo se considera elástico – plástico y viscoso.
- El agua y los granos que constituyen la estructura del suelo son incompresibles.
- El agua expulsada es exclusivamente el agua gravitacional y, por lo tanto, se puede suponer válida la ley de Darcy.
- El cambio de oquedad o relación de vacíos tiende a un valor límite al determinarse el proceso de consolidación teórica relacionado con la expulsión del agua gravitacional.

A partir de estas hipótesis de trabajo y con la información proporcionada y mostrada en la sección I.4. del Capítulo I, se realizaron las siguientes actividades: se dividió la masa del suelo en 18 estratos; se registró su clasificación según el SUCS; se indicaron los niveles de profundidad de cada estrato con su respectivo espesor y profundidad media. Además, se realizaron los siguientes cálculos: esfuerzo efectivo,  $\sigma_{oz}$ , a la profundidad media; distribución de esfuerzos verticales en la masa del suelo,  $I_{ji}$ , considerando el nivel de desplante de la cimentación y la solución de Fröhlich ( $\chi=2$ ), para suelos estratificados con estratos de diferentes deformabilidades; análisis del cambio de presiones hidráulicas,  $\Delta u_z$ , producidas por el bombeo para abatir el nivel del agua en la excavación y poder trabajar en seco (se consideraron condiciones hidrodinámicas); se obtuvo el esfuerzo efectivo por bombeo  $\sigma'_{oz}$ ; cambio de presión a partir de la presión al NDC,  $\Delta P_{oz}$ ; y, por último, se muestra la diferencia del esfuerzo efectivo inicial con respecto al esfuerzo efectivo por bombeo, más el cambio de presión; por consiguiente se obtuvo el  $\Delta \sigma_{exc}$ . Los resultados se muestran en la tabla 4.1.

### IV.2.1. Expansión volumétrica por alivio de esfuerzos, $\alpha_e$ .

La expansión volumétrica de un estrato,  $\alpha_e$ , es el producto de la reducción de esfuerzos en el suelo (alivio de esfuerzos), que implica únicamente la respuesta elástica del suelo y se obtiene con la siguiente expresión:

$$\alpha_e^N = (\rho_e M_e d_i)_N \quad (4.1)$$

donde.

- $M_e$  = Módulo de deformación unitario correspondiente a la respuesta elástica total del suelo a la profundidad  $z$ , representativa de un estrato  $N$ , indicadas en la tabla 1.1, página 29.
- $\rho_e$  = Factor de expansión, está en función del alivio de esfuerzos medio  $(\Delta\sigma_e)_i$  en el estrato  $N$ ; se obtiene de la siguiente expresión:  $\rho_e = (\Delta\sigma_{exc} / \sigma_{oz})^{c-1}$ ; su valor cumple con la siguiente desigualdad:  $0 < \rho_e < 0$ .
- $d_i$  = Espesor del estrato  $i$  en cm.

La expansión volumétrica multiplicada por el alivio de esfuerzos  $(\sigma_{oz} - \bar{\sigma}_{oz})$ , dará la expansión volumétrica del estrato  $\delta_{ei}$ ; los resultados se muestran en la tabla 4.2.

$$\delta_{ei} = \alpha_{ei} (\Delta\sigma_{exc}) \quad (4.2)$$

#### IV.2.2. Recompresión volumétrica, $\alpha_{rc}$ .

Se muestra el procedimiento para estimar la deformación por recompresión volumétrica; para esto se empleó la siguiente hipótesis:

- Al ser colocada una carga debido al peso de la estructura en una cimentación compensada o semicompensada se recomprime el suelo en sus componentes elásticas,  $\varepsilon_e$ , plásticas,  $\varepsilon_p$ , y visco - plásticas,  $\varepsilon_{vp}$ ; dando resultado a la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_{rc} = \Delta\varepsilon_e + \Delta\varepsilon_p + \Delta\varepsilon_{vp} \quad (4.3)$$

La recompresión volumétrica de los estratos está en función de los parámetros  $m_v$ ,  $c_v$ ,  $\beta$  y  $\xi$ ; sus valores están en función del nivel de esfuerzos sobre el cual se aplica un incremento de carga unitario que produce el fenómeno de consolidación y son determinados a partir de la prueba del odómetro. Para conocer sus valores se realiza una proyección vertical a partir del eje de las abscisas con valor igual a  $\bar{\sigma}_o + \Delta\sigma_{exc} / 2$ .

donde.

- $m_v$  = Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria, en  $cm^2 / kg_f$ .
- $c_v$  = Coeficiente de consolidación del fenómeno primario, en  $cm^2 / seg$ .
- $\beta$  = Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular, adimensional.
- $\xi$  = Factor adimensional que modifica el valor de  $T_v$  en el fenómeno viscoso intergranular.

Se determinó el fenómeno hidráulico de retardamiento de la compresión (deformación a través del tiempo), para lo cual se obtuvo el valor de  $T_v$ .

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (4.4)$$



donde.

$t =$  Tiempo en segundos.

$H =$  Espesor del estrato igual a  $d_i/2$ , cuando el estrato está drenado por ambos lados o igual a  $d_i$ , cuando el estrato está drenado por un lado exclusivamente.

Se calculó la función de Terzaghi,  $F(T_v)$ , que sirve para calcular el porcentaje de consolidación de un estrato y representa el valor medio del proceso de consolidación a través del espesor del estrato. Se obtiene con la siguiente expresión y su valor está exclusivamente en función de  $T_v$ .

$$F(T_v) = 1 - \sum_{m=0}^{m=3} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \quad (4.5)$$

El valor del factor de recompresión varía entre cero y uno ( $0 < \rho_c < 1$ ), y es válida únicamente para el caso en que el subsuelo sufra una recompresión debido a un alivio previo de carga, como es el caso de cimentaciones compensadas o semicompensadas, de lo contrario, cuando no hay recompresión,  $\rho_c$  es igual a 0. Su valor aproximado es:

$$\rho_c = \rho_e \frac{1 + \kappa_p (\Delta\sigma_{exc} / \Delta\sigma_{oz})}{1 + \kappa_p} \quad (4.6)$$

Donde  $\kappa_p$  tiene valores aproximados igual a 0.35 y 0.30 para arcillas y limos, respectivamente.

Por último, la recompresión volumétrica,  $\alpha_{rc}$ , y su respectiva deformación,  $\delta_{rc}$ , se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\alpha_{rc} = \rho_c m_v d_i \{F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)\} \quad (4.7)$$

$$\delta_{rc} = \alpha_{rc} \Delta\sigma_{exc} \quad (4.8)$$

### IV.2.3. Hundimientos por compresión neta y total.

Con las expresiones 4.9 y 4.10 se obtuvieron los hundimientos por compresión neta  $\delta_{cn}$ ; para conocer los valores de los parámetros de compresibilidad y consolidación ( $m_v$ ,  $c_v$ ,  $\beta$  y  $\xi$ ), se realizó una proyección vertical a partir del eje de las abscisas con valor igual a  $\sigma_{oz} + \Delta\sigma_{cn}/2$ .

$$\alpha_{cn} = m_v d_i \{F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)\} \quad (4.9)$$

$$\delta_{cn} = \alpha_{cn} \Delta\sigma_{cn} = \alpha_{cn} (\Delta\sigma_d \times I_{ji}) \quad (4.10)$$

El hundimiento total será:

$$\delta_t = \delta_{rc} + \delta_{cn} - \delta_e \quad (4.11)$$

Por último, se determinó el valor de la compresibilidad volumétrica de cada estrato, con la siguiente expresión:

$$\alpha = (\alpha_{rc} - \alpha_e) \frac{p_{od}}{q} - (\alpha_{rc} - \alpha_e) \frac{\lambda \gamma_w}{I_z q} + \alpha_{cn} \frac{\Delta \sigma_d}{q} \quad (4.12)$$

En las tablas 4.1 a 4.4 se muestra el procedimiento, con sus respectivas expresiones matemáticas, que se emplearon para estimar las deformaciones considerando un cajón de cimentación, con NDC igual a 5.3 m de profundidad y un abatimiento del NAF a 5.80 m de profundidad para trabajar en seco.

Empleando la Combinación de Carga Seis (CM + CVmed: peso aproximado de 6,281 tonf), se obtuvo la suma del hundimiento total,  $\Sigma \delta_r$ , igual a 20.67 cm y 30.76 cm para dos y cincuenta años de vida útil de la estructura, respectivamente.

Por lo tanto, se cumple con el asentamiento permisible de 30 cm, según las NTC – DCC, para una construcción aislada. Sin embargo, No se cumple con los 15 cm de asentamiento permisible para construcciones colindantes, para esto, es necesario señalar que los parámetros de compresibilidad obtenidos en el laboratorio se determinaron en el lado de la seguridad, por lo cual se concluye que las deformaciones obtenidas están en un rango conservador.

IV.2. Deformaciones volumétricas de los estratos.

Tabla 4.1 Cambio de Presiones Hidráulicas.

ESTRATO		PROFUNDIDAD (m)		d <sub>i</sub>	Prof. Med.	W %	Ss	γ	P <sub>oz</sub>	u <sub>oz</sub>	σ <sub>oz</sub>	u <sub>iz</sub>	P <sub>iz</sub>	σ <sub>iz</sub>
No.	SUCS	de	a	cm	m			tonf/m <sup>3</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>
1	RELLENO	0.00	2.50	250	1.25	-	-	1.70	2.13	0.00	2.13	0.00	0.00	0.00
2	MS	2.50	5.70	320	4.10	77	2.67	1.52	6.68	1.39	5.29	0.00	0.00	0.00
3	CH	5.70	9.65	395	7.68	396	2.52	1.14	11.37	4.49	6.88	1.88	10.13	8.25
4	Idem.	9.65	13.75	410	11.70	347	2.37	1.15	15.97	7.98	8.00	5.90	14.74	8.84
5	Idem.	13.75	18.80	505	16.28	383	2.44	1.22	21.41	12.14	9.27	10.48	20.17	9.70
6	CL	18.80	20.10	130	19.45	103	2.58	1.39	25.40	15.18	10.22	13.65	24.16	10.51
7	CH	20.10	24.52	442	22.31	268	2.37	1.16	28.86	17.86	11.01	16.51	27.63	11.12
8	Idem.	24.52	27.26	274	25.89	199	2.35	1.16	33.02	21.19	11.83	20.09	31.78	11.69
9	Idem.	27.26	30.40	314	28.83	225	2.35	1.16	36.43	23.92	12.51	23.03	35.19	12.16
11	MS	31.00	35.10	410	33.05	32	2.64	1.69	42.46	23.61	18.85	23.01	44.76	21.75
12	CL	35.10	36.45	135	35.78	142	2.45	1.28	46.79	18.72	28.07	18.28	49.09	30.80
14	CL	37.10	37.70	60	37.40	144	2.45	1.28	48.85	15.80	33.06	15.47	51.15	35.68
16	CS	38.60	41.50	290	40.05	158	2.51	1.26	53.24	11.03	42.21	10.87	55.54	44.67
18	ML	42.70	43.30	60	43.00	32	2.64	1.69	57.09	6.36	50.73	6.36	59.38	53.02
NDC =	-5.30	m	A <sub>T</sub> =	797.43	m <sup>2</sup>	q =	7.88	tonf/m <sup>2</sup>	q <sub>a</sub> =	5.45	tonf/m <sup>2</sup>	σ <sub>od</sub> =	6.08	tonf/m <sup>2</sup>
WT =	6281	tonf	NAF =	-2.50	m	u <sub>od</sub> =	2.43	tonf/m <sup>2</sup>	p <sub>od</sub> =	8.51	tonf/m <sup>2</sup>	c =	1.5	

PRESIONES HIDRÁULICAS						
Piézo.	Condiciones originales			Durante la construcción		
	Nivel Piezométrico (m)		u <sub>oz</sub>	Nivel Piezométrico (m)		u <sub>iz</sub>
	z <sub>i</sub>	z <sub>f</sub>	m	z <sub>i</sub>	z <sub>f</sub>	m
1	36.29	42.65	6.36	36.29	42.65	6.36
2	5.10	31.50	26.40	5.80	31.50	25.70
3	4.31	20.30	15.99	5.80	20.30	14.50
4	4.03	14.00	9.97	5.80	14.00	8.20
NAF	2.50	2.50	0.00	5.80	5.80	0.00

Columna	Formula	Ecuación
9	$\gamma_m = \frac{s_s \gamma_o}{1 + \omega}$	(4.13)
10	$p_{oz} = \sum_0^d \gamma_m \cdot \Delta z$	(4.14)
11	$u_{oz} = \frac{z_i - z_f}{m} + h_o$	(4.15)
12	$\sigma_{oz} = p_{oz} - u_{oz}$	(4.16)
14	$p_{iz} = q + \sum \gamma_i \Delta z_i$	(4.17)

ESTR. No.	Z	$\alpha_o$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$I_{ji}$	$\Delta u_z$	$\sigma'_{oz}$	$\Delta P_{oz}$	$\bar{\sigma}_o$	$\Delta \sigma_{exc}$	$\rho_e$	$M_{eo}$	$M_{ei}$	$\alpha_e$	$\delta_e$
	m	rad	rad	rad		tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /kgf	cm <sup>2</sup> /kgf	cm <sup>2</sup> /kgf	cm <sup>3</sup> /kgf	cm
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	2.38	1.45	1.42	-1.42	0.99	2.61	9.49	8.40	1.09	5.79	0.917	0.041	0.038	14.86	8.60
4	6.40	1.26	1.18	-1.18	0.91	2.08	10.07	7.76	2.32	5.68	0.843	0.041	0.035	14.17	8.05
5	10.98	1.06	0.95	-0.95	0.77	1.67	10.94	6.57	4.37	4.90	0.727	0.018	0.013	6.61	3.24
6	14.15	0.95	0.83	-0.83	0.67	1.53	11.75	5.68	6.07	4.15	0.637	0.014	0.009	1.16	0.48
7	17.01	0.86	0.74	-0.74	0.58	1.35	12.35	4.93	7.42	3.58	0.570	0.020	0.011	5.04	1.81
8	20.59	0.76	0.64	-0.64	0.48	1.10	12.93	4.11	8.82	3.01	0.505	0.016	0.008	2.21	0.67
9	23.53	0.70	0.58	-0.58	0.42	0.89	13.40	3.54	9.86	2.65	0.460	0.016	0.007	2.31	0.61
11	27.75	0.62	0.51	-0.51	0.34	0.60	19.45	2.87	16.58	2.27	0.347	0.020	0.007	2.85	0.65
12	30.48	0.57	0.47	-0.47	0.30	0.43	28.51	2.52	25.98	2.09	0.273	0.014	0.004	0.52	0.11
14	32.10	0.55	0.45	-0.45	0.28	0.33	33.39	2.34	31.04	2.01	0.247	0.014	0.003	0.21	0.04
16	34.75	0.52	0.42	-0.42	0.24	0.16	42.37	2.08	40.29	1.92	0.213	0.011	0.002	0.68	0.13
18	37.70	0.48	0.39	-0.39	0.22	0.00	50.73	1.83	48.89	1.83	0.190	0.020	0.004	0.23	0.04

Columna	Formula	Ecuación	Columna	Formula	Ecuación
17	$\alpha_o = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}$	(4.18)	24	$\bar{\sigma}_{oz} = \sigma'_{oz} - \Delta P_{oz}$	(4.25)
18	$\Psi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda / 2}{z}$	(4.19)	25	$\Delta \sigma_{exc} = \sigma_{oz} - \bar{\sigma}_{oz}$	(4.26)
19	$\Psi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda / 2}{z}$	(4.20)	26	$\rho_e = (\Delta \sigma_{exc} / \sigma_{oz})^{-1}$	(4.27)
20	$I_{ji} = \frac{1}{\pi} (\alpha_o + \frac{\text{sen} 2\alpha_o}{2}) (\text{sen} \Psi_1 - \text{sen} \Psi_2)$	(4.21)	27	Tabla 1.1 (Estudio geotécnico)	
21	$\Delta U_z = u_{oz} - u_{iz} = \lambda_z \gamma_w$	(4.22)	28	$M_{ei} = \rho_e (M_{eo})_i$	(4.28)
22	$\sigma'_{oz} = \sigma_{oz} + \Delta u_z$	(4.23)	29	$\alpha_e = M_{ei} (d_i)$	(4.1)
23	$\Delta P_{oz} = I_i^N (p_{od})$	(4.24)	30	$\delta_e = \alpha_e (\Delta \sigma_{exc})$	(4.2)

B =	30.92	m	x =	0
L =	39.44	m	$\chi =$	2
				Fröhlich

IV.2. Deformaciones volumétricas de los estratos.

Tabla 4.3. Recompresión Volumétrica.

		31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
ESTR. No.	$\bar{\sigma}_o + (\Delta\sigma_{exc})/2$ kgf/cm <sup>2</sup>	MUESTRA	$m_v$ cm <sup>2</sup> /kgf	$c_v$ cm <sup>2</sup> /seg	$\beta$	$\xi$	$m_t$ cm <sup>2</sup> /kgf	(H o 2H) cm	d(H) cm	$T_v$	$F(T_v)$	Z( $\beta, \xi, T_v$ )	$\kappa_p$	$\rho_c$	$\alpha_{rc}$ cm <sup>2</sup> /kgf	$\delta_{rc}$ cm	
1	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
2	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3	0.40	M09	0.028	0.003	0.444	1.343	0.01	1	395	1.20	0.96	0.185	0.35	0.880	11.183	6.47	
4	0.52	M09	0.029	0.003	0.463	1.533	0.01	2	205	4.08	1.00	0.398	0.35	0.780	12.881	7.32	
5	0.68	M21	0.019	0.002	0.514	3.227	0.01	2	252.5	2.46	1.00	0.489	0.35	0.638	9.130	4.47	
6	0.81	M58	0.005	0.014	0.817	0.102	0.00	2	65	208.36	1.00	1.101	0.35	0.539	0.740	0.31	
7	0.92	M28	0.007	0.007	0.968	0.147	0.01	2	221	8.71	1.00	0.346	0.35	0.471	1.979	0.71	
8	1.03	M33	0.013	0.005	0.426	0.185	0.01	2	137	18.45	1.00	0.274	0.35	0.407	1.887	0.57	
9	1.12	M43	0.004	0.007	0.592	2.050	0.00	2	157	18.63	1.00	0.944	0.35	0.366	0.962	0.26	
11	1.77	M33	0.011	0.004	0.985	0.121	0.01	2	205	6.25	1.00	0.241	0.25	0.286	1.577	0.36	
12	2.70	M58	0.006	0.010	0.608	0.276	0.00	2	67.5	140.43	1.00	0.973	0.35	0.208	0.329	0.07	
14	3.20	M58	0.006	0.010	0.608	0.276	0.00	2	30	710.91	1.00	1.396	0.35	0.187	0.160	0.03	
16	4.12	M65	0.007	0.003	0.506	0.550	0.00	1	290	1.97	0.99	0.161	0.35	0.160	0.365	0.07	
18	4.98	M33	0.011	0.004	1.015	0.115	0.01	1	60	71.86	1.00	0.982	0.30	0.148	0.188	0.03	

Columna	Formula	Ec.
37	$m_t = \beta \times m_v$	(4.29)
40	$T_v = \left( \frac{C_v}{d_i^2} \right) t$	(4.4)
41	$F(T_v) = 1 - \sum_{m=0}^{\frac{m-2}{2}} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4}}$	(4.5)
42	$Z(\beta, \xi, T_v) = \beta \log(1 + \xi T_v)$	(4.30)
44	$\rho_c = \rho_e \frac{1 + \kappa_p (\Delta \sigma_{exc} / \sigma_{o2})}{1 + \kappa_p}$	(4.6)
45	$\alpha_{rc} = \rho_c m_v d_i \{ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \}$	(4.7)
46	$\delta_{rc} = \alpha_{rc} \Delta \sigma_{exc}$	(4.8)

Material	SUCS	$\kappa_p$	$v_{rc}$
Arcillas	CH	0.35	0.40
Arcillas Limosas	CL	0.35	0.50
Limos Arcillosos	MH	0.30	0.65
Limos	ML	0.30	0.75
Arenas Limosas	SM	0.25	0.80

Tiempo	
t =	2 años
t =	6.31E+07 seg.

		47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62
ESTR. No.	$\Delta\sigma_{cn}$	$\sigma_{oz} + (\Delta\sigma_{cn})/2$	MUESTRA	$m_v$ cm <sup>2</sup> /kgf	$c_v$ cm <sup>2</sup> /seg	$\beta$	$\xi$	$m_t$ cm <sup>2</sup> /kgf	$T_v$	$F(T_v)$	$Z(\beta, \xi, T_v)$	$\alpha_{cn}$ cm <sup>2</sup> /kgf	$\delta_{cn}$ cm	$\delta_T$ cm	$\alpha_T$ cm <sup>2</sup> /kgf	$\alpha_T$ m <sup>2</sup> /tonf	
1	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	0.000	0.000	
2	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-	-	-	0.000	0.000	
3	-0.06	0.66	M09	0.027	0.003	0.515	2.299	0.01	1.08	0.94	0.279	13.03	-0.81	6.47	7.281	0.00728	
4	-0.06	0.77	M09	0.026	0.003	0.539	2.670	0.01	3.99	1.00	0.575	16.84	-0.97	7.32	8.842	0.00884	
5	-0.05	0.90	M21	0.018	0.002	0.520	3.749	0.01	2.45	1.00	0.525	14.01	-0.68	4.47	6.235	0.00624	
6	-0.04	1.00	M58	0.005	0.015	0.809	0.090	0.00	227.68	1.00	1.080	1.44	-0.06	0.31	0.469	0.00047	
7	-0.04	1.08	M28	0.007	0.007	0.980	0.159	0.01	9.18	1.00	0.383	3.99	-0.15	0.71	1.234	0.00123	
8	-0.03	1.17	M33	0.014	0.005	0.408	0.228	0.01	18.35	1.00	0.292	4.83	-0.15	0.57	1.108	0.00111	
9	-0.03	1.24	M43	0.004	0.007	0.572	1.995	0.00	17.80	1.00	0.894	2.61	-0.07	0.26	0.570	0.00057	
11	-0.02	1.87	M33	0.011	0.004	1.015	0.115	0.01	6.16	1.00	0.236	5.42	-0.12	0.36	0.913	0.00091	
12	-0.02	2.80	M58	0.006	0.010	0.608	0.276	0.00	140.43	1.00	0.973	1.59	-0.03	0.07	0.168	0.00017	
14	-0.02	3.30	M58	0.006	0.010	0.608	0.276	0.00	710.91	1.00	1.396	0.86	-0.01	0.03	0.080	0.00008	
16	-0.02	4.21	M65	0.007	0.003	0.506	0.550	0.00	1.97	0.99	0.161	2.27	-0.04	0.07	0.181	0.00018	
18	-0.01	5.07	M33	0.011	0.004	1.015	0.115	0.01	71.86	1.00	0.982	1.27	-0.02	0.03	0.101	0.00010	

Columna	Formula	Ec.
47	$\Delta\sigma_{cn} = \Delta\sigma_d I_{\beta}$	(4.31)
58	$\alpha_{cn} = m_v d_i \{ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \}$	(4.9)
59	$\delta_{cn} = \alpha_{cn} \Delta\sigma_{cn}$	(4.10)
60	$\delta_T = \delta_{rc} + \delta_{cn}$ ; $\delta_i = \delta_{rc} + \delta_{cn} - \delta_e$	(4.11)
61	$\alpha_T = \alpha_{rc} \frac{p_{od} - \alpha_{rc}}{q} + \alpha_{cn} \frac{\Delta\sigma_d}{q}$	(4.12)
-	$\lambda_z \gamma_w = \Delta u_z$	(4.32)

$\Delta\sigma_d$ :	$\Delta\sigma_d = q - p_{od}$	=	-0.63	tonf/m <sup>2</sup>
--------------------	-------------------------------	---	-------	---------------------

$\Sigma\delta_e$ =	24.43	cm
$\Sigma\delta_{rc}$ =	20.67	cm
$\Sigma\delta_{cn}$ =	-3.09	cm
$\Sigma\delta_T$ =	<b>20.67</b>	cm

### IV.3. Interacción Suelo – Estructura.

El objetivo de este apartado es generar un modelo analítico representativo del comportamiento en conjunto de la estructura y la masa de suelo de apoyo en condiciones estáticas. El procedimiento consistió en hacer uso de la Ecuación Matricial de Asentamientos, EMA, para obtener la distribución de reacciones. Posteriormente se obtendrán las constantes de resorte equivalente,  $K$ , de cada punto de apoyo de la cimentación para cada una de las combinaciones de carga que está sujeta la estructura (considerando el procedimiento constructivo y la vida útil de 50 años de la estructura). Por último, se empleó el programa STAAD.PRO para modelar la estructura, donde se obtuvieron los desplazamientos verticales y la rigidez de la estructura en términos de elementos mecánicos de la cimentación.

Se hace uso de las siguientes hipótesis de trabajo:

- La cimentación es rígida, es decir, la flexión de las vigas o diafragmas es despreciable a comparación a los desplazamientos verticales producidos por la deformación del suelo.
- La superficie de la losa se dividió en áreas tributarias o dovelas,  $\bar{a}$ , donde la carga se considera uniforme.
- La masa del suelo tiene las mismas propiedades mecánicas debajo de cada área  $\bar{a}$ .

#### IV.3.1. Ecuación Matricial de Asentamientos, EMA.

Se calculó el hundimiento en cada punto de interés que se encuentra debajo de la cimentación mediante el procedimiento matricial de asentamientos EMA, el cual permite considerar, al mismo tiempo, la distribución no uniforme de reacciones en los estratos compresibles existentes.

De los valores de la compresibilidad volumétrica total, indicados en la tabla 4.4, se obtienen los desplazamientos verticales aplicando la siguiente expresión:

$$|\bar{\delta}_{ji}| = [I_{ji}]^T \times |\alpha_c^N| \quad (4.13)$$

donde.

$|\bar{\delta}_{ji}|$  = Matriz de desplazamientos verticales del  $j$  - ésimo punto debido a una carga unitaria en el punto  $i$ .

$[I_{ji}]^T$  = Matriz transpuesta de los valores de influencia debido a una carga unitaria,  $q_i = +1$ , de cada área unitaria  $i$ .

$|\alpha_c^N|$  = Matriz de los valores de compresibilidad volumétrica de cada estrato, para un tiempo determinado  $t$ .

Teniendo en cuenta que las áreas tributarias o dovelas,  $\bar{a}$ , están sujetas a cargas  $q_i$  que inducen asentamientos verticales,  $\delta_i$ , se emplea la ecuación 4.14, mejor conocida como Ecuación Matricial de Asentamientos, EMA.

$$|\delta_i| = [\bar{\delta}_{ji}]^T \times |q_i| \quad (4.14)$$

donde.

$[\bar{\delta}_{ji}]^T$  = Matriz transpuesta de las deformaciones unitarias verticales.

$|q_i|$  = Matriz columnar de cargas unitarias aplicadas en las áreas tributarias  $\bar{a}$ .

$|\delta_i|$  = Matriz columnar de desplazamientos verticales.

Por tratarse de una cimentación rígida, fue necesario considerar que los desplazamientos son uniformes, por lo que se empleó la siguiente ecuación:

$$\delta'_a = \frac{1}{n} \sum_i^n \delta_i \quad (4.15)$$

Al determinarse el valor del esfuerzo de contacto,  $q'_i$ , según la ecuación (4.16), se estableció la compatibilidad de deformaciones verticales en la interfase del suelo con la estructura de cimentación.

$$|q'_i| = |\bar{\delta}_{ij}|^{-1} \times |\delta'_a| \quad (4.16)$$

Por consiguiente, se calculó el módulo de reacción de la cimentación o constante de resorte equivalente,  $K$ , de cada dovela con la expresión (4.17).

$$K_i = \frac{q_i \bar{a}_i}{\delta_i} \quad (4.17)$$

Es necesario señalar que este procedimiento fue iterativo ya que las primeras reacciones  $K$  de cada punto de apoyo se emplearon para realizar una segunda iteración con el objetivo de mejorar el análisis de asentamientos (en este proceso se corrigen los niveles de esfuerzos, obteniendo nuevos valores en las reacciones); después se realizaron N iteraciones hasta que el valor del módulo de reacción no cambió significativamente.



## V. CONCLUSIONES

Se realizó el análisis geotécnico para la cimentación de un inmueble proyectado en la Col. Centro, jurisdicción de la Alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México. La estructura ocupa una superficie de desplante aproximada de 797.43 m<sup>2</sup> y superficie total de construcción de 5504 m<sup>2</sup>.

Para la revisión de los estados límite de servicio y de falla de la cimentación, se dispuso de un informe geotécnico; su contenido está formado por un perfil estratigráfico, pruebas de compresión simple, pruebas de compresión triaxial, módulos de deformación, pruebas de consolidación, pruebas de torsión y parámetros de compresibilidad y consolidación. Se realizaron sondeos mixtos con una profundidad de 43 m; se identifican cuatro piezómetros.

En el segundo capítulo se realizó la descripción arquitectónica y estructural identificando dimensiones aproximadas del ancho, largo y altura total del inmueble, tomada a partir del Nivel de Banqueta, igual a 30.92 m, 39.44 m y 17.68 m, respectivamente. Según el proyecto arquitectónico, el Nivel del Sótano de Estacionamiento es de - 2.68 m. El inmueble tiene una asimetría tanto en planta como en elevación y de masas; con base en el RCDF17, la estructura está en el grupo B, subgrupo B1.

Se propuso una cimentación formado por un cajón rígido de concreto reforzado, colado in situ e integrado por un sistema de diafragmas o vigas longitudinales, por una losa de desplante o de "reacción" y una losa superior.

En el tercer capítulo se realizó un modelo tridimensional con el objetivo de conocer la distribución de cargas gravitacionales que se transmite la estructura a la masa de suelo. El modelo gráfico se formó por 806 nudos, 1197 elementos barras y 343 elementos placa. Se consideró un sistema de referencia global integrado por dos ejes ortogonales (X y Z), en el plano y un eje vertical (Y).

Se consideraron cuatro condiciones básicas de carga y tres combinaciones de carga que sirvieron para determinar el centro de cargas, el análisis de asentamientos y la revisión de la capacidad de carga. En la sección III.6. se calculó una excentricidad inicial de 57 cm y 5 cm en las direcciones X y Z, respectivamente; por lo que se decidió colocar un lastre a base de costales de arena y concreto ciclópeo para disminuir la excentricidad y así evitar asentamientos a largo plazo; por lo que, las excentricidades disminuyeron a 0.01cm y 0.03 cm en las direcciones X y Z, respectivamente.

Se obtuvieron descargas gravitacionales de las combinaciones de carga CC05, CC06 y CC07, con valores de 6856 tonf, 6281 tonf y 9100 tonf; en equivalencia, se obtuvieron presiones de contacto,  $q$ , de 8.60 tonf/m<sup>2</sup>, 7.88 tonf/m<sup>2</sup> y 11.41 tonf/m<sup>2</sup>, respectivamente.

En el capítulo IV. Análisis Geotécnico, se revisó los estados límite de falla y de servicio, en términos de capacidad de carga y hundimientos permisibles. Con respecto a la capacidad de carga, se obtuvo resultados satisfactorios considerando dos posibles superficies de falla (suelo cohesivo estratificado).

## V. CONCLUSIONES

Posteriormente se realizó un análisis de compensación, considerando un Nivel de Desplante de la Cimentación, NDC, a 5.30 m de profundidad (es necesario contar con un lastre a base de concreto ciclópeo con una altura de 2.30 m, Fig. III.5), se obtuvo una cimentación totalmente compensada, por lo que, el incremento neto de esfuerzos al NDC se consideró nulo.

Además, se obtuvo un resultado satisfactorio por la revisión de la capacidad de carga por carga de preconsolidación. El análisis de la excavación por flujo plástico se encuentra en un rango satisfactorio siempre y cuando la excavación sea menor a 4.35 m; será indispensable construir un ademe para la protección de colindancias y excavación para la profundidad propuesta. Por último, es necesario realizar un bombeo de tal forma que el nivel piezométrico tenga un valor de 5.80 m de profundidad.

Se calcularon las deformaciones volumétricas de la masa de suelo de apoyo, utilizando las hipótesis de trabajo de Leonardo Zeevaert; por lo que se obtuvieron deformaciones volumétricas por alivio de esfuerzos,  $\alpha_e$ , por compresión neta,  $\alpha_{cn}$ , y totales,  $\alpha_t$ , (las deformaciones por recompresión volumétrica,  $\alpha_{rc}$ , se consideran nulas ya que el incremento neto de esfuerzos es nulo), cuyos valores se indican en la siguiente tabla, según el tiempo considerado.

**Tabla V.1. Tabla Resumen de deformaciones en la masa del suelo para dos tiempos determinados.**

CC06 (tonf) =	Tiempo (años)	
6281	2	50
$\Sigma\delta_e =$	24.43	24.43
$\Sigma\delta_{rc} =$	20.68	30.80
$\Sigma\delta_{cn} =$	-3.09	-4.72
$\Sigma\delta_T =$	17.60	26.07

Se observa que no se cumplen con los 15 cm de asentamiento permisible para una construcción colindante, sin embargo, los parámetros de compresibilidad obtenidos en el laboratorio se determinaron en el lado de la seguridad, por lo que las deformaciones calculadas están en un rango conservador. En conclusión, la cimentación propuesta no supera los valores permisibles de los estados límite de falla y de servicio.

## VI. REFERENCIAS

1. Anónimo, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2017 – Normas Técnicas Complementarias, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 Bis., 15 de diciembre de 2017.
2. Braja M. Das, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 7ª ed. Ed. Cengage Learning, México, 2011, pp. 133 – 173.
3. Deméneghi Colina Agustín, Puebla Cadena Margarita, Sanginés García Héctor, etc., Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones Tomo I, 2ª ed., Facultad de Ingeniería, UNAM, DICyG, 2018, pp. 1 – 17.
4. Leonardo Zeevaert W., Foundation Engineering for Difficult subsoil Conditions, Ed. Van Nostrand Reinhold C., 2a ed., USA, 1972, pp. 275 – 332.
5. Leonardo Zeevaert W., Compendio Elemental de Mecánica de Suelos, F.I. UNAM, 1998, pp. 201 – 421.
6. Leonardo Zeevaert W., Interacción Suelo – Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas, sujetas a Cargas Estáticas y Sísmicas, Ed. Limusa, México, 1980, pp. 13 – 35 y 205 – 223.
7. Leonardo Zeevaert W., Conceptos Básicos en el Diseño de Cimentaciones Compensadas sin y con Pilotes de Fricción, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C., Conferencia dictada el 9 de noviembre de 1990 en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM (D.E.P.F.I.), pp. 1 – 19.
8. Leonardo Zeevaert W., Consolidation in the intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils, D.E.P.F.I., 1986, pp. 61 y 62.