



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN**

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA  
CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO, UBICADO  
EN LA CALLE BISMARCK No. 18 COLONIA  
MODERNA, DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ,  
CD. MX.**

**DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:  
MIGUEL ÁNGEL HERNÁNDEZ GARCÍA**

**ASESOR:  
ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ**



Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México, 2019



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## **AGRADECIMIENTOS.**

A lo largo del camino de la licenciatura, grandes personas han mostrado un apoyo incondicional para conmigo, formando parte de no dejar este proyecto de lado y han sido participes de ser quien ahora soy, es por eso que quiero agradecer a

### *MIS PADRES*

Quienes se esforzaron día a día para no dejarme caer, dándome más de lo creo merecer y así poder llegar al salón de clases, con sus consejos que nunca se han cansado de hacerme saber para que no me desviara del camino, con sus fuerzas físicas que, aunque el cuerpo no daba para más, siempre me mostraban la mejor cara y me dan lo necesario, por eso y mil detalles más Gracias Padres.

### *A MIS HERMANOS*

Cada uno apporto cariño, confianza, consejos, y que como buenos hermanos no faltó una discusión, pero nunca me dejaron caer, gracias infinitas por su apoyo incondicional y parte de esta formación es gracias a ustedes.

### *A MIS PROFESORES*

Es triste y quiero pensar que no soy el único que se ha sentido así, pero es triste darse cuenta que los profesores son parte elemental de nuestra formación y no lo valoramos durante la carrera, y es por ello que agradezco el tiempo y la paciencia de cada uno de ellos en especial de mi asesor y del jefe de laboratorio en curso, así como de aquellos que tienen la gran vocación de enseñanza.

### *A MIS AMIGOS*

Los momentos, las risas, los consejos y hasta las burlas provocaron momentos inolvidables gracias por cada segundo que compartieron conmigo, dejando grandes enseñanzas y como siempre hay excepciones, hay quienes se volvieron parte de mi familia.

Todos estos momentos se dieron lugar en las instalaciones de la imperfecta Facultad de Estudios Superiores Aragón, lugar que está lleno de paz, conocimiento y que para llegar a la perfección de ella nos está formando. Gracias UNAM. Gracias Familia, Gracias Profesores y Amigos sin ustedes este proyecto no hubiera sido posible.

## Contenido

INTRODUCCIÓN.....	5
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES.....	6
1.1 OBJETIVO .....	6
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	6
1.3 UBICACIÓN DEL PREDIO.....	6
1.4 REFERENCIA DE COLINDANCIA .....	7
1.5 ALCANCES .....	8
CAPITULO 2. TRABAJOS DE CAMPO. ....	18
2.1 GENERALIDADES .....	18
2.2 TIPOS DE SONDEOS REALIZADOS.....	19
2.2.1-.SONDEO TIPO PCA (POZO A CIELO ABIERTO).....	19
2.2.2-. SONDEO TIPO MIXTO .....	20
2.3 ORGANIZACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS .....	21
CAPÍTULO 3. PRUEBAS DE LABORATORIO.....	24
3.1-. CONTENIDO DE AGUA W% .....	25
3.2-. LÍMITES DE CONSISTENCIA .....	25
3.2.1 -. LIMITE LÍQUIDO. ....	26
3.2.2 -. LIMITE PLÁSTICO.....	26
3.2.3 LIMITE DE CONTRACCIÓN.....	27
3.3 COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA .....	28
3.4 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL .....	30
3.5-. COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADA-NO DRENADA (PRUEBAS UU).....	32
CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS, FISICAS Y MECANICAS DEL SUB-SUELO EN EL PREDIO DE INTERES.....	36
CAPITULO 5. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN PARA EL EDIFICIO PROYECTADO. ....	42
5.1-. BAJADA DE CARGAS PROYECTADAS PARA EL EDIFICIO BISMARCK .....	42
5.2 DESPLANTE DE CIMENTACIÓN.....	43
5.3-. DESCARGA POR EXCAVACIÓN.....	43
5.4 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA .....	43
5.4.1-. CONDICIONES ESTÁTICAS .....	43
5.4.2-. CONDICIONES DINAMICAS. ....	45
5.5 PRESIONES NETAS MAXIMAS Y MINIMAS (CONSIDERANDO SISMO) .....	48
5.6 REVISÓN DE ESTABILIDAD DE CAJON DE CIMENTACIÓN .....	49

5.7 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	49
5.8 CALCULO DE EXPANSIONES ELASTICAS .....	51
5.9 EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS.....	52
5.10-. FALLA DE FONDO .....	57
5.11 -. ESTABILIDAD DE TALUDES .....	57
CAPITULO 6. PROCESO CONSTRUCTIVO. ....	60
6.1-. CALCULO DE PATEO DE MUROS MILAN. ....	60
6.2-. DISEÑO E INTALACIÓN DE TROQUELES. ....	61
CONCLUSIONES. ....	75
REFERENCIAS.....	78
Bibliografía.....	78
ANEXOS .....	79

## INTRODUCCIÓN

Un análisis de la mecánica de suelos para las obras civiles, es de suma importancia para obtener resultados eficientes ante la demanda de servicios en cuanto a obras refiere, parte importante de una obra en general, es una cimentación de calidad, misma que se lograra al realizar una investigación del predio a trabajar con gran detalle y responsabilidad.

Si bien es cierto que la Ciudad de México se encuentra asentada en gran parte en un antiguo lago también es cierto que el ingeniero civil ha logrado buscar soluciones ante la demanda para satisfacer las necesidades que como población requiere; ha logrado diseñar obras de gran importancia gracias a la realización de pruebas de campo detalladas, pruebas de laboratorio e interpretación de resultados optando por una solución factible para el cliente.

A lo largo de este caso práctico se podrá ver a detalle las problemáticas que una obra presenta de principio a fin, llegando a resultados factibles.

Se mostrará la realización de una investigación general del predio, los tipos de trabajos de campo realizados para el caso particular de este proyecto, las pruebas de laboratorio aplicadas a las muestras de suelo obtenidas mediante diferentes métodos, la clasificación realizada con base en los estudios ya existentes y un diseño para fundamentar una propuesta de cimentación en este caso cajón compensado.

Para el alojamiento de dicho cajón se requiere de una excavación de cuidado durante el proceso constructivo por lo cual se propone colocar muros Milán que fungen como muros de retención ante la relajación de esfuerzos provocados por la excavación.

No olvidar que toda obra civil se realiza para uso del ser humano y que por ende se debe realizar lo más seguro posible para evitar pérdidas humanas desde el diseño, el proceso constructivo y hasta su uso; es por este motivo por el que todo ingeniero debe trabajar con factores de seguridad y hacer uso de las normas y manuales de construcción, aunado a esto crear un criterio que resulte eficiente a la hora de dar uso a la obra.

A grandes rasgos este trabajo está hecho con la finalidad de mostrar el proceso que conlleva la realización de una cimentación optada como solución factible para la demanda solicitada en las condiciones que el predio presenta.

## CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

### 1.1 OBJETIVO

Se sabe que el ingeniero civil busca crear obras de seguridad para la sociedad, obras que den confianza dentro de sus instalaciones y sobre todo que en caso de sufrir alguna contingencia no solo confiar, si no estar seguro que dentro de ellas no se sufrirán daños, el comienzo de toda obra está en sus apoyos, en el contacto directo, en la transmisión de esfuerzos al suelo, en "su cimentación." Este trabajo se encamina en la búsqueda en dar a conocer de manera conjunta de la teoría y lo técnico para crear la mejor alternativa de cimentación, tomando como base la teoría de libros, escritos por grandes de la mecánica de suelos, trabajando con el análisis de las características del suelo físicas y mecánicas, todo esto con la finalidad de proponer y justificar una cimentación para el edificio BISMARCK.

### 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Llamemos problemática a la incógnita a determinar con base a los resultados de los estudios de mecánica de suelos, la cimentación que más se acople a los requerimientos que como obra demanda, no olvidando que de igual forma debe ser lo más viable posible económicamente hablando, y por último, pero sobre todo más importante, que cuente con la seguridad pertinente para el servicio y uso del mismo.

### 1.3 UBICACIÓN DEL PREDIO

Los trabajos de campo como son los estudios de mecánica de suelos se realizaron en el predio ubicado en la delegación Benito Juárez CD. MX. En la calle bismarck #18 col. La Moderna. Como se encuentra en la Imagen 1.1, 1.2 y 1.3 respectivamente.



MAPA. 1. LOCALIZACIÓN DE LA DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ



MAPA. 2. CROQUIS DE LOCALIZACIÓN CALLE BISMARCK #18 COL. LA MODERNA.

#### 1.4 REFERENCIA DE COLINDANCIA

El predio actualmente se encuentra con colindancia, al norte con un edificio de seis niveles con sótano y medio, al sur se encuentra la calle Bismarck, al este se encuentra una casa habitación de dos niveles y al oeste se encuentra un semisótano que funge como estacionamiento de restaurante TOCKS.

El predio se encuentra con unas coordenadas aproximadas a  $19^{\circ}23'49''N$   $99^{\circ}08'12.2''W$  esta es una aproximación con la ayuda de Datos del mapa 2018Google, INEGI.

El predio cuenta con un área de 520m<sup>2</sup>



MAPA. 3. UBICACIÓN DEL PREDIO BISMARCK #18

En él se proyecta la construcción de un edificio de planta baja y cuatro niveles donde planta baja y primer nivel fungirán como tienda y bodega y del segundo al cuarto nivel fungirán como oficinas o departamentos.

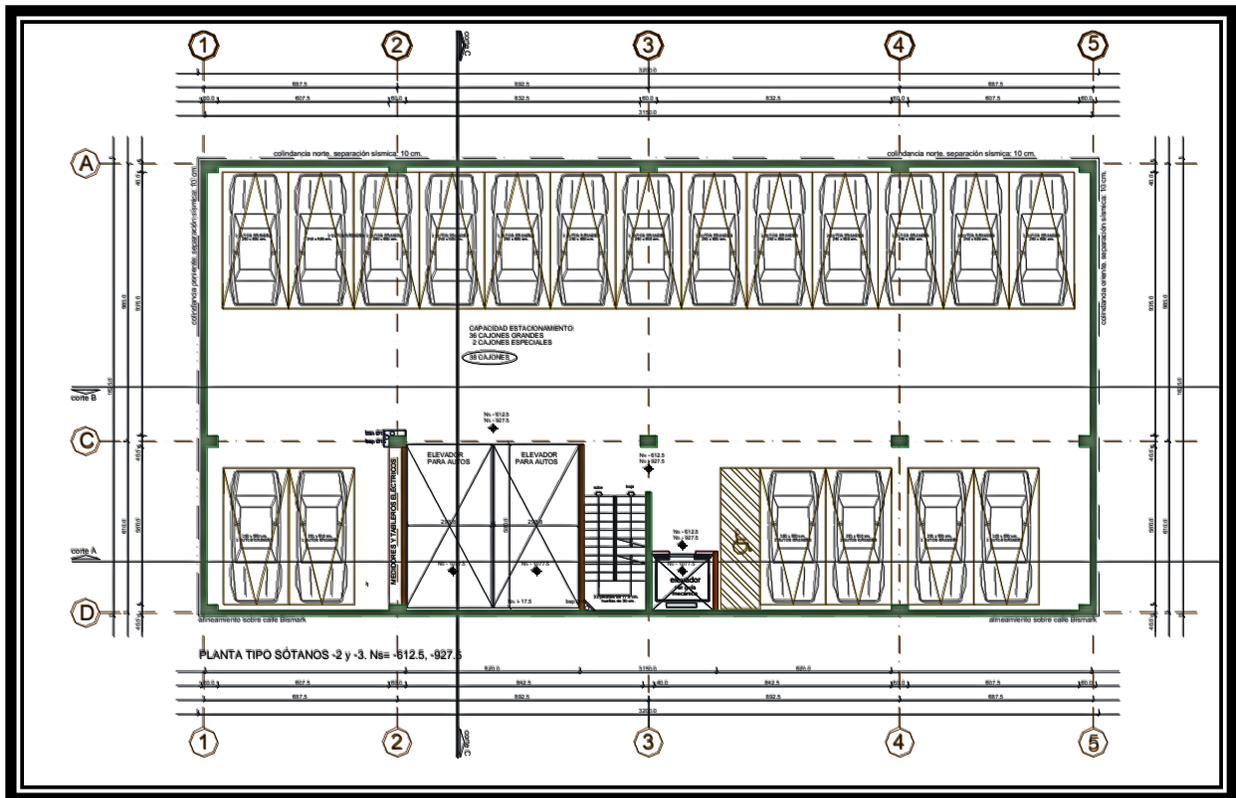
#### 1.5 ALCANCES

Si bien es cierto que el estudio de mecánica de suelos detallado te lleva a la fácil organización de ideas, también es cierto que debes tener bien claros los alcances a los que requieres llegar, donde de manera preliminar visualizas que tienes y que requieres. Para esto debemos contemplar lo que tenemos actualmente en el predio de interés, en él se encuentra una estructura de dos niveles con un estacionamiento en superficie, con un nivel de piso terminado a + 0.30 m, con respecto al nivel de la calle Bismarck (N.B. =0.00).

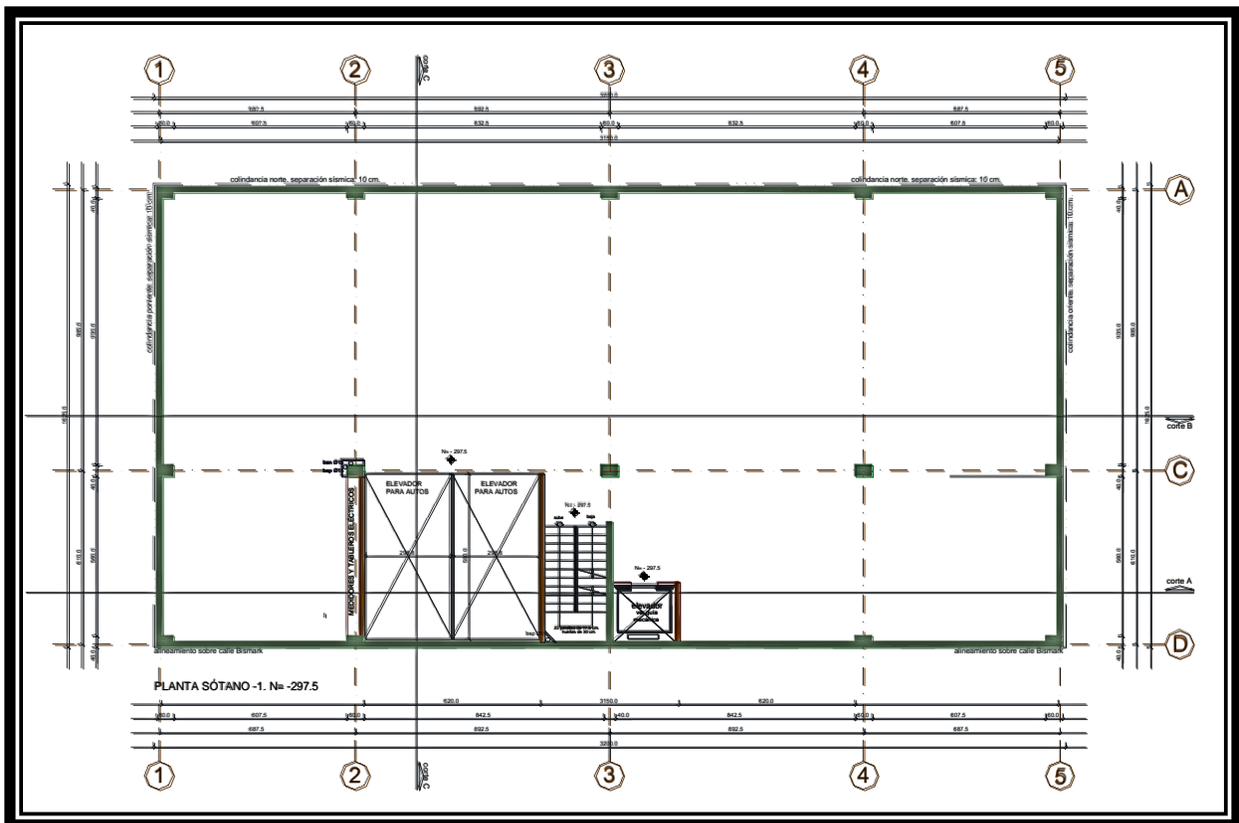
Y se debe tener en cuenta que el proyecto contempla la construcción de un edificio con:

- Planta estacionamiento 2, con NPT = -6.125m.
- Planta estacionamiento 3, con NPT = -2.975m.
- Planta baja con NPT = 0.00 m. para local comercial y bodega de aluminio y vidrio
- Primer nivel con NPT = +3.325 m. para local comercial y bodega de aluminio y vidrio
- Segundo nivel con NPT = +6.65m. para oficinas o departamentos.
- Tercer nivel con NPT = +10.50m. para oficinas o departamentos.
- Cuarto nivel con NPT = +14.35m. para oficinas o departamentos.
- Planta azotea a la cota +18.20m, con respecto al nivel  $\pm 0.00$ , que corresponde al nivel de banqueta de la calle Bismarck.

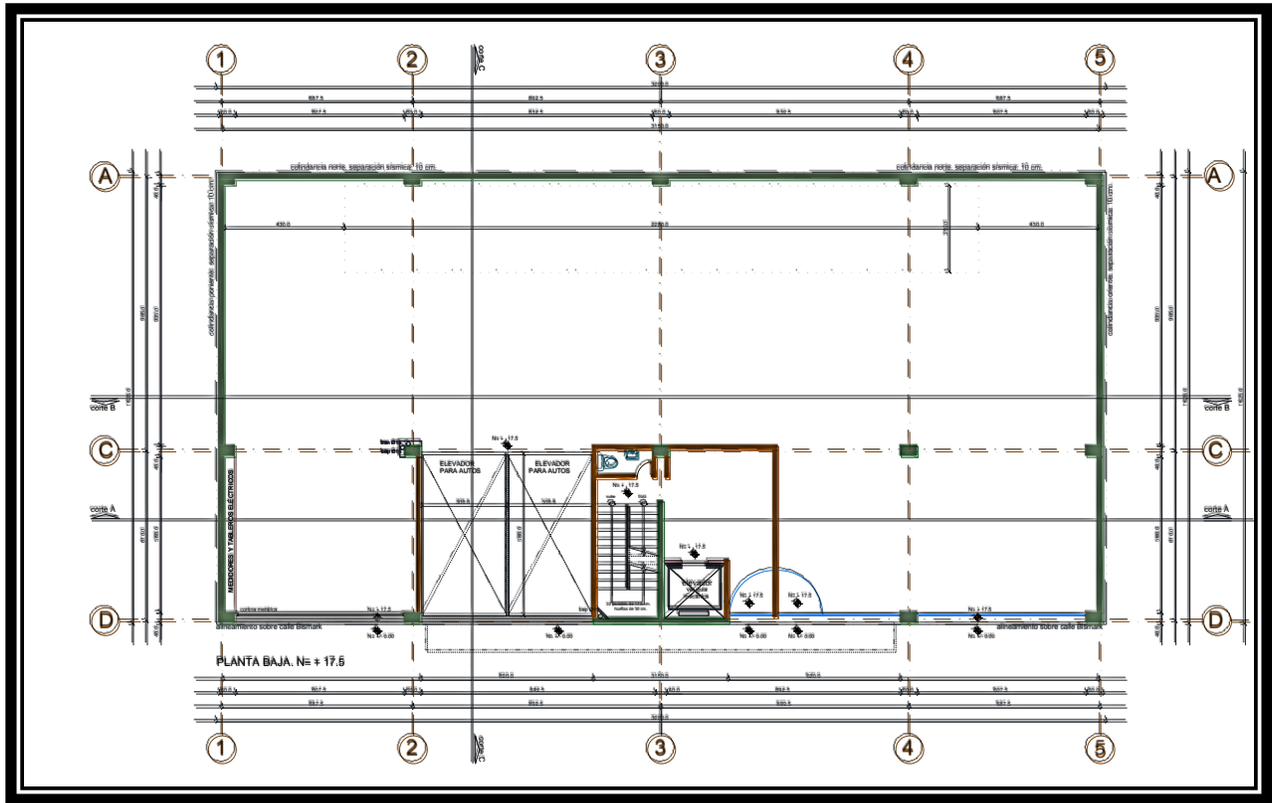
Para esto también se tienen los planos arquitectónicos del edificio proyectado, donde se presentan plantas y cortes. (Estos planos se encuentran en el apartado de anexos)



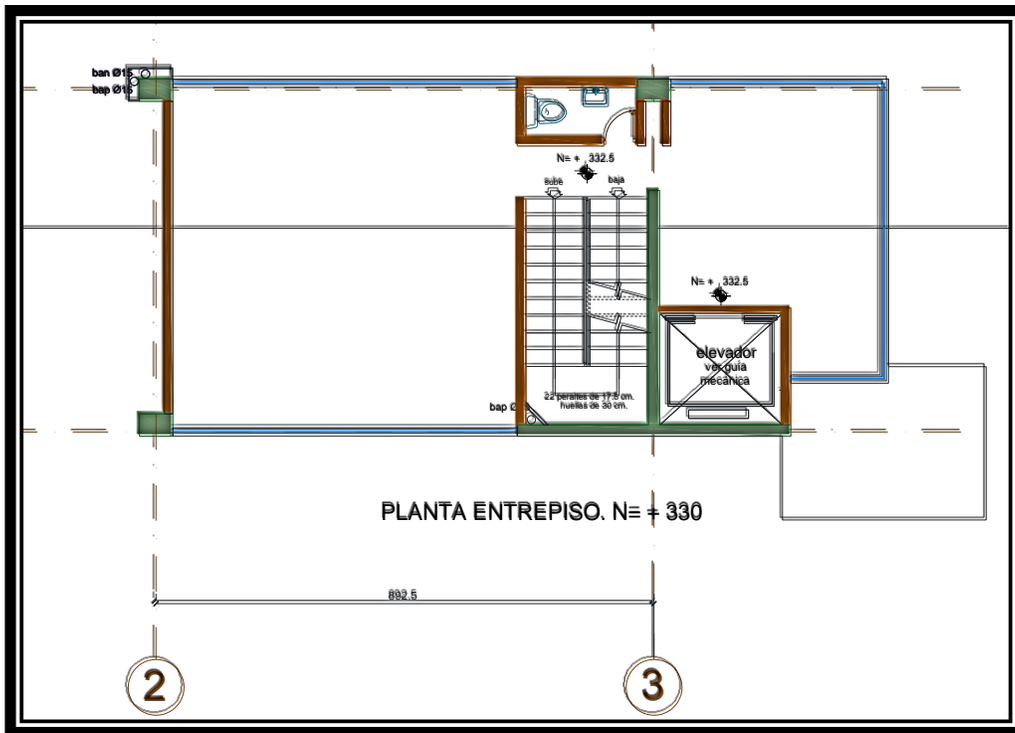
PLANO. 1.- PLANTA SÓTANO SEGUNDO NIVEL - 6.125



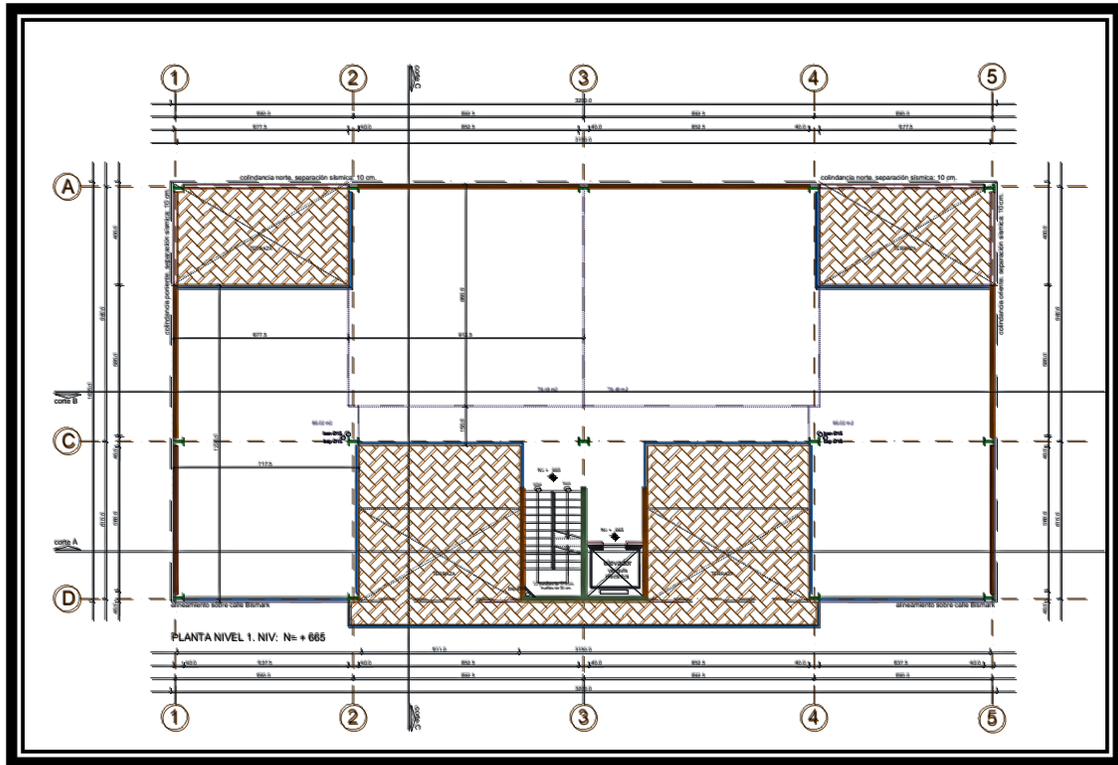
PLANO. 2. PLANTA SÓTANO PRIMER NIVEL -2.975M



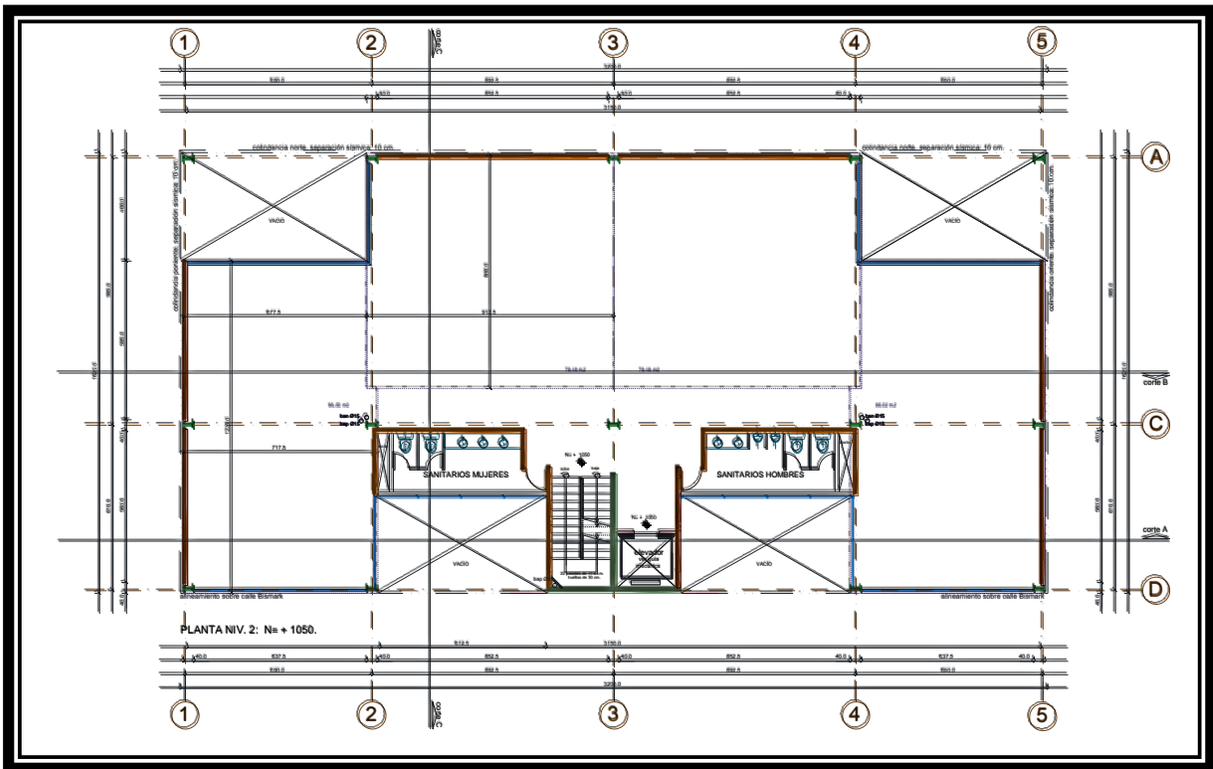
PLANO. 3.-PLANTA BAJA +0.17M



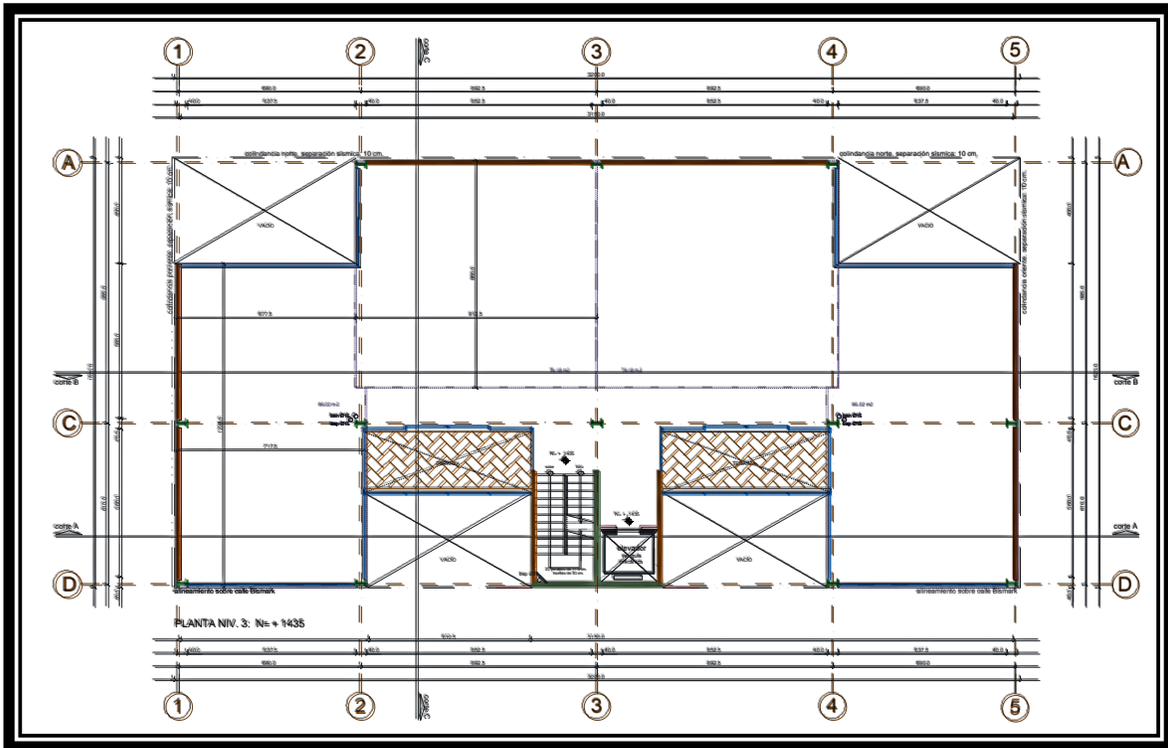
PLANO. 4.-PANTA DE ENTRE PISO + 3.30M



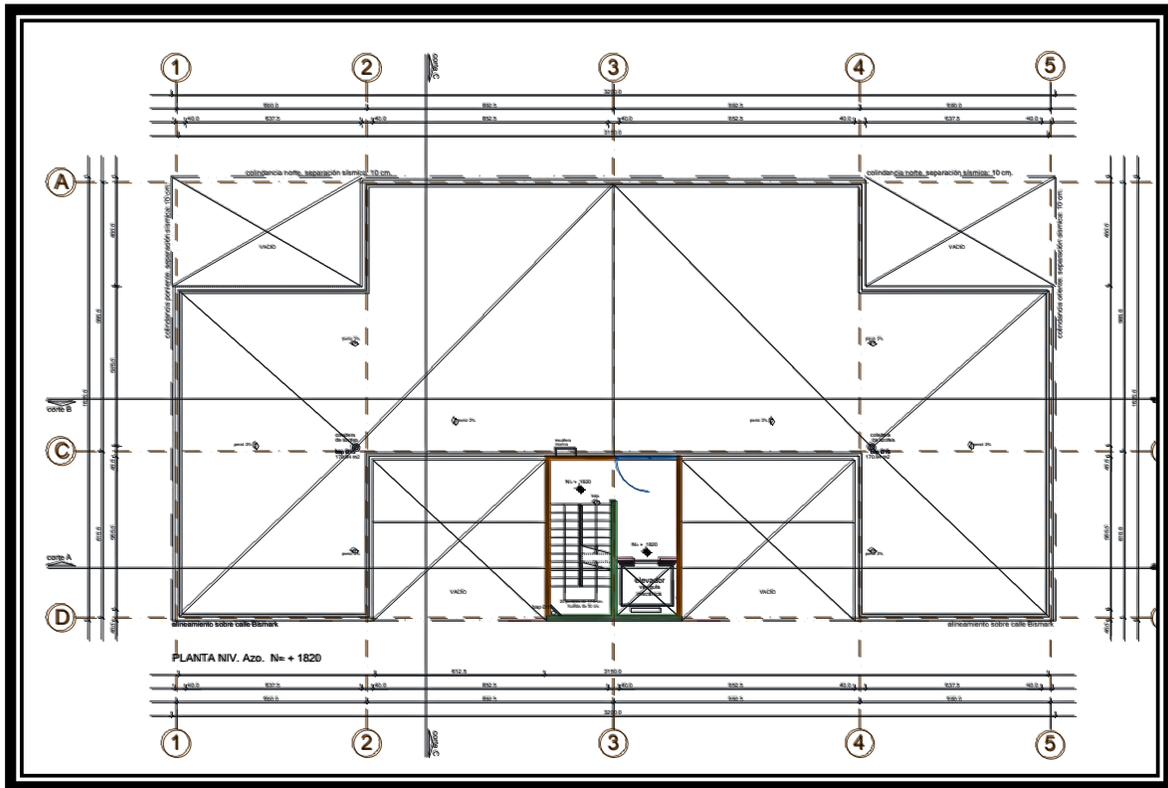
PLANO. 5.-PLANTA PRIMER NIVEL NPT+ 6.65 M



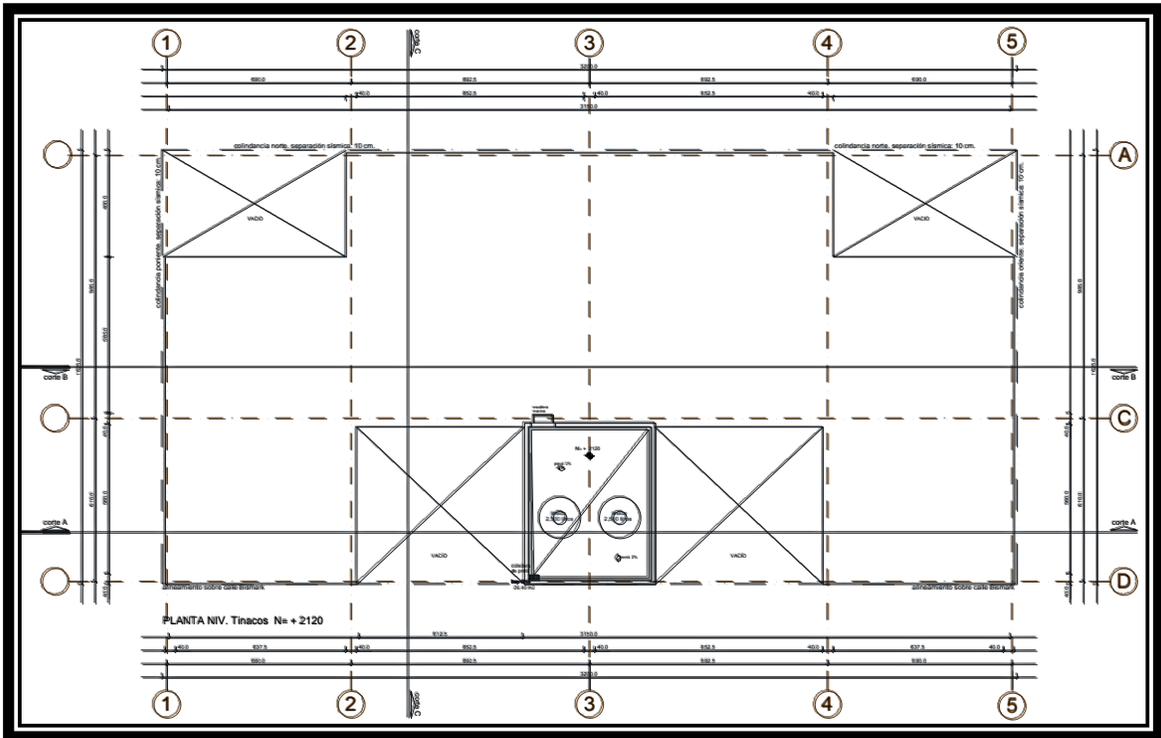
PLANO. 6.-PLANTA SEGUNDO NIVEL NPT + 10.50M



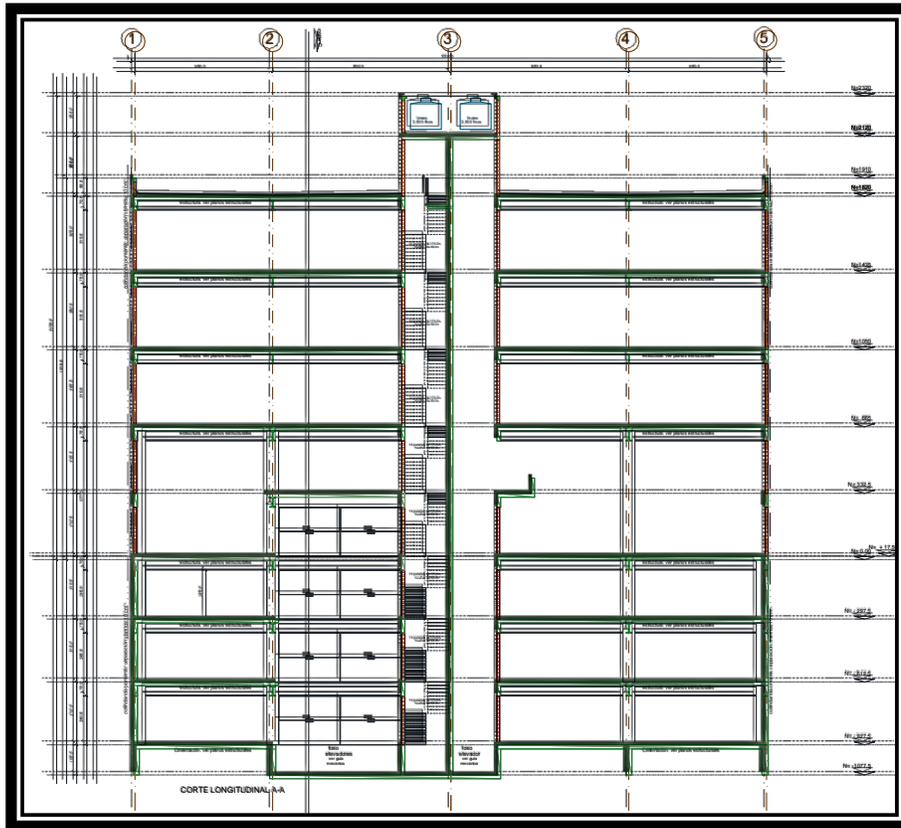
PLANO. 7-. PLANTA TERCER NIVEL NPT+ 14.35 M.



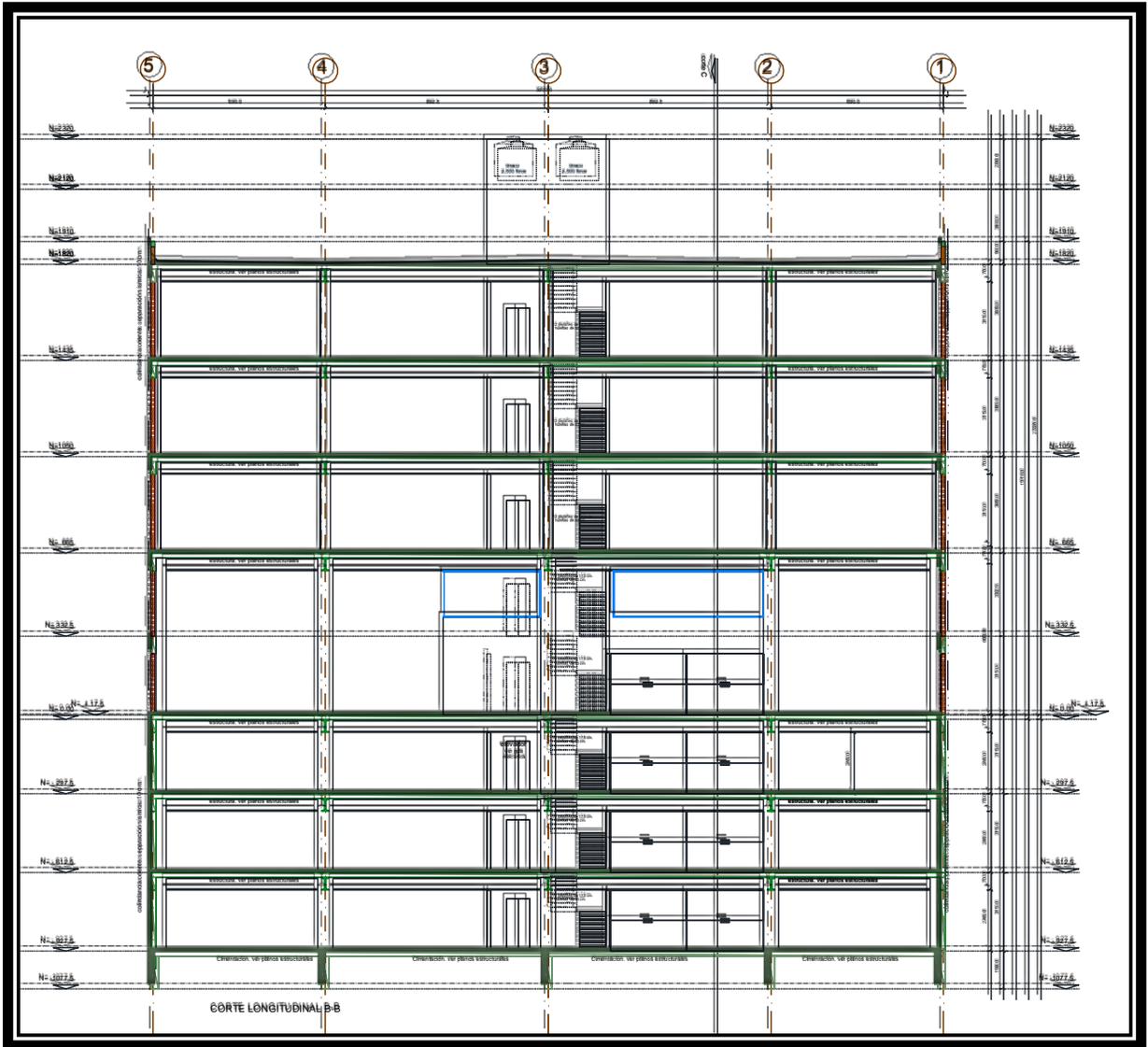
PLANO. 8-. PLANTA NIVEL AZOTEA NPT + 18.20 M.



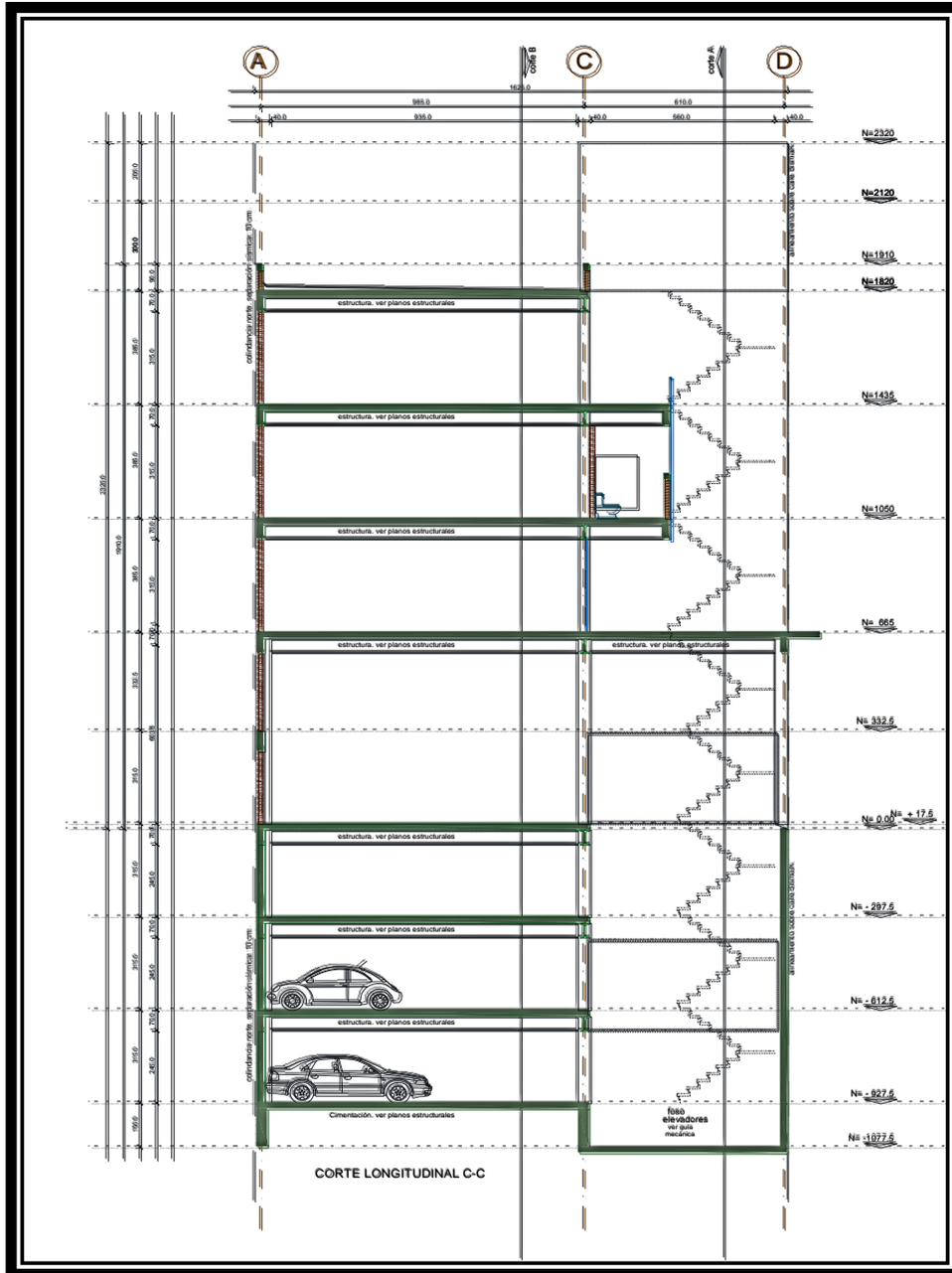
PLANO. 9-.PLANTA NIVEL TINACOS NPT+ 21.20 M.



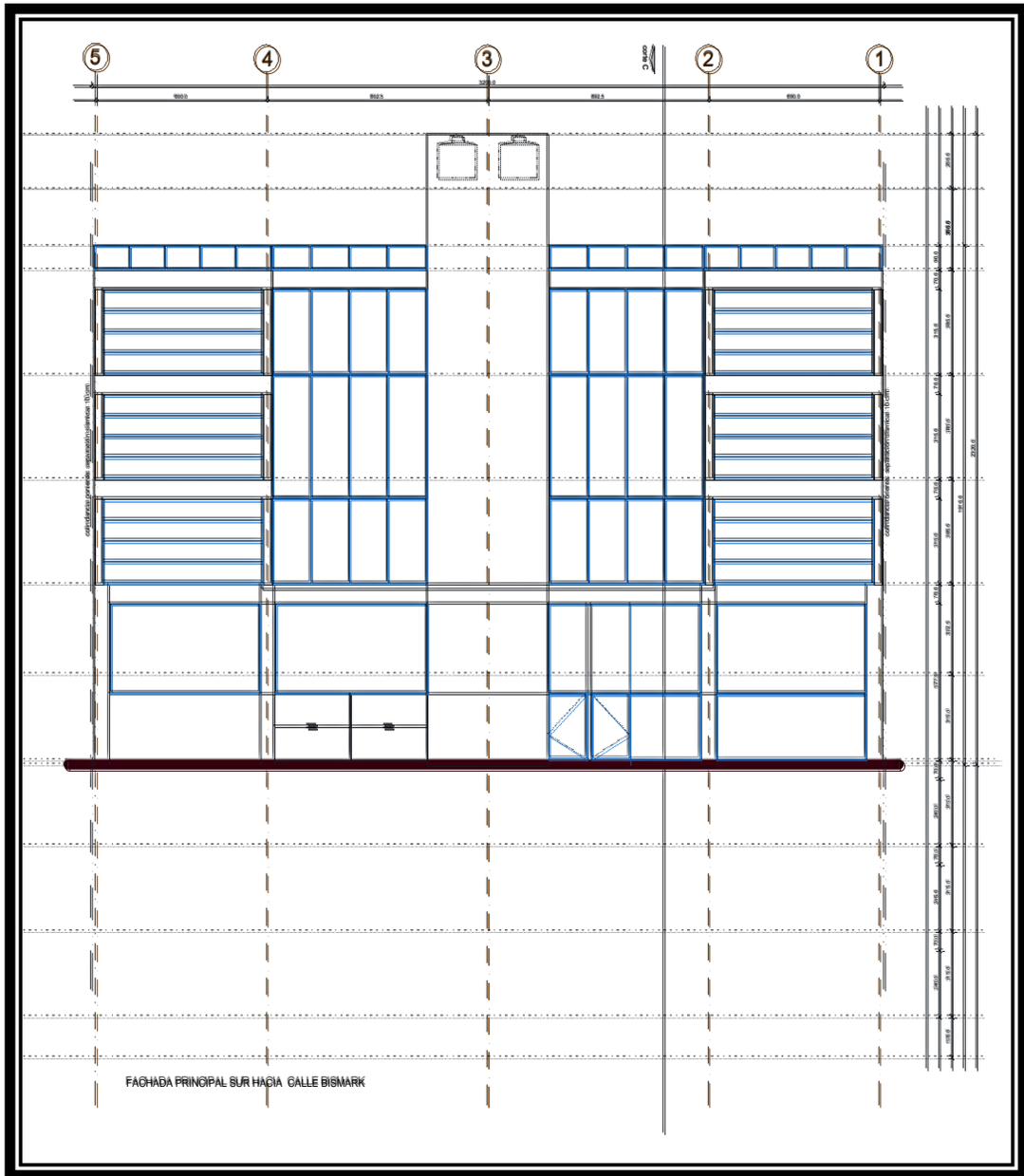
PLANO. 10-. CORTE LONGITUDINAL A-A



PLANO. 11-. CORTE LONGITUDINAL B-B



PLANO. 12-. CORTE LONGITUDINAL C-C

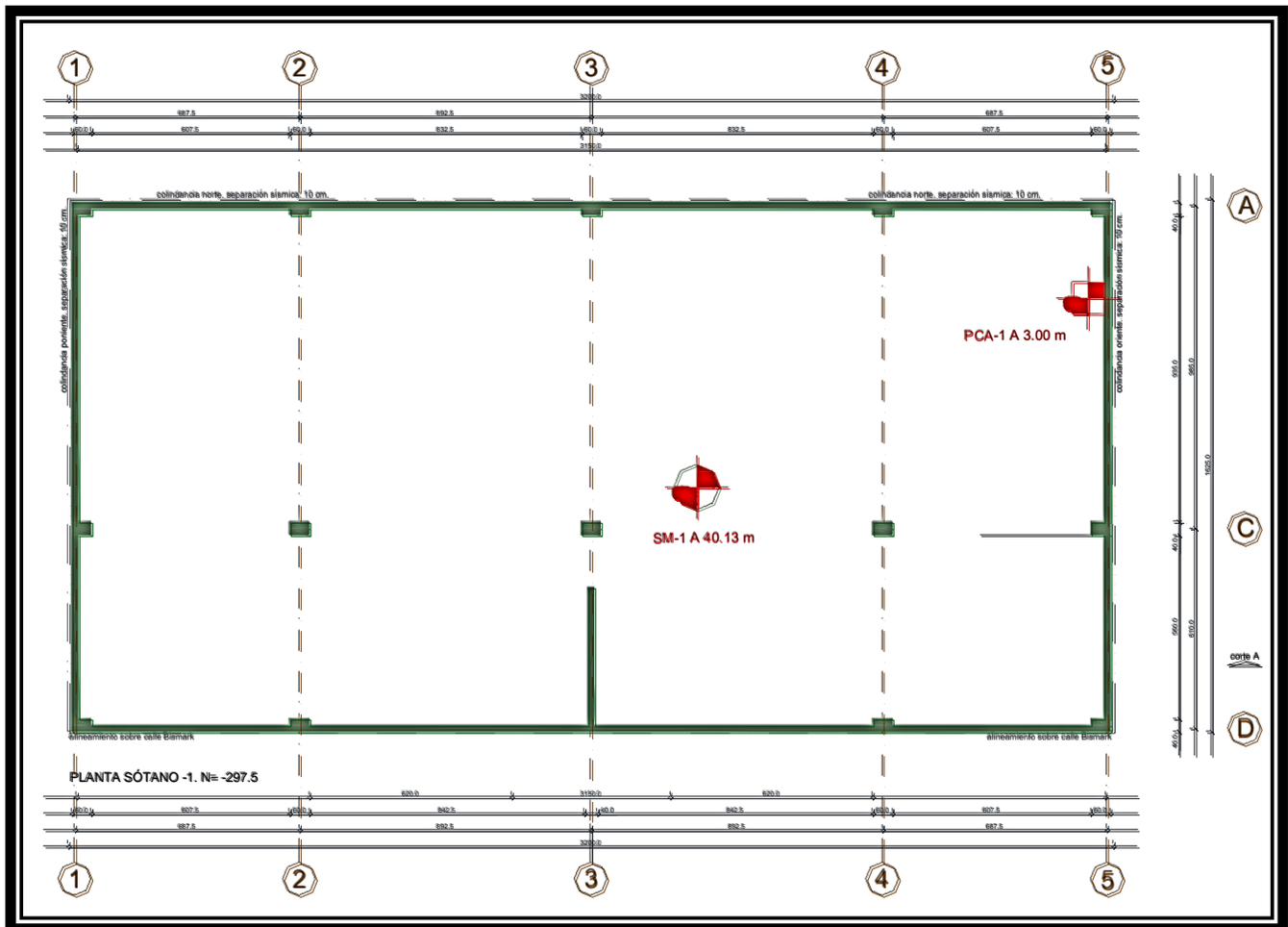


PLANO. 13-. FACHADA PRINCIPAL CALLE BISMARCK

## CAPITULO 2. TRABAJOS DE CAMPO.

### 2.1 GENERALIDADES

Cuando el objetivo es transmitirle esfuerzos al suelo mediante una cimentación es necesario conocer sus propiedades y características mediante muestreos, por lo tanto, el estudio es de suma importancia; Recordemos que el suelo puede ser muy diferente en espacios muy reducidos, para realizar determinadas pruebas de laboratorio requerimos de obtener muestras de suelo del sitio a trabajar, para este trabajo se realizaron determinadas pruebas como lo marca la siguiente figura.



PLANO. 14-. UBICACIÓN DE PCA Y SM-1

## 2.2 TIPOS DE SONDEOS REALIZADOS

Los trabajos de campo o bien exploraciones del suelo, son obtenciones de muestras de tipo alteradas o inalteradas, que reflejan las propiedades mecánicas y físicas, al ingeniero civil especializado, o ingeniero geotécnico; Depende de las condiciones que estas muestras presenten comenzará la toma de decisión para la propuesta de cimentación; mismas propuestas te llevaran a un proceso constructivo.

Cuando se habla de muestras alteradas se hace referencia a muestras que por su técnica de obtención perdieron propiedades mecánicas, por lo tanto, no podrán ser utilizadas para las pruebas de laboratorio que reflejen propiedades mecánicas.

Cuando se habla de muestras inalteradas se hace referencia a muestras que por su técnica o método de extracción es más cuidadosa y que por ende mantiene las propiedades como si se encontraran en el lugar de su obtención; estas propiedades pueden variar ya que es inevitable la relajación de esfuerzos y su comportamiento mecánico, que pueden ser ligeras o importantes dependiendo del cuidado en la técnica a la hora de su obtención. (Flores, 2012)

Para fines del proyecto se realizaron muestreos o también conocidos como sondeos dentro de la ingeniería de tipo PCA y tipo MIXTO, donde a partir de estos se pueden realizar pruebas de laboratorio, las cuales reflejaran las conocidas propiedades índice y mecánicas; Donde las índice son: granulometría, contenido de humedad, límites de consistencia, densidad de solidos; Y las mecánicas son: resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad. (Flores, 2012) Cada sondeo mencionado arroja diferentes propiedades por tal motivo se realizan diferentes tipos de sondeos dependiendo de la zona en la que se encuentre el predio a cargar.

### 2.2.1- SONDEO TIPO PCA (POZO A CIELO ABIERTO)

Para reconocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo se determinaron mediante la excavación de un pozo a cielo abierto determinado PCA que va de 1 a 3 m. de profundidad, registrando la estratigrafía de las paredes mediante técnicas de campo.

Esta técnica puede ejecutarse mediante excavación manual o excavación con máquina. El pozo a cielo abierto permite observar directamente las características estratigráficas del suelo y rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Este procedimiento de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros.

Las muestras cúbicas que se extraen de pozos a cielo abierto, zanjas y cortes consisten en labrar in situ cubos de suelo de 20 a 30cm de lado que se protegen con manta de cielo impermeabilizada. Para obtenerlas se empieza por eliminar el suelo alterado y después con espátula se labran las paredes, que se cubren con polietileno delgado conforme se termina cada una; una vez terminados los lados se cubren con tela de manta de cielo que se impregna con una mezcla, líquida de parafina y brea; a continuación, se coloca la caja de protección y se corta la base del cubo, que después se cubre con manta. En suelos duros es admisible el empleo de cinceles delgados para conformar las muestras. Se identifican con una etiqueta colocada en la cara superior. (Flores, 2012)

### 2.2.2-. SONDEO TIPO MIXTO

Se realizó un sondeo de tipo mixto mismo que tuvo una profundidad de 43.13 m y se le denominó SM-1; Para el caso de la prueba de penetración estándar se utilizó tubos de acero de pared delgada de 10 cm. de diámetro y de 1.0 m. de longitud, con el extremo inferior afilado y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante su extracción.

Este tipo de sondeo lleva tal nombre por la combinación de muestreos que se realizan de manera alterna durante su método de realización; a estos se le conocen como:

Sondeo de Penetración Estándar (SPT) y Tubo SHELBY

También es conocida como mixta ya que el tipo de muestras recuperadas son de tipo alteradas y de tipo inalteradas respectivamente.

Donde el sondeo de penetración estándar tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas representativas del suelo además que, mediante correlaciones, permite conocer la resistencia al corte de este. (Flores, 2012) Esta consiste en determinar el índice de resistencia a la penetración estándar de los materiales atravesados, correspondiente al número de golpes necesarios para hincar 30 cm. el penetrómetro estándar, mediante el impacto de un martinete de 63.5 kg que cae libremente desde una altura de 76 cm.

Por otro lado para el caso del muestreador shelby si hablamos de que la prueba se está realizando en suelos blandos se hincan una longitud de 80 cm. a presión y a una velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm. donde se alojen los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación. Si el caso fuese suelos duros, en el extremo inferior del tubo shelby se le forman ocho dientes de corte en sierra dispuestos simétricamente, de 1 cm. de altura a 3cm. en la base hincándolo a rotación 80 cm. aplicando presión vertical y una velocidad del orden de 60 RPM.

## 2.3 ORGANIZACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS.

Durante la realización de las pruebas se realizan lecturas que serán organizadas y que a partir de estos resultados se puede realizar el conocido perfil estratigráfico, el cual presenta de manera gráfica organizada los diferentes estratos por debajo del predio en cuestión.

El reporte técnico que se levantó en campo se muestra en la siguiente tabla.

OBRA: BISMARCK #18												
LOCALIZACIÓN: COL. MODERNA DEL. BENITO JUAREZ CD. MX.						FECHA DE INICIO: 10/04/2017						
POZO N° 1						TERMINACIÓN: 12/04/17						
TIPO DE SONDEO: MIXTO						BOMBA: MOYNO 3L6						
PERFORADORA: LONG YEAR 34												
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64KG ALTURA DE CAIDA 75CM			TIPO HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR% (DEERE)	N° GOLPES EN					
							15 CM	30 CM	15 CM			
	0.00	0.30	0.30					AVANCE		B.T	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" LOSA	
1	0.30	0.90	0.60	0.44			3	3	3	T.P	LIMO ARENOSO ARCILLOSO COLOR CAFÉ GRSACEO CON TABIQUE ROJO (RELLENO)	
2	0.90	1.50	0.60	0.46			2	8	24	T.P	P.INF.: LIMO ARCILLOSO GRIS CLARO, P.SUP.:ARENA FINA ESCASA ARCILLA	
3	1.50	2.10	0.60	0.34			4	20	12	T.P	LIMO ARENOSO GRIS CLARO CON LETE DE ARENA FINA, ESCASA ARCILLA	
4	2.10	2.70	0.60	0.24			3	8	3	T.P	LIMO ARENOSO GRIS CLARO CON LETE DE ARENA MEDIA	
5	2.70	3.30	0.60	0.60			2	7	4	T.P	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA	
6	3.30	3.90	0.60	0.24			2	2	1	T.P	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO	
7	3.90	4.50	0.60	0.60			1	PH	1	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO CON BETAS DE ARENA FINA	
8	4.50	5.10	0.60	0.50			PH	1	PH	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO CON LENTE DE ARENA MEDIA COLOR NEGRO	
9	5.10	5.90	0.80	0.80				PRESIÓN		T.S.H	PARTE SUP.:ARCILLA GRIS VERDOSA, P. INFERIOR ARCILLA GRIS VERDOSA	
10	5.90	6.50	0.60	0.43			PH	1	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
11	6.50	7.10	0.60	0.32			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA CAFÉ CON ARCILLA GRIS VERDOSA EN PARTE SUPERIOR	
12	7.10	7.70	0.60	0.26			PH	2	PH	T.P	ARCILLA CAFÉ CON LENTE DE ARENA FINA COLOR NEGRA Y CAFÉ	
13	7.70	8.30	0.60	0.36			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA ARENOSA GRIS VERDOSA CON ARCILLA COLOR CAFÉ EN PARTE INFERIOR	
14	8.30	8.90	0.60	0.35			PH	2	PH	T.P	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO Y ARCILLA COLOR ROJO EN P. SUP	
15	8.90	9.50	0.60	0.42			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO Y GRIS VERDOSA	
16	9.50	10.10	0.60	0.20			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZO	
17	10.10	10.90	0.80	0.77				PRESIÓN		T.S.H	P.SUP.:ARCILLA GRIS VERDOSO, P. INF.:ARCILLA GRIS VERDOSO	
18	10.90	11.50	0.60	0.60			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO Y CAFÉ ROJIZO CON BETAS DE ARENA FINA	
19	11.50	12.10	0.60	0.43			PH	4	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON LENTE DE CENIZA POCO ARCILLOSA GRIS CLARO EN P.INF.	
20	12.10	12.70	0.60	0.39			3	8	7	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON LENTE DE CENIZA POCO ARCILLOSA GRIS CLARO EN P.SUP.	
21	12.70	13.30	0.60	0.44			3	9	6	T.P	LIMO ARCILLOSO GRIS VERDOSO	
22	13.30	13.90	0.60	0.50			1	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON BETAS DE CENIZA VOLCANICA	
23	13.90	14.50	0.60	0.53			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO Y ARCILLA ROJIZA AL CENTRO	
24	14.50	15.10	0.60	0.42			PH	1	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO	
25	15.10	15.70	0.60	0.37			1	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO	
26	15.70	16.30	0.60	0.47			PH	1	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO	
27	16.30	17.10	0.80	0.80				PRESIÓN		T.S.H	P.SUP.:ARCILLA GRIS VERDOSO,P.INF.:ARCILLA GRIS VERDOSO	
28	17.10	17.70	0.60	0.56			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON PEQUEÑAS BETAS DE CENIZA VOLCANICA	
29	17.70	18.30	0.60	0.60			1	PH	2	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON ARCILLA ROJIZA AL CENTRO	
30	18.30	18.90	0.60	0.20			1	3	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO Y ROJIZA CON ARENA MEDIA COLOR CAFÉ EN P.INF.	
31	18.90	19.50	0.60	0.60			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA VERDOSA CON BETAS DE CENIZA VOLCANICA	
32	19.50	20.10	0.60	0.34			1	PH	PH	T.P	ARCILLA CAFÉ CLARO Y ARCILLA GRIS VERDOSO	
33	20.10	20.70	0.60	0.40			1	3	2	T.P	ARCILLA DE VARIOS TONOS CON LENTE DE ARENA FINA BLANCA (6 CM)	
34	20.70	21.30	0.60	0.60			1	PH	PH	T.P	ARCILLA VERDOSA Y CAFÉ CON LENTES DE CENIZA VOLCANICA (7CM)	
35	21.30	21.90	0.60	0.44			PH	PH	1	T.P	ARCILLA DE VARIOS TONOS	
36	21.90	22.50	0.60	0.49			PH	PH	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON ARCILLA CAFÉ AL CENTRO	
Nivel Freático (m):		5.1m		Turno de :		11/04/17		8:00 a.m		Hrs.		Profundidad del proyecto: 40.00 mts
Observaciones generales:												Profundidad real: 40.13 mts
												Operador: Luis Silva
												Supervisor: Erik José Tapia Espinoza
Ademe (m):												Fecha: 10 de abril del 2017

OBRA: BISMARCK #18										
LOCALIZACIÓN: COL. MODERNA DEL. BENITO JUAREZ CD. MX.						FECHA DE INICIO: 10/04/2017				
POZO N* 1						TERMINACIÓN: 12/04/17				
TIPO DE SONDEO: MIXTO						BOMBA: MOYNO 3L6				
PERFORADORA: LONG YEAR 34										
37	22.50	23.10	0.60	0.52		1	PH	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA
38	23.10	23.70	0.60	0.39		1	1	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA CON LENTE DE CENIZA VOLCANICA (2 CM)
39	23.70	24.30	0.60	0.48		4	PH	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA CON POCA ARCILLA ROJIZA Y BETAS DE CENIZA
40	24.30	25.10	0.80	0.67			PRESIÓN		T.S.H	P. INF.: ARCILLA COLOR CAFÉ P.SUP.:ARCILLA COLOR ROJO(POCA ROTACIÓN)
41	25.10	25.70	0.60	0.53		1	1	2	T.P	ARCILLA CAFÉ Y GRIS VERDOSO CON MATERIA ORGANICA
42	25.70	26.30	0.60	0.60		1	PH	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO Y CAFÉ CON MATERIA ORGANICA
43	26.30	26.90	0.60	0.60		1	PH	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO
44	26.90	27.50	0.60	0.57		1	PH	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO
45	27.50	28.10	0.60	0.60		1	PH	3	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINAY LENTE DE ARCILLA ARENOSA CAFÉ CLARO
46	28.10	28.70	0.60	0.50		1	6	22	T.P	ARCILLA VERDOSO Y ROJIZA CON POCA ARENA Y LENTE DE ARENA MEDIA COLOR NEGRA
47	28.70	29.30	0.60	0.33		24	49	28	T.P	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO CON LENTE DE ARENA MEDIA COLOR NEGRA (6CM)
48	29.30	29.90	0.60	0.23		7	30	21	T.P	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO CON POCA ARCILLA COLOR ROJIZA
49	29.90	30.50	0.60	0.39		10	20	24	T.P	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO
50	30.50	30.84	0.34	0.23		20	50/19		T.P	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO
	30.84	31.10	0.26	0.26			AVANCE		B.T	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO
51	31.10	31.46	0.36	0.34		19	50/21		T.P	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO
	31.46	31.70	0.24				AVANCE		B.T	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO
52	31.70	32.30	0.60	0.38		16	48	38	T.P	LIMO ARENOSO GRIS VERDOSO
53	32.30	32.90	0.60	0.25		11	32	19	T.P	LIMO POCO ARCILLOSO GRIS VERDOSO
54	32.90	33.50	0.60	0.47		4	18	10	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON POCA ARENA FINA Y MATERIA ORGANICA
55	33.50	34.10	0.60	0.50		2	9	50	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON CENIZA Y MATERIA ORGANICA Y LENTE DE ARENA MEDIA NEGRA
56	34.10	34.70	0.60	0.52		2	8	6	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON CENIZA INTERCALADA
57	34.70	35.50	0.80	0.27			PRESIÓN		T.S.H	P.INF.:ARCILLA GRIS VERDOSO P.SUP.:ARCILLA GRIS VERDOSO (POCA ROTACIÓN)
58	35.50	36.10	0.60	0.60		2	7	50/5	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON CENIZA VOLCANICA EN ZAPATA
59	36.10	36.70	0.60	0.60		1	9	5	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO
60	36.70	37.10	0.40	0.34		2	50/25		T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO CON ARENA GRUESA COLOR NEGRO EN ZAPATA (9CM)
	37.10	37.30	0.20				AVANCE		B.T	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO
61	37.30	37.64	0.34	0.13		34	50/19		T.P	ARCILLA ARENOSA GRIS VERDOSO CON ESCASAS GRAVAS
	37.64	37.90	0.26				AVANCE		B.T	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO
62	37.90	38.23	0.33	0.24		43	50/18		T.P	ARCILLA LIMOSA CON PEQUEÑAS GRAVAS GRIS VERDOSO Y ARCILLA CAFÉ CLARO
	38.23	38.50	0.27				AVANCE		B.T	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO
63	38.50	38.85	0.35	0.23		22	50/20		T.P	LIMO GRIS VERDOSO
	38.85	39.10	0.25				AVANCE		B.T	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO
64	39.10	39.44	0.34	0.18		42	50/19		T.P	LIMO GRIS VERDOSO
	39.44	39.70	0.26				AVANCE		B.T	AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO
65	39.70	40.13	0.43	0.20		18	50/18		T.P	LIMO GRIS VERDOSO
	40.13									
Nivel Freático (m):		5.1m		Turno de :		11/04/17		8:00 a.m		Hrs.
Observaciones generales:										
Ademe (m):										
Profundidad del proyecto: 40.00 mts										
Profundidad real: 40.13 mts										
Operador: Luis Silva										
Supervisor: Erik José Tapia Espinoza										
Fecha: 10 de abril del 2017										

TABLA 1.- REPORTE DE TRABAJOS EN CAMPO SONDEO MIXTO

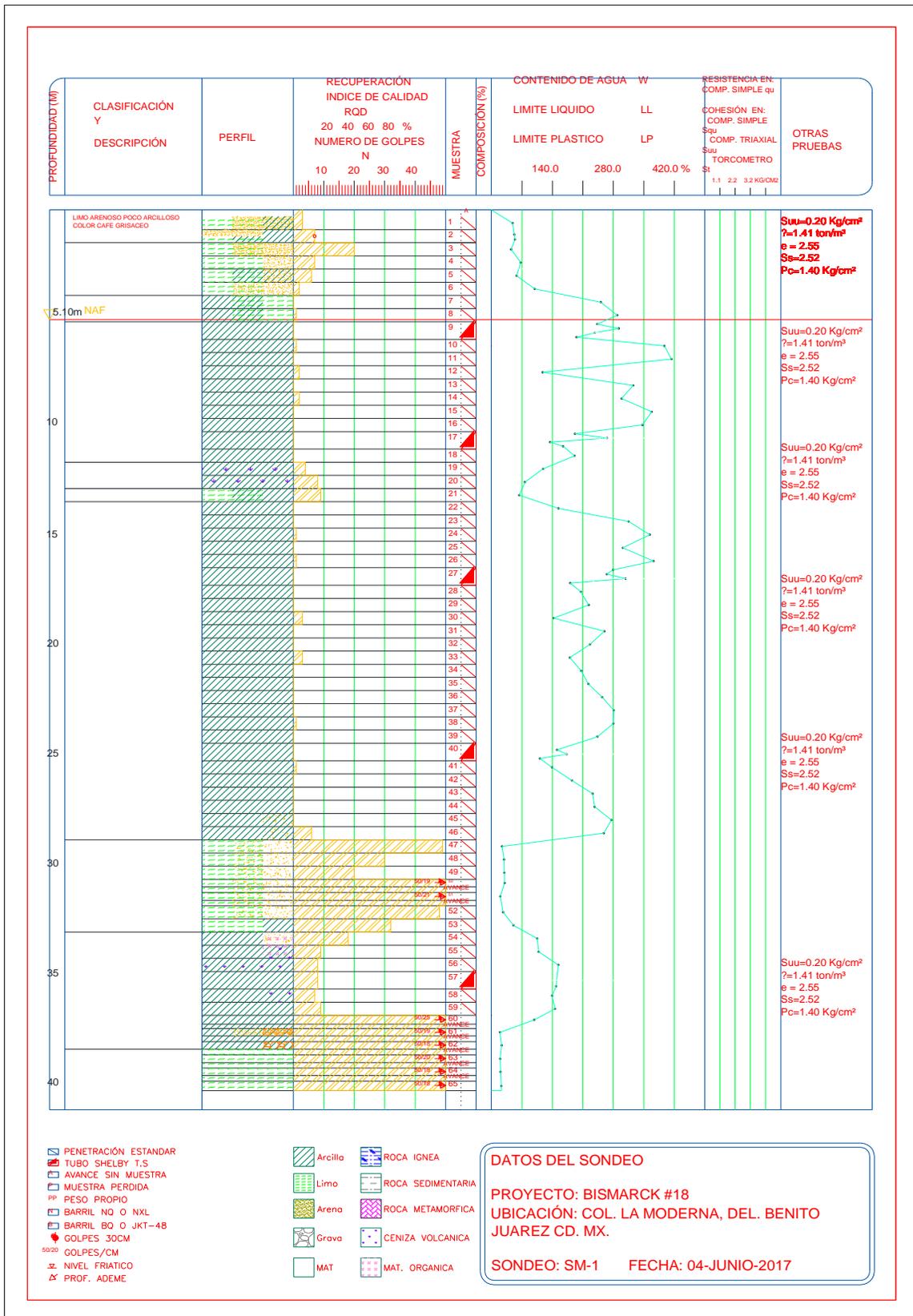


Figura. 1.- Perfil Estratigráfico

### CAPÍTULO 3. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Para este capítulo se tiene la necesidad de llevar a pruebas las muestras que se clasificaron ya de forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS (SUCS);

Como todo estudio de mecánica de suelos es de suma importancia realizar los ensayos para conocer las propiedades índice; Conocer el contenido de agua (humedad) que un suelo conserva en su estado natural, por lo tanto toda muestra llevada a laboratorio pasa por esta prueba, para seguir con límites de consistencia, segunda prueba realizada en nuestro trabajo misma que se realiza solo en estratos representativos, de igual forma se obtuvo el porcentaje de finos según fuera el caso de ser finos o gruesos; Y por último de los índice se realizó densidad de sólidos.

Para el caso de conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas los ensayos de propiedades mecánicas como lo son compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en la norma NMX-C-416-ONNCCE.

Para entender la clasificación que la SUCS realiza debemos tener conocimiento del vocabulario que maneja este sistema, Por lo tanto hablemos un poco de la SUCS;

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos fue originalmente propuesto por A. Casagrande en 1942 y después revisado y adoptado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos y por el cuerpo de ingenieros. Este sistema se utiliza prácticamente en todo trabajo de geotecnia. (Braja , 2001)

En el sistema unificado, los siguientes símbolos se utilizan como identificación

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduados	Mal graduados

TABLA 2.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS (BRAJA , 2001)

### 3.1-. CONTENIDO DE AGUA W%

El contenido de agua es una expresión en porcentaje de la humedad que el suelo presenta en su estado natural de acuerdo a las características de la zona.

Este contenido de agua se obtiene mediante la evaporización de agua de una muestra de suelo que fue llevada previamente a un horno de convección; Para obtener el % se requiere de determinar los pesos de la muestra antes de ser llevada a horno y después de, al realizar este procedimiento se obtiene el peso del agua que será dividido entre el peso del suelo, el resultado se multiplica por 100 y se ha obtenido el porcentaje de humedad. (Braja , 2001)

Este procedimiento se realiza para cada muestra obtenida de SM-1.

### 3.2-. LÍMITES DE CONSISTENCIA

Para determinar los límites de consistencia de un suelo es necesario tener en cuenta que se requiere de un suelo fino que pase la malla 40, como es nuestro caso, posterior a esto es necesario tener bien definidos los conceptos de Limite líquido, Limite plástico y Limite de contracción, definiciones otorgadas por el científico ATTERBERG, el determinar los límites de consistencia es jugar con los contenidos de humedad de un suelo fino llamémosle arcilla, al agregar un excedente de agua a una muestra de suelo podríamos referir que es un suelo fluido que se comporta como un fluido, y conforme pierde contenido de agua su comportamiento será plástico, semisólido y si su pérdida de agua continua llegaras a un sólido; Para la obtención de estos límites es necesario realizar diferentes pruebas de laboratorio y los resultados se plasmaran en una carta de plasticidad según la USCS (como se muestra en la siguiente imagen).

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico esto nos lleva a la siguiente expresión:

$$PI = LL - PL$$

Nota: recordemos que las siglas se deben a la traducción de él ingles

### 3.2.1 -. LIMITE LÍQUIDO.

Es la definición que recibe un suelo al comportarse como un fluido, generalmente es una arcilla y su comportamiento se debe a la cantidad de agua que en ella se encuentra; Al contener gran cantidad de agua su resistencia al esfuerzo cortante es muy baja. Para poder decir que un suelo se encuentra en el límite líquido es necesario realizar en laboratorio la prueba de la copa de Casagrande, a grandes rasgos en ella se coloca una muestra de suelo y con la ayuda de un ranurador se le realizara una ranura al centro para posteriormente dar los 25 golpes y que en este último golpe se cierre la ranura realizada de no ser así se le agregara agua (destilada) a la muestra de suelo hasta cerrar justo en los 25 golpes.

Al límite líquido se le conoce con las siglas LL por su definición en inglés liquid limit. El índice de plasticidad es PI que como ya mencionamos es la diferencia de LL – PL por lo tanto debemos saber que es PL y para ello pasamos al siguiente subtema.

### 3.2.2 -. LIMITE PLÁSTICO

Conocido por sus siglas en inglés como PL (plastic limit);Las características de un suelo en estado límite plástico son, su comportamiento de deformación sin presentar grietas o fisuras ya que aún se encuentra húmedo, también es moldeable o bien, es capaz de adoptar formas y mantenerlas si la presión ha sido retirada, de igual manera con forme ha perdido humedad al haber pasado del límite líquido al límite plástico también su resistencia el esfuerzo cortante aumento, de esta manera es apropiado decir que, a menor humedad mayor resistencia. Para decir que un suelo se encuentra en el límite plástico se realiza una prueba donde se crea un rollo de la muestra con unas dimensiones de 15 cm de longitud, y 3.2 mm de diámetro en el momento en el que el rollo se agriete es ese el límite de plasticidad.

Con esta información ya podemos analizar el índice de plasticidad, mismo que se utiliza para la carta de plasticidad y que nos clasificara al suelo, objetivo de estas pruebas.

A continuación, se mostrará la carta de plasticidad.

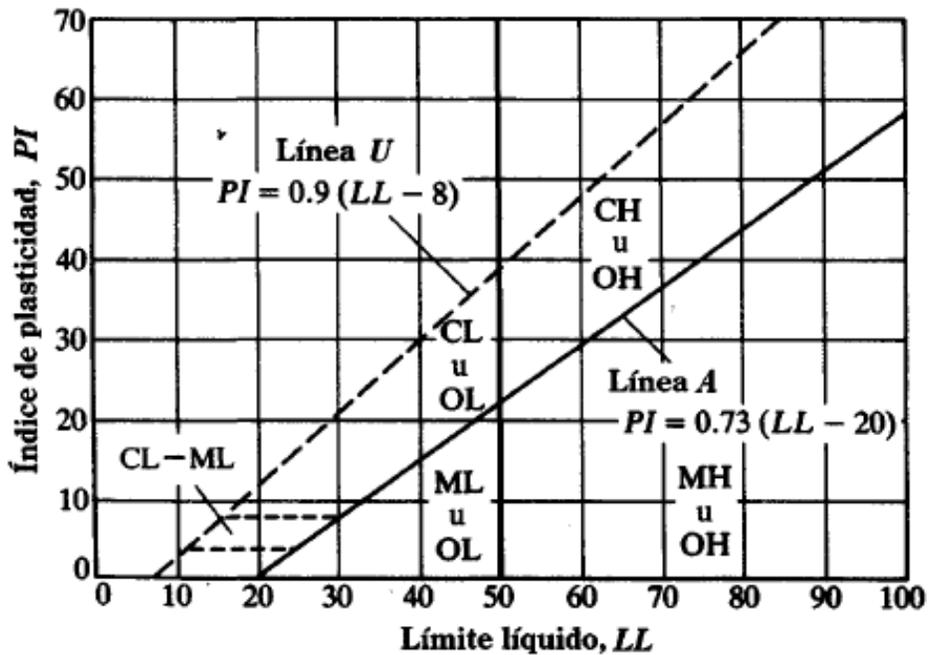


ILUSTRACIÓN 1.- CARTA DE PLASTICIDAD. (BRAJA , 2001)

### 3.2.3 LIMITE DE CONTRACCIÓN

Conocido por sus siglas SL ya que su traducción es Shrinkage Limit en este estado el comportamiento del suelo ante los esfuerzos cortantes han aumentado considerablemente y una manera de describir o identificar a estos suelos es porque el contenido de humedad no se ve reflejado en el volumen de la partícula, esto quiere decir que aunque la partícula pierda humedad no se agrietara ni fracturara, esta característica regularmente se refleja en arenas. Una forma de ver esto más claro es mediante la gráfica realizada por ATTERBERG que se muestra a continuación.

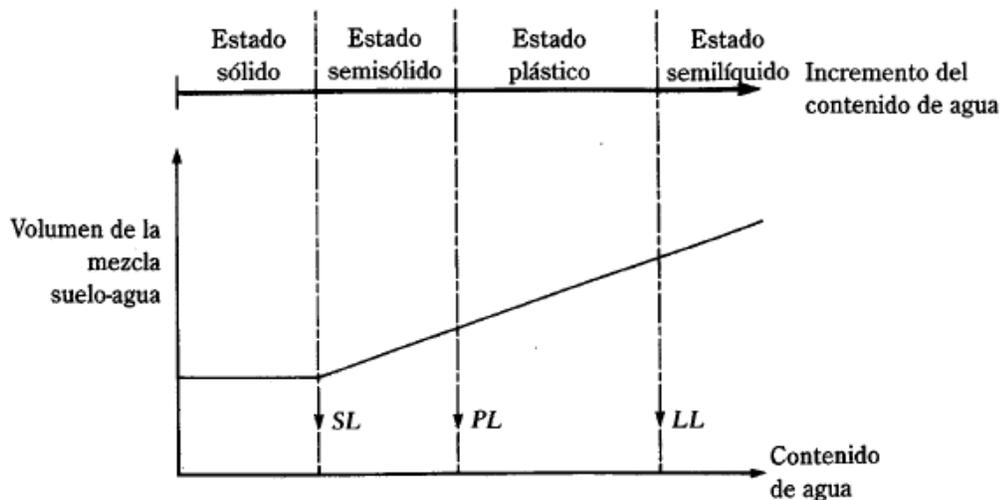


ILUSTRACIÓN 2.- LÍMITES DE ATTERBERG

### 3.3 COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA

Toda muestra de suelo pasa por Pruebas de laboratorio para obtener las propiedades de la misma, las ya mencionadas índice y las mecánicas, en el caso de compresión axial no confinada hablamos de una propiedad mecánica.

La mayoría de los ensayos mecánicos tienen como finalidad interpretar la resistencia a la compresión en diferentes condiciones, según sea el caso.

Cuando hablamos de esta prueba lo primero que debemos tener en mente es que la muestra de suelo que se está ocupando es completamente inalterada, ya que se busca tener los resultados más cercanos a la realidad; Por lo tanto, la muestra que regularmente se ocupa es la extraída de un PCA.

Otro punto importante para la realización de esta prueba es que, debido al método de realización, se requiere de un suelo cohesivo mismo que cumple con la característica de que sus partículas no se desmoronan al ser labradas ya que es parte de la prueba, labrar.

Cuando se habla de un suelo cohesivo se hace referencia a una arcilla.

Esta prueba es muy rápida y sencilla de efectuar, una consideración mas es que la presión lateral única podría ser el aire de esta manera se considera una presión lateral igual a cero, de esta manera se puede decir que ya que se a labrado un cilindro de muestra de suelo cohesivo inalterado es llevada a un marco de carga donde se le aplicara una fuerza en una sola dirección, se realizaran las lecturas y se graficaran para de esta manera tener una representación del comportamiento ante la aplicación de carga, la forma en que falla, valor de la resistencia a la compresión  $\sigma$  y también se obtendrá el valor de la cohesión.

Donde  $\sigma$  es = carga entre área Por lo tanto  $\sigma = \text{kg}/\text{cm}^2$

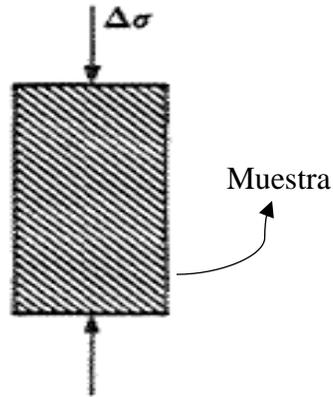


ILUSTRACIÓN 3.- MUESTRA DE SUELO (BRAJA , 2001)

Para calcular la cohesión se tiene que  $C = \frac{qu}{2}$

Si,

$S = C + \sigma \tan \phi$  debido a que para el caso de suelos cohesivos el  $\phi$  (Angulo de fricción interna) se considera que es = 0 por lo tanto tenemos que

$$S = C$$

S= Esfuerzo cortante

Esta igualdad  $S=C$  se verá reflejado en los círculos de Mohr como la imagen lo muestra, la línea tangente que toca el círculo y se extiende hasta intersectar el eje del esfuerzo cortante es el valor grafico de la cohesión.

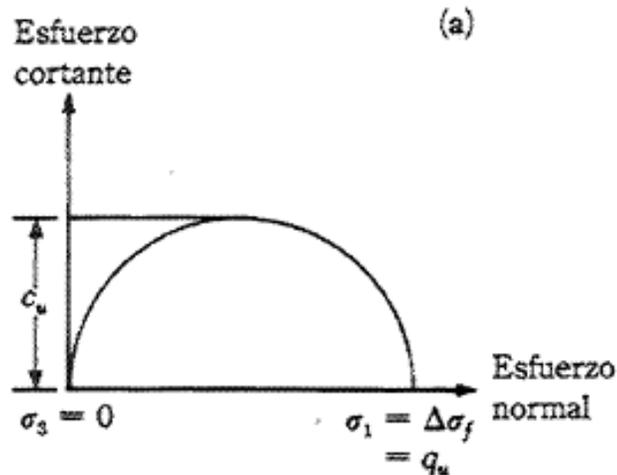


ILUSTRACIÓN 4.- CÍRCULO DE MOHR (BRAJA , 2001)

### 3.4 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Prueba que se lleva a cabo en laboratorio, a partir de una muestra de suelo que previamente se extrajo, ya sea por PCA o bien un Sondeo mixto;

El objetivo de esta prueba es obtener los datos para graficar y plasmar la curva de compresibilidad, misma que estará determinada por el incremento de esfuerzo, la diferencia de volumen de la muestra y el tiempo en que este fenómeno ocurre.

Para esto es de suma importancia saber que ocurre mientras el suelo recibe una carga, esta carga podría ser un cimentación quien será la encargada de transferir los esfuerzos al suelo; Cuando a un suelo se le aplica una carga sufre determinadas deformaciones, que se incrementaran hasta un punto con respecto al tiempo, de una manera instantánea estos esfuerzos serán soportados por el agua que el material contenga, misma que conforme transcurra el tiempo buscara fluir buscando salida por las fronteras ya que es un líquido y por tanto material incompresible, al ocurrir esto la carga pasara a ser soportada por el material sólido, una arcilla por ejemplo, este movimiento de espacios entre partículas provocara una variación en el material (asentamientos). A la velocidad con que este fenómeno ocurre será conocido con el nombre de consolidación, y dependerá de la permeabilidad del suelo. (Laboratorio L4. Ingeniería Civil, 2014)

Permeabilidad hidráulica del suelo serán los espacios vacíos o poros que permitirán que el agua fluya a través de ellos en este caso por la presencia de una carga. (Braja , 2001)

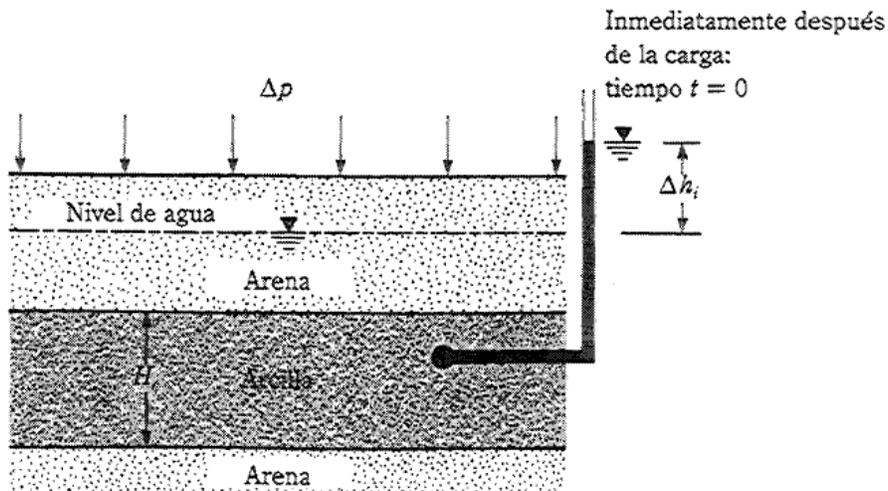


ILUSTRACIÓN 5.- PRINCIPIOS DE CONSOLIDACIÓN (BRAJA , 2001)

Para la simular este fenómeno en laboratorio se le aplicara una carga vertical a un espécimen del material que se estudia, confinado en un anillo rígido, siguiendo una secuela de cargas establecidas de antemano. (manual de prácticas de laboratorio) Se observará su comportamiento y se tomaran las lecturas correspondientes.

Se debe considerar mucho de la permeabilidad de un suelo ya que en el caso de las arcillas debido a su baja permeabilidad el tiempo para que los cambios o variaciones sean tangibles el tiempo será mayor que si lo comparamos con una arena ya que debido a la cantidad de espacios vacíos y el tamaño de estos el agua tendrá un flujo mayor o menor según sea el caso y esto permitirá que el fenómeno sea más precipitado o tardío correspondientemente.

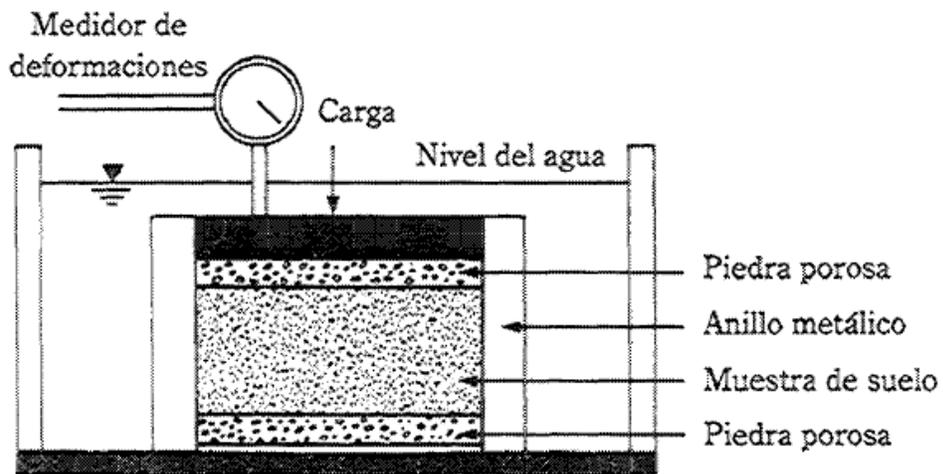


ILUSTRACIÓN 6.-PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN (BRAJA , 2001)

Después de que la presión de consolidación deseada se alcanza, el espécimen puede descargarse gradualmente lo que resulta su expansión. Se traza una gráfica que muestre la variación de relación de vacíos  $e$  al final de la consolidación, contra el esfuerzo vertical correspondiente  $p$ . Y a partir de esta se determinan tres parámetros necesarios para calcular el asentamiento

- \*La carga de preconsolidación
- \*El índice de compresibilidad
- \*El índice de expansibilidad

Braja M. Das pag37,38

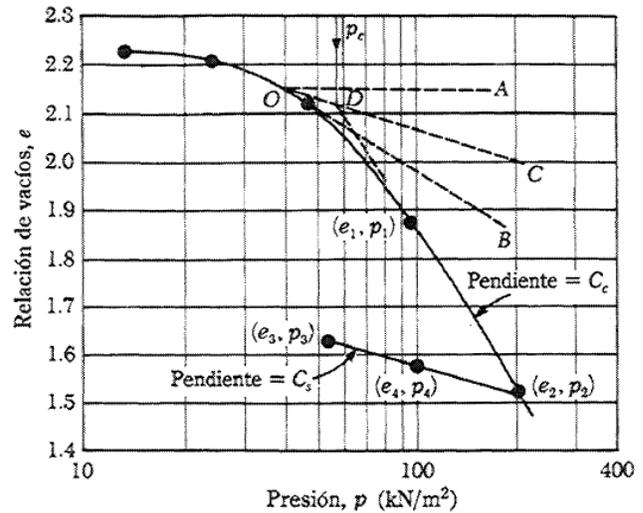


ILUSTRACIÓN 7.- CURVA DE CONSOLIDACIÓN

### 3.5.- COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADA-NO DRENADA (PRUEBAS UU).

En la búsqueda de la clasificación entre suelo cohesivo y suelo cohesivo-friccional, y la determinación a la resistencia al esfuerzo cortante, se realiza la prueba triaxial no drenada no confinada, esto con el objetivo de realizar los trabajos de análisis con las características correctas, para lo cual en esta prueba la finalidad es encontrar el valor de la cohesión y el valor de en ángulo de fricción ( $\phi$ ) interna, aunque su valor sea mínimo.

Resistencia al corte

La resistencia al corte,  $S$ , de un suelo, en términos de esfuerzo efectivo es,

$$S = C + \sigma' \tan \phi \quad \text{donde:}$$

$C$  = Cohesión

$\phi$  = Ángulo de fricción interna

$\sigma'$  = Esfuerzo normal efectivo

(Braja , 2001)

Se considera que  $\sigma_3$  es la presión de confinamiento que determinado fluido ejercerá (agua) en la prueba también conocido como Esfuerzo Efectivo Menor, y se requiere conocer el Esfuerzo Efectivo Principal Mayor, que está determinado por la siguiente expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma_3 \tan^2 (45 + \phi/2) + 2C \tan (45 + \phi/2) \quad (\text{Braja , 2001})$$

Con esto se completan las variantes para obtener la resistencia al corte.

Considerando se obtendrán los valores de cohesión y ángulo de fricción interna a partir de los círculos de Mohr-Coulomb

Para la realización de esta prueba, la muestra de suelo deberá ser inalterada, con unas dimensiones de 3.6 cm de diámetro y 9 cm de longitud aproximadamente, la muestra deberá ser protegida con una membrana plástica; Se colocara dentro de la cámara donde el agua podrá adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella, la carga axial se trasmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas direcciones, tanto lateral como axialmente. (Laboratorio L4. Ingeniería Civil, 2014)

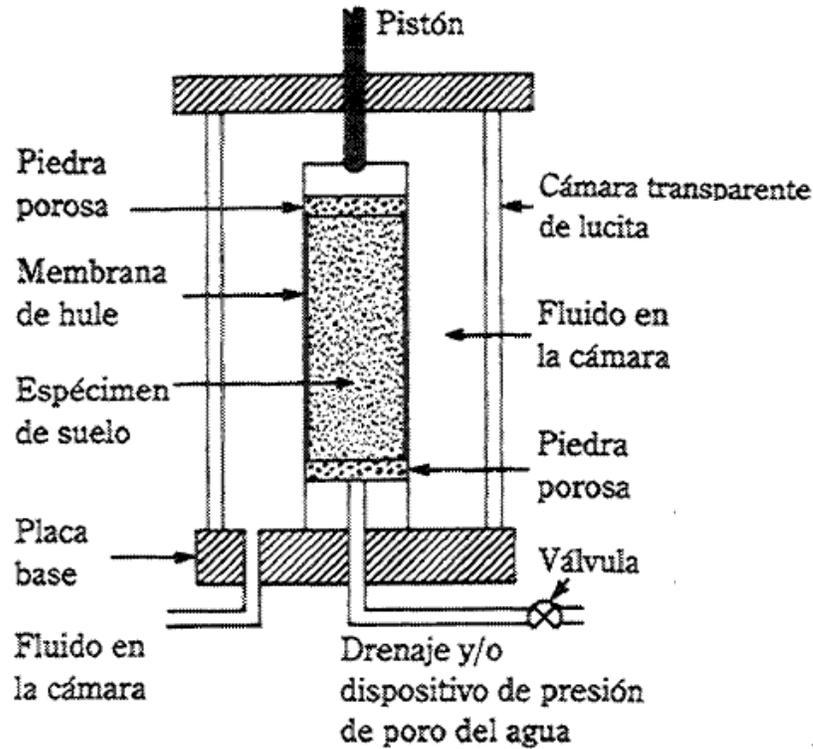


ILUSTRACIÓN 8.- PRUEBA TRIAXIAL. (BRAJA , 2001)

Al final de la prueba y con los resultados obtenidos se plasma la gráfica de esfuerzo-deformación unitaria de cada una de las pruebas realizadas a diferentes profundidades, para posteriormente pasar a graficar los círculos de Mohr-Coulomb.

Donde con ayuda de los datos de la gráfica como lo es Esfuerzo a la falla y la Presión de confinamiento se trazará dichos círculos, posterior a ello se traza una tangente, misma que brindará el objetivo de la práctica, los parámetros de resistencia cortante, Cohesión (C), y Angulo de fricción interna ( $\phi$ ), la siguiente imagen reafirmará lo dicho.

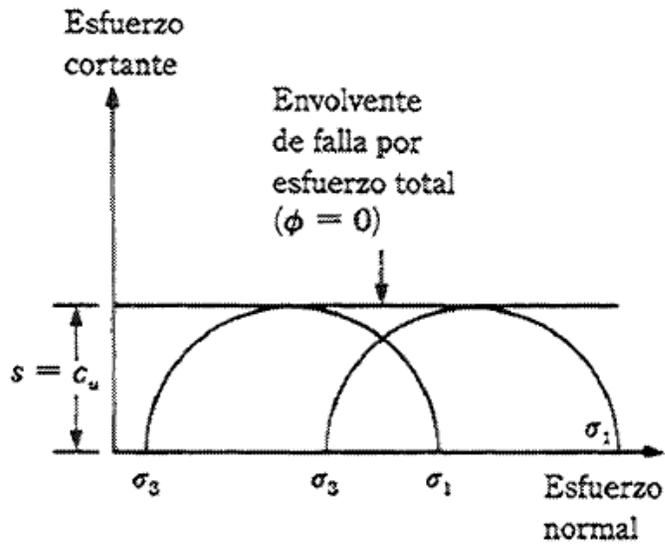


ILUSTRACIÓN 9.- CÍRCULOS DE MOHR DE PRUEBA NO CONSOLIDADA NO DRENADA. (BRAJA , 2001)

#### CAPITULO 4. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS, FISICAS Y MECANICAS DEL SUB-SUELO EN EL PREDIO DE INTERES.

El predio de interés se localiza en la zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo del Valle de México.

El área analizada se localiza en la sub-zona de Lago Centro I, en el use encuentran superficialmente depósitos de relleno artificial, subyaciendo a estos se tienen depósitos de tipo lacustre posteriormente aparecen los materiales de la formación de Tarango.

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.

La zona de lago corresponde a los depósitos de la planicie del valle de México. Una vez cerrada la cuenca, comenzó un proceso de formación de lagos en que la acción de la temperatura sobre las lluvias habría de definir la composición del subsuelo de esta zona. Si el clima se enfriaba se formaba un lago, pero si había excesivo calentamiento el lago podía desaparecer. Esta interacción concluía la deposición de arcillas o la formación de suelos. Durante las épocas de sequía el lago subsistía en partes centrales de la cuenca continuándose el proceso de deposición de arcillas y no así en las márgenes, donde entre las arcillas se intercalaban con frecuencia suelos secos.

La característica principal de esta zona radica en los grandes espesores de arcillas blandas altamente compresibles, subyaciendo a una costra dura superficial de espesor variable en cada sitio según la localización e historia de cargas. En general, la estratigrafía de la zona es muy regular, aunque deben esperarse variaciones en el espesor de cada estrato en particular. Los mantos arcillosos que se presentan en la zona lacustre no presentan problema alguno para muestrearlos, por la que definición de sus propiedades resulta abundante y confiable.

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

- A) Costra superficial (CS). Se identifican, además de los suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres (areno arcillosos o areno limosos), rellenos artificiales con restos arqueológicos, que alcanzan espesores hasta 10 m en algunos puntos de la ciudad. Definir un espesor promedio de este estrato sería errático, sin embargo, suele afirmarse que va desde pocos centímetros en el vaso de Texcoco hasta varios metros en la zona céntrica de la ciudad. Es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, salvo sitios con rellenos en estado muy suelto. Está formada por tres sub estratos: relleno superficial (RA); son restos de construcción y relleno arqueológico de espesor variable entre 1 y 7m, Suelo Blando (SB); son depósitos blandos de origen aluvial intercalados con lente de material eólico, Costra Seca (CS); originada por la disminución del nivel de agua, quedando expuestas al sol en algunas zonas del fondo.

- B) Formación Arcillosa Superior. Se estima un espesor variable entre los 25 y 50m 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 todas las formaciones arcillosas superior, aunque en áreas vírgenes poco afectadas por sobrecargas o bombeos, el contenido de agua medio es mayor a 400%.

En esta formación se identifican cuatro estratos principales:

-Arcilla pre-consolidada superficial (PCS). Los suelos normalmente consolidados bajo la costra superficial (CS) fueron transformados en arcillas pre-consolidadas 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 pre-consolidados por el bombeo profundo.

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

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

- C) Capa dura. Está integrada por depósitos limo-arenosos compactados, 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 grandes 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 superior. Está integrada por arcilla de origen volcánico similar a la que se halla en la formación superior, pero de mayor consistencia y resistencia. El espesor de esta formación es de unos 15 m al centro del lago, desapareciendo prácticamente en sus márgenes. El contenido de agua medio es mayor que en el de la formación arcillosa superior; se estima en 170% aunque en la mayoría de los casos varía entre 100 y 200%.
- E) Depósitos profundos. Están constituidos por suelos arenosos finos y gravas aluviales limosas en estado muy compacto, cementados con arcillas duras y

carbonatos de calcio. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad que han sido explotados para el abastecimiento de agua potable de la ciudad.

Atendiendo al espesor y propiedades de la costra superficial y a la consolidación inducida, la zona del lago se ha dividido en tres sub-zonas: lago virgen, lago centro I y lago centro II

- Lago virgen. Cubre el sector oriente 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 bombeo profundo.
- Lago centro I. Corresponde al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a principios del siglo y que ha estado sujeto a la acción de sobrecargas impuestas por construcciones pesadas y medianas.
- Lago centro II. Corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas actuantes en la superficie ha sido muy variable, ocasionando algunas condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por la acción de rellenos y grandes construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, bajo sitios donde han estado plazas y jardines por mucho tiempo y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Así mismo, el bombeo profundo de los acuíferos ha provocado un aumento general de la resistencia de los estratos arcillosos a causa de la consolidación inducida.

De acuerdo con 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 arcillas arenosas, con espesor de 1.20m.
- A continuación, se detectó la formación conocida como costra superficial (CS), hasta una profundidad de 3.8m. 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.
- En seguida aparece la formación arcillosa superior (FAS) con un espesor aproximado de 28m. 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 400%. Con límite líquido variable entre 200 y 400%, límite plástico entre 70 y 185%, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 1.10 y 3.80 ton/m<sup>2</sup>. Peso volumétrico natural varía entre 1.3 y 1.40 ton/m<sup>3</sup>.

- De 28.80 a 33.40 se encuentra la primera capadura (1ª Capa Dura), constituida por limo arcillo arenoso café verdoso, con contenido de agua variable medio de 50%, de índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes, de consistencia dura.
- Enseguida aparece la formación arcillosa inferior (FAI) con un espesor de 3.5m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones. El contenido de agua medio es de 180%, de índice de resistencia a la penetración estándar variable de 24 a 6 golpes, de consistencia variable de muy firme a blanda.
- Subyaciendo los materiales anteriores y hasta la máxima profundidad explorada de 40.13m, se tienen los depósitos profundos (DP), constituidos por una arcilla poco limo arenoso, gris oscuro, 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 5.10 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 20m de profundidad.

En relación al coeficiente sísmico que deberá adoptarse en el diseño, de acuerdo a la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal Publicada el 4 de agosto de 2010, se muestra la sub-zonificación sísmica del Valle de México, donde se puede apreciar el predio de interés se encuentra ubicado en la zona III<sub>b</sub> al cual le corresponde un coeficiente sísmico de 0.45.

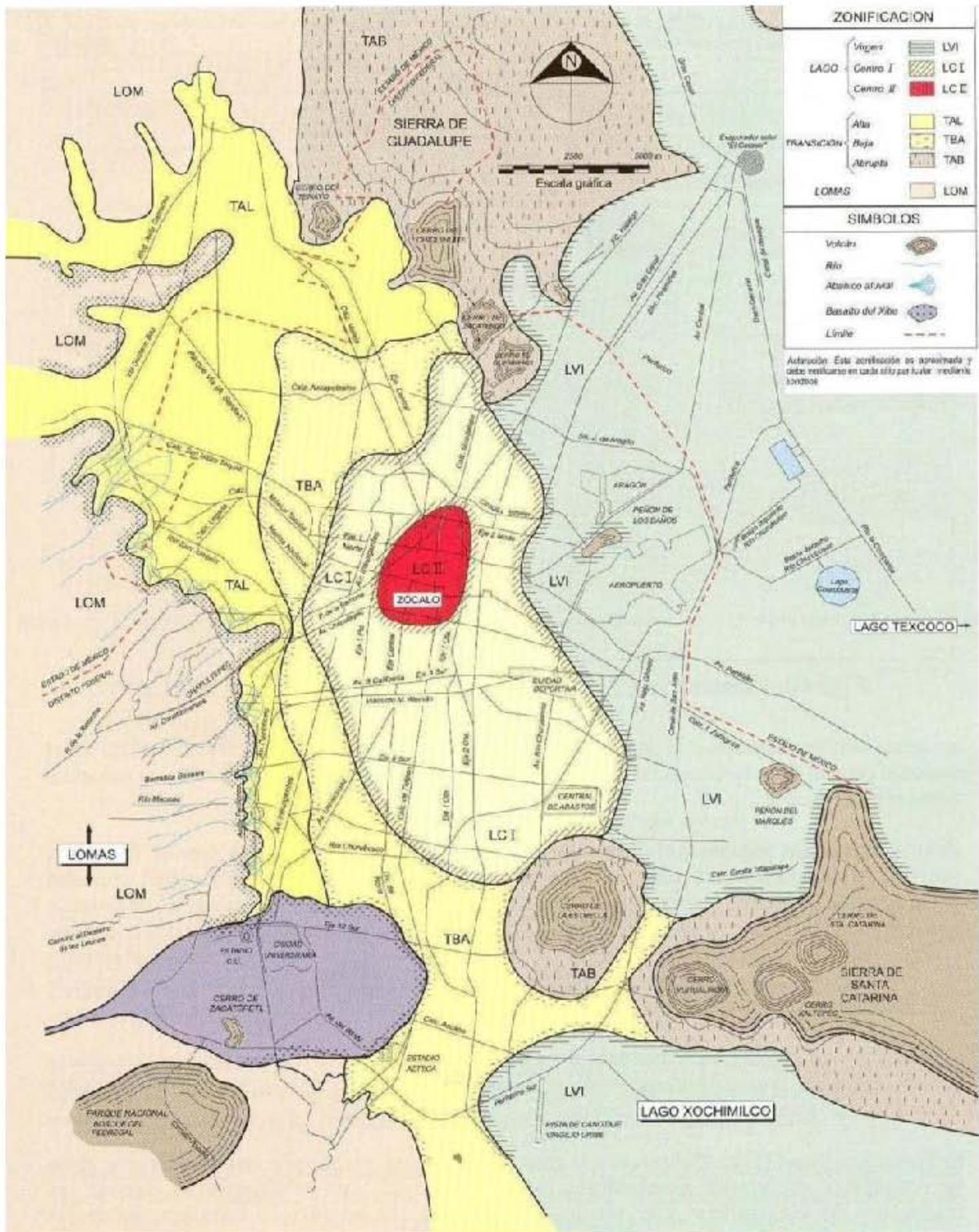
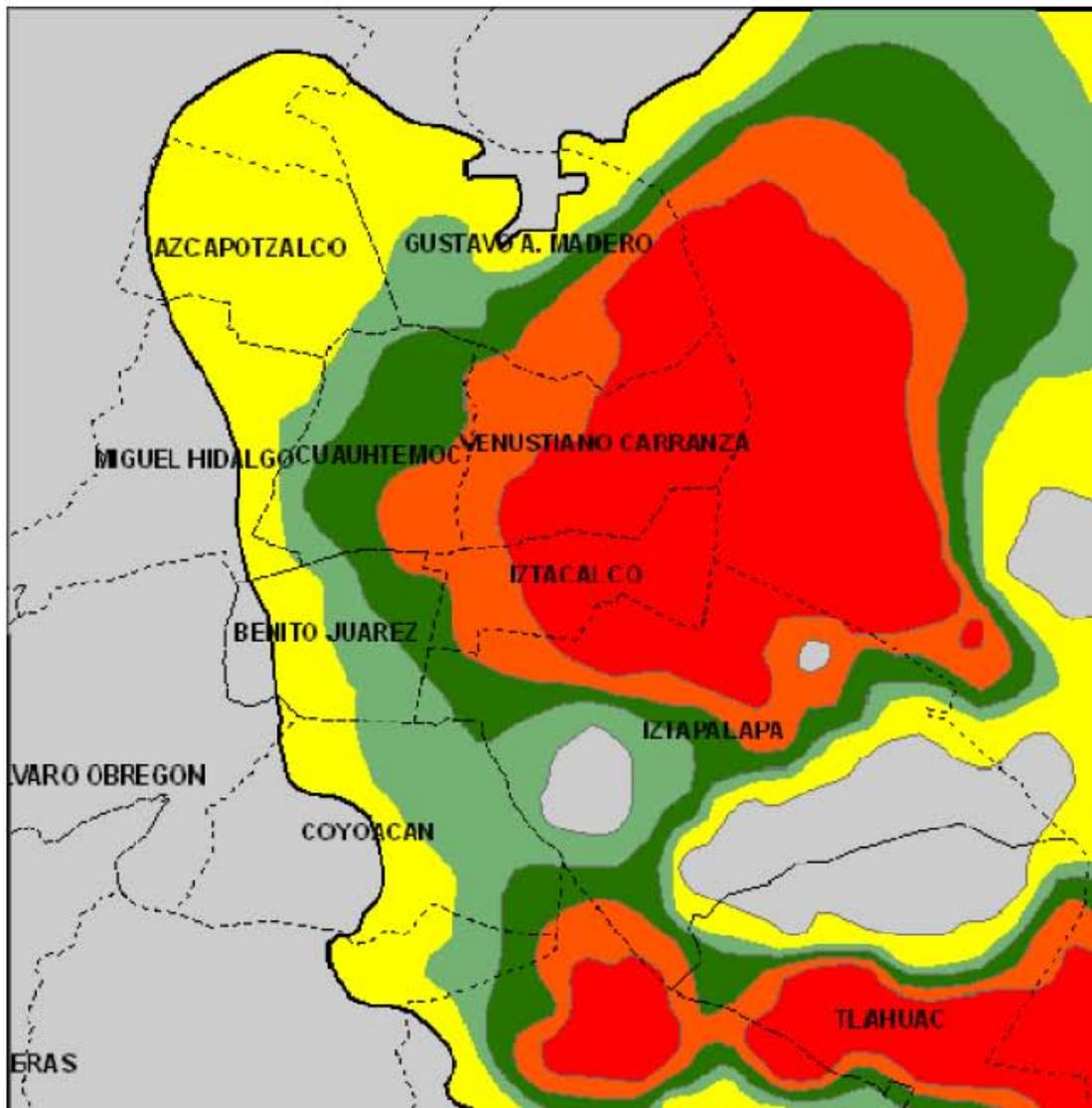


ILUSTRACIÓN 10-. ZONIFICACIÓN GEOTECNICA DEL VALLE DE MÉXICO



LIMITE	ZONA SISMICA	Cs
	ZONA III d	0.30
	ZONA III c	0.40
	ZONA III b	0.45
	ZONA III a	0.40
	ZONA II	0.32
	ZONA I	0.16

ILUSTRACIÓN 11.-ZONIFICACIÓN SISMICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

## CAPITULO 5. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN PARA EL EDIFICIO PROYECTADO.

El conjunto de información que contienen los capítulos anteriores, serán para el uso en este apartado, que tiene por objetivo dar la mejor propuesta de cimentación analizada bajo normas y criterios ingenieriles, basándose en los resultados de las pruebas de laboratorio y el acercamiento con los trabajos de campo.

En base a los resultados de las pruebas se considera un cajón de cimentación compensado para la construcción de dos sótanos los cuales van a fungir como estacionamiento, desplataados a una profundidad de -6.125 además de considerar una losa de cimentación con un espesor de 0.30m llegando a una profundidad de -6.425m en consideración del NPT.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. (Reglamento de Cimentaciones para el Distrito Federal, 2004)

Estará desplantado según los estudios de mecánica de suelos en la formación arcillosa superior (FAS) el cual tiene características específicas como lo es el NAF, que se encuentra a una profundidad de 5.10m de profundidad y por tanto se deben considerar para un correcto desplante y análisis.

### 5.1- BAJADA DE CARGAS PROYECTADAS PARA EL EDIFICIO BISMARCK

El trabajo en conjunto entre las áreas de la ingeniería es constante e importante, para el caso de este subtema se tiene la consideración de los cálculos del ingeniero estructurista, el cual a trabajado en la bajada de cargas según a la petición del uso del inmueble.

Se considera una edificación de tipo B1.a. Según el Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México; La edificación tendrá uso de oficinas y tienda al igual que almacén por lo cual incrementa su carga, misma que se considera para la cimentación.

Se tiene un área total de contacto losa-suelo de 520 m<sup>2</sup>

Carga total de la estructura considerando la cimentación= 4642.807 Ton

$$W_{\max} = \frac{4642.807}{520} = 8.928 \text{ Ton / m}^2$$

$$W_{\text{ins}} = \frac{(0.95 * 4642.807)}{520} = 8.482 \text{ Ton / m}^2$$

$$W_{\text{med}} = \frac{(0.90 * 4642.807)}{520} = 8.035 \text{ Ton / m}^2$$

## 5.2 DESPLANTE DE CIMENTACIÓN.

El nivel de desplante se considera a partir de los planos arquitectónicos ya que el proyecto requiere de dos sótanos llegando a una profundidad de -6.125 m. más un espesor de losa de cimentación de 0.30 m llegando a una profundidad de -6.425 m para el edificio proyectado esta profundidad se deberá corroborar para un cajón de cimentación totalmente compensado, para esta corroboración será necesario considerar la descarga por excavación la cual deberá ser igual a la Presión en consideraciones medias.

## 5.3-. DESCARGA POR EXCAVACIÓN.

Para conservar la idea de una cimentación compensada se verificar de manera inmediata que se cumpla la igualdad  $W_E = W_S$

$W_E$  será considerada como la carga media que se tiene con un valor de 8.035 Ton / m<sup>2</sup>

Donde se dice que  $W_S = \delta Df$

Donde  $\delta$  será el peso específico del estrato y,  $Df$  será el nivel de desplante. (Recordar que se tiene un nivel de desplante de -6.425 y que se secciona en los diferentes estratos). Por lo tanto, se tiene que

$$\delta Df = (3m * 1.41 \text{ ton/m}^3) + (2.70 * 1.17 \text{ ton/m}^3) + (0.725 * 1.17) = \underline{8.237 \text{ Ton / m}^2}$$

Como se puede observar la diferencia entre ambas es de 0.202 Ton / m<sup>2</sup> esa diferencia es mínima y se verá compensada con la fricción ejercida por los muros perimetrales; Por otra parte el que exista esa diferencia hacer referencia a que la losa presente tensiones mínimas.

## 5.4 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA.

En la búsqueda de una cimentación compensada donde su característica es reducir el peso neto al suelo por medio de una excavación, y que de alguna manera el suelo no perciba diferencia de presiones por el retiro de material y la aplicación de una fuerza en forma de estructura, se revisa la capacidad que el suelo presenta en su límite de carga y se compara con la carga que se le aplicara verificando que realmente se cumpla en condiciones estáticas y dinámicas.

### 5.4.1-. CONDICIONES ESTÁTICAS.

Para el caso de esta revisión se contemplará la siguiente desigualdad que rigen las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de cimentaciones de la CD.MX. Donde se considera la fórmula de un suelo cohesivo para fines del proyecto Bismarck, de igual manera recordar que esta revisión solo considera las condiciones estáticas.

$$\frac{\sum Q(Fc)}{A} < (C)(Nc)(F_R) + P_v$$

Esta desigualdad comprende la comparación entre la carga admisible que el suelo permite por sus características mecánicas y el esfuerzo que la estructura la transmitirá incluyendo la cimentación, y solo considera el peso gravitacional que este provoca instantáneamente; Cumpliendo con el requisito de la desigualdad es un tanto lógico que el esfuerzo sea menor a la capacidad admisible donde la primera parte de la formula comprende:

$Q = 8.928 \text{ ton/m}^2$  Carga en condiciones máximas.

$F_c = 1.4$  Factor de carga, considerado en las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterio y Acciones Para el Diseño Estructural de Edificaciones. Contemplando así acciones permanentes y acciones variables tomando en cuenta su intensidad máxima.

$A = 520 \text{ m}^2$  Área en planta de losa

Considerando estos valores la primera parte de la desigualdad tomaría un valor de

$$\frac{\sum Q(F_c)}{A} = 12.499 \text{ ton/m}^2$$

Para la parte derecha de la desigualdad se considera que

$C = 4.680 \text{ ton/m}^2$  Cohesión a partir de la media ponderada

$N_c = 6.254$  Coeficiente de Capacidad de Carga, que lo rige la siguiente formula:

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.24 \frac{B}{L} \right)$$

Nota: considerar que  $\frac{D_f}{B} < 2$  y  $\frac{B}{L} < 1$

Donde:

$D_f$ -. Profundidad de excavación.

$B$ -. Ancho del área total de contacto.

$L$ -. Largo del área total de contacto.

Se puede revisar las Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

$F_R = 0.70$  Factor de Reducción de Resistencia. (Considerado en base a las NTC antes mencionadas en el apartado 3.2)

$P_v = 7.517 \text{ ton/m}^2$  Presión vertical

Lo valores anteriores toman su posición en la segunda parte de la desigualdad teniendo como resultado:

$$(C)(N_c)(F_R) + P_v = 28.00 \text{ ton/m}^2$$

De manera conforme con la desigualdad y afirmando que la revisión del estado limite en condiciones estáticas se cumple.

#### 5.4.2-. CONDICIONES DINAMICAS.

La revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas incluye la consideración de sismo, por lo que para fines del proyecto las acciones sísmicas serán consideradas a partir del espectro sísmico como lo recomiendan las NTC de la CDMX utilizando el programa SASID (Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño), este programa es capaz de obtener de manera precisa el coeficiente sísmico del predio.

Para la correcta utilización del programa es necesario considerar algunos factores como condiciones de regularidad marcadas en las NTC para diseño por sismo, en el capítulo 6 donde para condiciones del proyecto se considera una irregularidad de 0.8 debido a que no satisface los requisitos de estructura regular en al menos dos de los puntos que menciona dichas NTC.

Se considera un edificio del grupo B por sus características de función y diseño.

Para el caso del Factor de coeficiente sísmico (Q) se considera un valor de 2 ya que cumple con las características que marcan las NTC para diseño por sismo.

Por último, la Hiperestaticidad o bien factor de hiperestaticidad ( $K_1$ ) será igual a 1.0 en relación a la correlación de valores que marcan las NTC para diseño por sismo, apartado 3.5 apartado de sobre-resistencia.

Por otro lado, es necesario conocer las coordenadas del predio a trabajar, lo cual se puede lograr con ayuda de algún software.

A continuación, se muestra la imagen del programa SASID utilizando los valores que para el proyecto refiere; El programa en automático brinda el Coeficiente sísmico  $C_s$ , a utilizar en el cálculo, específico del predio.

Teniendo como resultado un  $C_s = 0.405$

Este valor será utilizado en la siguiente desigualdad:

$$W_T * F_C - W_S < F_R * A_R * q_1 * \left[ 1 - \frac{0.12 * F_C * A_u * b * \delta}{F_C * C * g} \right]$$

Misma que verifica el cumplimiento de la revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas que como ya se mencionó considera el efecto sísmico.

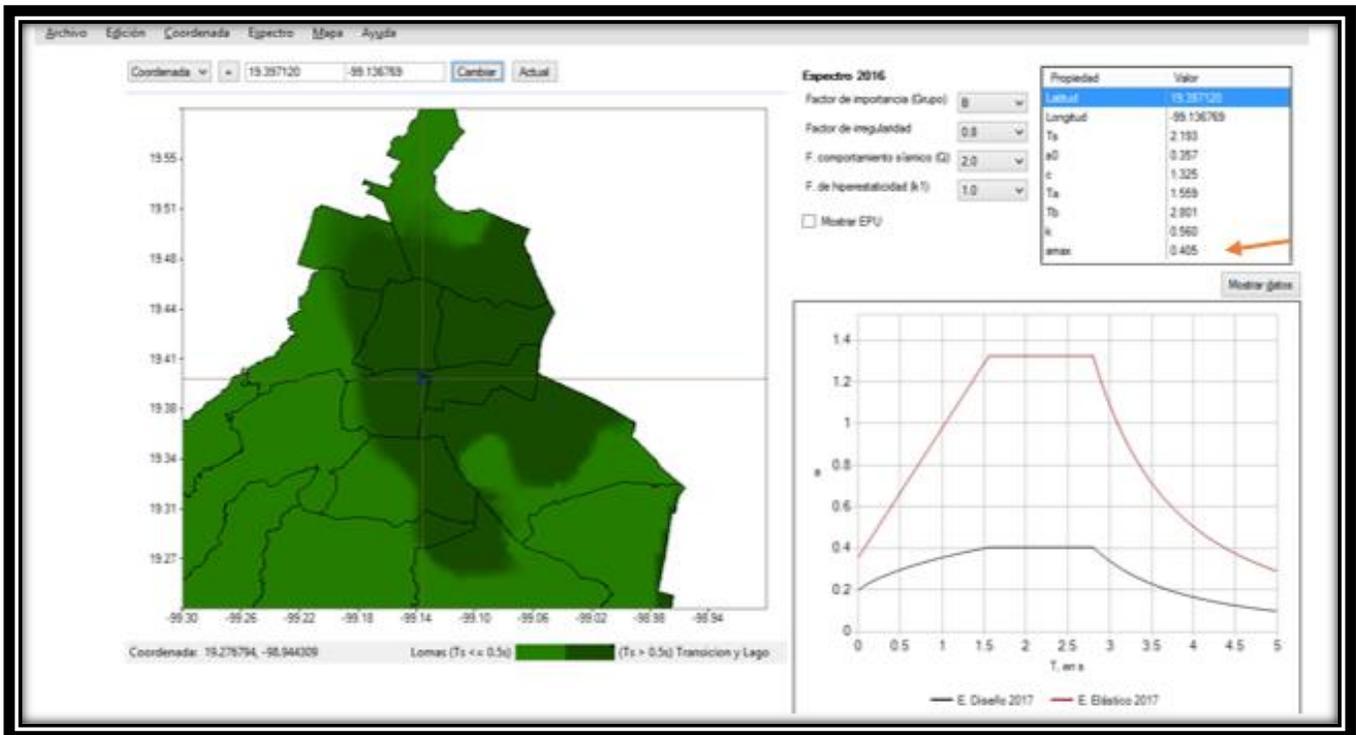


ILUSTRACIÓN 12.- COEFICIENTE SÍSMICO (SASID)

Para el caso de la Primera parte de la desigualdad se utilizara la carga instantánea teniendo como resultado  $W_T = 4410.667$  ton que multiplica al Factor de carga en la condición analizada con un valor de 1.1 como lo marcan las NTC; Para el caso del peso del suelo  $W_S$  se considera el área de  $520m^2$ , un nivel de desplante  $Df= 6.425$  y un  $\delta = 1.17$   $ton/m^3$  obteniendo como resultado final  $942.763$  ton en la primera parte de la desigualdad.

Atendiendo a los valores de la segunda parte de la desigualdad se tiene que

$F_R = 0.70$  Factor de resistencia (Como lo marcan las NTC para diseño y construcción de cimentaciones, apartado 3.2-. factores de carga y resistencia.)

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

Donde:

$B = 16.25m$ . (longitud de la base del área a trabajar vista en planta.)

$$e = \frac{Mv}{Wt}$$

$$Mv = 0.8 \left( \frac{2}{3} HT \right) (W_t) \left( \frac{Csismico}{Q} \right)$$

$HT = 24.625m$ . Altura de la obra desde el nivel de desplante.

$Csismico = 0.405$

Q= 2 Coeficiente de comportamiento sísmico (Como marcan las NTC para el diseño por sismo)

$$W_t = 4642.807 \text{ ton}$$

$$M_v = 12347.54$$

$$e = 2.659$$

$$AR = (16.25 - 2(2.659))^2 = 349.824$$

$$q_1 = C_{Nc} = 29.268 \text{ ton/m}^2 \text{ Carga neta.}$$

Fc = 1.1 Factor de carga en la condición analizada (Como lo marcan las NTC para diseño y construcción de cimentaciones, apartado 3.2-. factores de carga y resistencia.)

Au = Aceleración horizontal máx. del terreno.

$$A_u = \frac{C_{sis} * g}{Q} = 1.986 \frac{m}{s^2}$$

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2}$$

b = Base del área a trabajar reducida.

$$b = B - 2e = 10.03 \text{ m}$$

δ = Peso específico promedio del suelo

δ promedio				1.20665538
ESTRATO	δ	ESPESOR		
5.70-10.52	1.17	4.095	4.79115	
10.52-16.90	1.20	6.38	7.656	
16.90-22.675	1.24	5.775	7.161	
	Σ=	16.25	19.60815	

$$\delta = 1.206 \text{ ton/m}^2$$

al introducir los valores en la segunda parte de la desigualdad se tiene lo siguiente

$$0.70(320.96)(29.268) \left[ 1 - \frac{(0.12)(1.1)(2.207)(10.03)(1.206)}{(0.70)(4.680)(9.81)} \right] = 6459.875 \text{ ton}$$

Realizando la desigualdad de los resultados comprobamos que

$$942.763 \text{ ton} < 6459.875 \text{ ton} \text{ Se cumple.}$$

### 5.5 PRESIONES NETAS MAXIMAS Y MINIMAS (CONSIDERANDO SISMO)

Las presiones inducidas se determinarán a partir de las presiones netas máximas y las presiones netas mínimas, para el cálculo de estas se recurrirá a la siguiente sumatoria

$$PN_{MAX} = P_{ISNT} \pm \left[ \frac{Mv}{Ix} (y) \right] \pm \left[ (0.3) \frac{Mv}{Iy} (x) \right] \text{ la cual deberá ser inferior a } q_u \text{ para que cumpla,}$$

Entonces se refiere a  $q_u = CNc = 29.268 \text{ ton/m}^2$  .....Se podrá ver su cálculo en el apartado en el apartado 5.4.1

$$P_{ISNT} = 8.482 \text{ ton/m}^2 \text{ (Carga total multiplicada por 0.95 y dividido entre el área )}$$

$$Mv = 0.8 \left( \frac{2}{3} HT \right) (W_T) \left( \frac{Csism}{Q} \right) \dots\dots\dots \text{se calcularan de la misma manera que se calculó en el apartado 5.4.2}$$

$$MV = 12347.54 \text{ ton/m}^2$$

$I_x, I_y$  Momentos de inercia

$$I_x = \frac{BL^3}{12} = 11442.70 \text{ m}^4 \qquad Y = B/2 = 8.125 \text{ m}$$

$$I_y = \frac{LB^3}{12} = 44373.33 \text{ m}^4 \qquad X = L/2 = 16.00 \text{ m}$$

$$PN_{MAX} = 18.58 \text{ ton/m}^2 < 29.268 \text{ ton/m}^2 \text{ qu por lo tanto es correcto.}$$

Para el caso de las  $PN_{MIN}$  presiones netas mínimas se considera lo siguiente

$$PN_{MIN} = P_{ISNT} - \frac{Mv}{Ix} y - 0.3 \frac{Mv}{Iy} x \text{ que se deberá obtener como resultado un numero mayo a 0 para que sea pasar la revisión; teniendo como resultado}$$

$$PN_{MIN} = -1.62 > 0.00 \text{ por lo tanto NO corresponde.}$$

Debido a que no corresponde a la desigualdad se puede en primer instante pensar que se presentaran tensiones en la losa de cimentación aunque habrá que recordar que estas tensiones se verán contrarrestadas con la fricción que se produce en los muros perimetrales.

## 5.6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE CAJON DE CIMENTACIÓN

Para este apartado será necesario realizar una revisión a partir de las siguientes desigualdades:

1-  $PN_{MAX} < Q_A$  en condiciones estáticas.

Para lo cual se tiene que la Presión Neta máxima se obtiene de  $Q_{med}$  Por un factor de que equivale a 1.4 como lo menciona las NTC Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones en el apartado 3.4

Por lo tanto se tiene que  $PN_{MAX} = \frac{Q_{med} * FC - W_{exc}}{A}$  la cual deberá ser inferior a  $Q_A$

$PN_{MAX} = 4.26 \text{ ton/m}^2 < 28.00 \text{ ton/m}^2$  Por lo tanto es aceptable.

2-.  $PN_{IST} < Q_A$  en condiciones dinámicas

Donde el valor de  $Q_A$  en condiciones dinámicas equivale a  $36.4 \text{ ton/m}^2$

Para obtener  $PN_{IST}$  se multiplica la carga máxima por 0.95 y posteriormente por un factor de carga como lo indica las NTC Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones en el apartado 3.4 y para estas condiciones nos indica un  $F_c = 1.1$

$PN_{IST} = \frac{Q_{max} * 0.95 * FC - W_{exc}}{A} = 1.09 \text{ ton/m}^2 < 36.4 \text{ ton/m}^2$  Por lo tanto es aceptable.

3-.  $PN_{MED} > 0$  Por ultimo esta desigualdad se compara con el valor 0 y para obtener  $PN_{MED}$  Se tiene que el  $F_c$  se considera unitario

$PN_{MED} = \frac{Q_{max} * 0.90 * FC - W_{exc}}{A} = -0.2013 > 0.00$  Por lo tanto NO cumple.

Nuevamente el indicador de que se presentaran tensiones en la losa de cimentación.

## 5.7 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Los asentamientos que se pueden presentar en un suelo dependerán directamente de la capacidad de carga del mismo, pero se habla de una cimentación compensada no deberían existir hablando en el sentido estricto, aunque llevar una cimentación a la compensación es complicado en el caso de ocurrir un evento extraordinario, por lo tanto, deberán considerarse ciertos asentamientos; Las consideraciones serán bajo hipótesis donde a la estructura se le consideraran cargas que por uso del edificio se verán reflejados en la transmisión de esfuerzos al suelo.

La relación de vacíos en el suelo es un factor importante que se presenta en el suelo a partir de un incremento de esfuerzos verticales, mismos que serán considerados en el cálculo de asentamientos mediante la siguiente formula:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[ \frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] H$$

Donde

$\Delta H$  = Asentamientos de un estrato

$e_0$  = relación de vacíos

$\Delta e$  = variación de relación de vacíos debido al incremento de esfuerzos verticales

H = espesor del estrato

Donde la relación de vacíos se obtiene de las pruebas de consolidación unidimensional, el  $\Delta e$  variación de relación de vacíos debido al incremento de esfuerzos verticales se realizará mediante la siguiente tabla,

ΔP incremento de esfuerzos					ΔP
M	N	Z	W0	Wn	4WW0
7.823	3.973	2.045	0.249	2.3	2.2908
2.196	1.115	7.285	0.205	2.3	1.886
1.105	0.561	14.475	0.016	2.3	0.1472
0.672	0.341	23.775	0.008	2.3	0.0736

Como se puede observar el uso de esta tabla es solo para la obtención del valor de  $\Delta P$  (incremento de esfuerzos), mismo que se utilizara en la siguiente tabla; Este incremento se aumentara a la presión efectiva inicial modificando directamente la relación de vacíos, esta modificación se considerara en relación a la inicial obteniendo el asentamiento en un punto específico, este se muestra a continuación.

ASENTAMIENTOS EN EL PUNTO D										
ESTRATO	H	PM	P0	e0	ΔP	P1	e1	Δe	ΔH	
6.425-10.52	4.095	8.47	7.26	8.02	2.2908	9.5508	7.935	0.085	0.03858925	
10.52-16.90	6.380	13.71	8.25	5.61	1.886	10.136	5.58	0.03	0.02895613	
16.90-24.90	8.000	20.90	9.84	4.35	0.1472	9.9872	4.34	0.01	0.01495327	
24.90-35.50	10.600	30.20	12.24	3.526	0.0736	12.3136	3.525	0.001	0.00234202	
								Σ=	0.08484067	METROS
									8.48406681	CM

Teniendo como resultado un asentamiento de 8.48 cm. en el punto D como lo muestra la siguiente imagen.

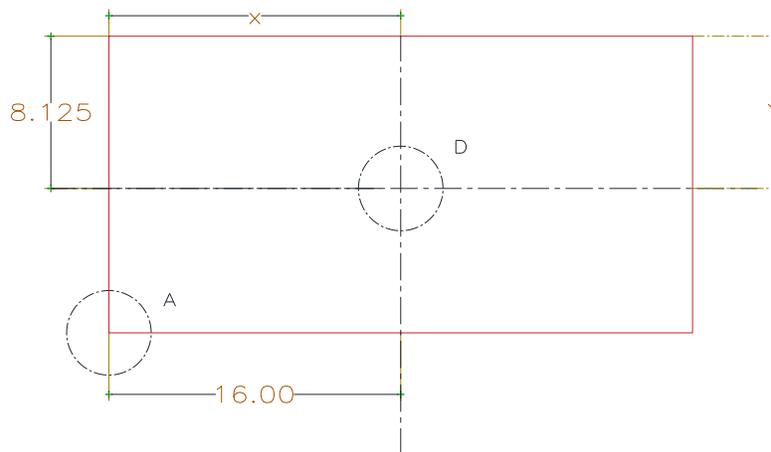


ILUSTRACIÓN 13.- ANÁLISIS ILUSTRATIVO DEL PREDIO.

Esta imagen representa el área del predio marcando dos puntos el centro marcado con el punto D y una de sus esquinas marcado con el punto A; Para la cual también se obtendrán sus asentamientos mediante el mismo procedimiento. Teniendo como resultado 3.20 cm. En el punto A.

El cálculo de asentamientos diferenciales se ve reflejado a partir de la siguiente formula:

$$\Delta d = \frac{\Delta H_{max} - \Delta H_{min}}{L}$$

Donde se considera como asentamiento max el valor de D y min el valor de A, para el caso del valor de la longitud es la distancia que existe entre ambos puntos y que se resuelve en este caso con teorema de Pitágoras obteniendo como resultado 1794.4 cm; Al introducir estos valores a la formula se tiene un resultado de  $\Delta d = 0.00293\text{cm}$  (asentamientos diferenciales.)

#### 5.8 CALCULO DE EXPANSIONES ELASTICAS

Los movimientos verticales que se puedan presentar en la estructura del predio en cuestión serán debido a las características del suelo que en lo particular presenta, la liberación de presión que se valúa en los  $8.237 \text{ ton/m}^2$ , esto durante la excavación; Para determinar si estos movimientos verticales son aceptados como lo marcan las NTC para Diseño y Construcción de Cimentaciones se deberá cumplir con el apartado 3 de las mismas NTC. Para calcularlas tenemos que

$$\delta = \frac{q_B}{E} [(1-\mu^2)_{F11} + (1-\mu - 2\mu^2)_{F21}] + \frac{q_B}{E} [(1-\mu^2)_{F12} + (1-\mu - 2\mu^2)_{F22}] - \dots\dots\dots$$

Para llevar a cabo esta ecuación se utilizara la siguiente tabla ...

DATOS PAR EL CALCULO DE EXPANSIONES ELASTICAS					
ESTRATO	VALOR DE q	$\mu$	E	F1	F2
1	7.51725	0.5	600	0.05	0.09
2	7.71	0.4	900	0.1	0.1
3	7.967	0.45	800	0.15	0.12
4	8.15975	0.4	900	0.19	0.13

Donde para obtener el valor de q se multiplico el nivel de desplante por los pesos específicos por debajo de la cimentación; como lo muestra la siguiente tabla

CALCULO DE q			
ESTRATO	$\delta$	Df	q
1	1.17	6.425	7.51725
2	1.2	6.425	7.71
3	1.24	6.425	7.967
4	1.27	6.425	8.15975

Los valores de F1 y F2 se obtienen de las gráficas de ETEINBRENNER (Asentamientos bajo una esquina del rectángulo cargado) (Badillo, 2005)

Al sustituir los valores correspondientes en la ecuación se obtiene un valor de asentamientos elásticos en una esquina del predio igual a 0.0013m esto en cm es igual a 1.332m y de 5.328 cm al centro del predio.

Los valores son permisibles según los límites máximos para movimientos verticales como lo marcan las NTC Para Diseño y Construcción de Cimentaciones en el apartado 3 de las mismas.

#### 5.9 EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS

Las características que el suelo del predio presenta a sus diferentes profundidades, como lo es su peso específico  $\delta$ , por mencionar algunas, son parámetros que marcaran las presiones ejercidas a los muros del cajón de cimentación. Dichas presiones aumentan con forme la profundidad sea mayor, el cambio también se presentara debido al NAF (Nivel de Aguas Freáticas). Para el cálculo de estas presiones tenemos

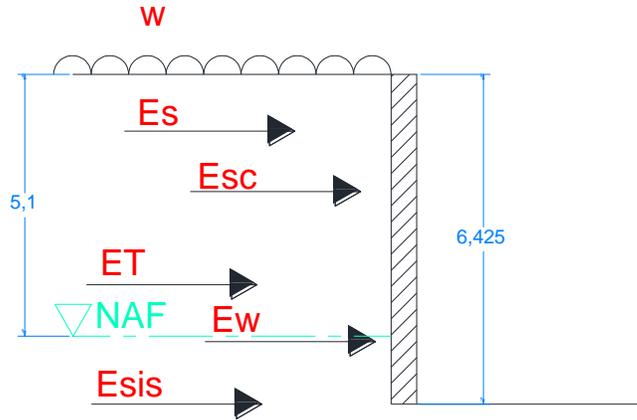


ILUSTRACIÓN 14.- ANÁLISIS DE EMPUJES SOBRE MUROS

Donde el cálculo del Empuje Total sobre el muro se verá reflejado a partir de la siguiente suma de empujes

$$E_T = E_{SIS} + E_{SC} + E_W + E_S$$

$E_{SIS}$  -. Empuje por sismo. Este considera un coeficiente sísmico en particular de predio (0.405), que como ya se mencionó se obtuvo a partir del programa SASID; considera un peso  $W$  formado por una cuña donde para obtenerla se multiplicara área de la cuña por su  $\delta$ .

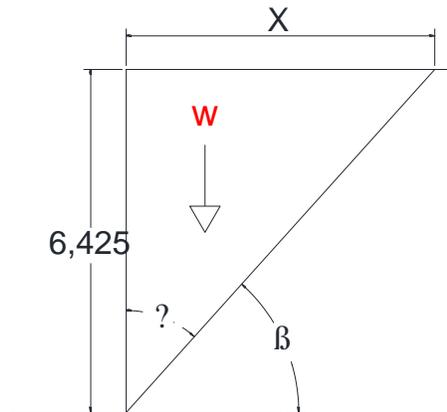


ILUSTRACIÓN 15.-ANÁLISIS DE CUÑA

$$W = \delta * A$$

$A = \frac{X*H}{2}$  Por lo tanto para obtener el valor de X tenemos que

$$\beta = 45 + \frac{\phi}{2} = 48 \quad \Theta + \beta = 90 \quad \text{por lo tanto} \quad \Theta = 42$$

$$\tan \Theta = \frac{x}{H}$$

$$H = 6.425\text{m}$$

$$X = H \tan \Theta = 5.78 \text{ m}$$

$$A = 18.56 \text{ m}^2$$

$$W = 26.18 \text{ ton}$$

$$\frac{W * \left(\frac{Csis}{Q}\right)}{H} = 0.825 \text{ ton/m}^2$$

Esc -. Empuje por sobre carga. La sobre carga será considerada para cada colindancia, debido a que esta puede vear y se verá reflejado en el valor considerado por el ingeniero debido a su experiencia, para el caso de vías de transito se considera una sobre carga de 1.5 ton/m<sup>2</sup> como lo marca el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, donde se podrá apoyar el ingeniero para el cálculo de este tema. Para el cálculo de la misma se considera la siguiente formula:

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

Donde

W -. Sobrecarga uniformemente repartida, considerada. Para cuestiones del proyecto se considerara la mayor que se tiene de 3.5 ton/m<sup>2</sup>

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

B		
Z	RAD	GRADOS
0	1.57	90
5.1	0.88	50.55
6.425	0.76	43.97

$$E_{SC0} = 3.5 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{SC5.10} = 0.436 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{SC6.425} = 0.298 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{SC\text{ TOTAL}} = 4.23 \text{ ton/m}^2$$

$E_w$  - Empuje del agua. El empuje hidráulico considera el peso volumétrico del suelo afectado por el espesor del estrato a calcular; recordar que se debe restar la profundidad inicial hasta el NAF.

$$E_w = \delta * H$$

$$E_{w0} = (1.41) * (0) = 0$$

$$E_{w5.10} = (1.17 * (5.10 - 5.10)) = 0$$

$$E_{w6.425} = (1.17) * (6.425 - 5.10) = 1.55 \text{ ton/m}^2$$

$E_s$  - Empuje del suelo. El suelo ejerce una presión al considerar que se encuentra en reposo creando una masa y que al igual que el peso del agua debe considerarse.

$$E_s = \delta * H * K_o$$

Recordar que para el peso específico del suelo  $\delta$  pasando el NAF deberá restarse el valor del  $\delta$  del agua.

$K_o$  Es un coeficiente de presión de tierras en reposo el cual se puede considerar en tres condiciones a largo plazo con un valor de 0.6, en arenas de 0.5 y por ultimo a corto plazo de 0.4; Se considera un valor de 0.6 ya que los muros formaran parte de la vida útil del cajón de cimentación y permanecerán en conjunto.

$$E_{s0} = (1.41) * (0) * (0.6) = 0.00$$

$$E_{s5.10} = (1.17) * (5.10) * (0.6) = 3.58 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{s6.425} = (1.17 - 1) * (6.425 - 5.10) * (0.6) = 0.135 \text{ ton/m}^2$$

$$E_s \text{ total} = 3.635 \text{ ton/m}^2$$

Los resultados obtenidos en el cálculo deberán considerarse para el diseño de dichos muros y de igual manera deberán representarse gráficamente.

Como se muestra a continuación.

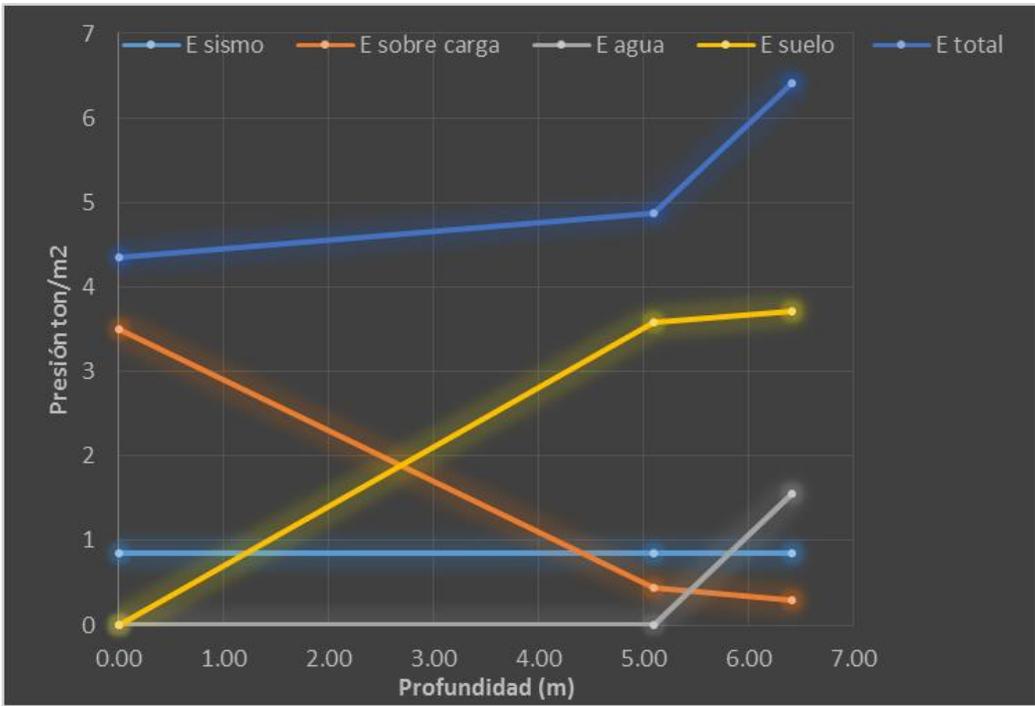


ILUSTRACIÓN 16.-DIAGRAMA DE PRESIONES CON SOBRE CARGA DE 3.5 TON/M<sup>2</sup>

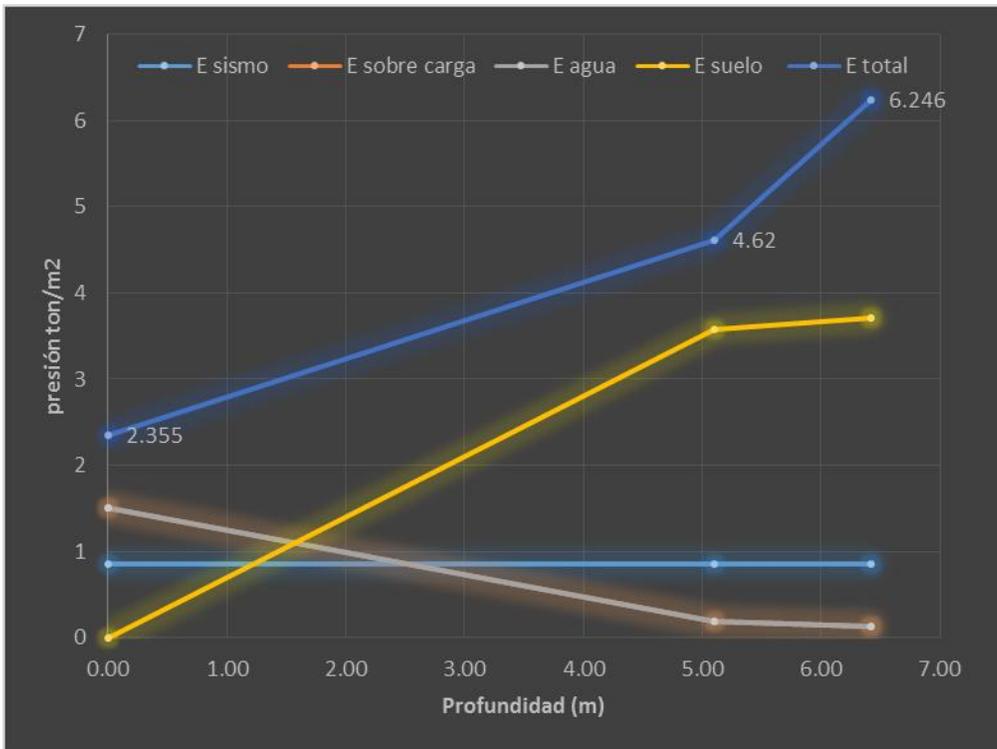


ILUSTRACIÓN 17.-DIAGRAMA DE PRESIONES CON SOBRE CARGA DE 1.5 TON/M<sup>2</sup>

#### 5.10-. FALLA DE FONDO.

Las Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, mencionen en el apartado cinco de sus temas que en el caso de uso de tablestacado o muros colados en situ para la retención de los empujes provocados por la excavación, como es nuestro caso se deberá revisar la falla por cortante en arcillas blandas a firmes a partir de la siguiente desigualdad.

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

Dende

$P_v$  -. Presión vertical y se calcula  $\delta * D_f = 7.51$

$F_c$  -. Factor de carga 1.4

$q$  -. Sobrecarga 3.5 ton/m<sup>2</sup>

$F'_c$  -. Factor de carga 1

$C$  -. Cohesión ponderada

$N_c$  -. Coeficiente de capacidad de carga y está definido por

$$5.14 \left( 1 + 0.25 \left( \frac{D_f}{B} \right) + 0.24 \left( \frac{B}{L} \right) \right)$$

$F_r$  -. Factor de reducción de resistencia 0.7

El resultado deberá respetar la desigualdad para poder considerar segura la excavación; Al introducir los valores respectivos de la desigualdad tenemos como resultado

$$14.01 < 20.48 \text{ ton/m}^2$$

#### 5.11 -. ESTABILIDAD DE TALUDES

Llevar una excavación de manera segura es indispensable en el proceso constructivo para lo cual revisar su estabilidad de los cortes perimetrales será de suma importancia ya que de esta manera se previene la falla de dichos taludes. Para este capítulo se obtendrá el valor del  $F_s$  (Factor de seguridad) mediante el software slide;

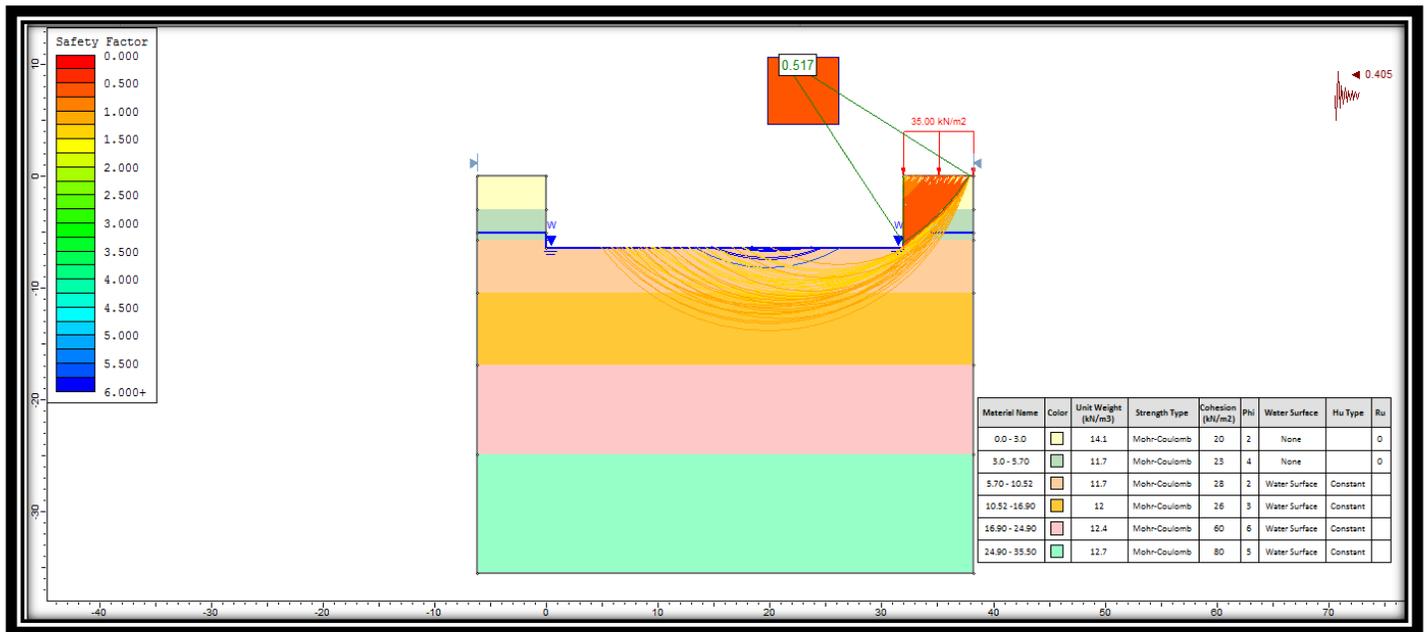
Este software realiza un análisis de estabilidad de taludes a través de un modelo que representa el talud, este modelo tendrá las características estratigráficas que presenta el ejemplo a diseñar, con este modelo se podrá ahorrar tiempo ya que como se sabe realizar este diseño a mano será una tarea laboriosa y tardada durante un proyecto; es recomendable en todo momento tener en cuenta cómo es que funciona este software, recordar que cualquier software trabaja a base de los datos ingresados y que si se desconoce el método de trabajo del mismo, como resultado se podrán obtener errores y no tenerlo en cuenta sería un problema serio.

Este software es capaz de trabajar con el método que el diseñador considere, para este trabajo se utilizó bishop simplificado.

El programa marcara una escala de colores donde marcara con rojo como inseguro y azul como factor de seguridad, así mismo presentara el valor del FS y como ya se sabe se considera seguro un valor superior a 1.5, de lo contrario se realizaran las observaciones pertinentes para lograr mantener la estabilidad del talud durante el proceso constructivo.

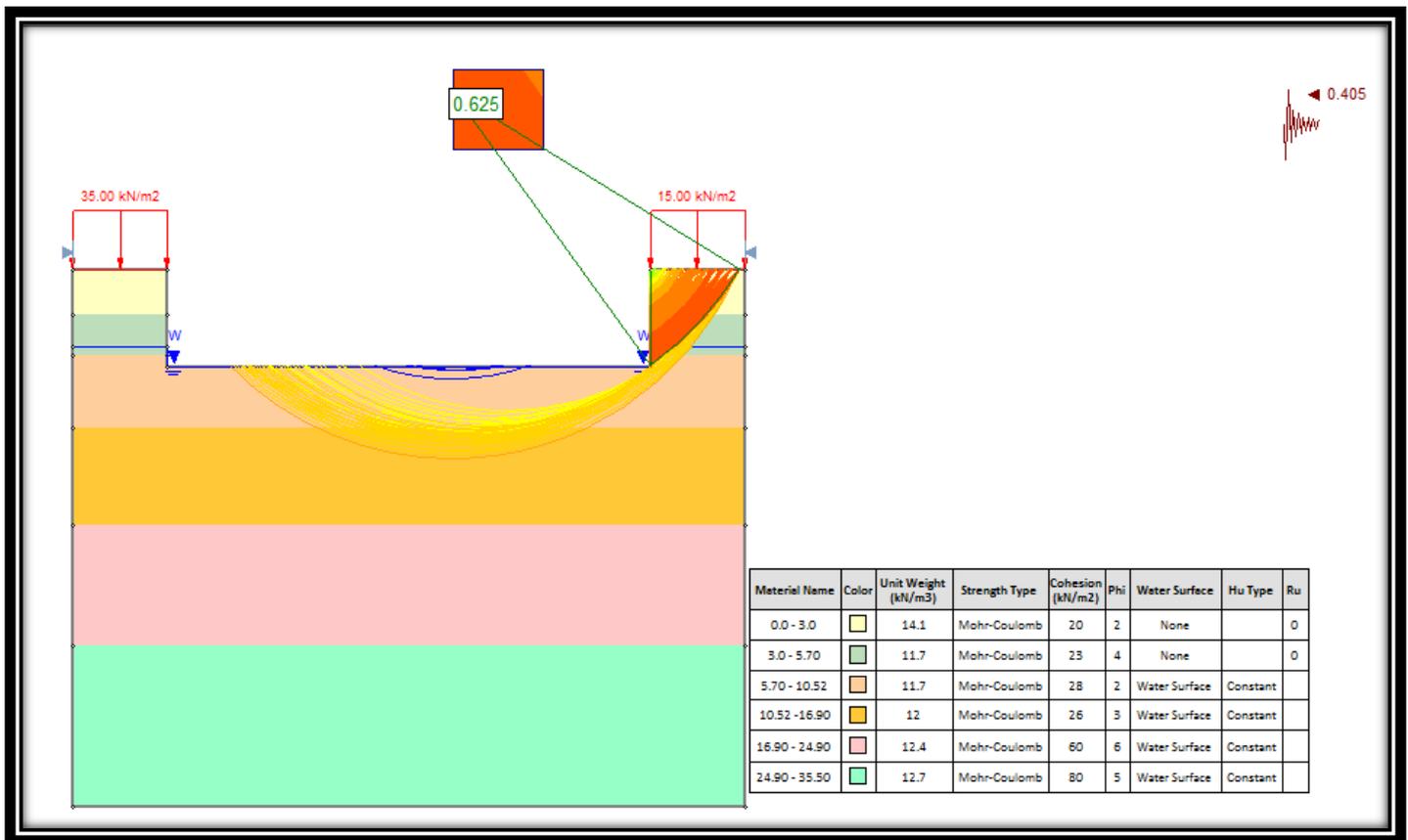
Para el caso particular se tiene una excavación de 6.425m de profundidad en vertical a partir del nivel de banqueta considerado como el punto 0.

Los estratos a trabajar estarán referenciados en la imagen con diferentes colores y cada estrato se le han atribuidos sus características como peso específico, cohesión y ángulo de fricción interna, de igual manera se ha colocado el NAF a una profundidad de 5.10m como lo marcan las pruebas de laboratorio. Se consideró un coeficiente sísmico como lo marca el software SASID ya mencionado anteriormente y por último se realizó el mismo talud con diferentes sobrecargas ya que cada colindancia tiene diferentes sobrecargas para el caso particular se considera que al poniente, al norte y al sur una sobre carga de 1.5 ton/m<sup>2</sup> y al oriente se considera una sobre carga de 3.5 ton/m<sup>2</sup> por lo tanto será la primera en ser utilizada para verificar su estabilidad. A continuación, se mostrará en las imágenes el trabajo que realiza el programa para tener un mejor concepto de dicho software.



**ILUSTRACIÓN.18.-METODO DE BISHOP SIMPLIFICADO A TALUD VERTICAL A COLINDANCIA ORIENTE.**

En la ilustración 18 se puede observar que se aplicó una sobre carga de 3.5 ton/m<sup>2</sup> y que el FS resultante no pasa por lo tanto se debe considerar para el proceso constructivo.



**ILUSTRACIÓN19.- METODO DE BISHOP SIMPLIFICADO A TALUD VERTICAL A COLINDANCIA PONIENTE, NORTE Y SUR.**

Para el caso de la figura 5. Se puede observar una sobre carga aplicada de 1.5 ton/m<sup>2</sup> y como resultado un FS de 0.625 que al igual que la anterior no cumple y por lo tanto se deberá considerar en el proceso constructivo.

Utilizar los manuales de procesos y normas técnicas durante el diseño de una cimentación es de suma importancia para adoptar las condiciones que rigen las obras civiles.

Para que el diseño sea considerable, recordar que todo procedimiento de inicio a fin se debe realizar con responsabilidad para de esta manera obtener resultados certeros y lo más apegado con lo que la obra demanda.

## CAPITULO 6. PROCESO CONSTRUCTIVO.

El proceso definido por el ingeniero estará justificado a partir de los resultados obtenidos durante el diseño, para ello es necesario crear un criterio a partir de la experiencia y de los valores que el diseño arroja; La obra civil de una cimentación estará definida por las colindancias y por la estratigrafía del suelo del predio y para ello será necesario en la situación del edificio Bismarck la colocación de muros Milán en sus colindancias para restringir los empujes laterales que las colindancias puedan ejercer a los taludes de la excavación.

Para llevar a cabo la colocación de los muros Milán será necesario realizar el cálculo de los empujes actuantes sobre los muros, diseño de troqueles y diseño de la profundidad a la que el muro será colocado para posteriormente realizar los trabajos de obra; estos serán los temas a tocar en este apartado; así como el proceso constructivo.

### 6.1-. CALCULO DE PATEO DE MUROS MILAN.

Para poder llevar a cabo una excavación de 6.425 metros de profundidad que alojara un cajón de cimentación tomando como referencia 0.0m la banqueta de la calle Bismarck y que por cuestiones de geometría se realizarán cortes verticales, se considerara un diseño de los muros Milán los cuales serán utilizados como muros del cajón y retenes de empujes debido a los taludes verticales.

Los resultados obtenidos de las pruebas de campo arrojan un perfil estratigráfico donde el predio marca un suelo mayormente arcilloso CH, para ello se define a la arcilla como un material cohesivo, a partir de estas condiciones trabajar con modelo analítico de desarrollo de presiones.

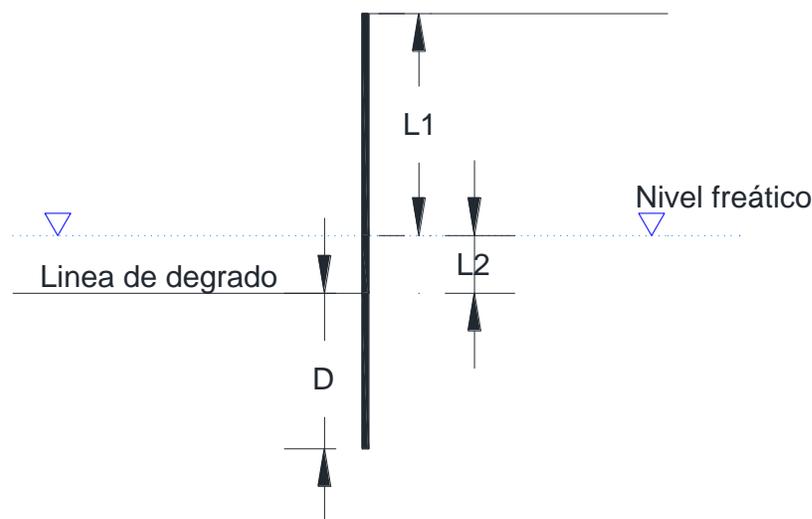


ILUSTRACIÓN. 20-. ESTRUCTURA DE MURO MILÁN EN ARCILLA

Los estados de esfuerzos que se desarrollan dentro de la masa de suelo y que son de interés en el diseño de muros Milán o tablestacas, son los estados: en reposo, activo y pasivo. (SMMG, 2002)

Para el caso correspondiente será el activo que se conoce como Ka. Para alcanzar ese estado de empuje activo será necesario emplear la siguiente ecuación:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Se considerará un valor de  $K_a = 0.4$  debido a que es un suelo arcilloso de alta compresibilidad CH. y de igual manera un valor de  $K_o = 0.6$

Recordar que el valor de Ka, es un valor que será utilizado en en el diseño de troqueles posteriormente y que el valor de Ka, está siendo utilizado para la instalación.

El cálculo del pateo se realizará mediante la siguiente formula

$$D = \{ P_6 * D^2 \} + \{ 2 * P_6 * D * (L_1 + L_2 - l_1) \} - \{ 2P_1 (L_1 + L_2 - l_1 - Z_1) \}$$

Donde como resultado se obtuvo un valor de 2.46m dejando el valor en **2.5m de profundidad por debajo de la línea de degrado mas los 6.425m del cajón se llegara a una profundidad de 8.925m de profundidad del muro Milán.**

#### 6.2-. DISEÑO E INTALACIÓN DE TROQUELES.

Para la construcción de dichos muros se requiere un apuntalamiento o mejor conocido como troquelamiento, el cual estará diseñado a partir de la propuesta de Peck, quien menciona que se deberá considerar al volumen de esfuerzo como una envolvente trapezoidal, donde la base del trapecio será el 0.75% de la profundidad máxima que dichas presiones que se ejercen a los muros. Para esto propone la siguiente formula

$$H = \frac{2A}{B + 0.75B}$$

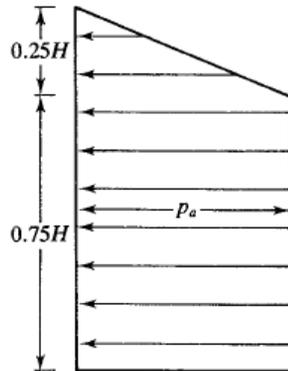


ILUSTRACIÓN. 21.- ENVOLVENTE DE PRESIÓN PARA ARCILLAS PECK  
(1969) (BRAJA , 2001)

A, será el área bajo la curva de los empujes totales generados y B será la profundidad máxima de excavación del muro milan; el área bajo la curva considerada debido a los empujes será calculada en consideración de la suma de los factores actuantes como lo es, el empuje debido al contenido de agua que el material presenta, la presión por la masa de suelo considerando que cada uno de los estratos y sus propiedades así como el nivel freático y considerando que para el diseño de troqueles se toma un valor de  $K_a$  siendo para el caso particular un valor de 0.4 debido a que es una CH y para el caso de la instalación se considerara un valor de

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

Otro factor a considerar será el deslizamiento por efectos sísmicos que por cuestiones de localización y características estratigráficas se considera un valor de 0.405 con base en el software SASID y por último se considera la sobre carga que el predio pueda presentar en sus diferentes colindancias.

En base a estos factores que el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE se obtuvieron los siguientes diagramas de presiones para diseño y para instalación.



ILUSTRACIÓN. 22.- DIAGRAMA DE PRESIONES TRANSFORMADA DE PECK

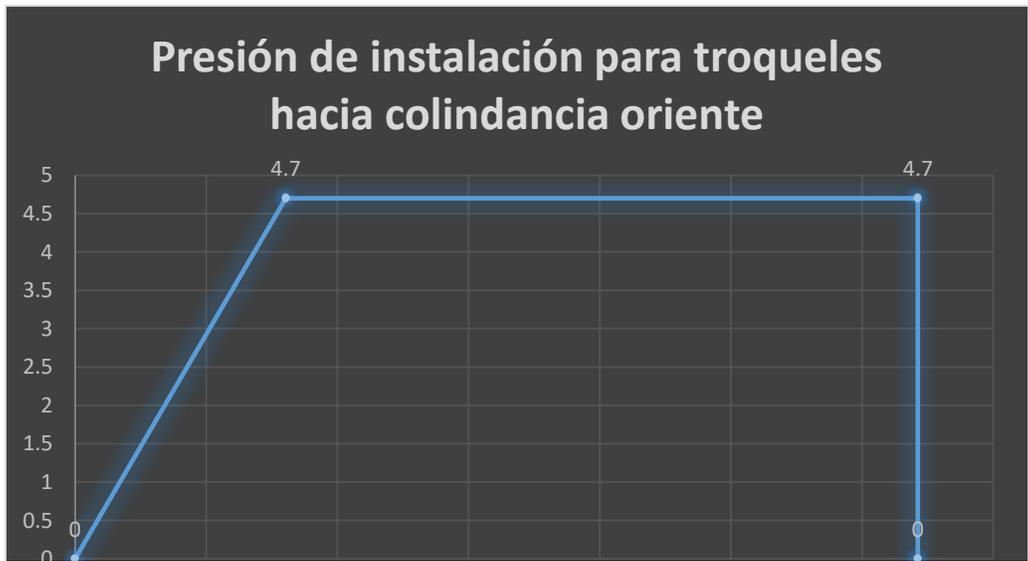


ILUSTRACIÓN. 23.- DIAGRAMA DE PRESIONES TRANSFORMADA DE PECK

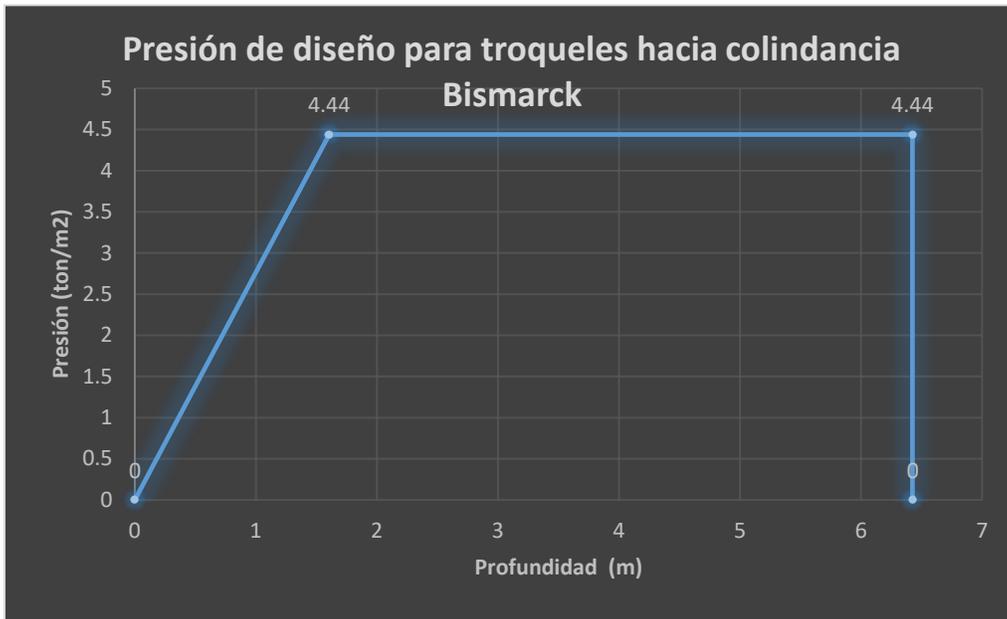


ILUSTRACIÓN.24.- DIAGRAMA DE PRESIONES TRANSFORMADA DE PECK

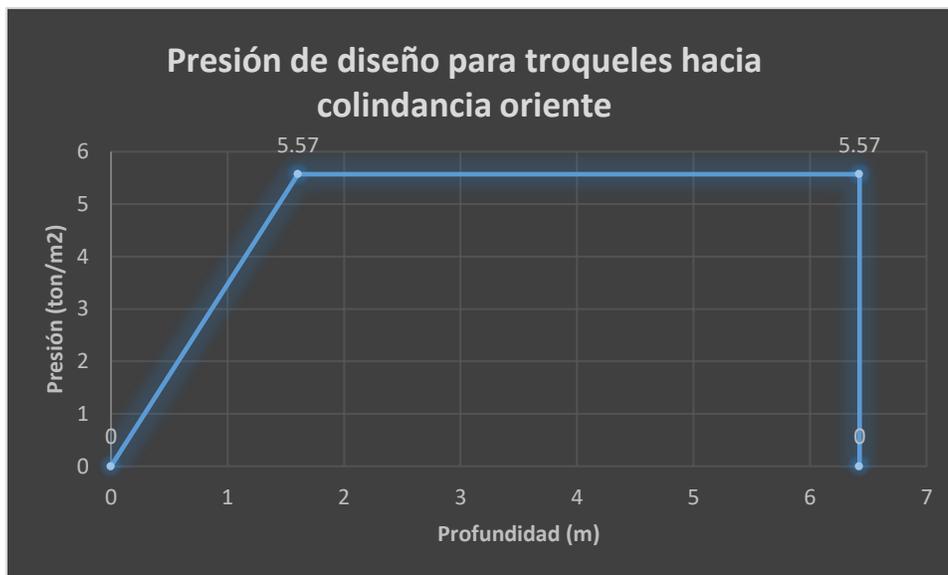


ILUSTRACIÓN. 25.- DIAGRAMA DE PRESIONES TRANSFORMADA DE PECK

Los empujes obtenidos mediante la transformación de Peck y que se muestran en las figuras anteriores, los deberá contemplar el ingeniero estructurista y que a manera de recomendación se muestra la siguiente figura donde se propone la colocación de troqueles.

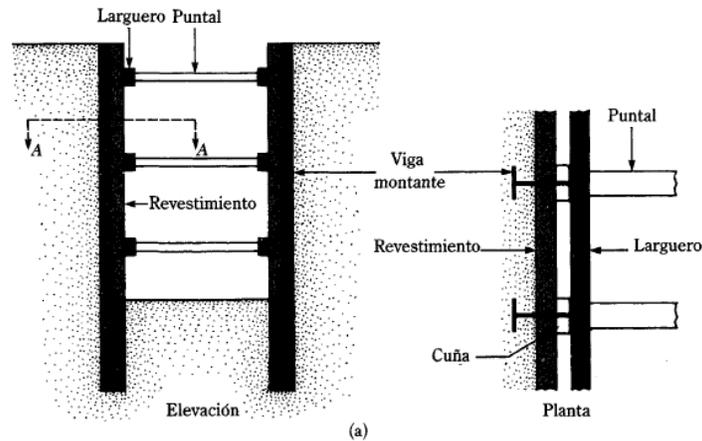


ILUSTRACIÓN. 26.- APUNTALAMIENTO CON VIGAS MONTANTES (BRAJA , 2001)

Como resultado del cálculo se propone que se coloquen troqueles, encontrando al primer troquel a una distancia de -1m respecto al nivel de banqueta, el segundo se encontrara a dos metros de distancia respecto al primer troquel llegando a una profundidad de -3m y por ultimo colocar el tercer troquel a dos metros de distancia con respecto al segundo troquel llegando a una profundidad de -5m de profundidad; el ingeniero determinara las dimensiones de dicho troquel basado en las presiones ejercidas sobre los muros.

### 6.3-. REVISIÓN DE LEVANTAMIENTO DE FONFO DE MUROS MILAN

Debido a las condiciones del suelo del predio y en la búsqueda de no fallar el ingeniero debe asegurar que la propuesta cumpla con el factor de seguridad mínimo, requerido para levantamiento de fondo en arcillas y para esto se tiene la siguiente formula que aplica para el caso Bismarck

$$FS = \frac{C * Nc}{\delta * H}$$

Esta formula fue propuesta por Bjrrum y Eide quienes tambien estudiaron el levantamiento de fondo en arcillas. (Braja , 2001)

Donde el análisis se considera como lo marca la siguiente figura

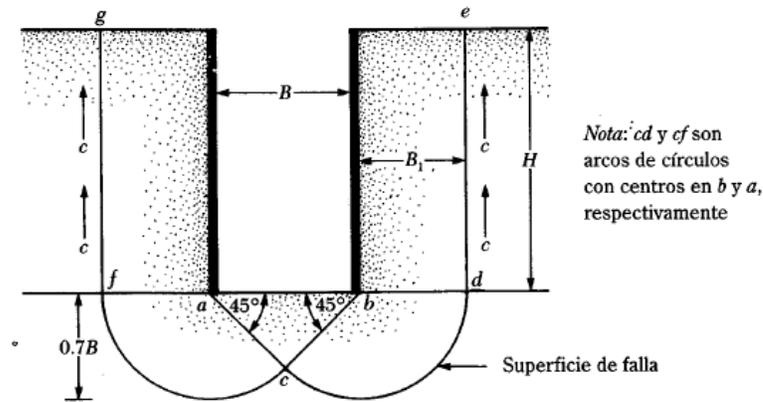


ILUSTRACIÓN. 27.- ANÁLISIS DE FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LEVANTAMIENTO DE FONDO (BRAJA , 2001)

Y al cambiar los valores de la formula se obtiene un lo siguiente

$$FS = \frac{2.8 * 6.254}{1.17 * 6.425} = 2.3$$

Por lo tanto aceptable

#### 6.4-. PROCESO DE OBRA PARA LA CIMENTACIÓN.

A lo largo de los años en México ha adoptado la construcción de cimentaciones con muro Milán por sus características que benefician a la obra, ya que el muro Milán es capaz de

- \* Fungir como pantalla impermeable ante suelos con grandes cantidades de presencia de agua,
- \* Como elemento reten de empujes provocados por suelos colindantes,
- \* Elemento estructural (para el caso Bismark el cajón de los sótanos proyectados)

Es importante mencionar que la ubicación del predio a trabajar es una zona completamente urbanizada y que por ende se encuentra con colindancias que complican el proceso constructivo y que se debe tener las consideraciones pertinentes.

El diseño de los muros Milán se realiza con la finalidad de aprobar la propuesta realizada anteriormente, contemplando lo ya mencionado, se debe considerar los siguientes puntos:

El proyecto contempla la construcción de dos sótanos que fungirán como estacionamiento llegando a una profundidad de -6.125m mas una loza de 0.30m teniendo una excavación máxima de -6.425m de profundidad; se cuenta con un área del predio de 520m<sup>2</sup>, al cual se le

podrá realizar una excavación mínima de 1.20m de profundidad con la finalidad retirar restos de cimentaciones antiguas, por otra parte los muros Milán aparte de ser muros de retención ante los empujes provocados, también cumplirán con la función de elemento estructural para el cajón de cimentación, teniendo en mente lo mencionado se pasara al proceso constructivo.

Los procesos que se mencionaran a continuación deben trabajarse con la mayor seguridad posible para accidentes irreversibles.

#### A) Muro Milán

Para lograr un muro en óptimas condiciones, como ya se mencionó deberán retirar toda cimentación antigua hasta una profundidad de -1.20m.

Las características generales del muro son, ser un muro esbelto ya que será de 40 cm de espesor, y que llegara hasta una profundidad de -8.925m. la longitud de los módulos de muro serán de 2.50m hasta 7.5m según la conformidad del terreno.

A grandes rasgos el procedimiento de la construcción de dichos muros deberá ser planeado en secciones salteadas para la excavación y colocación de armado para esto se realiza los siguientes pasos

- Construcción de brocales guías
- Excavación de módulos
- Estabilización de dichos módulos mediante lodos bentónicos
- Colocación de armado (acero de refuerzo)
- Juntas con tubos metálicos
- Colado de muros con tubería Tremie

Para realizar la colocación de brocales será necesario como preliminares realizar trabajos de localización y trazado de muros Milán, la ubicación de los muros dará pie a realizar los brocales en los puntos correctos, y de esta manera realizar una excavación de zanja completamente vertical hasta la profundidad estipulada, en la siguiente figura se podrá observar una referencia de trabajo.

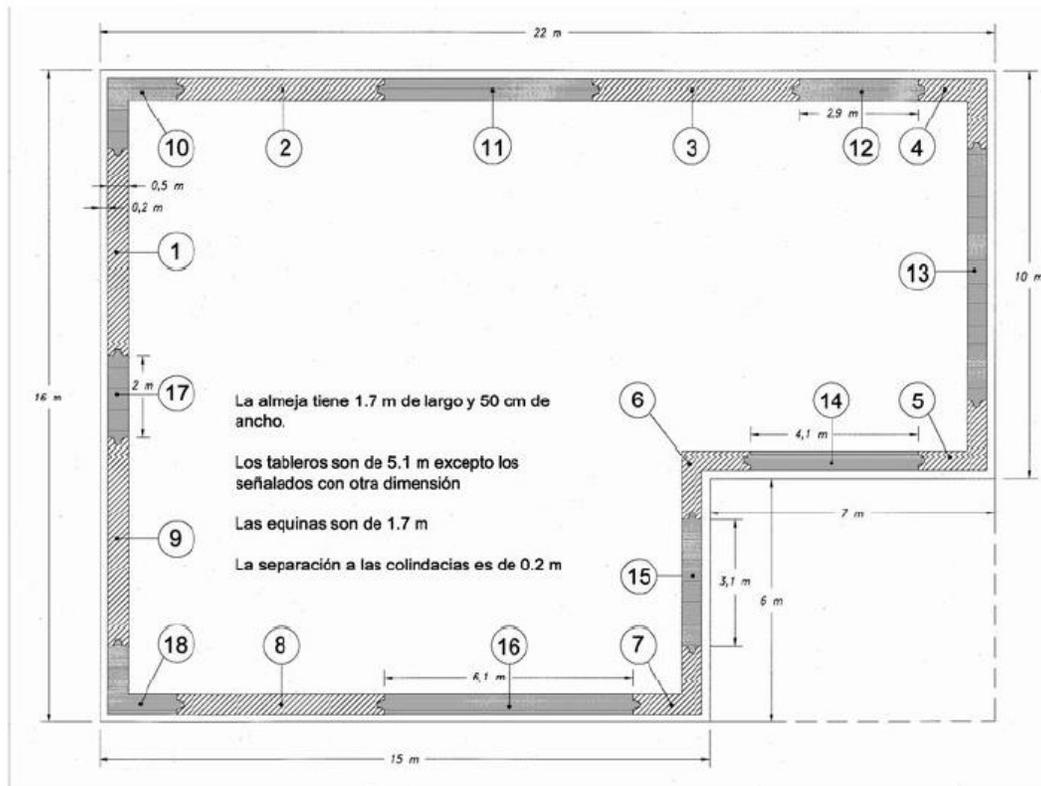


ILUSTRACIÓN.28.-EJEMPLO DE SECUENCIA A TRABAJAR EN MÓDULOS DE MURO MILÁN (BRAJA , 2001)

Como se puede observar se realizará primero las excavaciones de ciertos módulos hasta su colado y posteriormente se regresa a realizar los trabajos de los módulos faltantes de esta manera se asegura la estabilidad del muro.

La almeja cuenta con una abertura de 2.5m, por tanto si el modulo a excavar es de 7.5m se realizara primeramente la excavación de las partes laterales y posterior a ello la parte central.

Para los trabajos de unión de dichos módulos que se le conoce como machihembrado, se realizan mediante piezas generalmente metálicas, que constan de un cuerpo tubular de sección rectangular con las mismas dimensiones del muro, esta cuenta con un canal que contiene una banda de pvc que sirve como sello entre módulos, es importante que se coloque posterior a la excavación antes de la colocación del acero de refuerzo; la siguiente figura ilustrara lo antes mencionado, si durante el proceso se presentaran filtraciones se trataran mediante inyecciones selladoras y se realizará conforme el proceso de excavación avance.

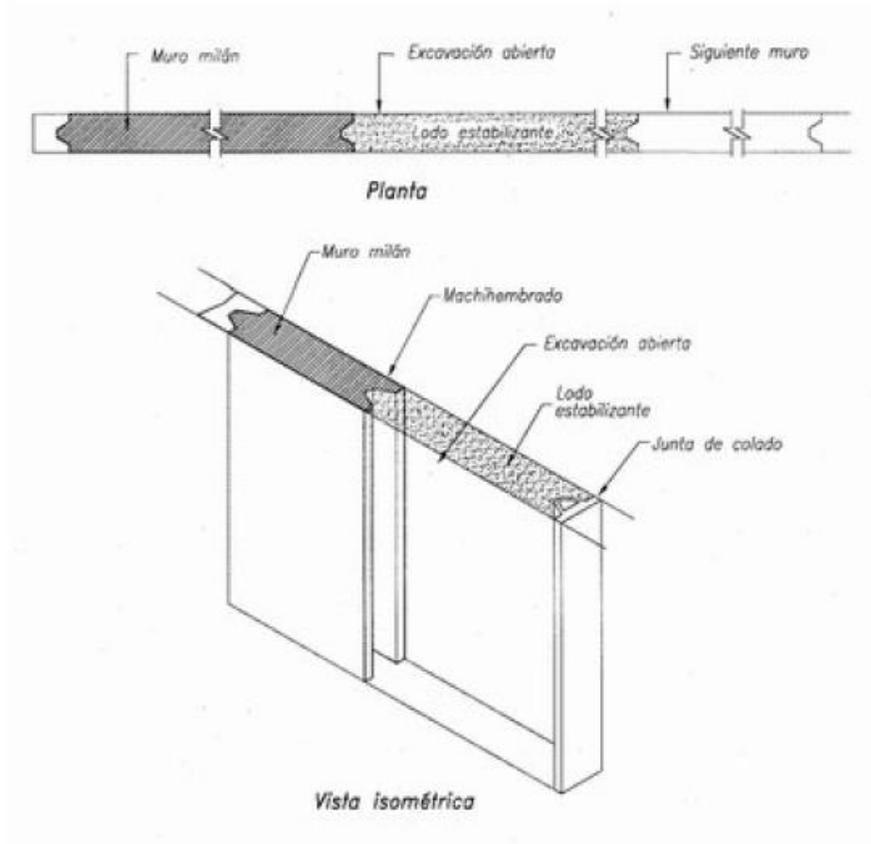


ILUSTRACIÓN. 29.- MACHIHEMRADO DE MUROS MILÁN

Siendo así importante mencionar que la excavación de los módulos se realizara con una almeja hidráulica, manipulando su verticalidad mediante una barra metálica llamada Kelly, esta elección de maquina se realiza debido a las características y condiciones del suelo presente.

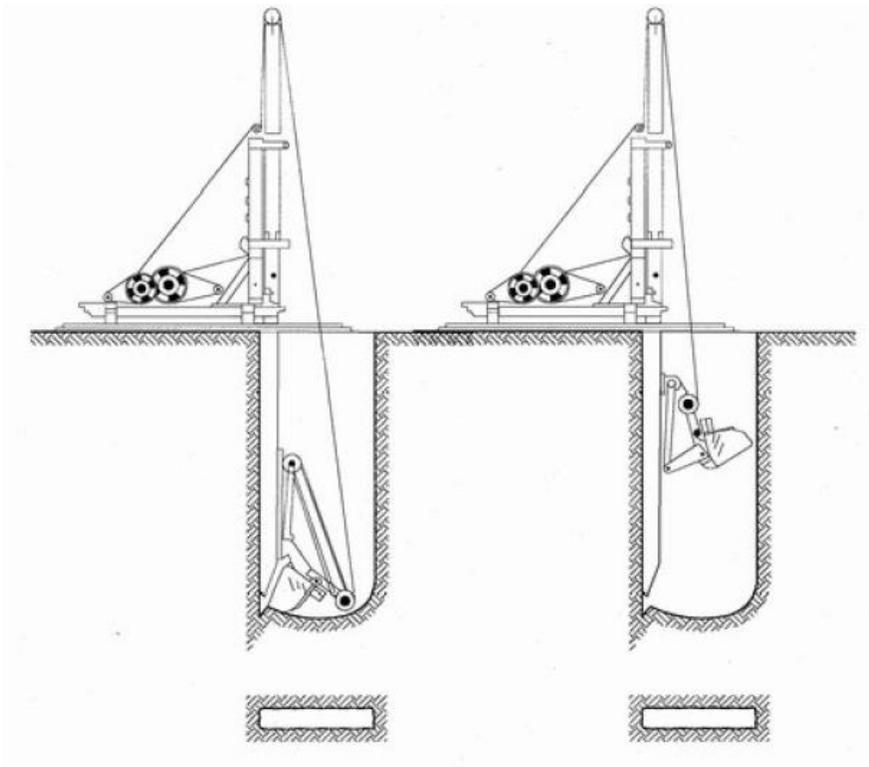


ILUSTRACIÓN.30.-EJEMPLO DE ZANJA PARA MÓDULOS CON ALMEJA  
(SMMG, 2002)

La importancia de los brocales se verá reflejado justamente en la estabilización del armado y que si bien es cierto que parte importante es mantener al armado centrado también descartara la posibilidad de encontrar tuberías en la localización del muro y lograra que el armado este en el lugar marcado por la topografía.

La estabilización de las zanjas como ya se mencionó se realizará con lodos bentónicos, para ello se propone la colocación de estanques de almacenamiento temporal ya que será reciclado hasta en un 60% y que será utilizado en la estabilización de las zanjas subsecuentes. La colocación de este lodo se logrará con la técnica del tubo Tremie mediante un tubo hermético o bien mediante bombeo. (SMMG, 2002)

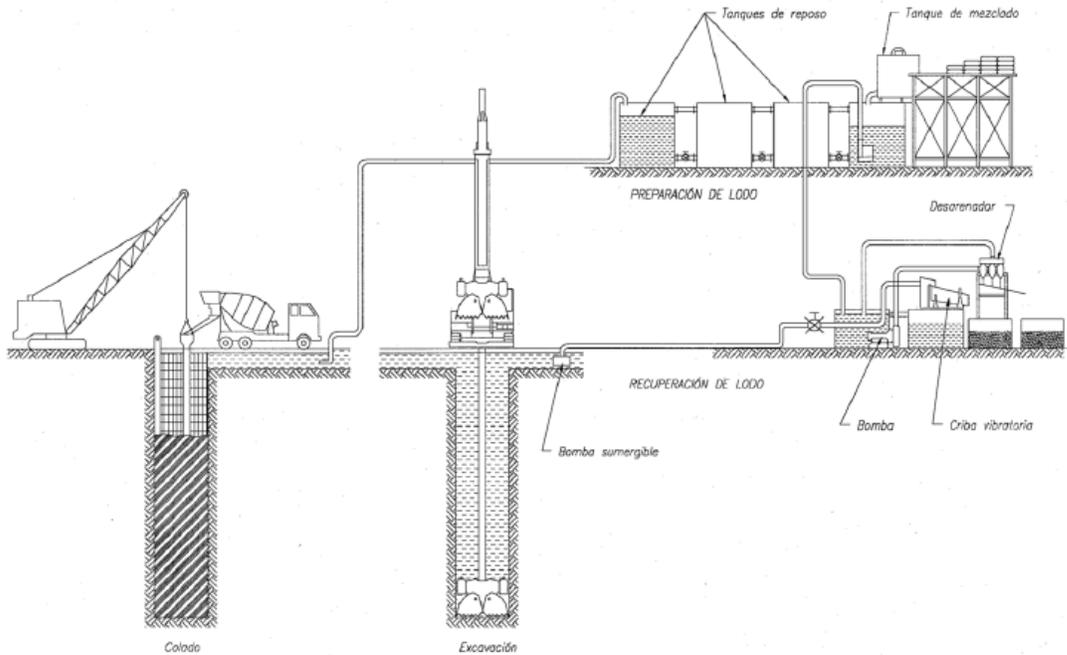


ILUSTRACIÓN31.- INSTALACIÓN ESQUEMÁTICA DE LA OPERACIÓN DE LODOS (SMMG, 2002)

Es de suma importancia que el armado del muro permita la colocación de concreto y que el colado se realice de la forma correcta para evitar un segregado de materiales al fondo de la zanja. De igual manera evitar que el armado flote por la inducción de concreto y estos movimientos verticales se logran restringir mediante la colocación de fijaciones en los brocales y que se conocen como orejas, los cuales no permitirán dichos desplazamientos.

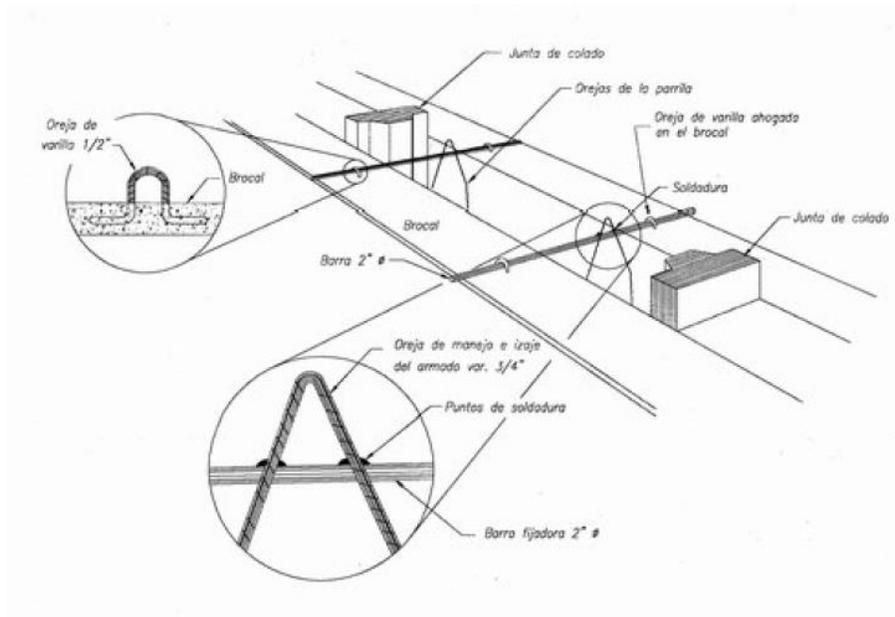


ILUSTRACIÓN. 32.-OREJAS DE FIJACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Para el caso del colado de los módulos del muro Milán, se utilizará una tubería Tremie básicamente una columna de vaciado, hay que considerar que el fraguado no debe ser interrumpido y dicho tubo deberá llegar hasta 30 cm antes del fondo de la excavación para evitar el golpeo del concreto y así generar una segregación del mismo.

La tubería deberá incluir en su interior un tapón que será empujado por el propio concreto al momento del vaciado, esto con la finalidad de evitar la contaminación del concreto; otra característica de la tubería es que sus paredes internas sean completamente lisas.

### **Consideraciones pertinentes para colocación de muro Milán**

No olvidar colocar en los muros Milán las preparaciones para los puntos de aplicación de esfuerzos y que se encuentren revestidas, para que al realizar la excavación del predio no se dañen, regularmente se cubren con polietileno.

Se debe considerar que en los puntos donde se le colocaran troqueles al muro deberá contener más acero para que no se dañen por dicha presión que se le ejercerá.

El residente de obra podrá considerar colocar alguna cimbra para tener un muro aparente o bien darle un acabado posterior a la excavación.

## B) Abatimiento del nivel freático

Para lograr trabajar de manera efectiva, será necesario controlar los niveles freáticos mediante bombeo, se debe tener en cuenta que el nivel freático del predio se encuentra a 5.10m de profundidad, y el bombeo del agua mínimo será hasta la loza que estará a -6.425m de profundidad y para poder lograr este requerimiento se trabajara con puntas eyectoras que estarán localizadas de manera estratégica según lo considere el ingeniero civil en obra, los trabajos de bombeo se mantendrán durante los trabajos de excavación y hasta la colocación de la loza de cimentación; este bombeo se realizara mediante una tubería ranurada con un diámetro de 0.6m y con ayuda de una bomba sumergible.

## C) Excavación del predio

Parte importante del proceso es llevar a cabo una excavación segura y para llegar a eso fue que se propuso la colocación de muros Milán que como parte de sus funciones es retener los empujes que se generan al retirar el material del predio; aunado a esto será necesario la colocación de troqueles que su función es apuntalar horizontalmente el cajón, dicha consideración se tomó anteriormente y se realizó las propuestas pertinentes para evitar que la relajación de esfuerzos provoque un deslizamiento; la propuesta ya fue hecha donde se menciona las distancias entre troqueles.

Pasando a la excavación como tal, se considera que la excavación inicial de 1.20m que se realizó con la finalidad de retirar las cimentaciones antiguas y que será a partir de aquí donde comenzara el retiro de material, se vigile perfectamente los niveles hasta el punto más bajo para evitar tener que rellenar, el material retirado deberá ser llevado hasta donde indique obras públicas, el material que ha sido removido no podrá ser utilizado para mejoramiento del terreno.

Si el material que se presenta al realizar la excavación no es el que se tenía previsto mediante la mecánica de suelos deberán realizar avances mínimos y asesorarse con los ingenieros geotecnia para evitar imprevistos, el fondo de la excavación deberá retirar el material suelto y se deberá realizar una preparación para la colocación de la loza de cimentación.

La colocación de troqueles se realizará conforme se avance en la excavación para mantener la excavación segura.

El retiro de material en el predio podrá causar expansiones verticales o bien hundimientos en el fondo de la excavación por tal motivo se tendrá que mantener vigilada la excavación mediante ciertos métodos e instrumentación como referencias, el topógrafo deberá llevar a cabo dichos trabajos con ayuda de tránsito.

Una forma de vigilar los movimientos verticales y horizontales que se puedan generar durante la excavación será mediante la colocación de **referencia superficiales** en la superficie y paralelas al perímetro del predio y con ayuda de equipo topográfico medir los desplazamientos admisibles que se puedan generar.

Los testigos antes mencionados podrán ser instalados ante la definición de colimación y a cada 5m entre un testigo y otro, hacia un costado de cada colindancia si así lo permite el predio a trabajar.

El testigo es un cilindro con dimensiones de 15cm de ancho y 30cm de largo llevando en la punta un perno que será el que indicara si se están generando movimientos.

El ahogado de los testigos se realiza con mortero pobre y se alinea y se vigila durante todo el proceso.

Otra forma de cuidar los movimientos verticales que se generan al fondo de las excavaciones es mediante la colocación de un **banco de nivel flotante** el cual será colocado por debajo de la excavación final al menos a 1m de profundidad, para lograr este trabajo será necesario perforar el suelo en un diámetro de 6 pulgadas, se introduce un cilindro de concreto de baja resistencia con unas dimensiones de 1<sup>a</sup> 3 diámetro-longitud y que en la punta llevara un tramo galvanizado en el sentido vertical hasta 1m de longitud siendo así la misma longitud a la que el cilindro va ahogado. Este estará en constante vigilancia por el topógrafo para mantener el control de la excavación.

## CONCLUSIONES.

Para el edificio que se proyecta en la calle Bismarck no. 18 colonia moderna, delegación Benito Juárez, CD. MX. arquitectónicamente la construcción de 2 sótanos una planta baja y primer nivel que fungirán como local comercial de vidrio y aluminio, y un segundo, tercer y cuarto nivel para uso de oficina.

Es importante mencionar que no se tenía contemplado el peso del vidrio dentro de la bajada de cargas que el ingeniero estructurista reporta en su trabajo.

Se realizaron una serie de trabajos de campo como lo son sondeos mixtos, sondeos de tipo PCA, esto con la finalidad de realizar de manera inmediata una estratigrafía del predio a trabajar y aunado a ello la realización de diferentes pruebas de laboratorio para de manera detallada conocer las características físicas y mecánicas del suelo a trabajar.

El predio se encuentra ubicado dentro de la zona lago III contando con un coeficiente sísmico de 0.405 (este valor fue obtenido con precisión con la ayuda del software SASID)

El perfil estratigráfico presenta en su mayoría una material tipo arcilloso de alta compresibilidad CH, el contenido de humedad aumenta conforme la profundidad avanza y al llegar a una profundidad aproximada a los 30 metros se encuentra la primera capa dura constituida de limo arenoso arcilloso y por ende baja su contenido de humedad. Dato importante a mencionar es que el NAF (nivel de aguas freáticas) se encuentra a una profundidad de 5.10m.

Al analizar los resultados obtenidos mediante dichos trabajos se ha llegado a proponer un cajón de cimentación clasificado como compensado, desplantado a una profundidad de 6.425m. con respecto al nivel de banquetta de la calle Bismarck.

La descarga por excavación es de  $8.237 \text{ ton/m}^2$  y el peso del edificio se considera de  $8.035 \text{ ton/m}^2$  la diferencia entre ambas es de  $0.202 \text{ ton/m}^2$  lo que prácticamente es despreciable y que se podrá contrarrestar mediante la fricción provocada por los muros perimetrales. Y que aunque por un momento se pensó en la colocación de pilotes termino en descartarse debido a que la parcialidad de compensación faltante es muy baja.

Esta diferencia marcará un incumplimiento en las presiones netas mínimas que marcarían la presencia de tensiones en la loza de cimentación por lo cual se recomienda un aumento mínimo en el acero de la loza de cimentación como método preventivo ya que como ya se mencionó, la fricción que los muros perimetrales presentan no permitirán que dichas tensiones se presenten.

Las características que el suelo presenta restringen los cortes verticales (taludes) a realizar durante el proceso de excavación y para contrarrestar el alivio de esfuerzos, se propone la utilización de muros Milán ya que cumplen con la característica de ser impermeables factor que ayudara en un futuro al uso adecuado de los sótanos, así mismo ayudara a retener las

presiones horizontales que se pueden generar debido a la relajación de esfuerzos y fungirán como muros de los sótanos. Recomendando así dar acabado aparente a los muros durante el proceso constructivo.

Los Muros pantalla o también conocidos como muros Milán tendrán un espesor de 40cm considerado por esta característica como esbelto, dichos muros estarán colocados hasta una profundidad de 8.925m. y serán colados en situ. El proceso de los muros será mediante módulos alternos en el perímetro del predio colocándoles acero de refuerzo, también es importante mencionar el troquelamiento considerado en puntos estratégicos, encontrando el primer troque a una profundidad de -1m y la distancia entre el primer troquel y el segundo será de dos metros llegando a una profundidad de 3m. y por ultimo un troque a una profundidad de 5m. en el apoyo de los troqueles se deberá considerar el refuerzo de acero en muro con la finalidad de no dañar al muro.

Para la realización de los módulos es importante considerar que la almeja (maquinaria para la realización de la zanja que alojara al muro pantalla) tiene una abertura de 2.5m y el modulo tiene una longitud horizontal de 7.5m siendo así en tres pasos la zanja de un solo modulo, contemplar retirar los laterales y posteriormente el central.

La estabilidad de las zanjas que alojan a los muros, estarán estabilizadas con lodos bentónicos por lo que se instalarán cárcamos para alojar a los lodos, mismos que podrán ser reutilizados hasta en un 60%.

Durante el proceso de excavación es de suma importancia mantener monitoreadas las construcciones colindantes para evitar daños y para ello se realizó un primer retiro de material hasta una profundidad de 1.20m la cual sirve para poder retirar cimentaciones antiguas y mantener en constante vigilancia las construcciones colindantes.

El abatimiento del nivel freático se realizará con eyección mediante bombas sumergibles hasta el nivel de desplante y durante todo el proceso de excavación, no olvidar que los muros y loza deberán tener aditivos impermeables que no permitan el paso del agua. Las obras de abatimiento comenzaran posterior a la colocación de los muros, y se colocaran en puntos estratégicos del predio a trabajar regularmente en contra esquina.

Posteriormente se realiza el retiro de material con ayuda de retroexcavadoras, material que será depositado en el lugar indicado por las autoridades pertinentes, este material no podrá ser usado como mejoramiento del terreno, las excavaciones de este tipo de materiales regularmente se realizan en dos etapas buscando conformar el terreno y cuidando que al estar cerca del nivel deseado retirar maquinaria y realizar los trabajos a mano para evitar rebasar el nivel y como consecuencia rellenar, los niveles, la verticalidad de la obra y las posibles expansiones del suelo deberán ser monitoreadas por topógrafos mediante bancos de nivel flotantes y testigos superficialmente respectivamente.

Proceder a la colocación de la loza de cimentación que estará alojada a -6.425m de profundidad con un espesor de 30cm de peralte, se deberá realizar una preparación del terreno dejándolo a nivel y mejorando el terreno con el material pertinente que considere el ingeniero en obra, así como una plantilla de concreto pobre de 5cm. de espesor. Se hace la

recomendación al ingeniero estructurista en aumentar la cantidad de acero para la loza de cimentación ya que de generarse expansiones se puede provocar daños a la loza por mínimos que sean aunado a esto podrá de igual forma considerar la resistencia del concreto ( $f'c$ ).

Como se puede observar en este trabajo se puede apreciar la importancia de la mecánica de suelos para la construcción de una obra, recordar que un excelente estudio de mecánica de suelos en conjunto con un diseño pertinente y agregándole el valor de la experiencia logrará que la obra sea lo más económica posible, pero sobre todo segura para el uso que se le dará a dicha obra, ciertamente el ingeniero busca en todo momento lograr la integridad de sociedad y que para ellos se prepara día a día.

La ayuda de los software ha logrado el ahorro de tiempos durante el diseño, pero se debe tener en cuenta dentro de los colegas que el abuso de ellos aunado al desconocimiento del trabajo que realizan, puede llegar provocar errores irreversibles, que en el mejor de los casos solo conllevara un gasto económico, por ello recomiendo tener la teoría de lo que un programa realiza y estar familiarizado con los valores que arroja el programa, ya que si en el momento se detectara que un valor esta fuera del promedio actuaras de la manera pertinente.

Por otra parte el apoyo de manuales y normas es gratificante para los análisis y diseños durante la realización de proyectos.

Considerar que cada pasó de los trabajos de desarrollo de un proyecto, para este caso en particular investigaciones preliminares, la correcta ejecución de trabajos de campo, las pruebas de laboratorio pertinentes, te llevaran a un diseño de calidad y evitar gastos innecesarios y por lo tanto obras económicamente hablando factibles, lo cual es una característica de las funciones del ingeniero civil.

No olvidar por ningún motivo y en ningún momento como ingeniero civil buscar la seguridad e integridad de la sociedad y para ello desde inicio a fin trabajar con las habilidades obtenidas durante la carrera ya que en nuestras manos esta poner en alto a nuestra Universidad Nacional Autónoma de México y por supuesto a México.

## REFERENCIAS

### Bibliografía

Badillo, J. (2005). *Mecánica de Suelos* . México D.F.: Limusa.

Braja , M. D. (2001). *Principios de Ingeniería en Cimentaciones*. 4th Ed.

Flores, O. J. (21 de Marzo de 2012). *Scribd*. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/86171858/Exploracion-y-Muestreo-Del-Subsuelo>

*Laboratorio L4. Ingeniería Civil*. (02 de Agosto de 2014). Obtenido de [https://drive.google.com/file/d/0B8\\_rUO6apoExWGh4eVVqUUt3MXc/view](https://drive.google.com/file/d/0B8_rUO6apoExWGh4eVVqUUt3MXc/view)

*Normas Técnicas Complementarias*. (2004). Ciudad de México: Gaceta Oficial del Departamento del D.F.

*Reglamento de Cimentaciones para el Distrito Federal*. (2004). México: Gaceta Oficial del Departamento del D.F. .

SMIG. (2001). *Manual de Cimentaciones Profundas* . México D.F.

SMMG. (2002). *Manual de Construcción Geotécnica Tomo I y II*. México.

# ANEXOS

## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **BISMARCK**  
 SONDEO: **PCA,S** FECHA: 21-abr-17

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	C L A S I F I C A C I O N
Nº	m	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
PCA-1 BOLSA	0.50 1.35	999	24.30	116.00	88.20	<b>43.51</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA
PCA-1 BOLSA	1.35 1.70	1002	24.30	117.10	84.10	<b>55.18</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA
PCA-1 BOLSA	1.70 1.80	274	23.60	115.60	91.20	<b>36.09</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA
PCA-1 BOLSA	1.80 2.45	P	23.80	106.40	74.50	<b>62.92</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA
PCA-1 BOLSA	2.45 2.50	734	25.60	94.10	74.70	<b>39.51</b>		ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA POMITICA GRIS OBSCURO
MC	2.50 3.00	605	24.80	78.40	51.70	<b>99.26</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **BISMARK No. 18, COL. MODERNA**

SONDEO: **SM-1**

FECHA:

21-abr-17

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
1	0.30 0.90	S-1	24.60	82.40	63.50	<b>48.59</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON POCA ARENA FINA
2	0.90 1.35	166	25.30	83.70	63.60	<b>52.48</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA
	1.35 1.50	152	23.90	79.50	60.00	<b>54.02</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
3	1.50 2.10	T	24.70	107.60	81.80	<b>45.18</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
4	2.10 2.70	209-2	25.80	74.50	54.90	<b>67.35</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
5	2.70 3.30	1004	24.40	83.70	62.00	<b>57.71</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA
6	3.30 3.90	15	24.20	75.90	50.10	<b>99.61</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
7	3.90 4.50	W-1	24.60	71.00	37.80	<b>251.52</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
8	4.50 5.10	Y	24.10	71.20	36.20	<b>289.26</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
9-1	5.10 5.30	704	23.40	85.90	41.60	<b>243.41</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
9-2	5.30 5.50	263	25.00	78.00	38.50	<b>292.59</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
9-3	5.50 5.70	816	24.20	79.90	40.70	<b>237.58</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
9-4	5.70 5.90	817	25.40	73.90	41.80	<b>195.73</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
10	5.90 6.50	V	24.00	61.30	31.50	<b>397.33</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
11	6.50 7.10	K-1	24.50	62.00	31.80	<b>413.70</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
12	7.10 7.70	A-4	24.40	70.10	45.40	<b>117.62</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
13	7.70 8.30	796	24.70	67.70	34.80	<b>325.74</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
14	8.30 8.90	C-2	24.30	64.60	34.40	<b>299.01</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
15	8.90 9.50	F-1	24.00	71.30	34.10	<b>368.32</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
16	9.50 10.10	Z-32	24.40	66.40	33.80	<b>346.81</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
17-1	10.14 10.33	744	25.30	84.00	45.40	<b>192.04</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
17-2	10.33 10.52	706	24.70	74.10	38.20	<b>265.93</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
17-3	10.52 10.71	207	25.60	90.90	53.40	<b>134.89</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
17-4	10.71 10.90	743	23.20	87.00	47.30	<b>164.73</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
18	10.90 11.50	809	24.60	60.70	37.00	<b>191.13</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
19	11.50 12.10	X	24.20	75.20	47.50	<b>118.88</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
20	12.10 12.70	240	24.10	86.90	59.60	<b>76.90</b>		ARCILLA GRIS OBSCURO
21	12.70 13.30	86	23.70	76.70	56.00	<b>64.09</b>		ARCILLA GRIS OBSCURO
22	13.30 13.90	118	23.30	74.10	43.30	<b>154.00</b>		ARCILLA GRIS OBSCURO
23	13.90 14.50	999-1	24.90	63.10	34.10	<b>315.22</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
24	14.50 15.10	743	23.90	68.90	33.60	<b>363.92</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
25	15.10 15.70	I-11	23.90	64.90	34.10	<b>301.96</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
26	15.70 16.30	1010	24.60	67.60	33.70	<b>372.53</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
27-1	16.30 16.50	61	22.00	62.60	32.70	<b>279.44</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO
27-2	16.50 16.70	96	24.10	73.80	37.70	<b>265.44</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OBSCURO

27-3	16.70 16.90	299	24.30	73.30	36.30	<b>308.33</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
27-4	16.90 17.10	1015	25.30	86.90	47.20	<b>181.28</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
28	17.10 17.70	CH	24.30	72.60	40.10	<b>205.70</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
29	17.70 18.30	5	24.60	64.10	36.80	<b>223.77</b>	ARCILLA CAFÉ ROJIZO
30	18.30 18.90	102	25.60	70.10	43.90	<b>143.17</b>	ARCILLA CAFÉ ROJIZO
31	18.90 19.50	O-2	24.40	75.10	38.50	<b>259.57</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
32	19.50 20.10	M-2	24.70	62.90	36.40	<b>226.50</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
33	20.10 20.70	1021	25.00	79.10	44.30	<b>180.31</b>	ARCILLA CAFÉ ROJIZO
34	20.70 21.30	1006	23.70	84.70	43.60	<b>206.53</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
35	21.30 21.90	99	24.80	81.00	42.20	<b>222.99</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
36	21.90 22.50	Q-1	24.80	77.30	39.60	<b>254.73</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
37	22.50 23.10	810	23.60	67.80	35.20	<b>281.03</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
38	23.10 23.70	1012	24.30	55.10	32.40	<b>280.25</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
39	23.70 24.30	E-2	24.70	59.40	34.80	<b>243.56</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
40-1	24.50 24.70	F	24.50	84.20	48.30	<b>150.84</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
40-2	24.70 24.90	A	24.40	77.40	43.80	<b>173.20</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
40-3	24.90 25.10	115	24.90	90.10	55.70	<b>111.69</b>	ARCILLA CAFÉ ROJIZO
41	25.10 25.70	1001	24.60	72.70	44.70	<b>139.30</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
42	25.70 26.30	210	24.90	76.50	43.00	<b>185.08</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
43	26.30 26.90	Y-1	25.10	75.00	40.10	<b>232.67</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
44	26.90 27.50	V-1	24.80	69.30	38.00	<b>237.12</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
45	27.50 28.10	D-1	24.40	64.60	35.10	<b>275.70</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
46	28.10 28.70	702	24.80	74.60	38.70	<b>258.27</b>	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
47	28.70 29.30	L-1	24.60	95.20	81.40	<b>24.30</b>	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
48	29.30 29.90	Z-3	24.30	83.40	70.10	<b>29.04</b>	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
49	29.90 30.50	Q	24.40	94.20	78.20	<b>29.74</b>	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
50	30.50 30.84	607	25.00	86.10	71.80	<b>30.56</b>	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
51	31.10 31.46	R	24.40	87.90	77.10	<b>20.49</b>	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA

52	31.70 32.30 32.30	O-1	24.70	91.20	77.10	<b>26.91</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
53	32.30 32.40	K	24.70	81.10	62.10	<b>50.80</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
54	32.90 33.50	818	24.30	72.70	47.90	<b>105.08</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
55	33.50 34.10	A-5	23.10	69.40	45.30	<b>108.56</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
56	34.10 34.70	1007	24.10	70.80	42.50	<b>153.80</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
57 UNICO	35.25 35.50	1003	24.90	76.10	45.50	<b>148.54</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
58	35.50 36.10	U	24.60	71.80	44.30	<b>139.59</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
59	36.10 36.70	I	24.00	71.00	43.10	<b>146.07</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
60	36.70 37.10	239	24.40	86.50	55.70	<b>98.40</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
61	37.30 37.64	B-1	24.60	88.20	77.80	<b>19.55</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
62	37.90 38.23	C-1	24.20	109.70	93.30	<b>23.73</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
63	38.50 38.85	209	24.60	101.50	88.70	<b>19.97</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
64	39.10 39.44	1008	24.80	111.80	96.70	<b>21.00</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
65	39.70 40.13	184	25.30	102.20	87.90	<b>22.84</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA

**CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA**

PROCEDENCIA: BISMARCK NO. 18

SONDEO Nº: PCA-1 MUESTRA: MC PROF.: 2.50-3.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO

**LIMITE LIQUIDO**

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	91	14.50	9.10	2.20	78.26
24	66	14.40	8.97	2.20	80.21
16	27	14.20	8.80	2.30	83.08
8	75	14.00	8.60	2.30	85.71

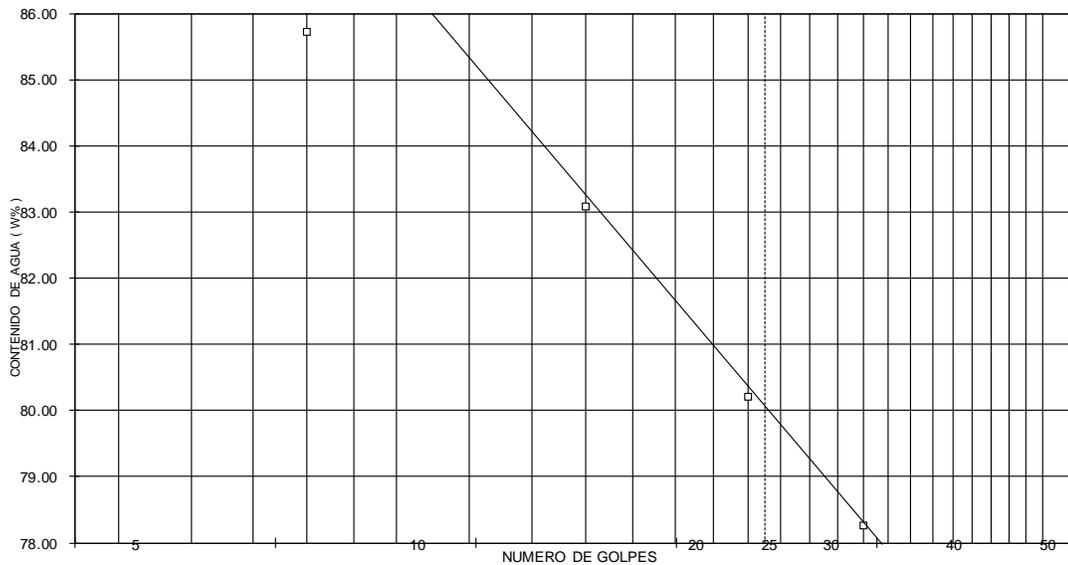
**LIMITE PLASTICO**

	63	6.10	5.00	2.30	40.74
	78	6.10	5.00	2.30	40.74

**CONTRACCION LINEAL**

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
80.00	40.74	39.26	OH-MH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: BISMARCK NO. 18

SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 9-3 PROF.: 5.5-5.70 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
33	37	12.80	4.80	2.30	320.00
25	46	12.60	4.69	2.30	330.96
17	90	12.50	4.50	2.20	347.83
9	71	12.40	4.50	2.30	359.09

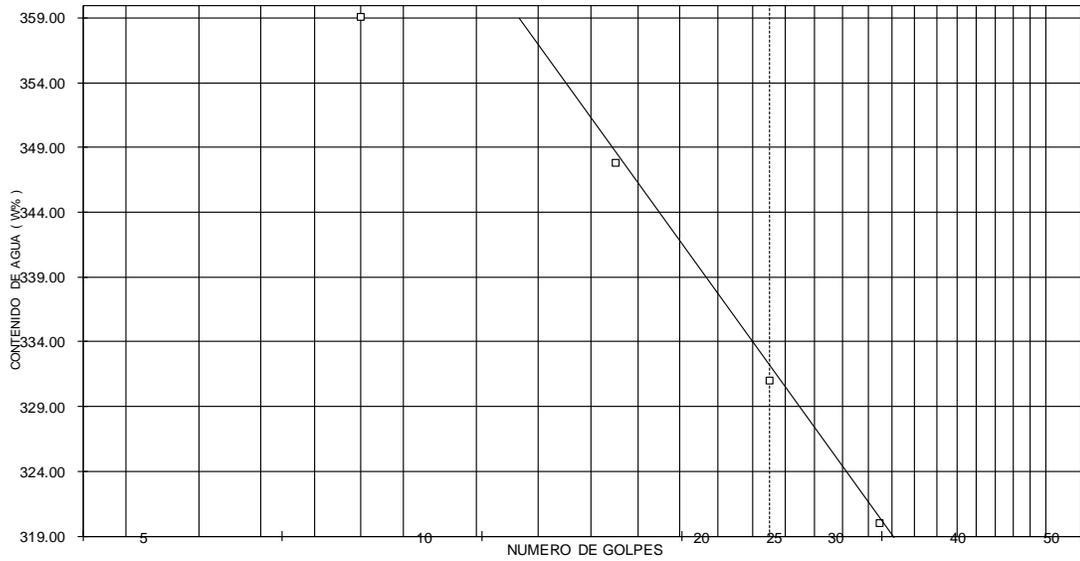
LIMITE PLASTICO

	79	6.20	4.30	2.30	95.00
	4	6.20	4.40	2.30	85.71

CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
330.96	90.36	240.60	CH



**CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA**

PROCEDENCIA: BISMARCK NO. 18

SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 17-2 PROF.: 10.33-10.52 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

**LIMITE LIQUIDO**

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
41	49	15.80	5.10	2.20	368.97
30	53	15.60	5.08	2.30	378.42
21	92	15.40	4.90	2.20	388.89
11	69	15.20	4.80	2.20	400.00

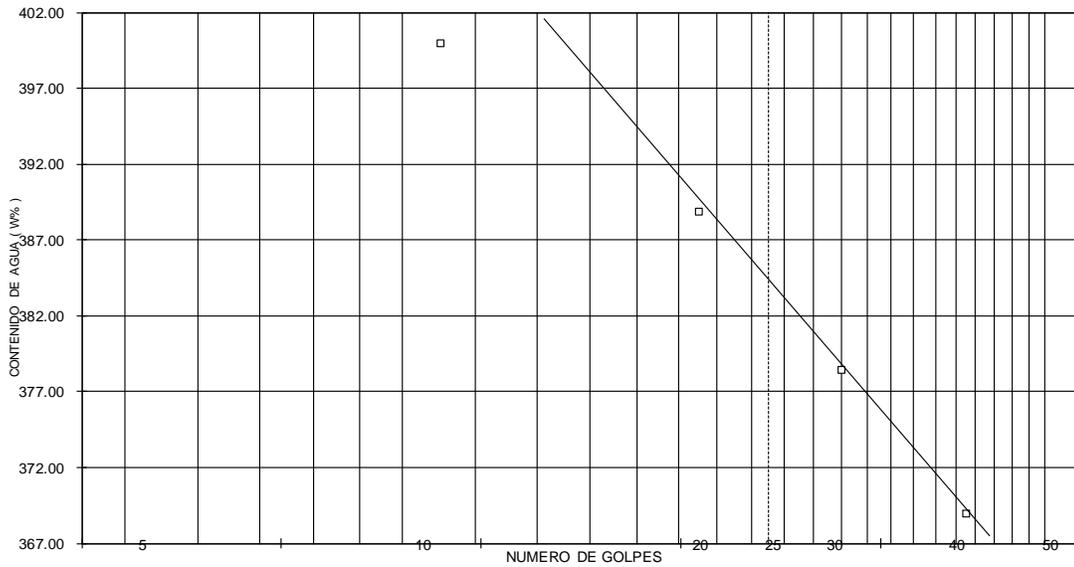
**LIMITE PLASTICO**

	99	6.40	4.60	2.20	75.00
	84	6.50	4.70	2.20	72.00

**CONTRACCION LINEAL**

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

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	385.00	73.50	311.50	CH



**CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA**

PROCEDENCIA: BISMARCK NO. 18

SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 27-3 PROF.: 16.70-16.90 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

**LIMITE LIQUIDO**

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
42	7	15.00	4.80	2.20	392.31
31	74	14.80	4.78	2.30	404.03
22	88	14.60	4.60	2.20	416.67
12	43	14.40	4.50	2.20	430.43

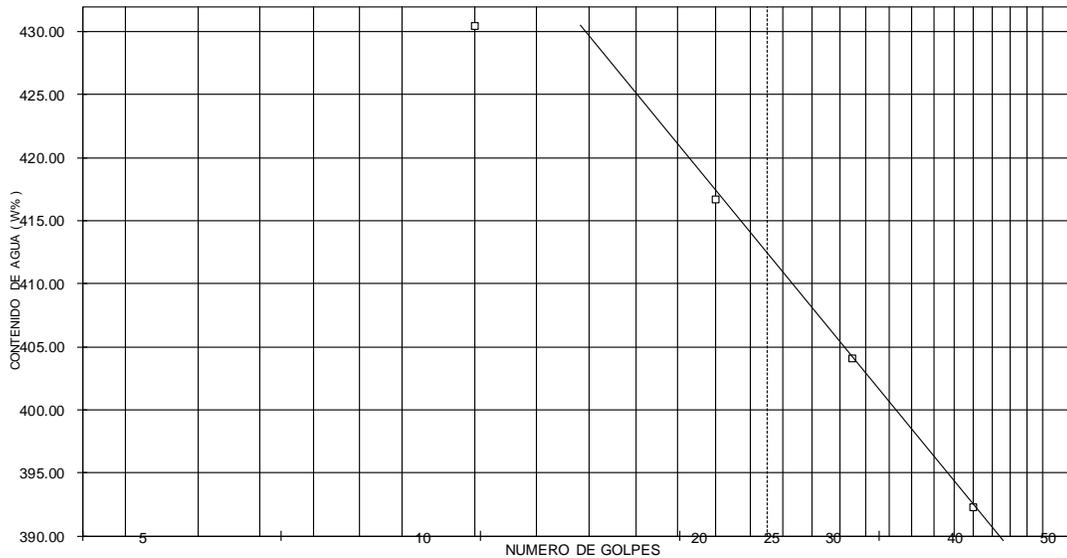
**LIMITE PLASTICO**

	85	6.20	4.30	2.20	90.48
	77	6.10	4.40	2.30	80.95

**CONTRACCION LINEAL**

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
411.00	85.71	325.29	CH



**CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA**

PROCEDENCIA: BISMARK NO. 18

SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 40-2 PROF.: 24.70-24.90 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

**LIMITE LIQUIDO**

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
39	95	14.60	5.50	2.20	275.76
30	67	14.70	5.45	2.20	284.62
23	36	14.90	5.50	2.30	293.75
15	58	15.00	5.40	2.20	300.00

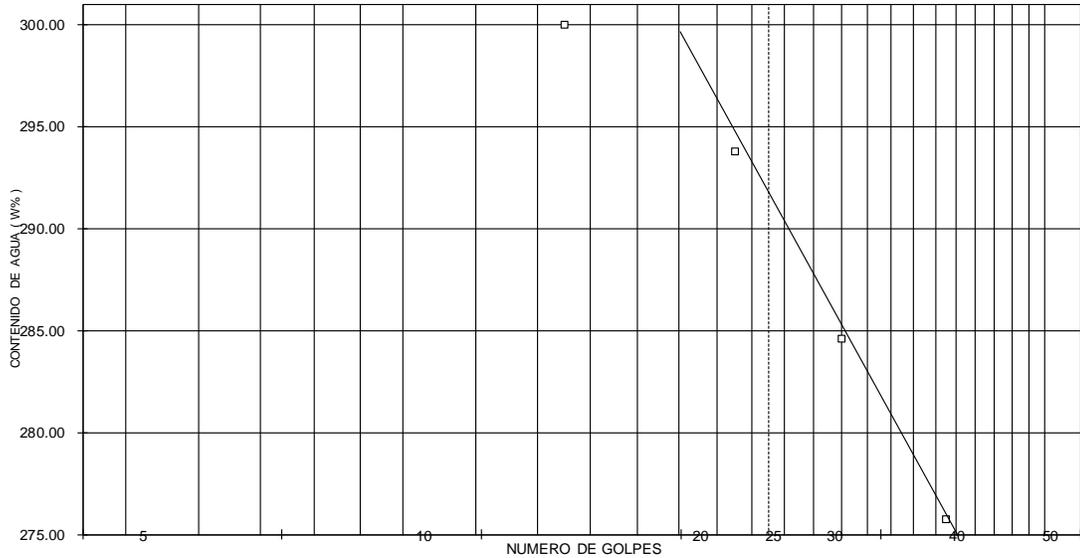
**LIMITE PLASTICO**

	29	6.20	4.50	2.30	77.27
	8	6.30	4.60	2.20	70.83

**CONTRACCION LINEAL**

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
291.00	74.05	216.95	CH

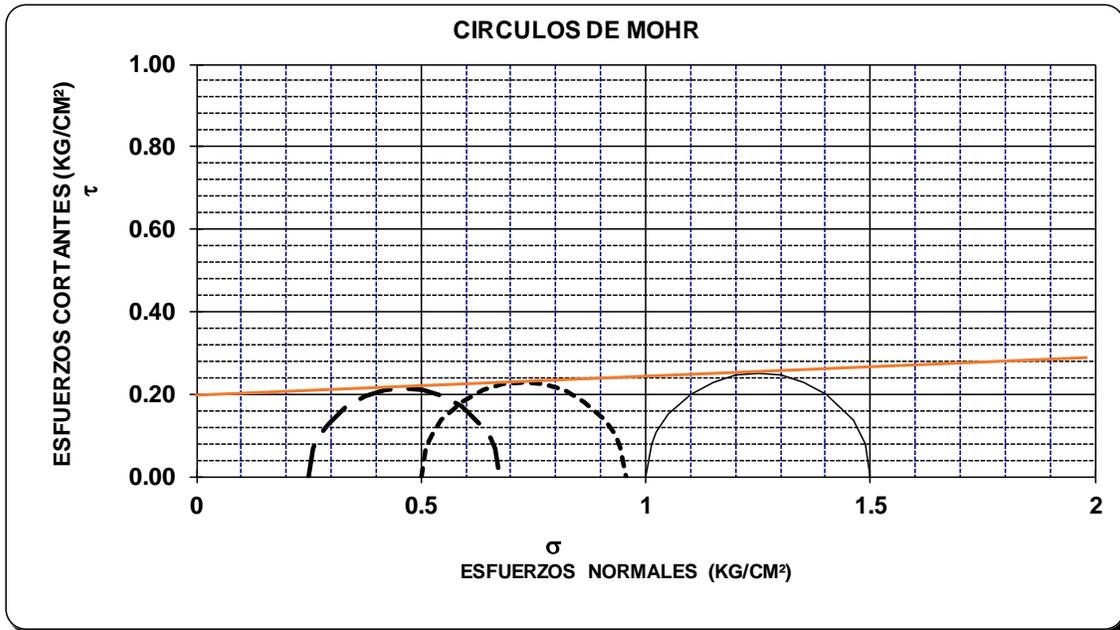


**PRUEBA TRIAXIAL UU**

OBRA: BISMARCK No. 18  
 SONDEO: PCA-1  
 MUESTRA: MC PROF.: 2.50-3.00

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO

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=	2.52
1	0.25	0.42	1.410	97.5	2.552	wi=	99.01 %
2	0.50	0.46	1.412	97.7	2.547	wf=	98.73 %
3	1.00	0.50	1.414	97.9	2.542	Gw=	97.67 %
						Gwf=	97.48 %
						PVN=	1.412 ton/m <sup>3</sup>
						PVF=	1.410 ton/m <sup>3</sup>
						ei=	2.55
						ef=	2.55
DATOS FINALES							
		ef	Gwf	wf	pvhf		
1	0.25	2.557	97.287	98.73	1.408		
2	0.50	2.552	97.480	98.73	1.410		
3	1.00	2.547	97.674	98.73	1.412		



C=	0.2	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	2°	grados
E=		kg/cm <sup>2</sup>
μ=	0.45	

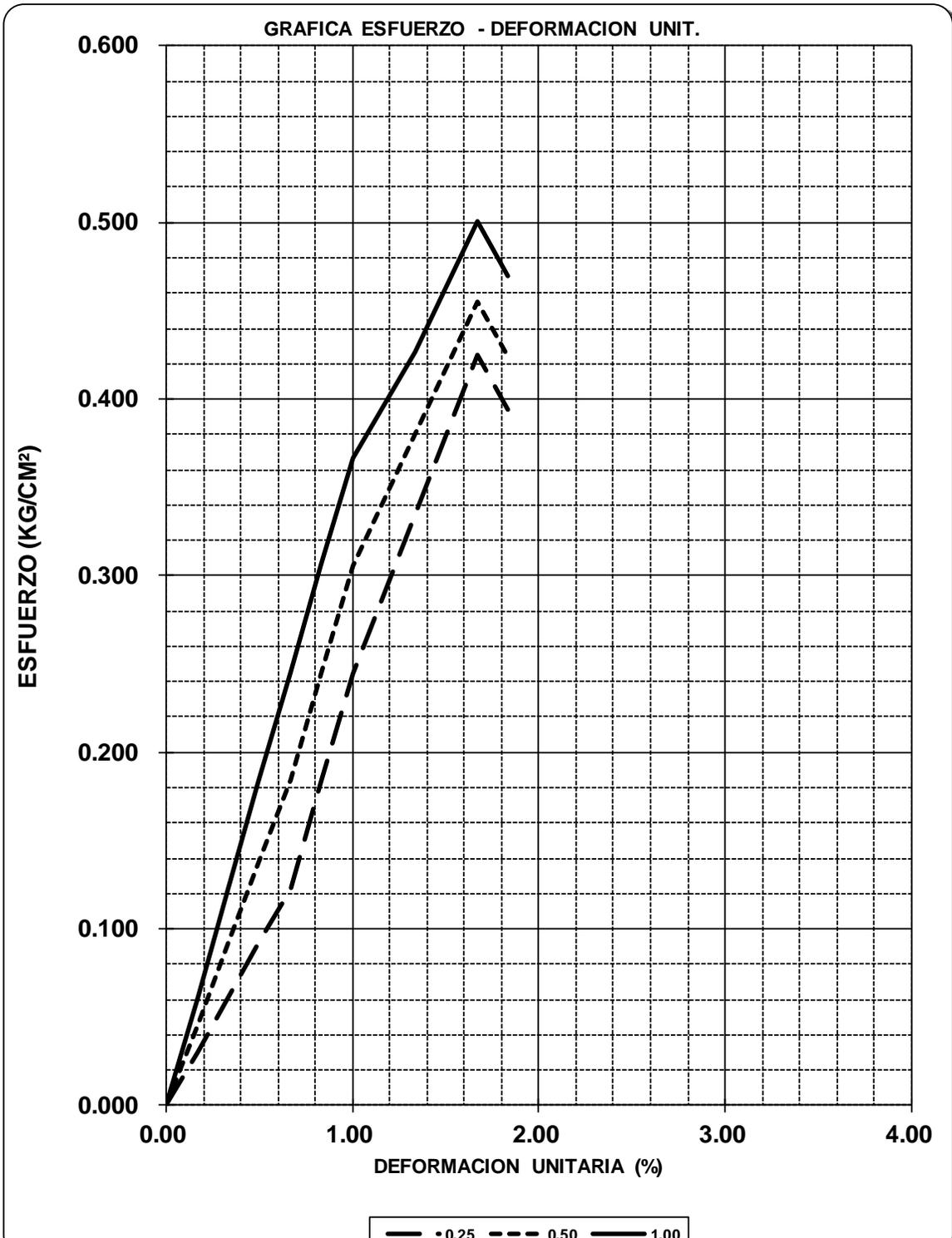
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: BISMARCK No. 18

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC

PROF: 2.50-3.00

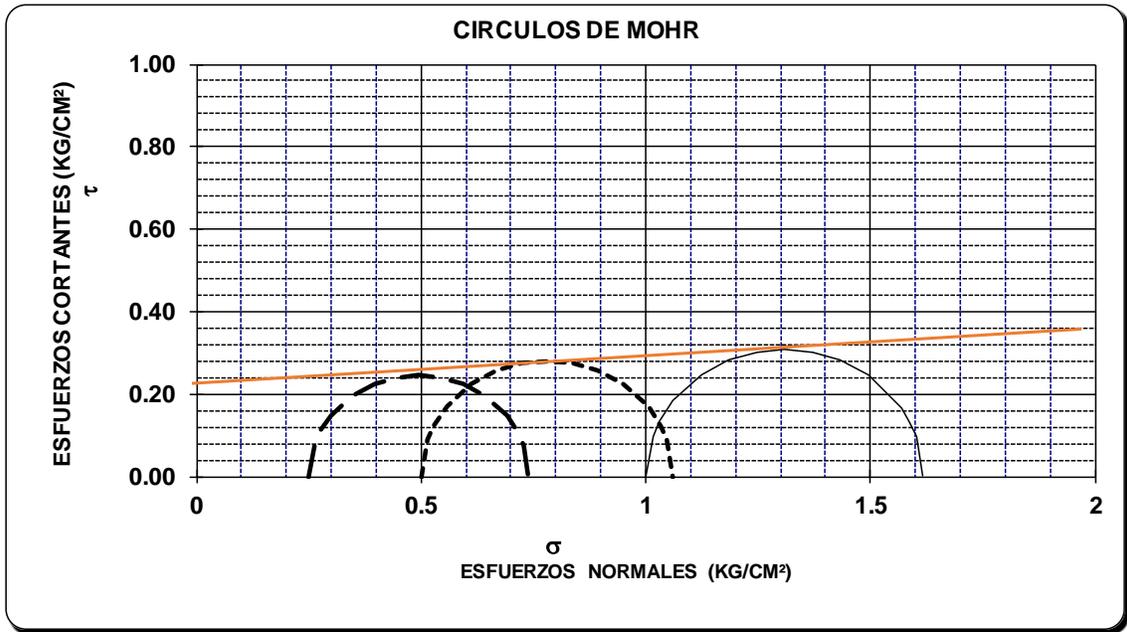


**PRUEBA TRIAXIAL UU**

OBRA: BISMARCK No. 18  
 SONDEO: SM-1  
 MUESTRA: 9-3 PROF.: 5.50-5.70

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
ARCILLA GRIS VERDOSO 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=	
1	0.25	0.49	1.168	96.9	5.487	2.26	wi= 235.80 %
2	0.50	0.56	1.170	97.1	5.467		wf= 235.16 %
3	1.00	0.62	1.182	98.2	5.416		Gw= 97.40 %
DATOS FINALES							Gwf= 97.18 %
		ef	Gwf	wf	pvhf		PVN= 1.173 ton/m <sup>3</sup>
1	0.25	5.500	96.670	235.24	1.166		PVF= 1.171 ton/m <sup>3</sup>
2	0.50	5.479	96.852	234.81	1.168		ei= 5.46
3	1.00	5.428	98.023	235.44	1.179		ef= 5.47



C=	0.23	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	4°	grados
E=		kg/cm <sup>2</sup>
$\mu =$	0.45	

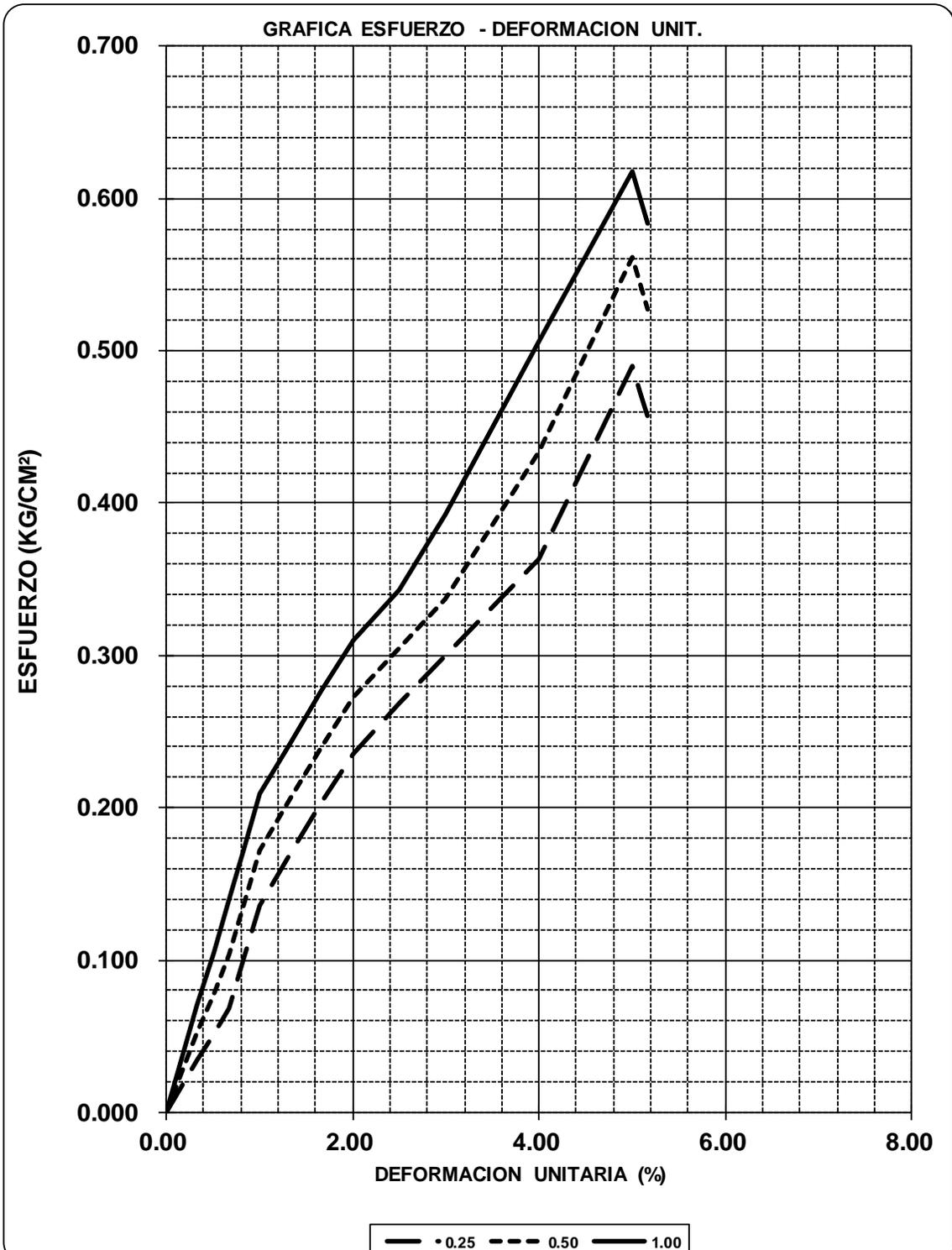
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: BISMARCK No. 18

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 9-3

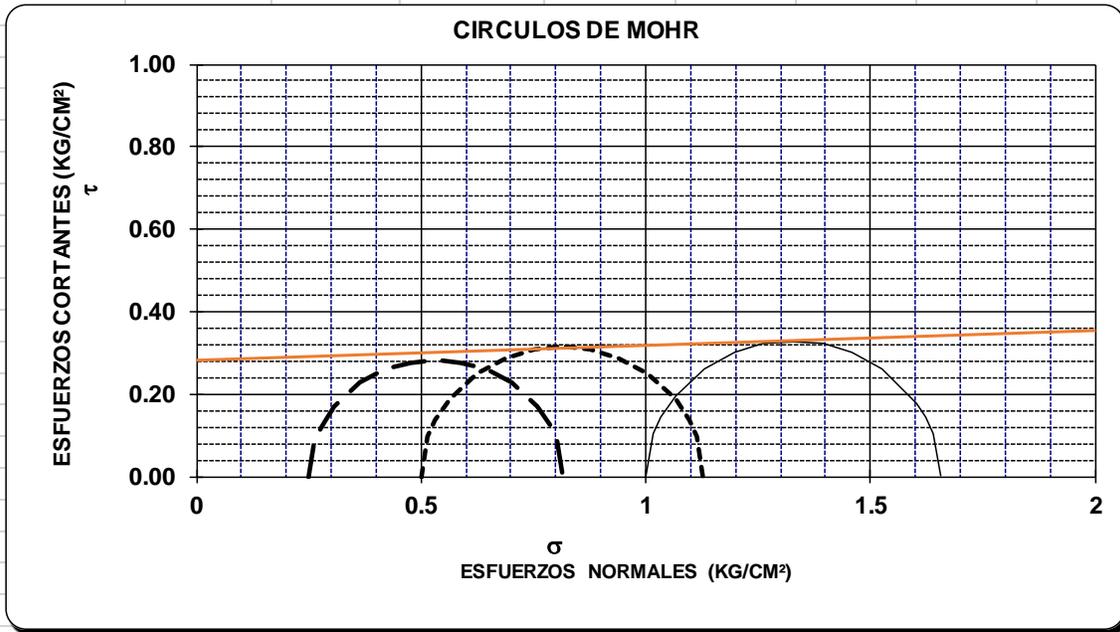
PROF: 5.50-5.70



**PRUEBA TRIAXIAL UU**

OBRA:	BISMARCK No. 18	DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
SONDEO:	SM-1	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
MUESTRA:	17-2	PROF.: 10.33-10.52

ENSAYO	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=	2.26
Num.						wi=	263.98 %
						wf=	263.33 %
1	0.25	0.57	1.169	98.8	6.019	Gw=	98.79 %
2	0.50	0.63	1.171	99.0	6.019	Gwf=	98.59 %
3	1.00	0.66	1.167	98.6	6.034	PVN=	1.169 ton/m <sup>3</sup>
						PVF=	1.167 ton/m <sup>3</sup>
DATOS FINALES						ei=	6.02
		ef	Gwf	wf	pvhf	ef=	6.04
1	0.25	6.032	98.572	263.07	1.167		
2	0.50	6.032	98.817	263.73	1.169		
3	1.00	6.047	98.367	263.19	1.165		



C=	0.28	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	2°	grados
E=		kg/cm <sup>2</sup>
$\mu =$	0.45	

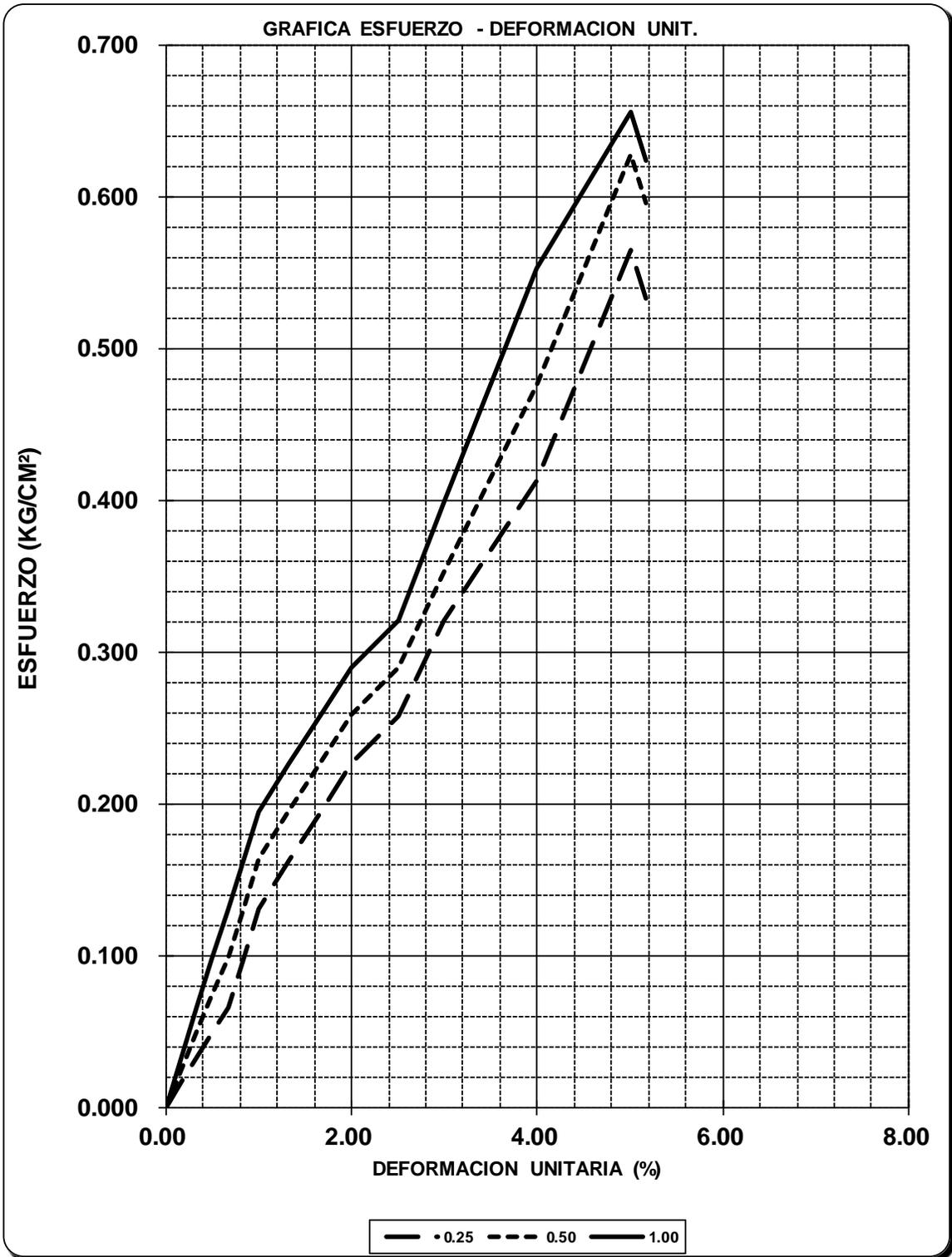
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: BISMARCK No. 18

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 17-2

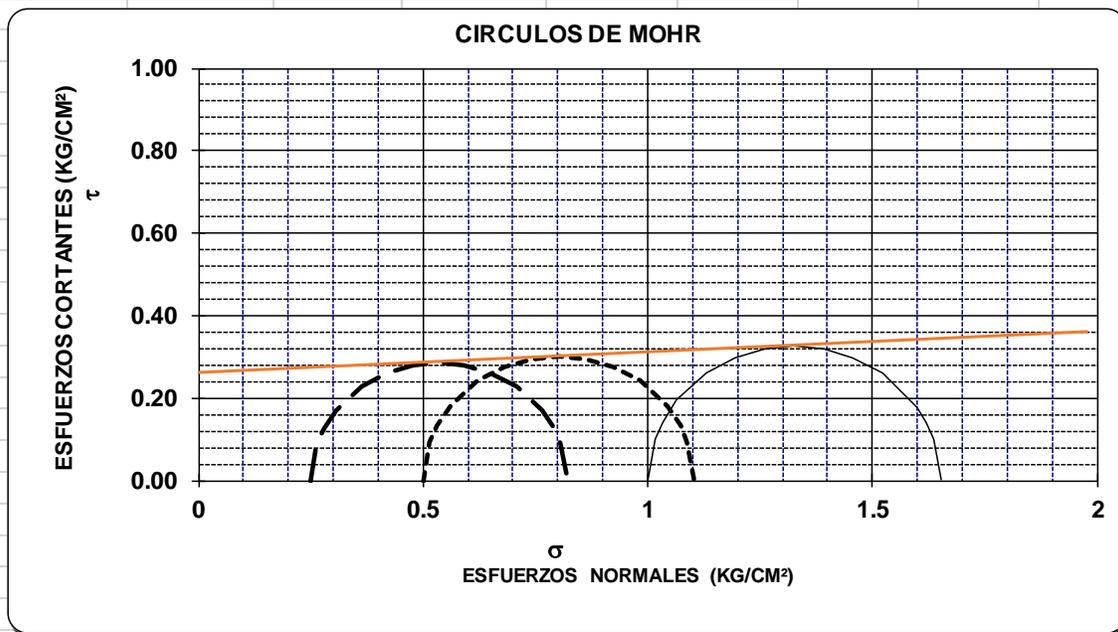
PROF: 10.33-10.52



**PRUEBA TRIAXIAL UU**

OBRA:	BISMARCK No. 18	DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
SONDEO:	SM-1	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
MUESTRA:	27-3	PROF.: 16.70-16.90

ENSAYO	PRESION	ESF.	PESO			VALORES PROMEDIO	
	CONF.	A LA	VOLUM.	Gwi	ei	Ss=	2.22
Num.	(kg/cm <sup>2</sup> )	FALLA	NATURAL	(%)		wi=	305.67 %
1	0.25	0.57	1.141	98.4	6.869	wf=	304.93 %
2	0.50	0.60	1.146	99.0	6.854	Gw=	98.86 %
3	1.00	0.65	1.167	99.2	7.741	Gwf=	98.66 %
DATOS FINALES						PVN=	1.151 ton/m3
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1.149 ton/m3
1	0.25	6.883	98.186	304.43	1.139	ei=	7.15
2	0.50	6.868	98.765	305.56	1.144	ef=	7.17
3	1.00	7.757	99.020	304.80	1.165		



C=	0.26	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	3°	grados
E=		kg/cm <sup>2</sup>
$\mu =$	0.45	

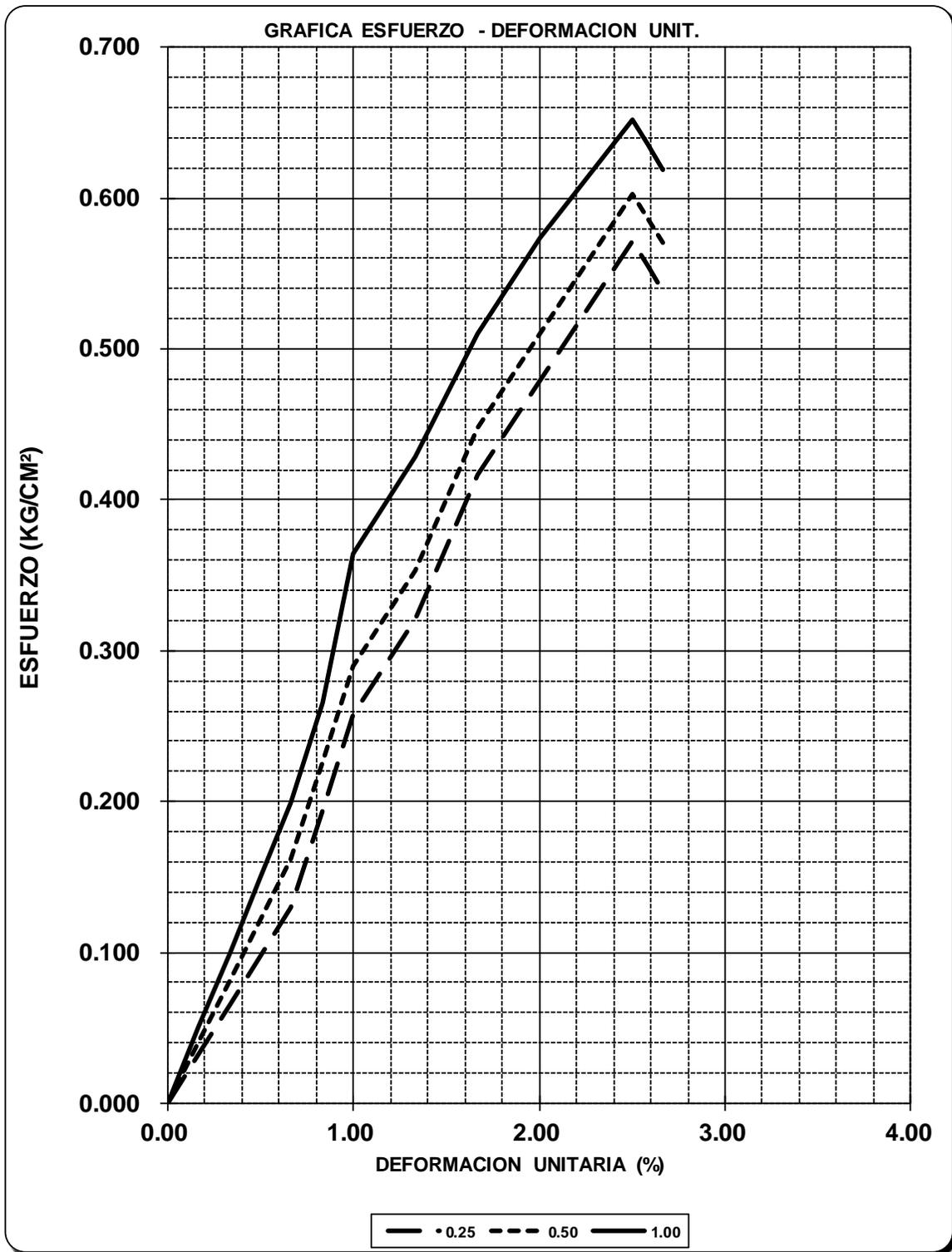
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: BISMARCK No. 18

SONDEO: SM-1

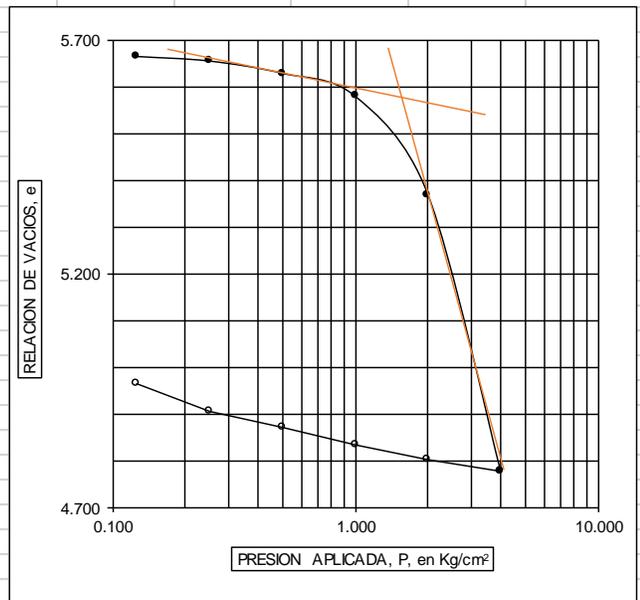
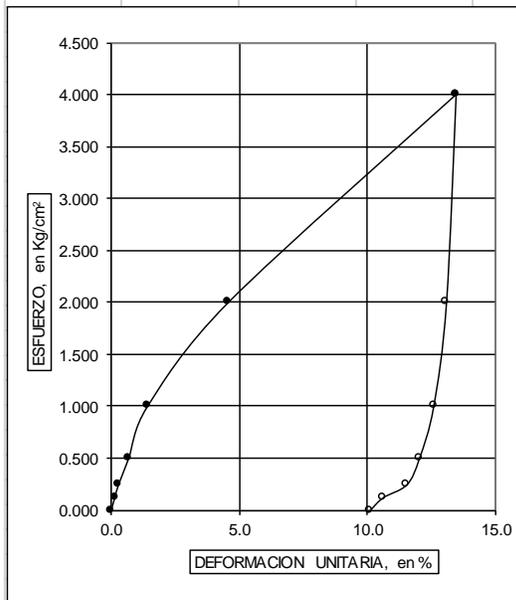
MUESTRA: 27-3

PROF: 16.70-16.90



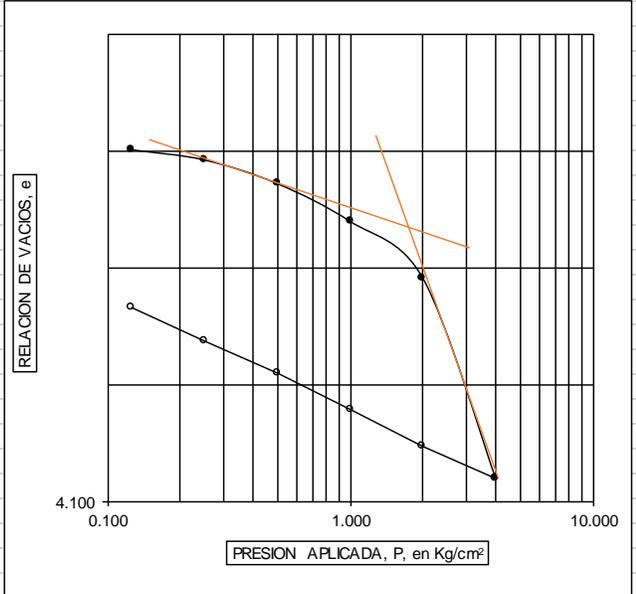
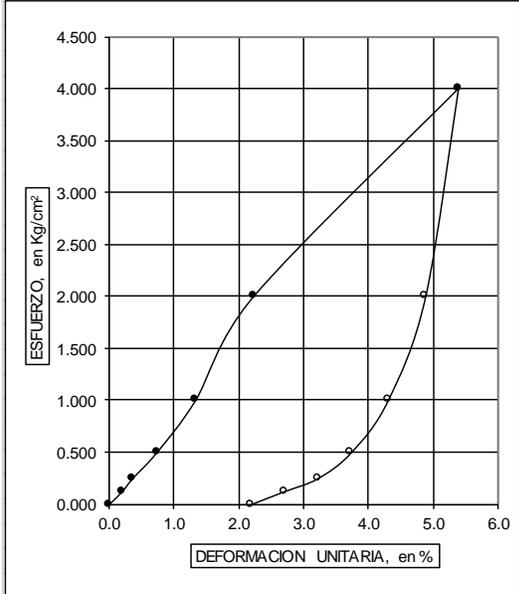
## GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA:	BISMARCK NO. 18					SONDEO:	SM-1		
UBICACION:						MUESTRA:	27-3		
CLASIF.:	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO					PROF.:	16.70-16.90		
DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
Ss	$e_i$	$e_f$	$w_i$	$w_f$	$Gw_i$	$Gw_f$	$\gamma_h$	$\gamma_s$	
--	--	--	%	%	%	%	Ton/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>	
2.220	5.673	5.000	262.31	200.00	102.65	88.79	1.205	0.333	CH



## GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA:	BISMARCK NO. 18				SONDEO:	SM-1			
UBICACION:					MUESTRA:	40.-2			
CLASIF.:	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO				PROF.:	24.70-24.90			
DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
Ss	$e_i$	$e_f$	$w_i$	$w_f$	$Gw_i$	$Gw_f$	$\gamma_h$	$\gamma_s$	
--	--	--	%	%	%	%	Ton/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>	
<b>2.280</b>	<b>4.411</b>	<b>4.294</b>	<b>193.30</b>	<b>193.78</b>	<b>99.91</b>	<b>102.90</b>	<b>1.236</b>	<b>0.421</b>	<b>CH</b>



## GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA:	BISMARK NO. 18	SONDEO:	SM-1
UBICACION:		MUESTRA:	57-UNICO
CLASIF.:	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO	PROF.:	35.25-35.50

DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
Ss	$e_i$	$e_f$	$w_i$	$w_f$	$Gw_i$	$Gw_f$	$\gamma_h$	$\gamma_s$	
--	--	--	%	%	%	%	Ton/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>	
2.340	3.700	3.617	157.20	154.16	99.42	99.72	1.281	0.498	CH

