



UNIVERSIDAD NACIONALAUTONOMA  
DE MEXICO.

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGON.

**“ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA  
CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO  
DE SEIS NIVELES Y DOS SOTANOS EN ZONA DE TRANSICION  
ALTA”**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA



HELDER ARELLANO VERASTEGUI

DIRECTOR DE TESIS

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA.

MEXICO 2011.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

## Facultad de Estudios Superiores Aragón

DIRECCIÓN

HELDER ARELLANO VERASTEGUI  
**Presente**

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Facultad, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

"ESTUDIO GEOTÉCNICO  
PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO  
DE SEIS NIVELES Y DOS SÓTANOS EN ZONA DE TRANSICIÓN ALTA"

ASESOR: Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

**Atentamente**  
**"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"**

Nezahualcóyotl, Estado de México a 13 de mayo de 2010.

EL DIRECTOR

M. en I. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ



*[Firma]*

C p Secretaría Académica  
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil  
C p Asesor de Tesis

GGSG/JGPO/mr

100 UNAM  
CENTENARIO  
1929-2029

# **AGRADECIMIENTOS**

**A DIOS POR BRINDARME LA OPORTUNIDAD DE DISFRUTAR CADA ETAPA DE MI VIDA.**

**AL ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA, POR SU CONFIANZA Y APOYO INCONDICIONAL EN ESTE TRABAJO DE TESIS.**

**A MIS PADRES QUE DONDE QUIERA QUE SE ENCUENTREN ESTARAN FELICES DE COMPARTIR ESTE LOGRO PERSONAL.**

**A MI ESPOSA E HIJOS POR NUNCA PERDER LA CONFIANZA EN MI Y QUE GRACIAS A SU APOYO PUDE LOGRAR CONCLUIR ESTE CICLO EN MI VIDA.**

**A MIS HERMANOS POR SER PIEZA CLAVE EN MI VIDA Y ESTAR A MI LADO SIEMPRE QUE A SIDO NECESARIO..**

**AL ING. ANDRES MUÑOZ MONTAÑO HERMANO, AMIGO Y COLEGA POR TODO EL APOYO BRINDADO A MI PERSONA.**

**A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO EN ESPECIFICO A LA FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON ASI COMO A LOS PROFESORES QUE FORMARON PARTE DE MI FORMACION PROFESIONAL Y LOS QUE INTEGRARON EL SINODO DEL EXAMEN.**

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA  
CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO  
DE SEIS NIVELES DOS  
SOTANOS.EN ZONA DE  
TRANSICION ALTA.**



FOTOGRAFÍA AÉREA DEL PREDIO DE INTERES

# INDICE

- INTRODUCCION**
  - 1.- ANTECEDENTES**
  - 2.- EXPLORACION GEOTECNICA**
    - 2.1 Generalidades*
    - 2.2 Pozos a cielo abierto*
    - 2.3 Sondeos con equipo mecánico*
  - 3.- ENSAYES DE LABORATORIO**
    - 3.1 Muestras alteradas*
    - 3.2 Muestras inalteradas*
  - 4.- ESTRATIGRAFA DEL SITIO**
  - 5.- DISEÑO DE CIMENTACIÓN**
    - 5.1 Alternativa de Cimentación*
      - 5.1.1 Elección de la alternativa de Cimentación*
      - 5.1.2 Determinación de la Capacidad de Carga*
      - 5.1.3 Dimensionamiento de la Cimentación*
      - 5.1.4 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas*
      - 5.1.5 Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas*
      - 5.1.6 Estado Limite de Servicio*
  - 6.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS.**
- CONCLUSIONES**

# INTRODUCCION

El siguiente estudio de mecánica de suelos, fue realizado con la finalidad de conocer las condiciones y el tipo de subsuelo en un predio el cual será destinado para alojar la construcción de un edificio de seis niveles y dos sótanos.

Cabe resaltar que debido a la constante creciente de la mancha urbana hoy en día se edifican construcciones sin darle la importancia necesaria al comportamiento que tienen los diferentes tipos de subsuelo, es por eso que en las siguientes paginas destacaremos los pasos a seguir para un estudio de mecánica de suelos y así basándonos en los resultados arrojados de la exploración y pruebas de laboratorio definir el tipo de cimentación a desplantar y asegurar el buen comportamiento a nivel estructural de nuestro inmueble.

De manera específica podremos conocer cuál es el procedimiento que se debe seguir desde los antecedentes del terreno ya sea que este este deshabitado o haya alguna estructura o inmueble en él, la exploración geotécnica que no es otra cosa que el tipo de subsuelo a una profundidad previamente definida por medio sondeos con equipo y pozos a cielo abierto de los cuales se tomaran muestras y se llevaran a laboratorio para ser examinadas, definiendo así la estratigrafía del sitio.

Ya teniendo todo lo anterior se establece el tipo de cimentación a desplantar sin dejar de lado que todo se realizara de acuerdo al proceso constructivo protegiendo colindancias ya que por lo regular se cuenta con dos o hasta tres colindancias como lo es en el siguiente estudio.

Se puede decir que el siguiente texto es la recolección de datos y pruebas de laboratorio que nos expresa y explica la manera adecuada para definir el tipo de cimentación a desplantar de acuerdo a los antecedentes y al anteproyecto que se nos hace llegar por parte del propietario.



# 1.- ANTECEDENTES



PANORÁMICAS DEL SITIO DE INTERÉS

# 1. ANTECEDENTES

## 1.1 Localización

Se solicitó la realización del Estudio de Mecánica de Suelos en el predio ubicado en la calle de Indiana No 230, Colonia Ampliación Nápoles, Delegación Benito Juárez, México D.F. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

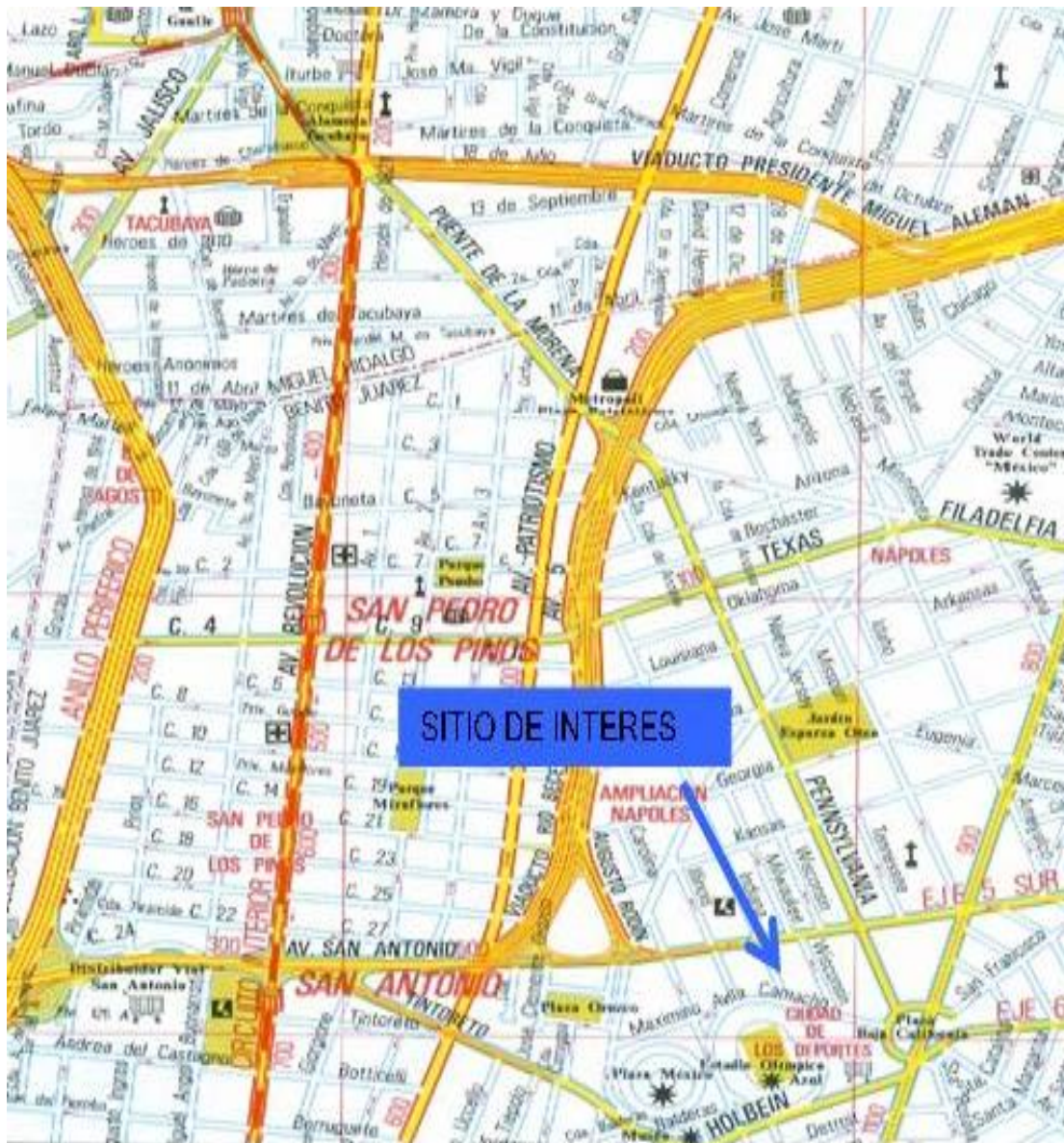


FIGURA No 1 UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS

## 1.2 Topografía

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 428.620 m<sup>2</sup>, como se muestra en la figura 2. La superficie del terreno es horizontal, el predio se encuentra ocupado parcialmente por dos construcciones de dos y tres niveles.

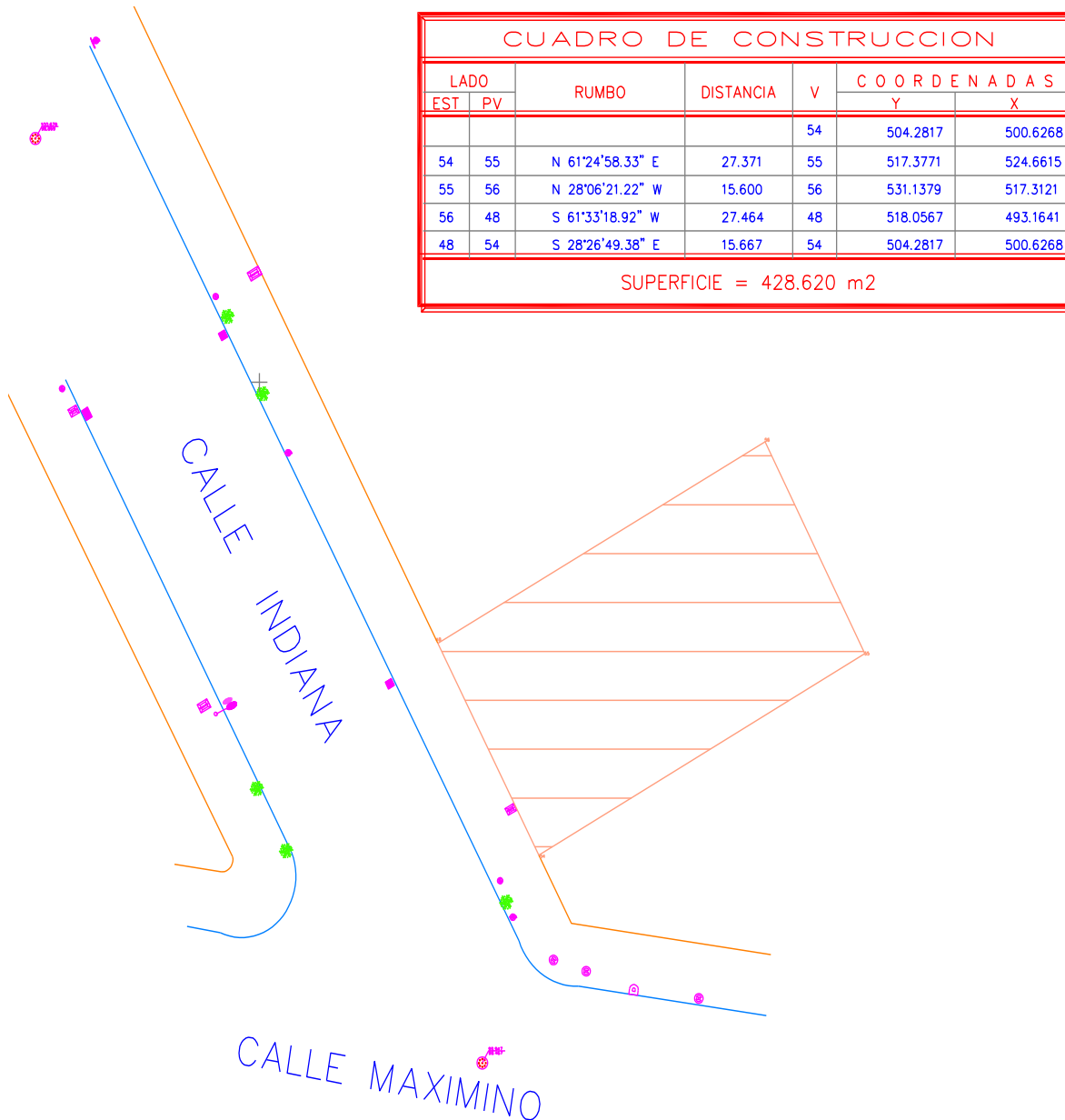


FIGURA No 2 TOPOGRAFÍA DEL PREDIO ANALIZADO

### 1.3 Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional, constituido por planta baja, sótano y medio destinados para estacionamiento y cinco niveles superiores para departamentos.

Como ya se menciona el edificio estará constituido por cinco niveles superiores, una planta baja con nivel de piso terminado a +1.8 m la cual se encuentra por arriba del nivel actual de banqueta, y un sótano y medio con nivel de piso terminado en la cota - 4.4m por debajo del nivel de banqueta, éstos últimos cubrirán toda la superficie del terreno; para el cual se tendría que efectuar una excavación a 4.7 m de profundidad.

El edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga estimada que transmitirá la estructura al subsuelo, que será de 9 ton/m<sup>2</sup> que incluye el peso de la cimentación, para lo cual era necesario conocer las condiciones reales del subsuelo y definir el comportamiento que tendrá la estructura bajo las solicitaciones proyectadas.

En las figuras 3 y 3a se muestran las plantas arquitectónicas de los sótanos y en la figura 3b se presenta una planta tipo del edificio, así como en las figuras 4a y 4b se muestran dos cortes esquemáticos de las condiciones analizadas para el presente estudio.

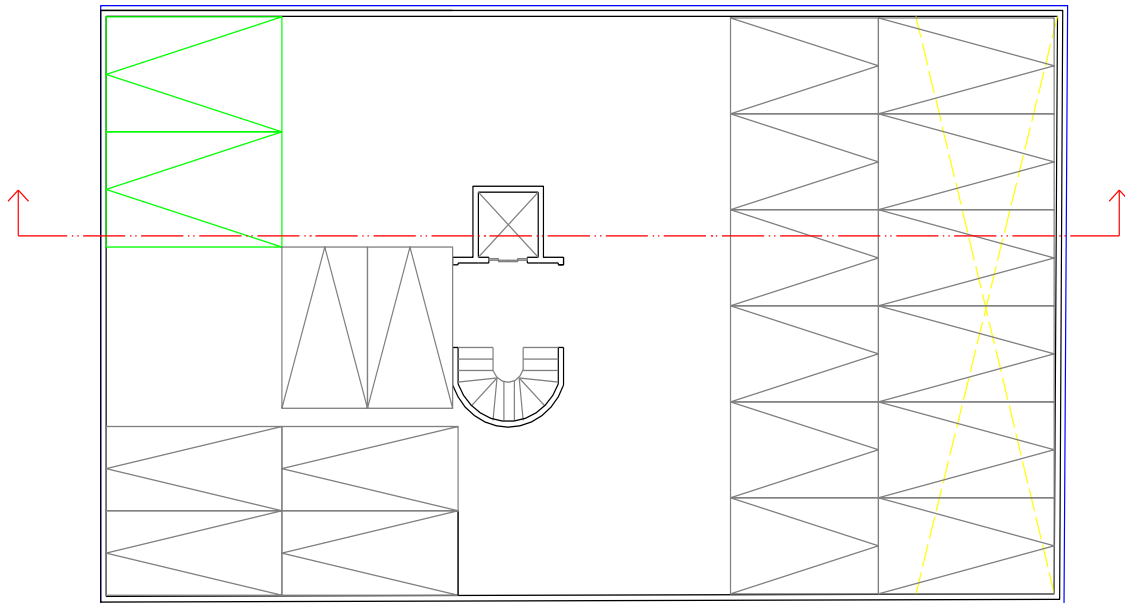
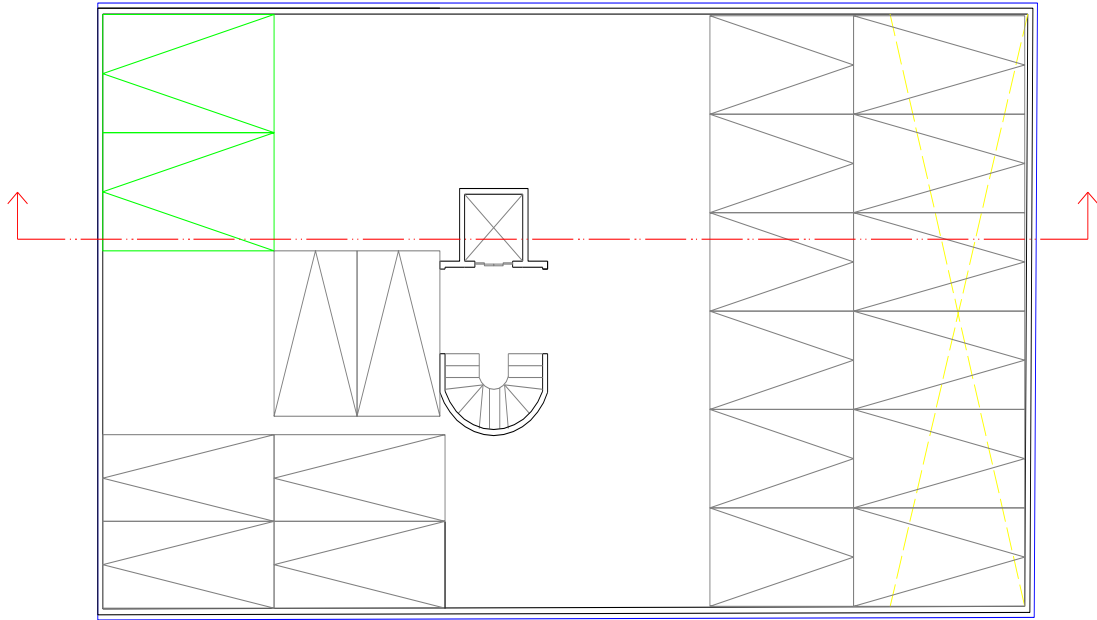
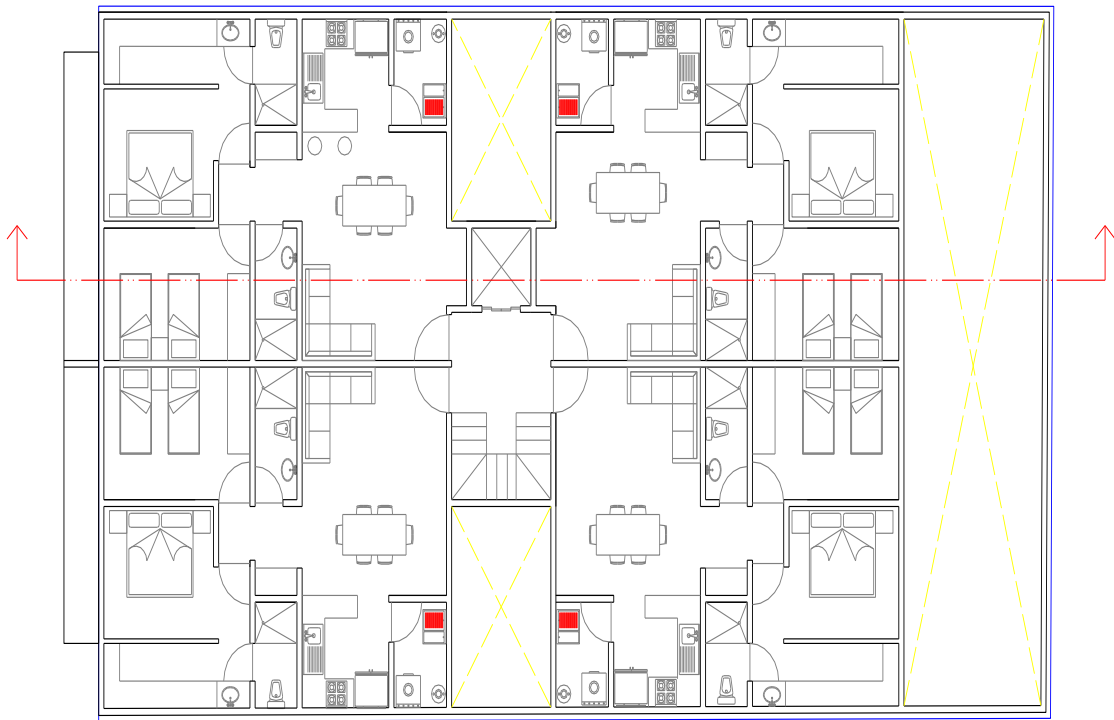


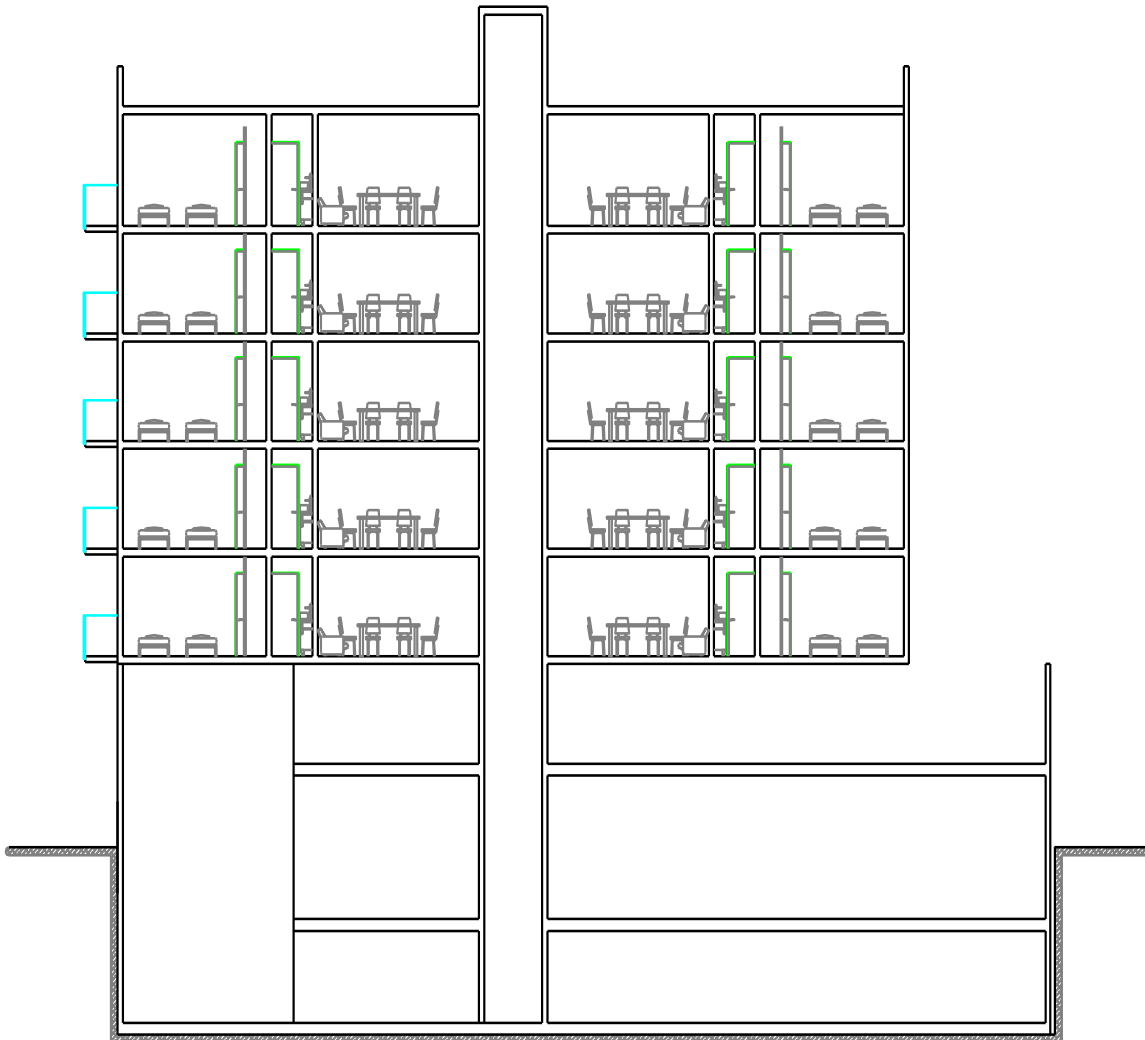
FIGURA 3 PLANTA SÓTANO



**FIGURA 3a PLANTA DE BAJA**



**FIGURA 3b PLANTA ARQUITECTONICA TIPO**

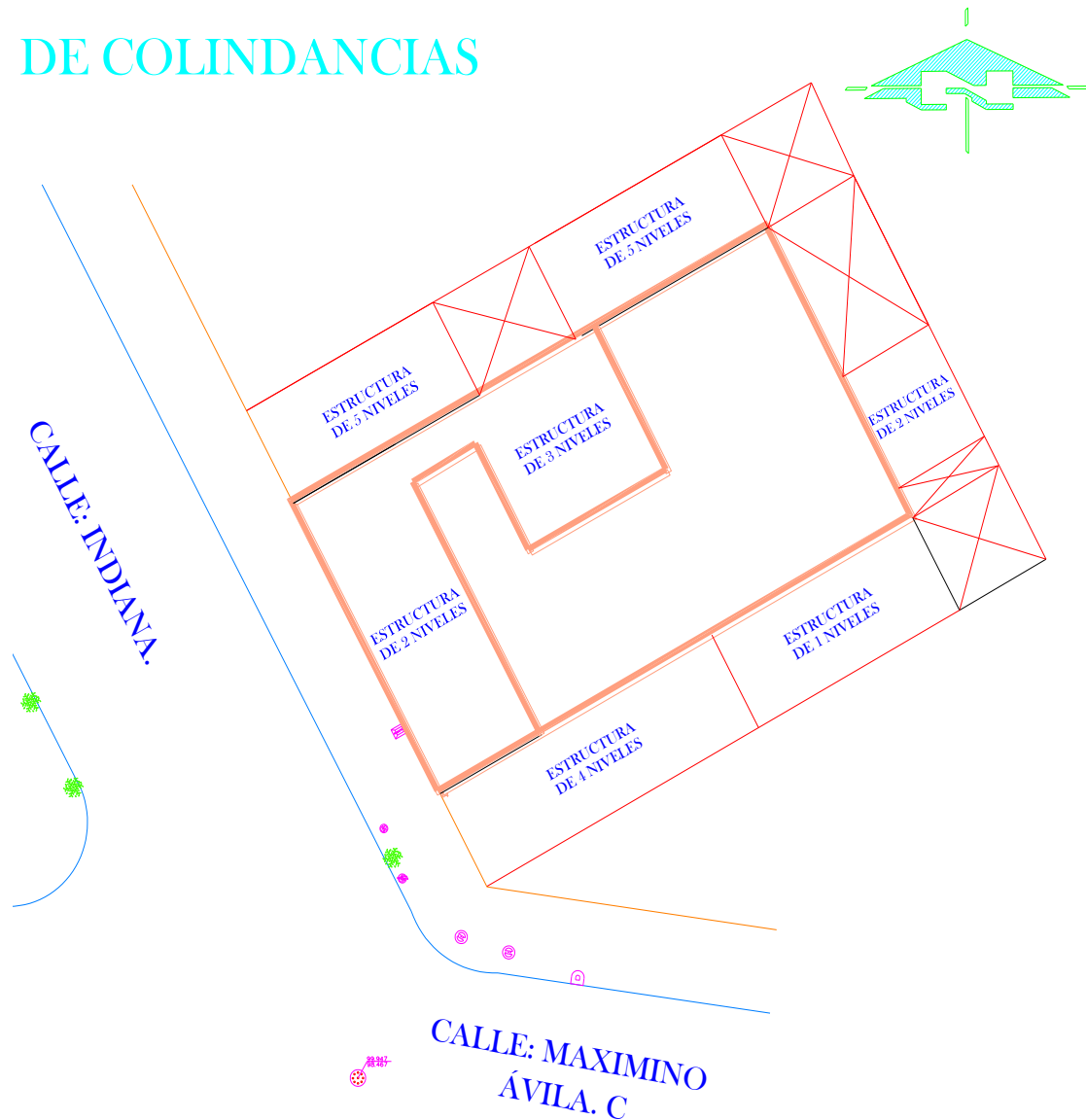


**FIGURA 4 CORTE ARQUITECTÓNICO**

#### **1.4 Colindancias**

El sitio de interés se encuentra ubicado en la calle Indiana No 230 Col. Ampliación Nápoles, y colinda con diferentes edificaciones; a continuación se describen las características observadas de las mismas durante los trabajos de exploración realizados. En la figura 5 se presenta un plano donde se muestran las colindancias del predio.

## DE COLINDANCIAS



**FIGURA No. 5 COLINDANCIAS DEL PREDIO DE INTERES**

Al Norte colinda con un edificio constituido por cinco niveles, que de acuerdo a la exploración realizada se observó que se encuentra desplantado sobre zapatas corridas a una profundidad de 1.7m, al sur colinda con un edificio de cuatro niveles el cual se detectó que está desplantado sobre zapatas corridas a una profundidad de 1.45m, al oriente colinda con un patio y una casa habitación de 2 niveles encontrando a 1.30m el desplante de la cimentación de esta estructura y al poniente se ubica la calle de Indiana.



En la imagen se observa el edificio de cinco niveles, el cual colinda al norte del predio de interés.



Estructura de cuatro niveles existente colinda al sur del predio en estudio.



Colindancia oriente, en la cual se observa el patio y la estructura de dos niveles.



Fachada principal de la casa donde se realizo la exploración, la cual colinda al poniente con la calle de Indiana.



El predio de interés se localiza al Sur de la Ciudad de México, en la denominada transición Alta, en el que se encuentran intercalados depósitos lacustres y aluviales.

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de un edificio de cinco niveles, planta baja y sótano y medio, para consignar el tipo de cimentación mas apropiado para éste, se realizo un estudio de Mecánica de Suelos consistente en muestreo y exploración de los depósitos superficiales y profundos del subsuelo del sitio de interés, pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas y análisis de resultados.

En este informe se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga mas adecuada para la estructura proyectada y se proporcionan las recomendaciones generales que deberán implementarse para la construcción del nivel de estacionamiento que tendrá un nivel de piso terminado de  $-4.4\text{m}$ , con respecto al nivel de banqueta, por lo que requerirá efectuar una excavación mínima de  $-4.7\text{m}$  de profundidad considerando que la losa de cimentación tenga 30 cm de peralte, con una excavación adicional para la construcción de las trabes invertidas que darán la rigidez a dicha losa.

## 2.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA.



### 2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

#### 2.1 Generalidades

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de tres pozos a cielo abierto a una profundidad de 2.0m; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

Se requirió efectuar un sondeo de tipo penetración estándar denominado SPT-1 a 20 m de profundidad en el sitio de interés y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

## **2.2 Pozos a cielo abierto**

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

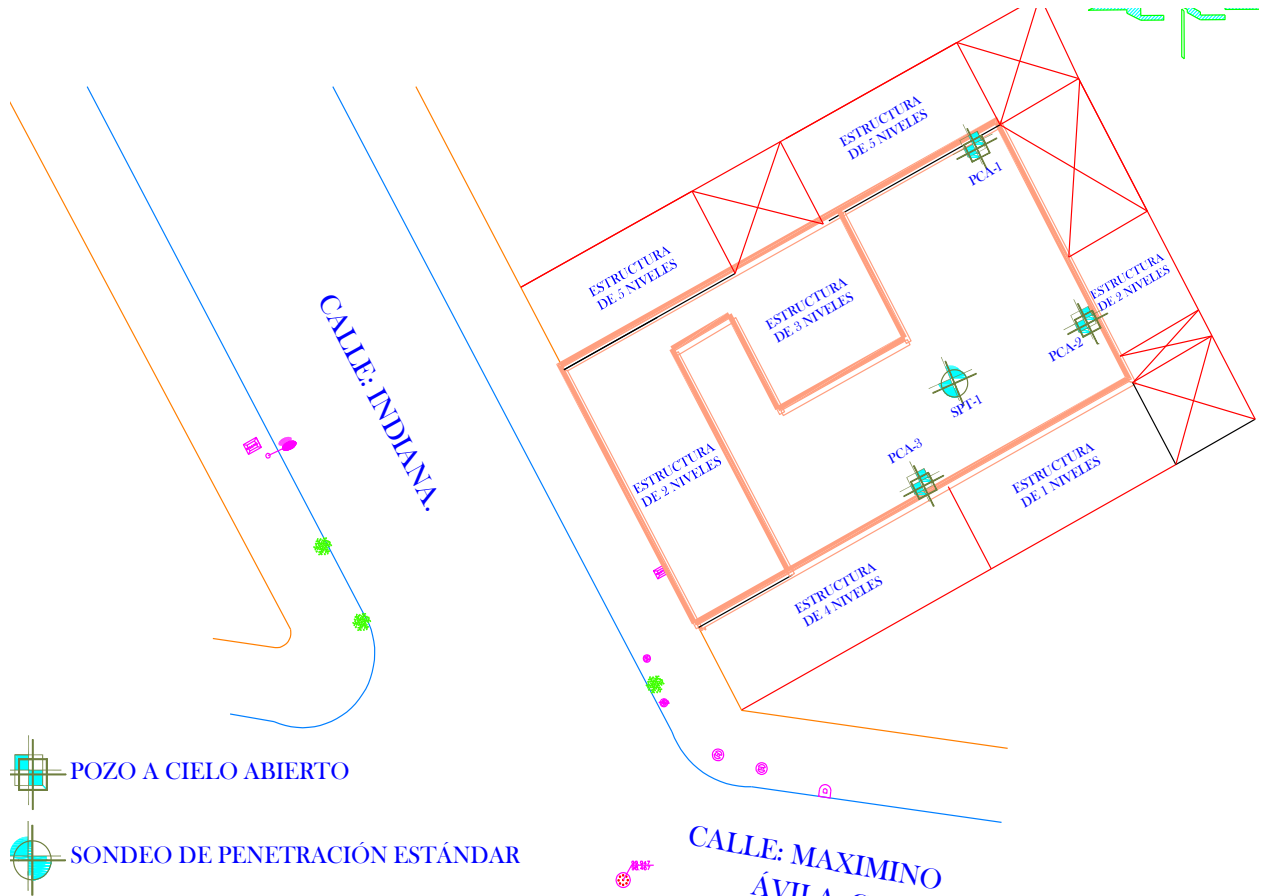
El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8m. x 1.5 m y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso no se detecto hasta máxima profundidad explorada únicamente se detecto filtración de agua en las colindancias, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias.

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 6.



**FIGURA No 6 UBICACIÓN DE SONDEO MIXTO Y PCA'S**

Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el que caso de que existan.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 7 a 9.

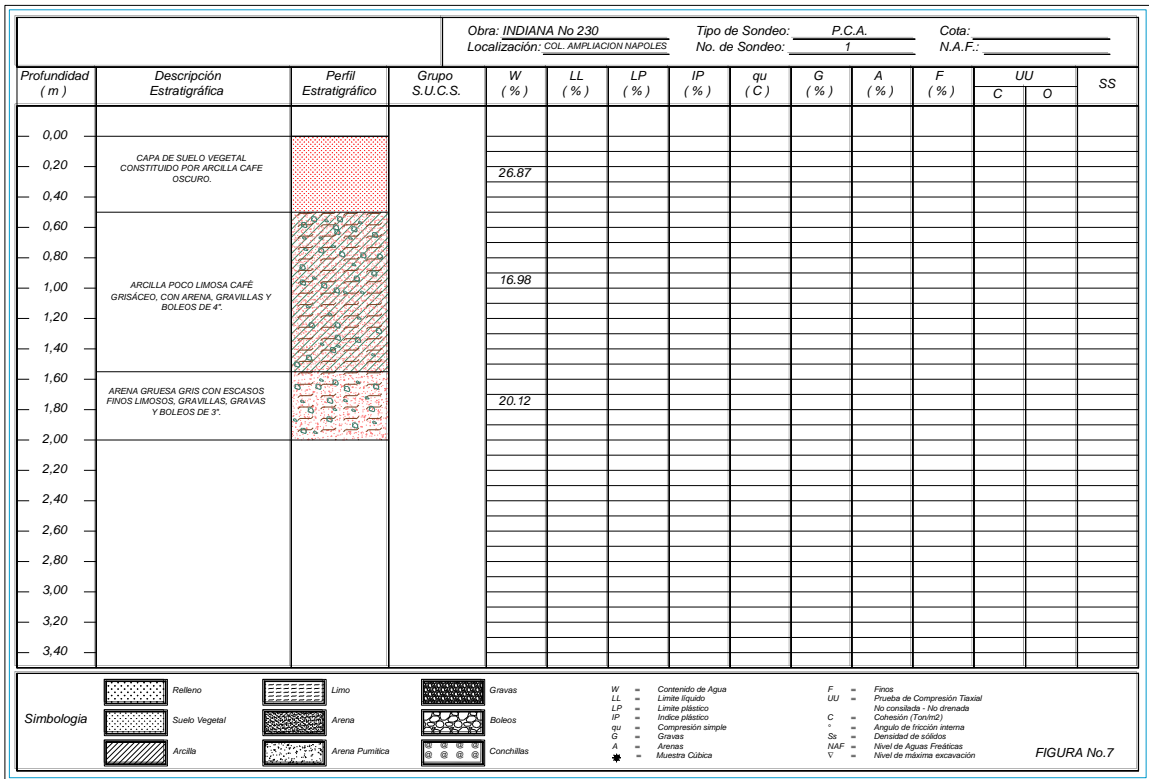


FIGURA No.7



FIGURA No 7 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE PCA- 1.

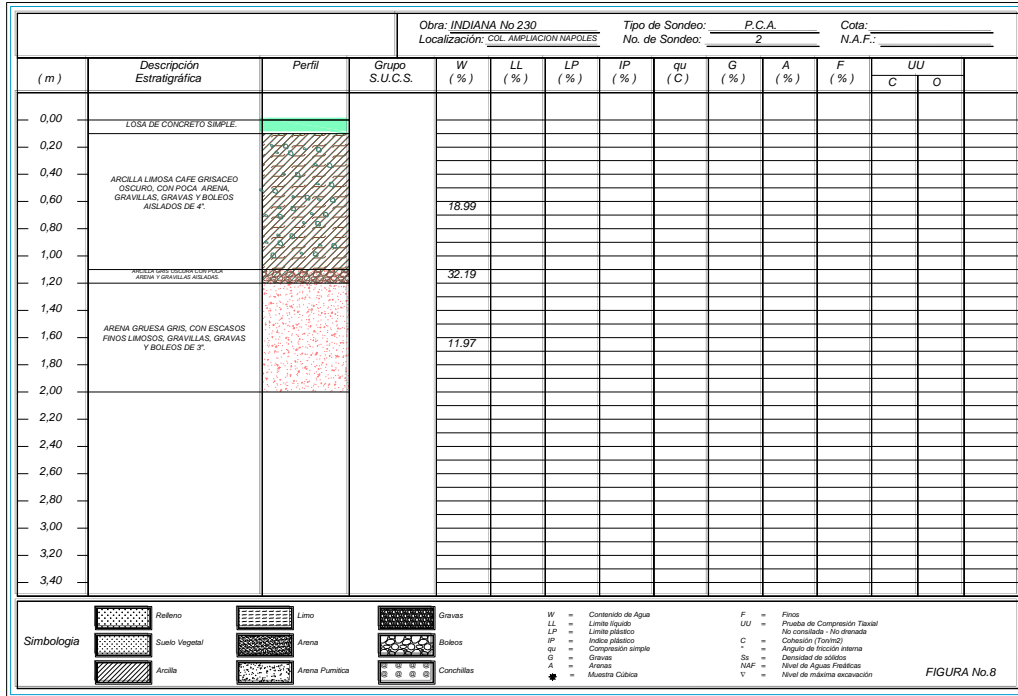


FIGURA No 8 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE PCA-2.

				Obra: INDIANA No 230		Tipo de Sondeo: P.C.A.		Cota:						
				Localización: COL AMPLIACION NAPLES		No. de Sondeo: 3		N.A.F.:						
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.	W	LL	LP	IP	qu	G	A	F	UU		SS
				(%)	(%)	(%)	(%)	(C)	(%)	(%)	(%)	C	O	
0,00	LOSA DE CONCRETO SIMPLE	[Green bar]												
0,20	RELLENO CONSTITUIDO POR PEDAZOS DE FABRIQUE PLASTICOS Y RAJAS, ENVUELTO EN UNA MATIZ ARCILLOSA ARENOSA.	[Red dotted pattern]		21,89										
0,40	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFE ROJIZO, CON GRAVAS REDUNDANTES HASTA DE 2".	[Green diagonal pattern]												
0,60														
0,80				15,39										
1,00				20,66										
1,20	ARENA ARCILLOSA CAFE GRISACEO CON BOLEOS.	[Red diagonal pattern]		18,99										
1,40														
1,60														
1,80	ARENA ARCILLOSA GRS VERDOSA.	[Green diagonal pattern]		17,79										
2,00														
2,20														
2,40														
2,60														
2,80														
3,00														
3,20														
3,40														










 Relleno	 Limo	 Gravas	W = Contenido de Agua	F = Fines
 Suelo Vegetal	 Arena	 Boleos	LL = Limite liquido	UU = Prueba de Compresión Triaxial
 Arcilla	 Arena Pumítica	 Conchillas	LP = Limite plástico	NC = No consolidado - No drenada
			IP = Índice plástico	C = Cohesión (Tonnes)
			qu = Compresión simple	* = Ángulo de fricción interna
			G = Gravas	S <sub>d</sub> = Densidad de sólidos
			A = Arenas	NAF = Nivel de Aguas Freaticas
			★ = Muestra Cúbica	V = Nivel de máxima excavación

FIGURA No.9



FIGURA No 9 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA 3

## 2.3 Sondeos con equipo mecánico

Se realizó un sondeo profundo en el sitio de interés, de tipo penetración estándar denominado SPT-1 para determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga. El sondeo profundo se efectuó a 20 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante.



### 2.3.1.-Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compactación, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes



necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

**Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar**

<b>ARENAS (BASTANTE SEGURAS)</b>		<b>ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)</b>	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA	No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	MENOS DE 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 30	MEDIA	5 - 8	MEDIA
31 - 50	COMPACTA	9 - 15	FIRME
MAS DE 50	MUY COMPACTA	15 - 30	MUY FIRME
		MAS DE 30	DURA

La localización en planta del sondeo profundo se muestra en la figura 6.

En las figuras 10 a 12 se presentan los registros de campo y en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo realizado en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

En la figura 13 se muestra el perfil estratigráfico general.

OBRA: INDIANA No 230		COORDENADAS: X Y Z	
LOCALIZACIÓN: INDIANA, No 230, COL. AMPLIACION NAPOLES.		FECHA DE INICIO: 11/06/2009 Hrs.	
POZO No. 1		TERMINACIÓN: 11/06/2009 Hrs.	
TIPO DE SONDEO: MIXTO		BOMBA: MOYNO 3L6	
LONGYEAR 34			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
-	0.00	0.20	0.20	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 4" 1/2 (se pasa loza).
1	0.20	0.80	0.60	0.40			4	18	10	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas café oscuro (relleno).
2	0.80	1.40	0.60	0.50			5	28	21	T.P.	Limo arcilloso con arena fina gravas y gravillas café oscuro y café claro (relleno).
3	1.40	2.00	0.60	0.43			4	38	21	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas gris oscuro.
4	2.00	2.60	0.60	0.39			7	26	10	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas gris oscuro y café oscuro.
5	2.60	3.20	0.60	0.40			8	18	10	T.P.	Arena fina limosa poco arcillosa con gravillas gnis verdoso.
6	3.20	3.80	0.60	0.37			10	23	21	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas gris verdoso y negruzco.
7	3.80	4.40	0.60	0.17			5	25	24	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas negruzca.
8	4.40	5.00	0.60	0.21			4	16	10	T.P.	Arena fina limosa varios tonos con lentecitos arcillosos.
9	5.00	5.60	0.60	0.34			4	12	8	T.P.	Limo arcilloso con arena fina negruzco y gris oscuro con lentecitos de arena fina y medio gris oscuro.
10	5.60	6.20	0.60	0.52			6	16	12	T.P.	Arena fina limosa poco arcillosa gris verdoso y café oscuro.
11	6.20	6.80	0.60	0.39			5	30	38	T.P.	Arena fina limosa arcillosa con gravillas gris oscuro, arena fina y media con gravillas en la zapata.
12	6.80	7.40	0.60	0.45			9	34	24	T.P.	PS. 0.08 cm Arena fina y con gravillas gris oscuro. PL. 0.37 cm Arena fina limosa arcillosa café oscuro.
13	7.40	8.00	0.60	0.55			16	39	41	T.P.	Arena fina y media limosa con gravas y gravillas café oscuro.
14	8.00	8.60	0.60	0.29			14	28	16	T.P.	Arena fina y media con gravas y gravillas café grisáceo.
15	8.60	9.20	0.60	0.14			11	27	14	T.P.	Arena fina y media con gravas y gravillas café grisáceo.
16	9.20	9.80	0.60	0.26			8	16	23	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas café claro.
17	9.80	10.40	0.60	0.35			11	45	40	T.P.	Arena fina limosa poco arcillosa con gravas y gravillas café claro.
18	10.40	11.00	0.60	0.36			6	25	30	T.P.	Limo con grumos y arena fina café claro.
19	11.00	11.60	0.60	0.37			4	20	23	T.P.	Limo con arena fina poco arcilloso con gravillas café claro.
20	11.60	12.20	0.60	0.55			18	50/22	-	T.P.	Limo poco arcilloso con arena fina y gravillas café grisáceo.

NIVEL FREÁTICO (m): _____	TURNO DE _____	HRS. _____	PROF. PROY: 20.00 mts.
OBSERVACIONES GENERALES: _____	_____	_____	PROF. REAL: 19.95 mts.
18.00 A 19.20 MTS. _____	_____	_____	OPERADOR: DUJUSTANO JOAQUIN J.
_____	_____	_____	SUPERVISOR: _____
ADEME (m): _____	_____	_____	FECHA: _____
_____	_____	_____	Figura No. _____



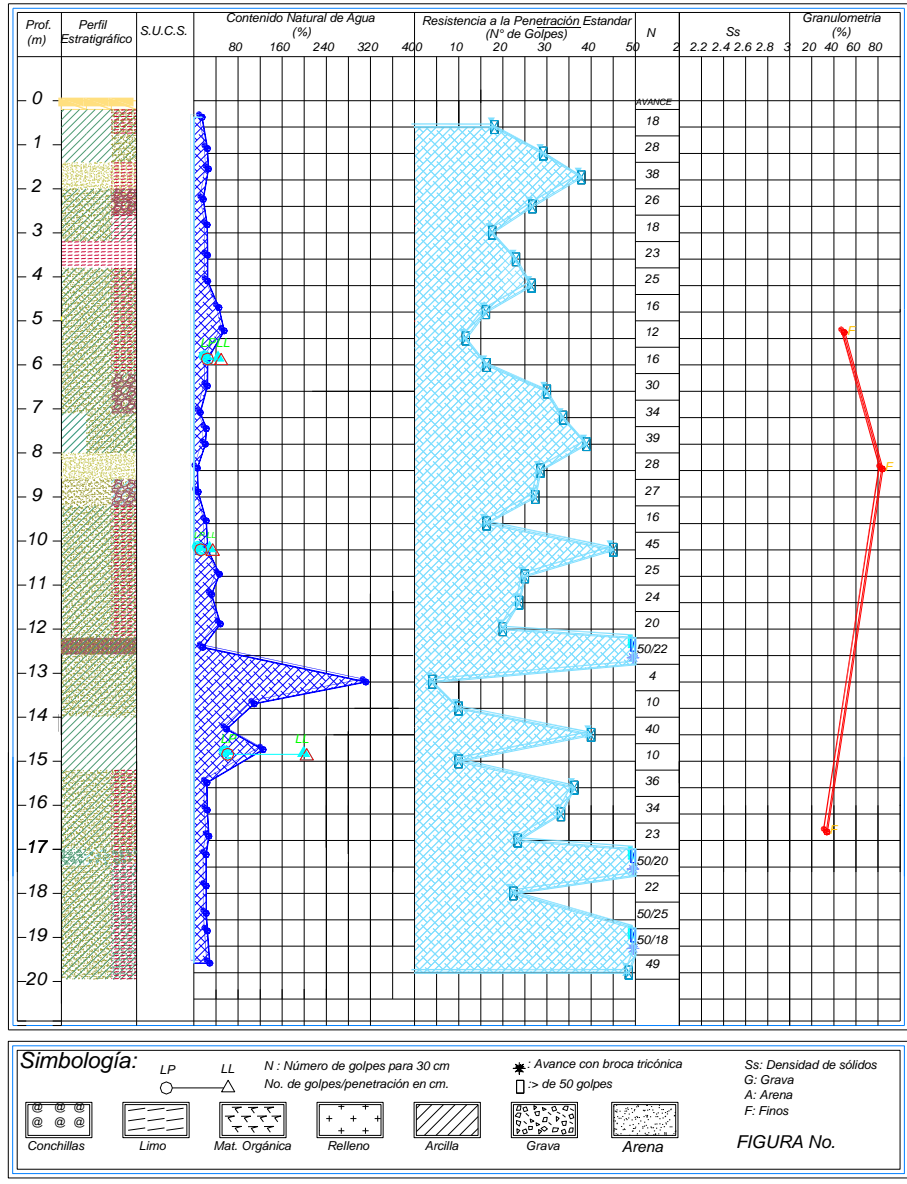
**FIGURA No 10 REGISTROS DE CAMPO**

OBRA: INDIANA No 230		COORDENADAS: X		Y		Z					
LOCALIZACIÓN: INDIANA, No 230, COL. AMPLIACION NAPOLES.		FECHA DE INICIO: 11/06/2009		Hrs.							
POZO No. 1		TERMINACIÓN: 11/06/2009		Hrs.							
TIPO DE SONDEO: MIXTO											
LONGYEAR 34		BOMBA: MOYNO 3L6									
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.		
21	12.20	12.57	0.37	0.09			18	50/22	-	T.P.	Fragmentos de roca empacados en limo arenoso café claro.
-	12.57	12.80	0.23	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
22	12.80	13.40	0.60	0.54			2	4	5	T.P.	Limo arcilloso con poca arena fina gris claro y café oscuro con lente de arena fina negruzca.
23	13.40	14.00	0.60	0.30			2	10	9	T.P.	PS. 0.22 cm limo arcilloso varios tonos con lente de arena. Pl. 0.08 cm arena fina limosa gris oscuro.
24	14.00	14.60	0.60	0.37			8	40	11	T.P.	PS. 0.17 cm arena fina limosa gris oscuro con materia orgánica. Pl. 0.20 cm limo arcilloso con poca arena fina y materia orgánica gris v.
25	14.60	15.20	0.60	0.53			1	10	16	T.P.	PS. 0.43 cm arcilla limosa con materia orgánica gris verdoso. Pl. 0.10 cm arena fina limosa negruzco.
26	15.20	15.80	0.60	0.41			20	36	29	T.P.	PS. 0.12 cm arena fina y media con gravillas gris verdoso. Pl. 0.29 cm arena fina limosa poco arcillosa gris verdoso.
27	15.80	16.40	0.60	0.37			13	34	20	T.P.	Arena fina limosa poco arcillosa con gravas y gravillas café claro.
28	16.40	17.00	0.60	0.51			3	23	18	T.P.	Arena fina limosa poco arcillosa con gravillas café claro.
29	17.00	17.35	0.35	0.28			17	50/20	-	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas café claro.
-	17.35	17.60	0.25	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
30	17.60	18.20	0.60	0.45			5	22	50	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas café claro.
31	18.20	18.60	0.40	0.38			30	50/25	-	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas café claro.
-	18.60	18.80	0.20	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
32	18.80	19.13	0.33	0.29			22	50/18	-	T.P.	Arena fina limosa poco arcillosa con gravas y gravillas café claro.
-	19.13	19.40	0.27	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 2" 15/16.
33	19.40	19.95	0.55	0.55			18	49	50/10	T.P.	Arena fina limosa con gravas y gravillas café claro.
NIVEL FREÁTICO (m).		TURNO DE		HRS.		PROF. PROY:		20.00 mts.			
OBSERVACIONES GENERALES: Hubo perdida parcial de agua durante toda la perforación.						PROF. REAL:		19.95 mts.			
ADEME (m).						OPERADOR:		DUUSTANO JOAQUIN J.			
						SUPERVISOR:					
						FECHA:		Figura No.			



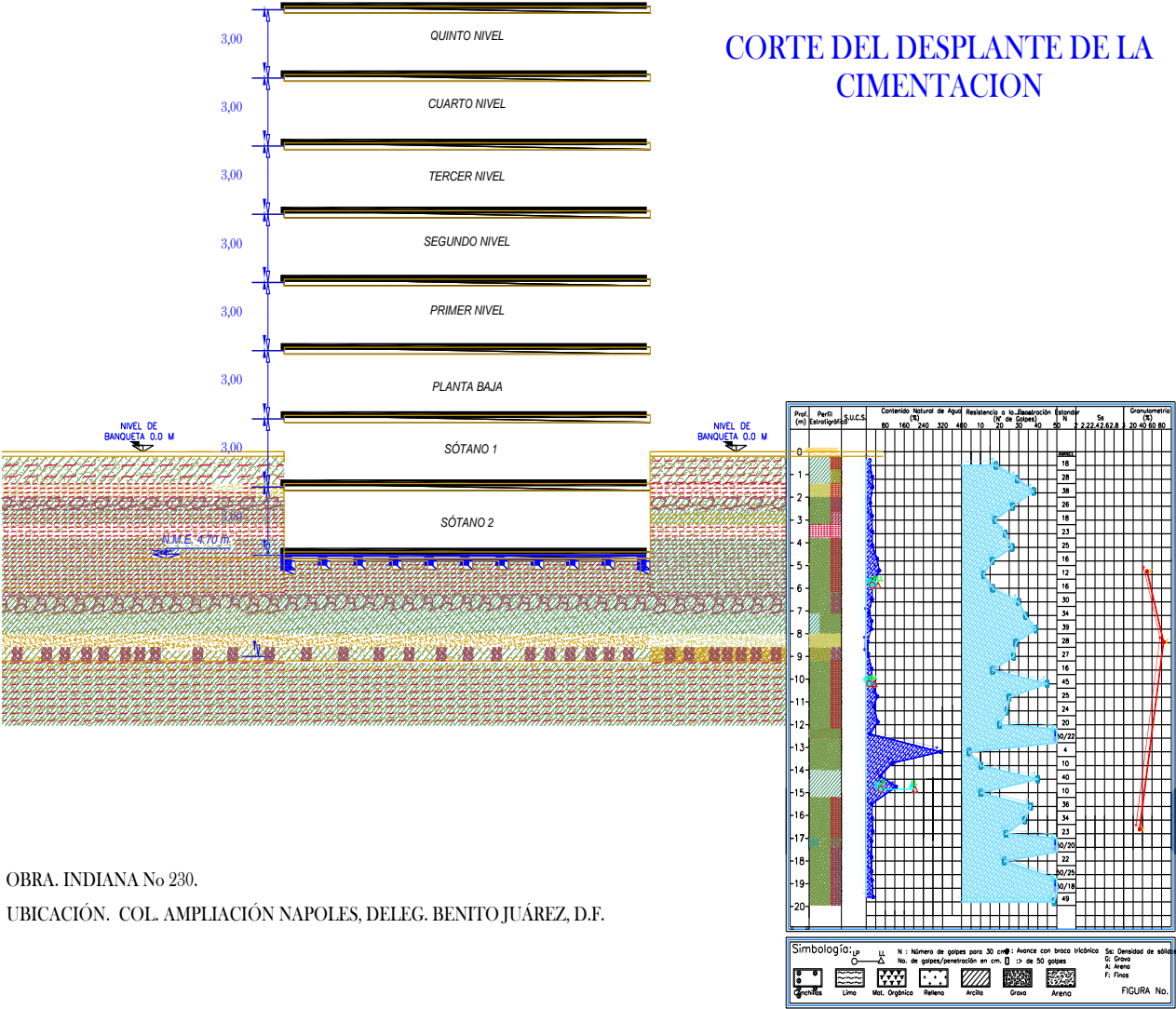
**FIGURA No 11 REGISTROS DE CAMPO**

Obra No: INDIANA No 230  
 Localización: COL. AMPLIACIÓN NAPOLES.  
 Tipo de Sondeo: SPT-1  
 Cota: \_\_\_\_\_ N.A.F.: \_\_\_\_\_



**FIGURA No 12 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO REALIZADO SPT-1**

### CORTE DEL DESPLANTE DE LA CIMENTACION



OBRA. INDIANA No 230.  
 UBICACIÓN. COL. AMPLIACIÓN NAPOLES, DELEG. BENTO JUÁREZ, D.F.

FIGURA 13 PERFIL ESTRATIGRAFICO GENERAL

### 3.- ENSAYES DE LABORATORIO



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

### **3. PRUEBAS DE LABORATORIO**

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

#### **3.1 Muestras alteradas**

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

##### **Propiedades Índice**

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

#### **3.2 Muestras inalteradas**

A las muestras cúbicas inalteradas además de las anteriores se les realizaron las siguientes pruebas:

##### **Propiedades Mecánicas**

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
  - a) Compresión Simple
  - b) Compresión Triaxial Rápida UU

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

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II.

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

En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural.

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras del Anexo II.



# 4.- ESTRATIGRAFIA DEL SITIO.

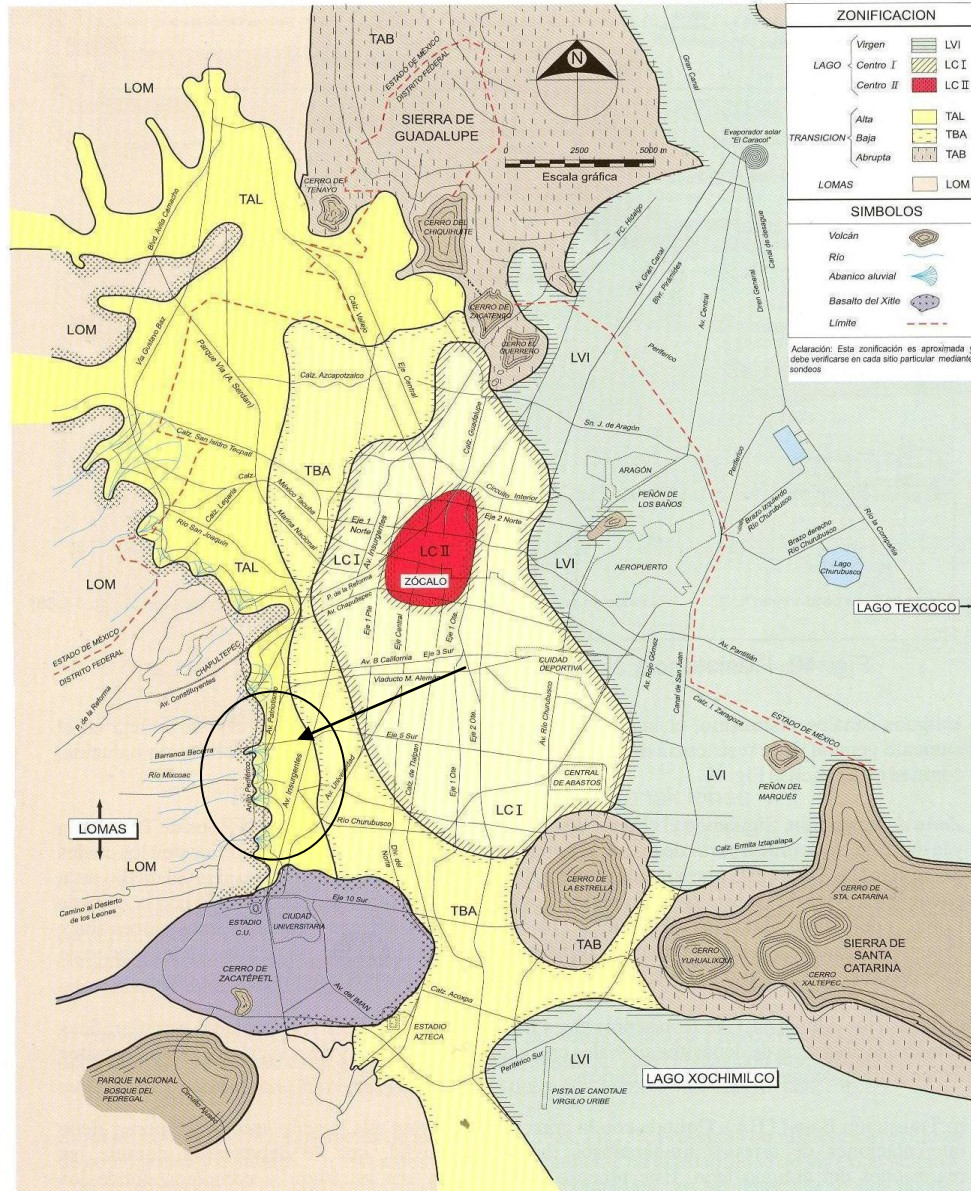


FIGURA 14 ZONIFICACION GEOTECNICA

#### **4. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO**

La zona de interés se encuentra al Sur de la Ciudad de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona II denominada Zona de Transición en la que dominan los depósitos aluviales de resistencia media y mediana deformabilidad.

En el predio de interés se localizan superficialmente depósitos de tipo aluvial y posteriormente aparecen los materiales de la formación Tarango.

Como se mencionó anteriormente el sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Transición Alta como se muestra en la figura 14, constituido por depósitos aluviales constituidos por capas interestratificadas de limo arenoso, y arena poco limosa de color café y gris, del grupo ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre media y firme, su compacidad se incrementa conforme se profundizan los materiales.

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

Superficialmente se tienen materiales de relleno, con espesores variables entre 0.5 y 0.70 m, constituidos por arenas poco limosas con pedacería y fragmentos de tabique en estado medianamente compacto, con contenido de agua medio de 20%, subyaciendo y hasta una profundidad de 3.8 m se tienen capas interestratificadas de arcillas, arenas poco limosas con gravas y limo arenoso, de color gris oscuro, con contenido de agua promedio de 30%, medianamente compacta, con resistencia a la penetración variable entre 16 y 35 golpes.

Posteriormente entre 3.8 y 6.0 m de profundidad, se tiene arcilla poco limosa con diferentes porcentajes de arena, de color gris oscuro, con contenido de agua de 40%, medianamente compacta, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 12 y 26 golpes.

A partir de 6 a 9 m de profundidad se vuelve a encontrar un estrato arcilloso gris oscuro con poca arena fina y en su parte inferior se tienen arena fina, media y gruesa poco limosa, gris oscuro, de compacidad media, con resistencia a la penetración estándar variable de 16 y 34 golpes.

A continuación entre 9 y 12.4 m de profundidad se detecto una arcilla poco limosa, café grisáceo, con poca arena fina, con contenido de agua variable entre 20 y 40%, en estado compacto en la parte superior y posteriormente la compacidad se reduce, con una resistencia a la penetración estándar variable entre 20 y 45 golpes. En su parte inferior se detecto una capa de gravas hasta de 1" empacadas en arcilla arenosa gris oscuro.

A partir de los 12.4 m y 15.3 m de profundidad se encontró una arcilla orgánica gris oscuro y gris verdoso con escasa arena, con contenido de agua variable entre 64 y 317% en su parte inferior y superior respectivamente, de consistencia variable entre media y dura, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 4 y 50 golpes.

Finalmente a partir de los 15.3 m y hasta la máxima profundidad explorada que fue 20 m de profundidad se tienen tobas volcánicas constituidas por arcillas poco limosas café grisáceo con poca arena fina, en estado medianamente compacto a compacto, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 22 y 50 golpes.

La secuencia estratigráfica del sondeo realizado se describe a continuación:

### **SONDEO SPT-1**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.20 – 0.80	Arcilla poco limosa café grisáceo con poca arena fina, con un contenido de agua de 17%
0.80 – 1.40	Arcilla gris oscura con escasa arena fina, con un contenido de agua de 26%.
1.40 – 2.00	Arena fina media y gruesa poco limosa gris oscuro, con contenido de agua de 23%.
2.00 – 2.60	Arcilla poco limosa café grisáceo con poca arena y algunas gravillas, con contenido de agua de 18%.
2.60 – 3.20	Arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina con un contenido de agua de 23%.

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
3.20 – 6.20	Arcilla poco limosa gris oscuro negruzco con poca arena fina; con contenido de agua variable entre 21% y 50%; con un límite líquido igual a 45%, límite plástico de 22%, índice plástico 22 y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL, constituido granulométricamente por 51% de finos, 45% de arena y 4 de grava.
6.20-7.40	Arcilla gris oscura con poca arena fina y algunas gravillas, con contenido de agua variable que va de 16% a 24%.
7.40-8.00	Arcilla gris oscuro con poca arena fina con un contenido de agua variable que va de 19% a 23%
8.00-8.60	Arena fina media y gruesa poco limosa gris oscuro, con un contenido de agua de 10% constituido granulométricamente por 18% de finos, 62% de arena y 18 % de grava.
8.60 – 9.20	Arena poco arcillosa gris oscuro con algunas gravillas, con un contenido de agua de 10%
9.20 – 12.20	Arcilla poco limosa café grisáceo con poca arena fina; con contenido de agua variable entre 16% y 43%; con un límite líquido de 26%, límite plástico de 16%, índice plástico 10% y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.
12.20 – 12.57	Gravas hasta 1" con arcilla arenosa gris oscura, con un contenido de agua de 16%.
12.80 – 14.00	Arcilla orgánica gris oscuro negruzco con escasa arena fina, con un contenido de agua variable que va de 111% a 317%.

**Profundidad**

**Descripción**

**(m)**

- 14.00 – 15.20 Arcilla gris oscura; con contenido de agua variable entre 64% y 123%; con un límite líquido de 202%, límite plástico de 55%, índice plástico 146 y de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
- 15.20 – 17.00 Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina; con contenido de agua variable entre 27% y 29%; constituido granulométricamente por 68% de finos y 31% de arena.
- 17.00 – 17.35 Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina y algunas gravas; con contenido de agua de 20%.
- 17.60 – 19.95 Arcilla poco limosa café grisáceo claro con poca arena fina; con contenido de agua variable entre 20% y 35%.

El nivel de aguas freáticas no se detecto en la fecha en que se realizó la exploración, únicamente se observo filtraciones a 1.8m de profundidad respecto de la superficie del terreno.

Las características de los materiales profundos del subsuelo se muestran en la figura 13. En el Anexo II se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los siguientes ensayos de laboratorio: pruebas de compresión simple y resistencia a la compresión triaxial realizados para determinar las propiedades mecánicas de los suelos muestreados.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de  $3 \text{ kg/cm}^3$ .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona II denominada de Transición, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32.

## 5.-DISEÑO DE CIMENTACIÓN.



## 5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, la geometría del predio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos y arenosos de compresibilidad y resistencia media, al esfuerzo cortante entre los 3 y 18 m de profundidad, se establece que la alternativa de cimentación podrá resolverse mediante un cajón de cimentación desplantado a 4.7 m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado que se requiere dejar será a 4.4 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta.

Como el proyecto requiere un sótano y media, la alternativa de cimentación será un cajón desplantado a -4.7 m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado del último sótano quedaría a -4.4m.

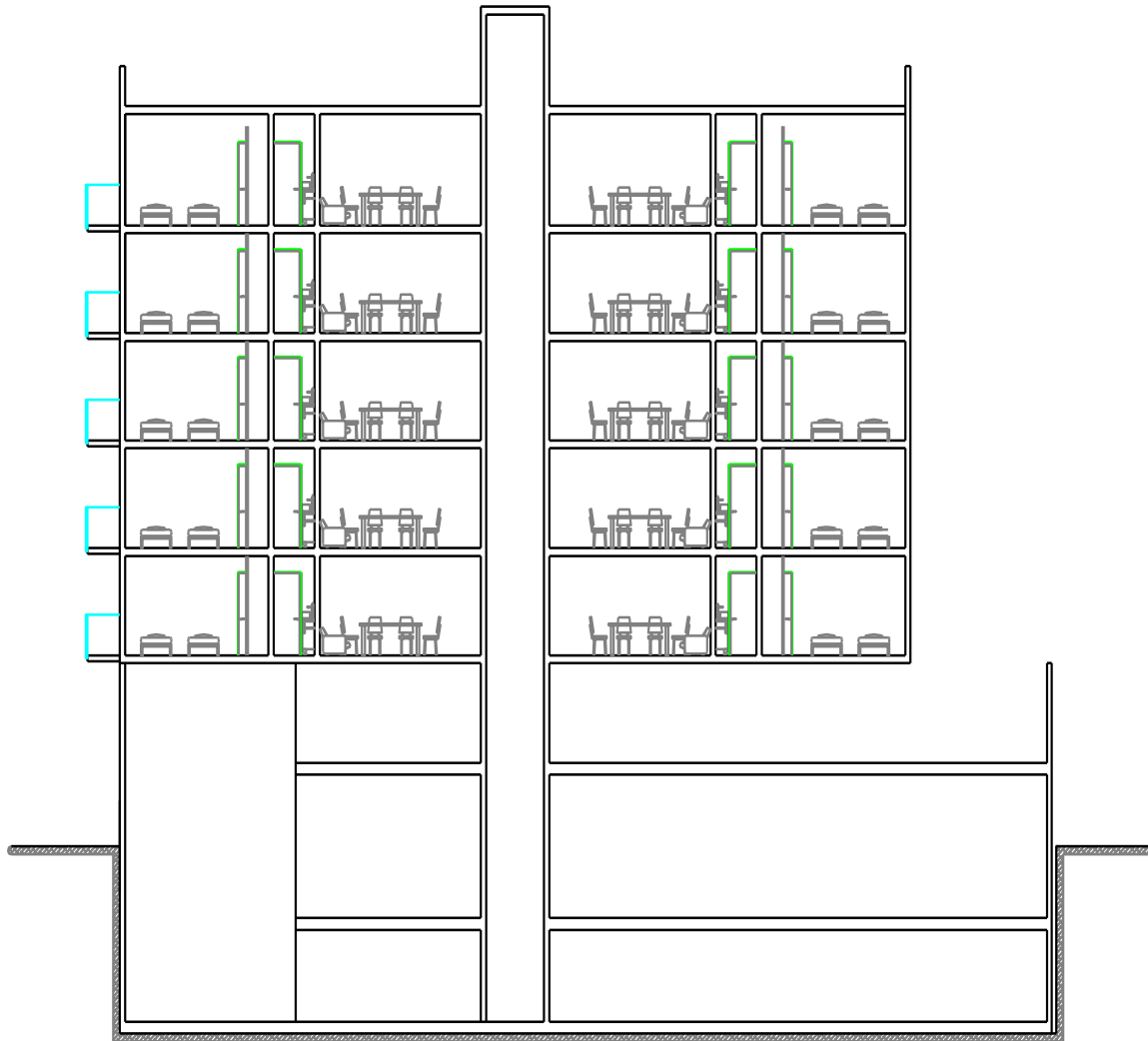
Lo anterior se cumplirá siempre y cuando se elimine la excentricidad que se pueda generar entre el centro geométrico del terreno y el centro de cargas, por que al observar la distribución de los departamentos, se ve que no es totalmente simétrica la carga de la construcción en el sentido longitudinal.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos del subsuelo, y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón de cimentación y el centro de cargas de la estructura, de lo contrario habrá que implementar una cimentación mixta combinando el cajón con pilas desplantadas a 21 m de profundidad.

### 5.1 Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Se considero un sótano y medio para estacionamiento, donde el sótano 2 quede desplantado a 4.7 m profundidad respecto al nivel de banqueteta, considerando un espesor de la losa de cimentación de 30 cm y nivel de piso terminado tenga la cota – 4.4 m. (Ver figura 15).
- La relación entre las dimensiones del predio mayor promedio (27.4 m) y menor promedio (15.6m).
- La relación entre la altura del edificio (19.8 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 4.7m.



**FIGURA 15 CORTE ARQUITECTONICO**

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de resistencia y compresibilidad media.
- 19 m de espesor de materiales de resistencia y compresibilidad media con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia
- Nivel de aguas freáticas no hay.
- Asentamientos de 2.0 cm/año por consolidación regional.

*En cualquiera de las alternativas propuestas, debe considerarse la influencia de la concentración de los esfuerzos inducidos en la frontera con los*



*edificios existentes en las colindancias Norte y Sur, y que puede repercutir en el comportamiento del edificio que se proyecta construir, pues de no tomarse en cuenta, se pueden presentar desplomos y asentamientos que afectarían el comportamiento de la estructura de interés a mediano plazo, por tal razón es necesario que el cajón quede totalmente compensado y sin excentricidades.*

### **5.1.1 Cargas estimadas de proyecto, al contar hasta el momento con las definitivas (considerando sótano y medio, ver figura 15)**

#### **Departamentos**

Número de losas = 8.0

Área de cada losa = 428.62m<sup>2</sup>

Cargas

CV+CM en condiciones máximas 3858 ton (condiciones estáticas)

CV+CM en condiciones instantáneas 3665 ton (condiciones dinámicas)

#### **Estacionamientos sótano y medio y planta baja**

Número de losas = 3

Área de cada losa = 428.62m<sup>2</sup>

Peso de la estructura (media) = 3472ton

Excavación

Área excavada = 428.62 m<sup>2</sup>

Profundidad de excavación = 4.7m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m<sup>3</sup> (0.0 y 4.7 m)

Peso del suelo excavado = 3021.77 ton

Esfuerzo Total = 9 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Total con área ampliada = 8 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Neto = 1.0 ton/m<sup>2</sup>

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

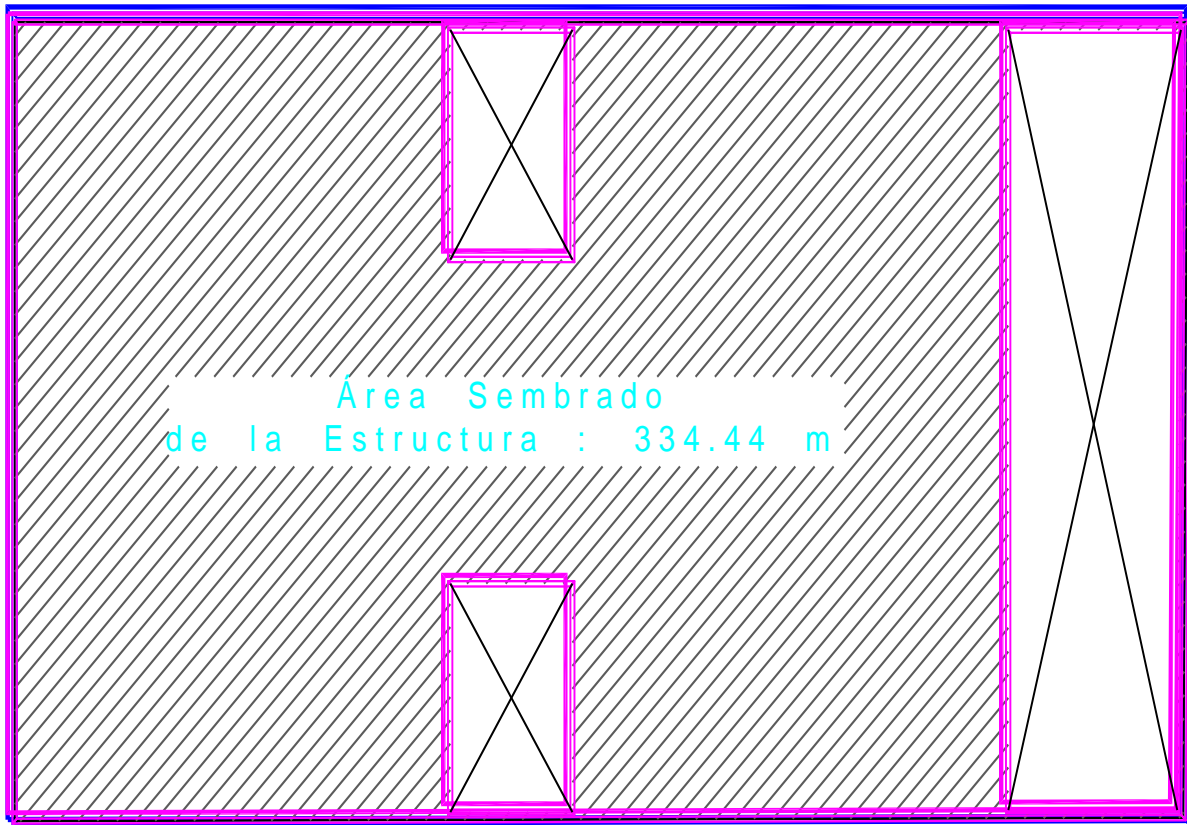
***De acuerdo a un estimado se establece que el proyecto tiene una excentricidad en el sentido longitudinal de 1.26m y en el sentido transversal de 0.0m, lo que indica que la estructura presentará desplomos y estará sometida a fuerzas de tensión y compresión, razón por la cual establece que es necesario eliminar dicha excentricidad.***

**5.1.2 Para la alternativa de que el edificio analizado requiera de sótano y medio:**

El peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media estimada, corresponde a una presión unitaria de  $8.0 \text{ ton/m}^2$  para cinco niveles, planta baja y sótano y medio, considerada uniformemente distribuida por la losa de cimentación, la cual tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal con respecto al sembrado cubierto por la estructura como se muestra en las figuras 16 y 17, transmitiendo una presión unitaria de  $9.0 \text{ ton/m}^2$ .



**FIGURA 16      SEMBRADO DEL CAJON DE CIMENTACIÓN**



**FIGURA 17 SEMBRADO DE LA ESTRUCTURA**

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 4.7 m de profundidad media tienen un peso volumétrico de  $1.5 \text{ ton/m}^3$  y una resistencia al esfuerzo cortante de  $4 \text{ ton/m}^2$ , la profundidad de desplante establecida por proyecto será a  $-4.7\text{m}$ , en esas condiciones la estructura transmitirá una presión de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , tomando en cuenta la compensación de  $7.05 \text{ ton/m}^2$  por el cajón desplantado a  $-4.7 \text{ m}$  estará en condiciones parcialmente compensadas, dado que la presión transmitida al subsuelo es ligeramente mayor a la presión que ejercerá el suelo por efecto de la compensación, quedando dentro de lo permisible por el Reglamento.

## **5.2. Determinación de la capacidad de carga.**

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantarán las losas de cimentación se determinó considerando que los materiales afectados

por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos-friccionantes aplicando la siguiente expresión<sup>1</sup>:

$$Q_a = \{ c N_c + P'_v ( N_q - 1 ) + 0.5 \gamma B N_\gamma \} F_R + P_v$$

en donde :

$Q_a$  : capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en  $\text{ton/m}^2$

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

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

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

en la cual :

$D_f$  : profundidad de desplante la cimentación en m.

$B$  : ancho del cimiento, en m.

$L$  : largo del cimiento, en m.

$P'_v$  : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en  $\text{ton/m}^2$ .

$N_q$  : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

siendo :

$\phi$  : ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.

$N_q$  : se multiplica por  $( 1 + \tan \phi )$  en el caso de cimientos cuadradas, por  $( 1 + ( B / L ) \tan \phi )$ , para el caso de cimientos rectangulares.

$\gamma$  : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en  $\text{ton/m}^3$ .

$N_\gamma$  : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

$$N_\gamma = 2 ( N_q + 1 ) \tan \phi$$

$N_\gamma$  : se multiplica por 0.6 en el caso de cimientos cuadradas y por  $( 1 - 0.4 ( B / L ) )$  para cimientos rectangulares.

$F_R$  : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

$P_v$  : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

---

<sup>1</sup>Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Octubre 2004

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillo arenosos de resistencia media y baja compresibilidad, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 12 y 26 golpes, dado que los depósitos con mejores características se desarrollan a mayores profundidades, en general se tiene una cohesión variable entre 3 y 4 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna variable entre 5 y 12°, un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup>, obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras cúbicas obtenidas, se obtuvo la capacidad de carga admisible para diseño, que resulta para los materiales de apoyo de la losa de cimentación obteniéndose una capacidad de carga admisible en condiciones estáticas de 15 ton/m<sup>2</sup> y en condiciones dinámicas de 18 ton/m<sup>2</sup>

### **5.3 Dimensionamiento de la cimentación**

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima de acuerdo a datos estimados, se considero preliminarmente que presenta una ***excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación de 1.26 m en el sentido longitudinal y de 0.00 m en el sentido transversal.***

#### **5.3.1 Las acciones que se consideraron para sótano y medio, planta baja y cinco niveles en los análisis de la cimentación son las siguientes:**

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 3858 ton. para la estructura de interés. Estas cargas están afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 3665 ton. para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas están afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media estimadas, que incluyen el peso de la cimentación 3472 ton están afectadas por un factor de carga de 1.0 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

Es importante que las condiciones de carga estimadas y que fueron consideradas de proyectos semejantes sean ratificadas por el ingeniero estructurista, de lo contrario se tendrá que hacer la evaluación necesaria para establecer la necesidad de lastrar al edificio incrementando la secciones de algunos elementos estructurales.

#### 5.4 Estado límite de falla en condiciones estáticas

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

$$\frac{Q F_c}{A} < R F_R$$

donde:

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

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

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

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

*para sótano y medio*

$$\frac{Q F_c}{A} = 9.0 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 15 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

## 5.5. Estado limite de falla en condiciones dinámicas

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

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

donde:

- W<sub>t</sub>: carga total de la estructura en la condición analizada.
- F<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.1
- W<sub>c</sub>: peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a  $W_c = (A D_f \gamma)$
- F<sub>R</sub>: factor de resistencia adimensional e igual a 0.7
- A<sub>R</sub>: área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

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

siendo:

- B: ancho del cajón de cimentación.
- L: largo del cajón de cimentación
- e: excentricidad dada por:

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

donde:

- W<sub>t</sub>: Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.
- M<sub>s</sub>: Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

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

siendo:

- H<sub>T</sub>: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.
- C<sub>s</sub>: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.32
- Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).
- q<sub>1</sub>: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = c N_c$$

donde:

- c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.
- N<sub>c</sub>: coeficiente de capacidad de carga
- a<sub>o</sub>: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.32 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 3.0, a<sub>o</sub> = 0.32 x 9.81/3 = 1.046 m/seg<sup>2</sup>, siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.
  
- b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual

- d: ancho del área reducido del cajón de cimentación.
- h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.
- γ: peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante hasta una profundidad B, abajo de él.
- c: cohesión media del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B, abajo de él.

La desigualdad antes mencionada se satisface de la siguiente manera:

$$450.2 \text{ ton.} < 1763.5 \text{ ton.} \quad \text{Para sótano y medio}$$

por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicará el cajón de cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{M_v}{I_x} Y + 0.3 \frac{M_v}{I_y} X$$

donde:



- P : esfuerzo a la distancia x del eje centroidal  
Q : suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.  
A : área del cajón de cimentación.  
Mv: momento de volteo debido a sismo.  
x,y: distancia centroidal del cajón de cimentación a la orilla más alejada.  
Ix, Iy: momento de inercia centroidal del área de apoyo del cajón de cimentación, en el sentido largo y corto.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por el cajón de cimentación bajo condiciones de sismo de  $20 \text{ ton/m}^2$ , que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de  $25 \text{ ton/m}^2$ , y considerando que son valores muy cercanos, por lo tanto se presentarán deformaciones plásticas permanentes, y se podrá resolver con cajón de cimentación, únicamente si se elimina la excentricidad en forma parcial.

**Para eliminar la excentricidad total deberá aplicarse un lastre de 355.75 ton en la colindancia oriente, por lo cual habrá que engrosar algunos elementos estructurales desde la cimentación hacia esta zona.**

**El lastre mínimo que deberá colocarse a la estructura será de 250 ton en la colindancia oriente. Sin embargo dado que al momento del desarrollo del estudio las cargas han sido estimadas, la excentricidad deberá ser ratificada por el estructurista.**

#### **5.6.- Estado limite de servicio**

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirá la estructura provocados por la consolidación del depósito arcilloso que se tiene, debido al incremento de presión transmitido.

Para estimar los asentamientos que sufrirá la estructura a largo plazo, se consideró un incremento de presión debido a una carga superficial de  $1 \text{ ton/m}^2$ .

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos profundos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

### 5.6.1.- Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se emplea el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple así como de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

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

$$H_D = \frac{q B}{E} \{ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2 \}$$

donde:

- q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m<sup>2</sup>.
- B : ancho del área descargada, en m.
- F<sub>1</sub> y F<sub>2</sub>: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.
- D : espesor del estrato considerado, en m.
- L : longitud del área descargada
- E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m<sup>2</sup>.
- u: relación de Poisson, adimensional.

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

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + ( H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2) ) + \dots + H_{Dn}(E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n)$$

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

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m <sup>2</sup> )	Relación de Poisson
6.50 - 12.00	950	0.40
12.00 - 15.50	700	0.45
15.50 - 20.00	1500	0.35

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 8.6 cm y en la esquina de 3.9 cm, las cuales resultan admisibles.

### 5.6.2.- Asentamientos diferidos

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirán las estructuras provocados por la deformación elástica de los materiales aluviales que se tienen por debajo de la cimentación y debido al incremento de presión transmitido.

Para estimar los asentamientos que sufrirán las estructuras a largo plazo, se consideró un incremento de presión de 1.0 ton/m<sup>2</sup>.

Se estimaron los asentamientos que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 1.0 ton/m<sup>2</sup>, actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación y la descarga por la excavación necesaria para alojar a la cimentación.

El análisis se efectuó considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 4.7 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup>.

Se estimaron los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de la losa de cimentación debido a la presión aplicada, empleando el criterio de la Teoría de la Elasticidad, dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{1-u^2}{E} P B l\delta$$

siendo:

- δ: deformación elástica vertical, en la esquina del área cargada, en m.
- u: relación de Poisson, adimensional.
- E: módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>
- P: presión de contacto aplicada por la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>
- B: ancho de la cimentación, en m
- lδ: factor de forma, adimensional, depende de la forma de la cimentación y del punto donde desee estimar el asentamiento.

Los asentamientos de la cimentación se estimaron considerando una relación de Poisson de 0.40, un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 950 ton/m<sup>2</sup> (obtenidos de la correlación con las propiedades índice), y que la cimentación aplique una presión de contacto de 1.0 ton/m<sup>2</sup>, se obtuvieron los asentamientos máximos probables a largo plazo de 4.2cm para la esquina y 7.6 cm para el centro, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

***Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo, que considerando la compensación que se tendrá por la excavación que alojara al cajón de cimentación la presión transmitida al subsuelo será ligeramente mayor a la ejercida por el suelo debido a la excavación requerida para alojar al cajón de cimentación se tendrán asentamientos admisibles.***

***Sin embargo muy independiente de que las expansiones esperadas estén dentro de Reglamento, la excentricidad que se estima tiene el proyecto deberá eliminarse en forma total o cuando menos reducirse al 50%, de lo contrario se tendrán deformaciones diferenciales importantes que traerá como consecuencia desplomos en la estructura, que ocasionaría daños a las colindancias y a la propia estructura.***

### 5.6.3 Estabilidad de Taludes

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad <sup>2</sup>

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

donde:

- F<sub>c</sub>: factor de carga, igual a 1.4
- γ : peso volumétrico del material
- H: altura máxima de la excavación
- q: sobrecarga igual a 2.0, 4.0 y 5.0ton/m<sup>2</sup>
- U<sub>q</sub>: factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q / γ H.
- N<sub>o</sub>: número de estabilidad que depende del ángulo del talud.
- c: cohesión más baja en la altura de la excavación
- F<sub>R</sub>: factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

---

<sup>2</sup> Jambu, N. "Stability Analysis of Slopes With Dimensionless Parameters" Prentice Hall, Harvard University Cambridge, Mass, Harvard series No. 46 ( 1959).

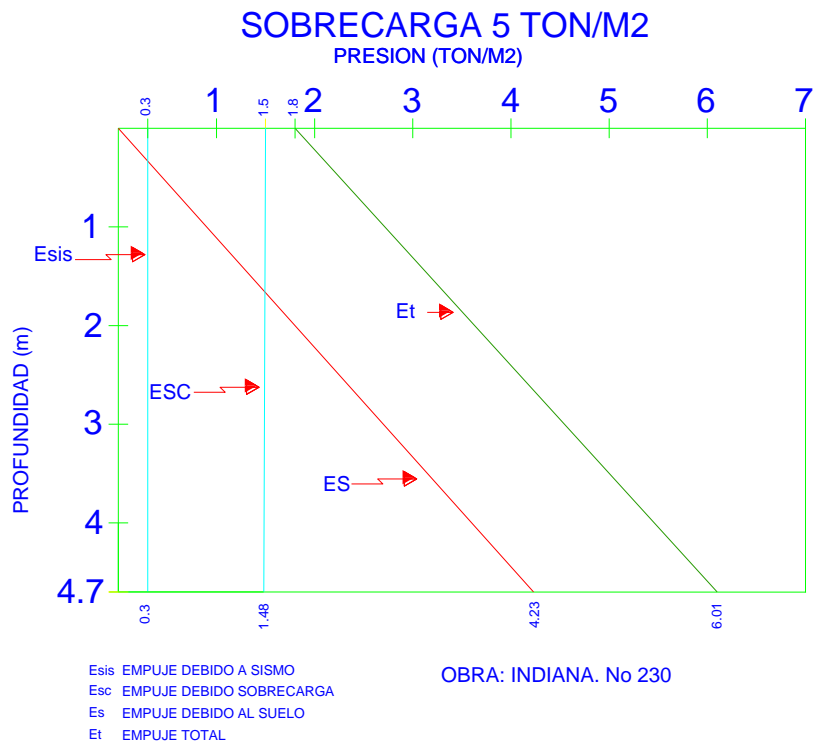
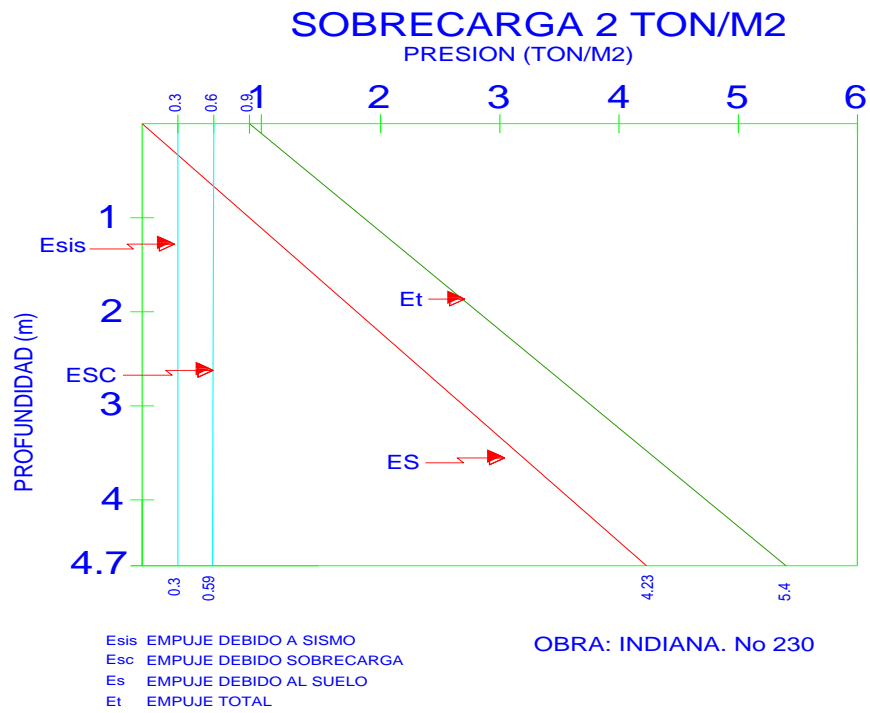
Considerando que el sembrado de la estructura estará cercano a las colindancias, la excavación que alojará a la cimentación se podrá hacer dejando una berma perimetral constituida por una banquetta de un metro y un talud 0.8:1.0 (horizontal:vertical), adicionalmente se deberán proteger las paredes expuestas mediante un repellado de 3 cm de espesor.

### **5.7. Empujes sobre los muros perimetrales de los sótanos**

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

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

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 18 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.



**FIGURA No 18 DIAGRAMA DE EMPUJES DE MUROS RIGIDOS.**

## 5.8 Falla de fondo

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

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

donde:

- P<sub>v</sub>: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m<sup>2</sup>
- F<sub>c</sub>: Factor de carga adimensional e igual a 1.4
- q: sobrecarga superficial, igual a 2 y 4 ton/m<sup>2</sup>
- F'<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.0
- c: cohesión del material que subyace a la excavación
- N<sub>c</sub>: coeficiente de capacidad de carga
- F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 4.7 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$\begin{aligned} 13.87 \text{ ton/m}^2 &< 13.12 \text{ ton/m}^2 \quad \text{SC} = 4 \text{ ton/m}^2 \\ 11.87 \text{ ton/m}^2 &< 13.12 \text{ ton/m}^2 \quad \text{SC} = 2 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Debido a que la desigualdad se encuentra al límite se puede presentar la falla de fondo de la excavación, por lo que la excavación se realizará en dos etapas.

## 5.9 Estabilidad de Taludes

### ***Estabilidad de taludes durante la excavación***

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e C_{uu}}{\gamma H + q} \gamma H + q$$

donde:

$N_e$  es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro  $\lambda_{c\phi}$ , el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{uv}} \tan(\phi_{uv})$$

donde:

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m<sup>3</sup>

H = altura del talud 4.7 m

q = sobrecarga 2 y 4 ton/m<sup>2</sup>

$C_{uv}$  = cohesión promedio en condición no drenada, 4.0 ton/m<sup>2</sup>

$(\phi_{uv})$  = ángulo de fricción en condición no drenada, 12°

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banqueta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal : vertical).

### ***Trabajo estructural de la losa de fondo***

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba de 7.05 ton/m<sup>2</sup> y uniformemente distribuida en el área de cimentación para la condición de sótano y medio.



## 6.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS.



### 6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

#### 6.1 Protección a colindancias

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación:

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 4.7 m a partir del nivel de banqueta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 20.

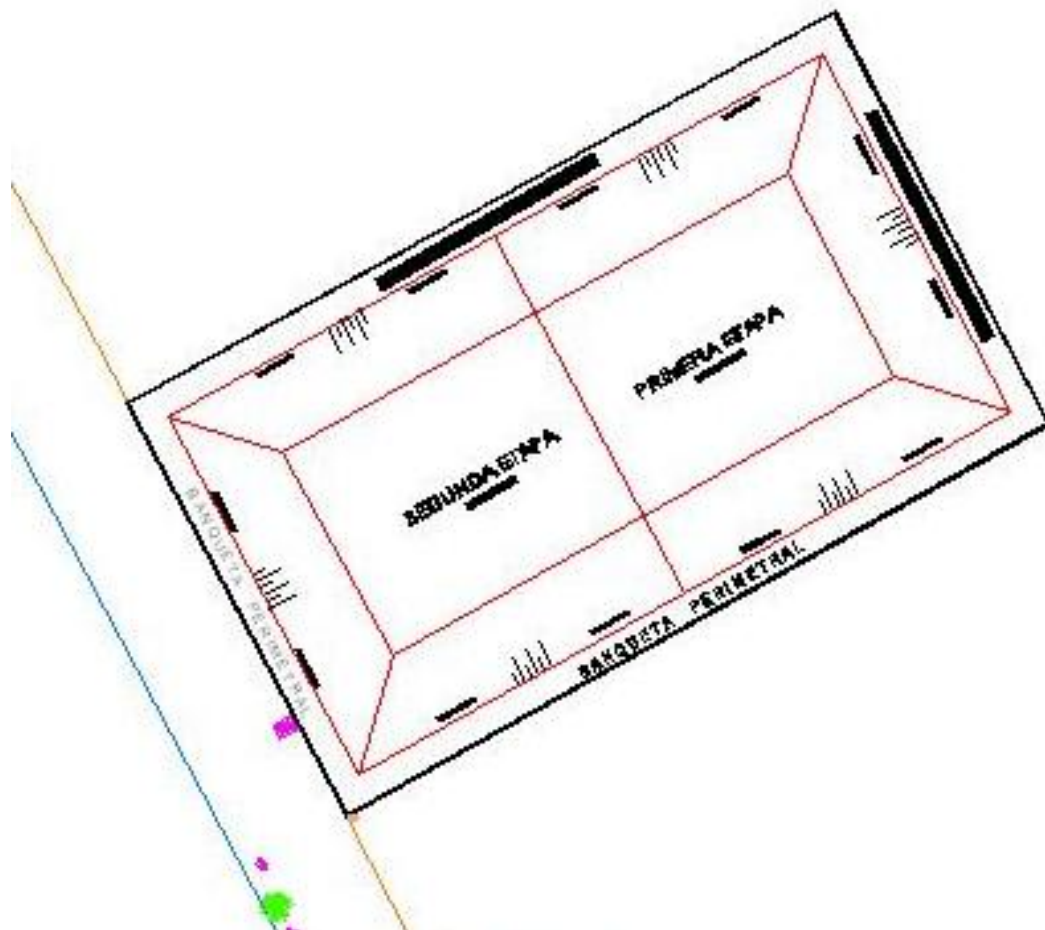


FIGURA No 21 ETAPAS DE EXCAVACIÓN.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos. Ver figura 22.

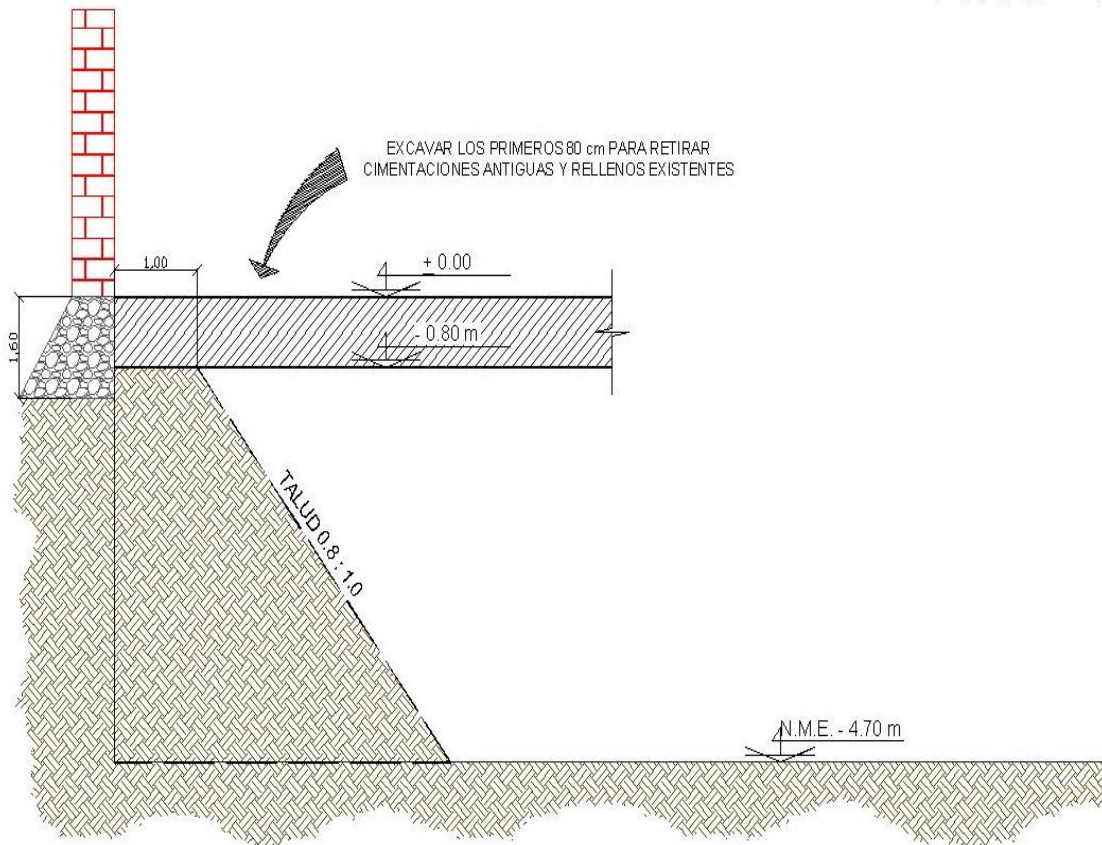
Se proponen dos sistemas de retención para efectuar la excavación a 4.7 m que alojará al cajón de cimentación.

- a) Sistema de recimentación con muretes de concreto armado
- b) Sistema de Muro Milán.

## 6.2 Sistema de recimentación con muretes de concreto armado

La excavación se realizara inicialmente dejando una berma perimetral con una banqueta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.8:1.0(horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance, (ver fig 22).

PASO 1



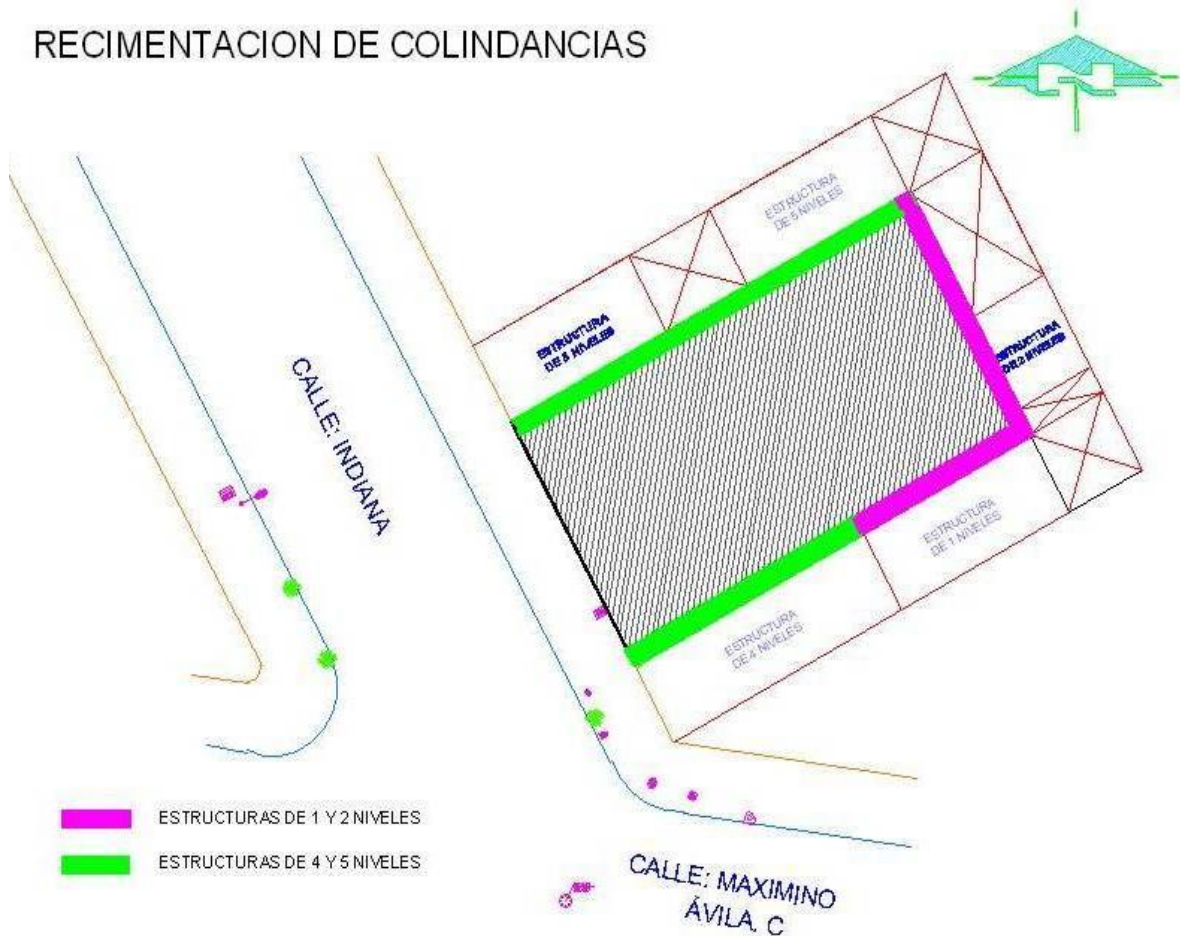
**FIGURA NO 22 BERMA PERIMETRAL**

La protección a colindancias será resuelta mediante una recimentación mediante murete de concreto armado con el siguiente proceso constructivo.

Con relación al proceso constructivo, a continuación presentamos la secuencia que deberá implementarse para garantizar la estabilidad de las colindancias, tomando en cuenta que todo el terreno se excavará a una profundidad máxima de 4.7 m, las características del subsuelo, la magnitud de las colindancias en cuanto al número de niveles y la geometría del terreno.

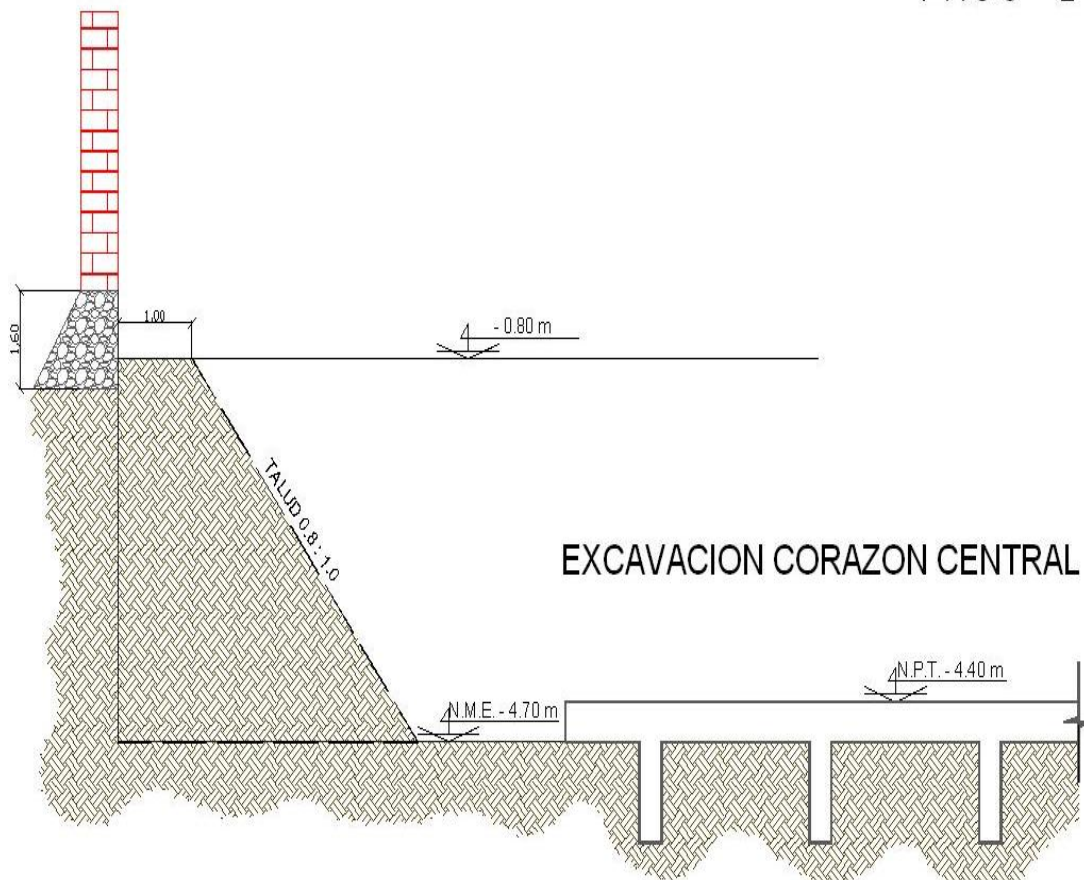
En la figura 19 se presentan las colindancias existentes, de igual manera en el Anexo fotográfico se muestran las condiciones actuales del terreno, e incluso se observa la estructuración de las colindancias existentes.

## RECIMENTACION DE COLINDANCIAS



**FIGURA NO 19 BERMA PERIMETRAL**

- Es importante que antes de la excavación se coloquen referencias en las colindancias que permitan monitorear el comportamiento de la excavación y de las colindancias antes, durante y al termino de la construcción proyectada.
- Inicialmente deberá iniciarse un despalme general de 80 cm en todo el terreno como se indica en la figura 22, para retirar las cimentaciones antiguas y los materiales de relleno superficiales que se tengan en el terreno, en este momento se descubrirán momentáneamente las cimentaciones colindantes, pero sin llegar a descubrir su desplante.

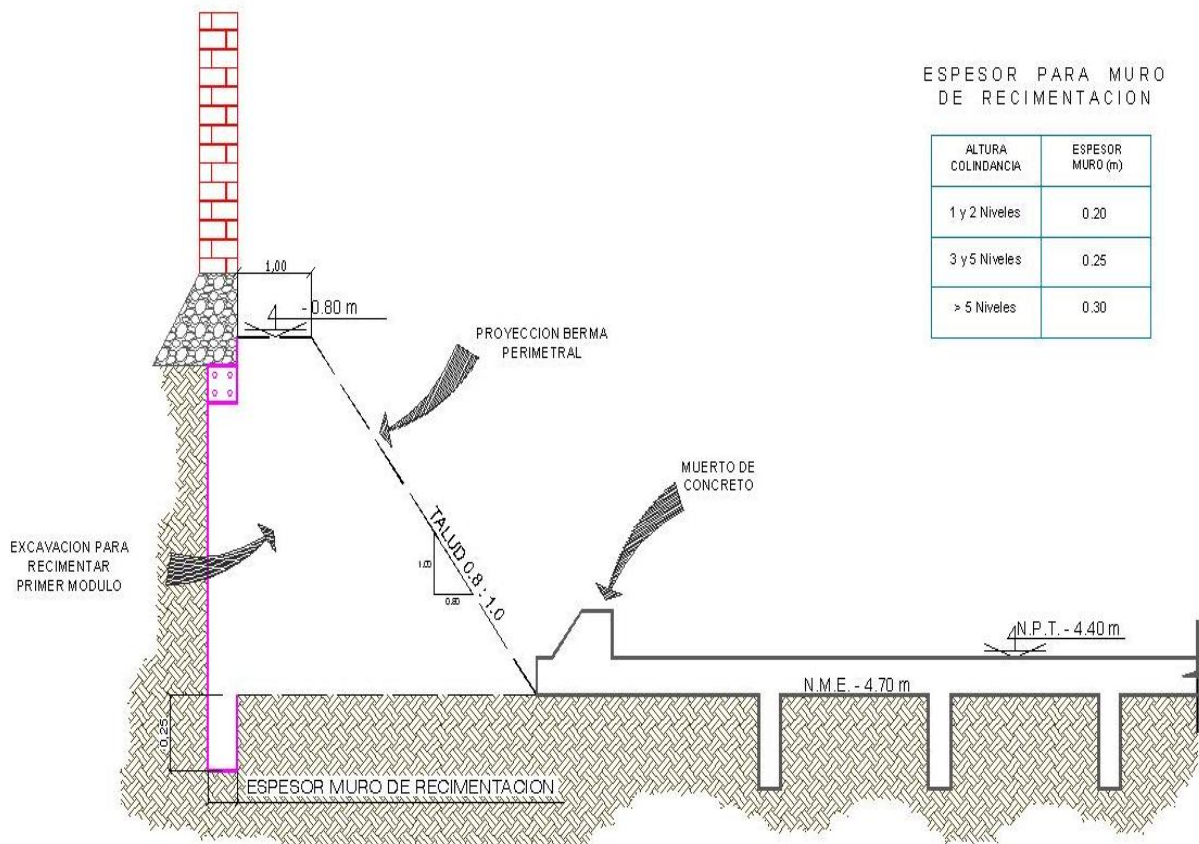


**FIGURA NO 23 EXCAVACIÓN CENTRAL**

- Posteriormente se hará una inspección de las condiciones que presentan estas, en caso necesario se les dará un tratamiento a las mismas, como puede ser un junteo entre la mampostería o bien restituir parte de la cimentación que no tenga la continuidad adecuada y que pueda producir movimiento alguno por falta de apoyo.
- La excavación de toda el área se hará en dos etapas, como se indica en la figura 21, iniciando del fondo del predio hacia el frente, empleando la parte frontal del terreno para almacenar materiales para la construcción.
- Se excavará el núcleo central del terreno en su primera etapa hasta el nivel de máxima excavación de  $-4.7$  m, como se indica en la figura 24, dejando perimetralmente una berma constituida por una banqueta de un metro de ancho y un talud 0.8:1.0 (horizontal:vertical), como se indica en las figuras 22 y 24.

- Se procederá a construir la losa de cimentación de la franja central ya excavada, para lo anterior previamente se procederá a retirar todos los materiales en estado suelto, colocando posteriormente sobre ésta una plantilla de concreto pobre.

### PASO 3



**FIGURA No 24 RETIRO DE BERMA PERIMETRAL POR MODULOS**

- En caso de lluvia se recomienda colocar una capa de grava de 3 cm de espesor y sobre esta una plantilla de concreto pobre.

- Una vez construida la losa de franja central se procederá a retirar la berma perimetral por módulos, en tramos de 2 m de ancho en forma alternada para tener varios frentes, enumerados del 1 al 4 como se muestra en la figura 21, y podrán ser retirados en forma alternada cada 8 m, es decir se atacarán en forma simultanea todos los módulos numerados con 1, lo antes señalado se determino en función de las condiciones y características de los materiales que subyacen a las cimentaciones colindantes (observadas de los pozos a cielo abierto efectuados durante la exploración del terreno), la época de posibles lluvias que se presenten cuando se realice la excavación y las posibles

filtraciones de las colindancias que se tengan sobre la pared del corte realizado que hacen que reblandezcan a los materiales que subyacen a las cimentaciones existentes.

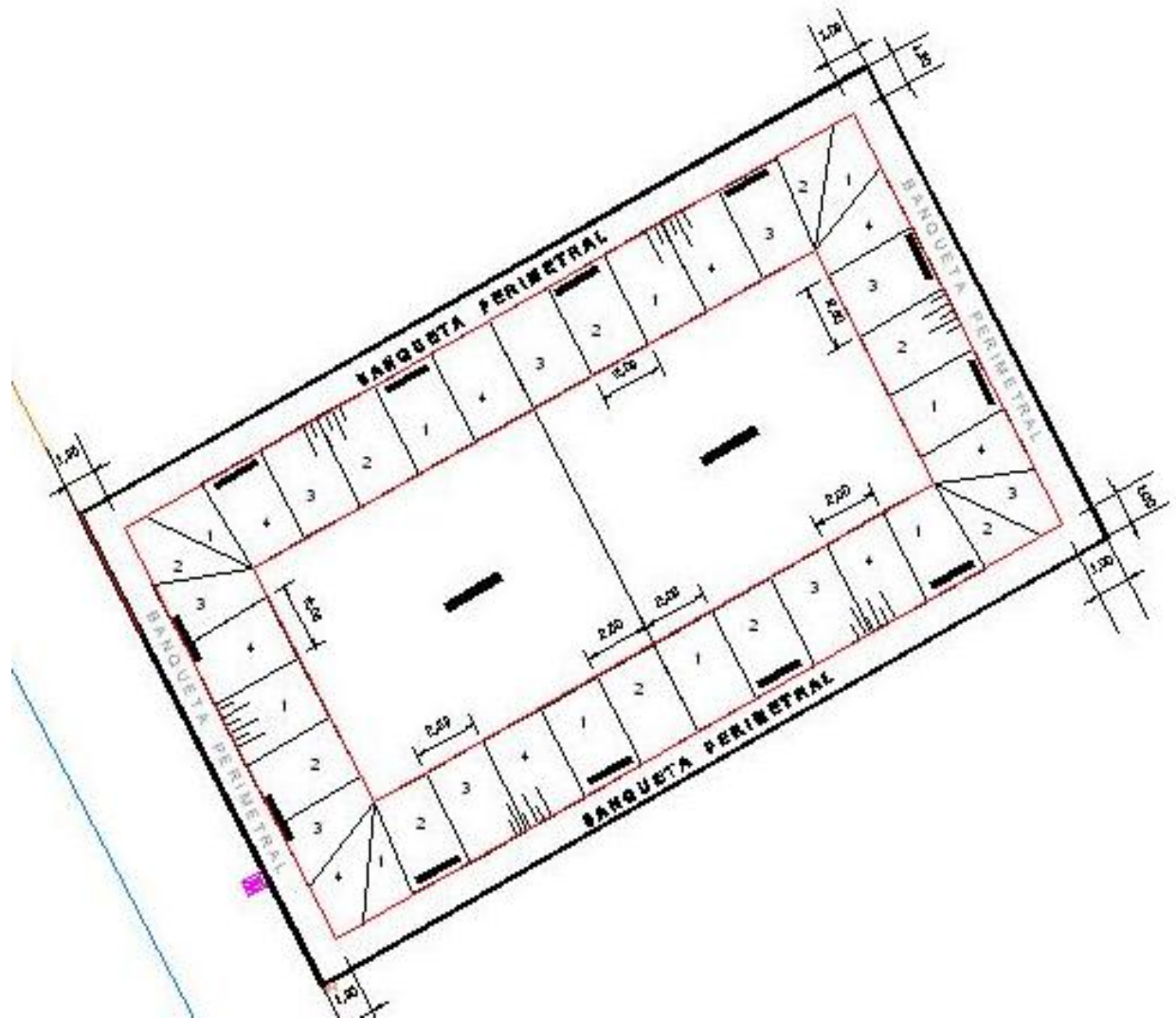
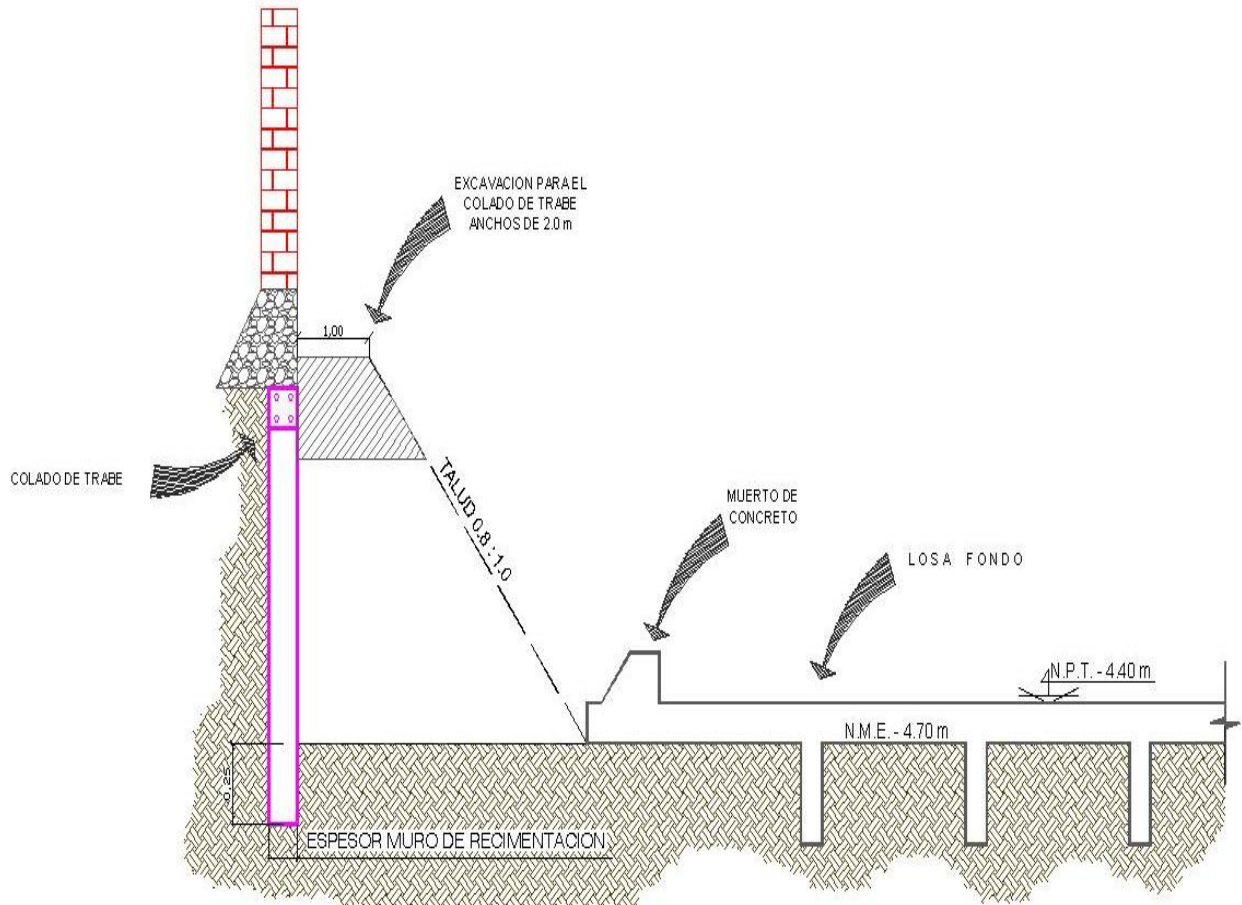


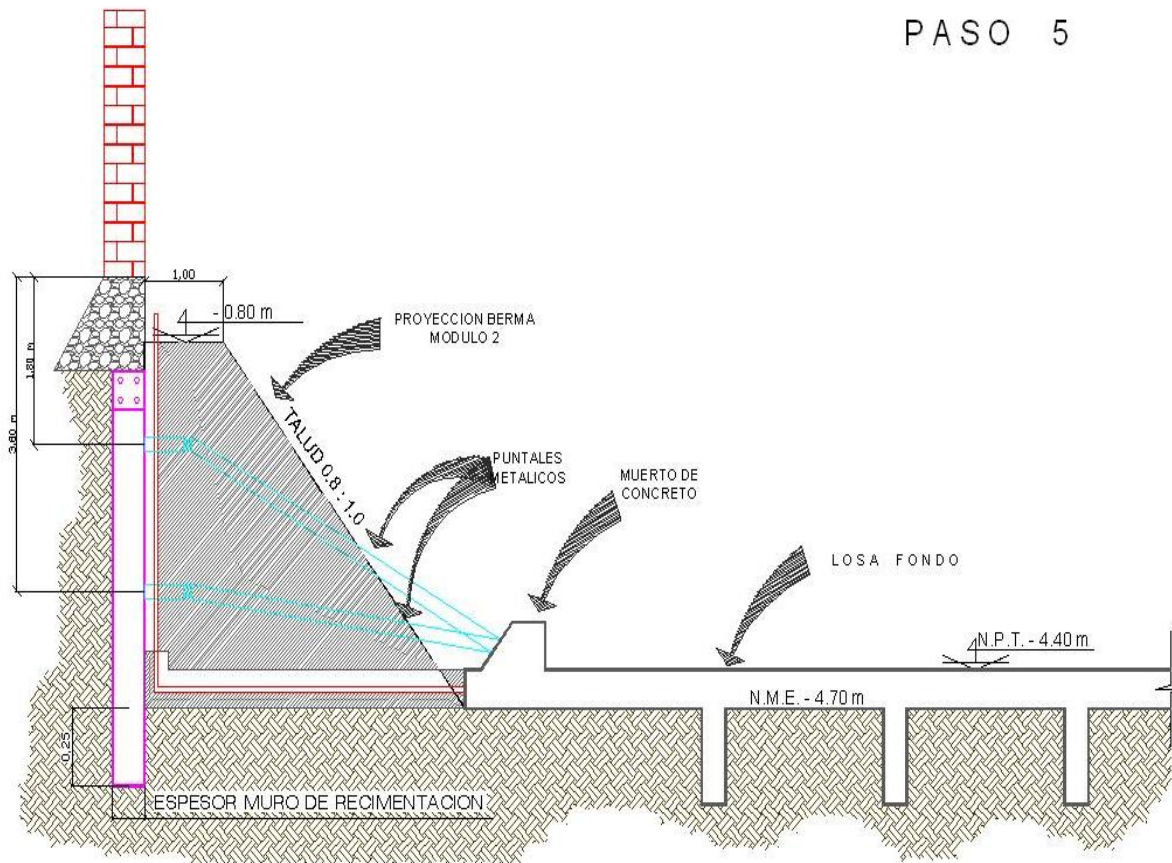
FIGURA No 21 MODULACION DE RETIRO DE BERMA



**FIGURA No 27 CONSTRUCCION DE MURETES**

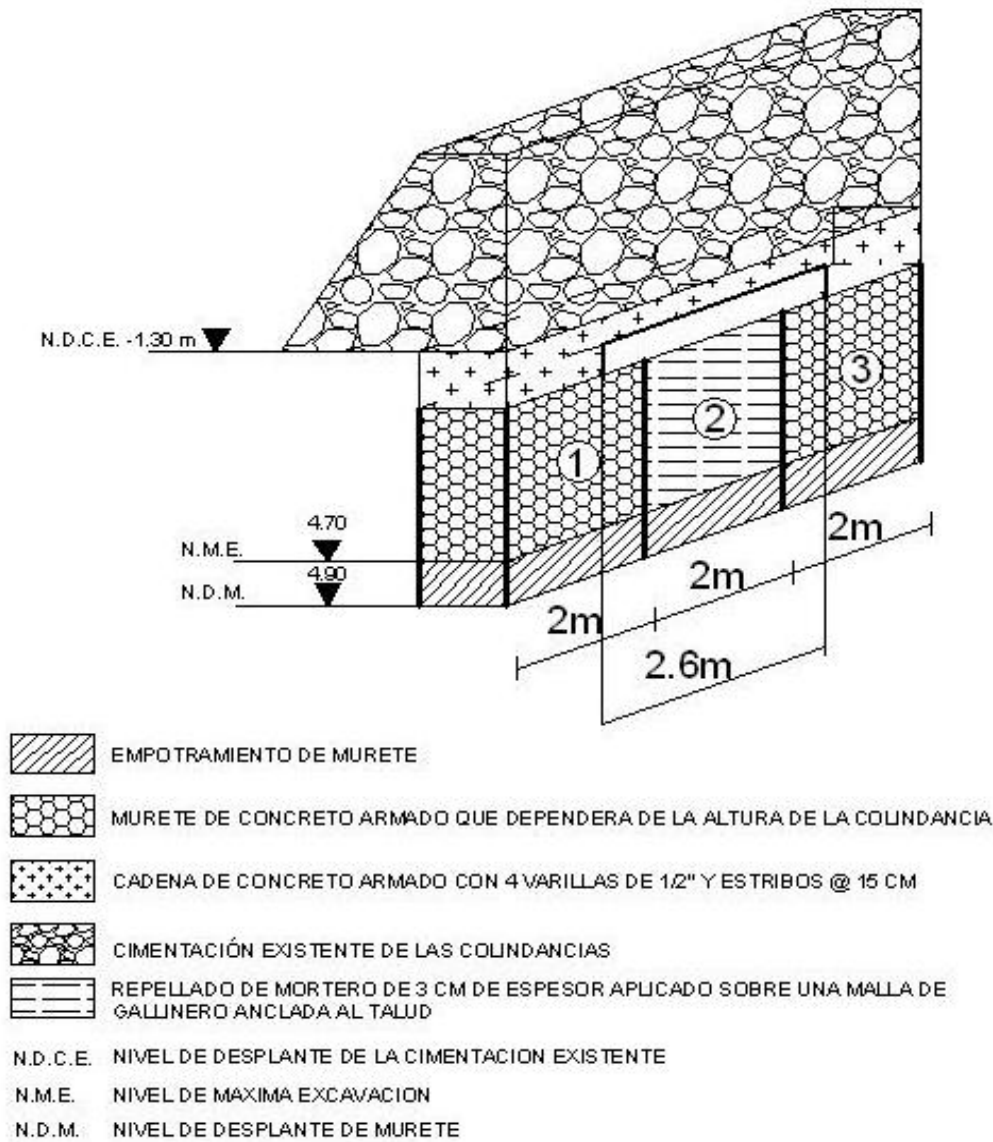
- Dado que lo más conveniente es emplear un muro Berlín constituido por viguetas metálicas y una ataguía de muros de concreto armado de 10 cm de espesor, más el muro de acompañamiento propio del sótano, y considerando que se desea tener un proceso constructivo seguro pero económico, se recomienda que para no emplear este muro, deberán abrirse módulos de 2 m ancho, e ir construyendo los muros perimetrales en forma consecutiva y troquelando contra la losa central como se indica en las figura 28.





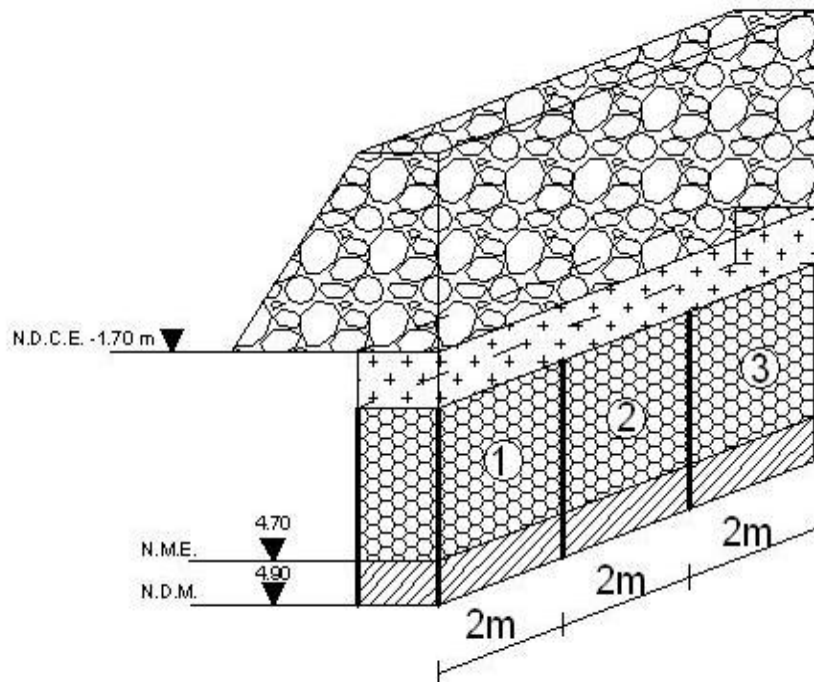
**FIGURA N° 28 COLOCACION DE PUNTALES**





- Como se estableció anteriormente, y de acuerdo a un análisis de estabilidad de taludes realizado con las sobrecargas que ejercen las colindancias sobre sus respectivas cimentaciones al momento de realizar un corte vertical, es necesario dejar inicialmente una berma perimetral, sin embargo en las figuras 25 y 26 se presentan las dos alternativas de recimentación que deberán implementarse para el caso de colindancias iguales o menores a dos niveles y para el caso de estructuras colindantes mayores a 2 niveles respectivamente.



## COLINDANCIAS DE 2 NIVELES Ó MENOS

FIGURA No 25 MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS



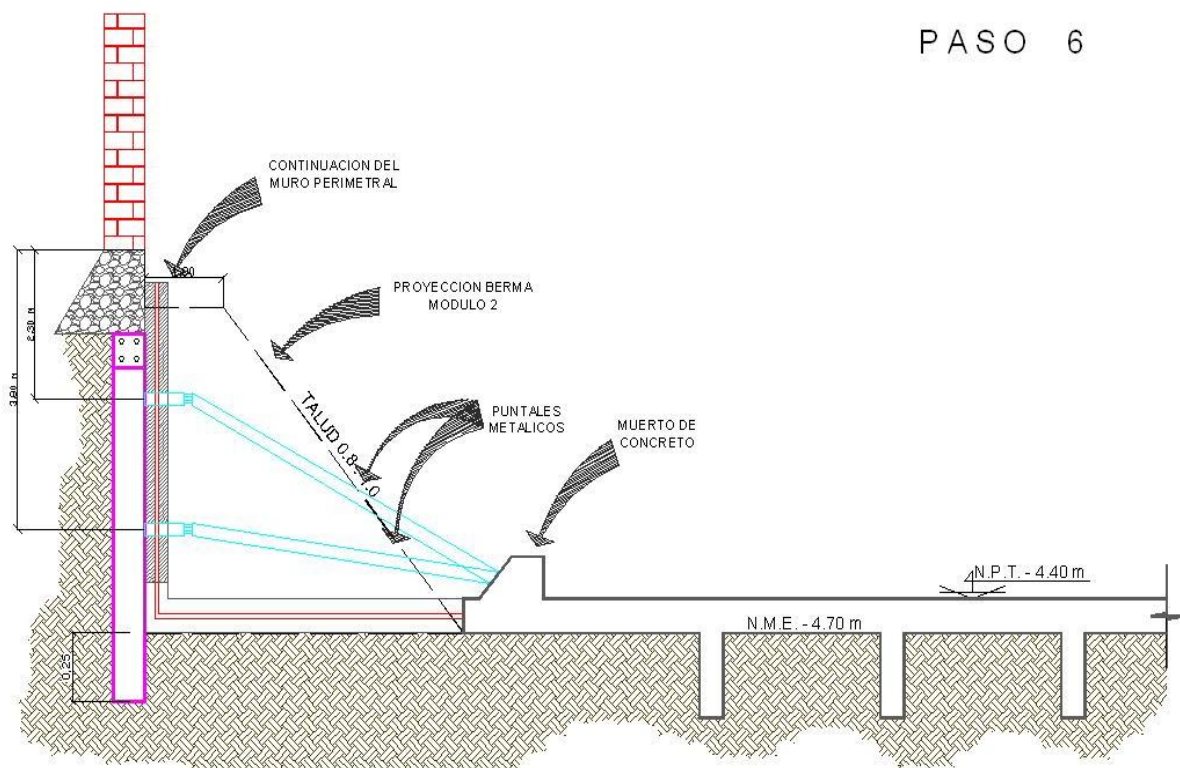
-  EMPOTRAMIENTO DE MURETE
  -  MURETE DE CONCRETO ARMADO QUE DEPENDERA DE LA ALTURA DE LA COLINDANCIA
  -  CADENA DE CONCRETO ARMADO CON 4 VARILLAS DE 1/2" Y ESTRIBOS @ 15 CM
  -  CIMENTACIÓN EXISTENTE DE LAS COLINDANCIAS
- N.D.C.E. NIVEL DE DESPLANTE DE LA CIMENTACION EXISTENTE  
 N.M.E. NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION  
 N.D.M. NIVEL DE DESPLANTE DE MURETE COLADO 20 CM POR DEBAJO DEL N.M.E.

## COLINDANCIAS MAYORES A 2 NIVELES

FIGURA No 26 MURO DE RECIMENTACION DE COLINDANCIAS

- Previo a la recimentación conviene construir una trabe en tramos de 2.6 m de longitud por debajo de la cimentación existente, como se muestra en las figura 27, aplicando un aditivo expansor que garantice la interacción entre cimentación existente y trabe colada, con el objeto de que se pueda puentear los muros de recimentación en aquellos lugares donde se tienen estructuras con dos o menos niveles, que se indican en la figura 19.

- Una vez colados los muros de recimentación en los módulos 1, posteriormente en las colindancias con las estructuras de dos o menos niveles (ver figura 30) se excavará el módulo 3, de tal forma que se cuele el murete de concreto armado de 20 cm de espesor y hasta 20 cm por debajo del nivel de máxima excavación (por pateo), lo anterior es con el objeto de que cuando se descubra el módulo 2 la trabe previamente colada por debajo de la cimentación sirva de marco puenteador el modulo 1 y 3, y únicamente se repellen los materiales expuestos de la pared del modulo excavado.



**FIGURA 30 HABILITADO Y COLADO DE CIMENTACIÓN PERIMETRAL**

- El repellado recomendado en el inciso anterior se hará con mortero de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero que se anclará al talud con

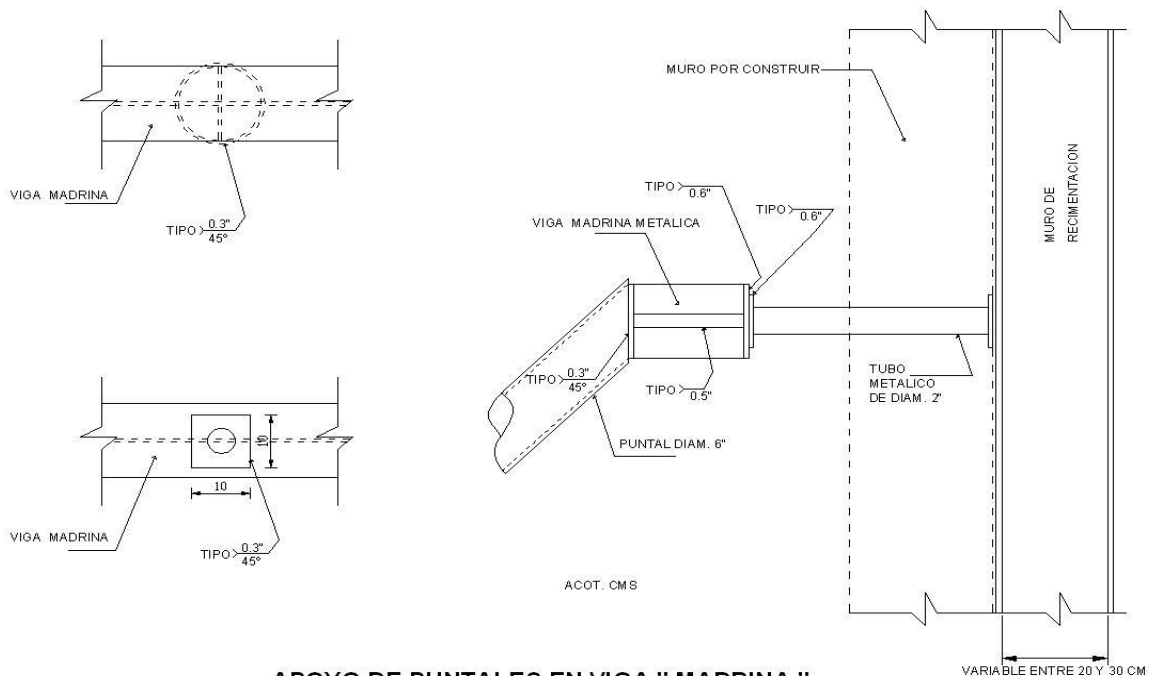
varillas de 3/8" de 30 cm de longitud, con el objeto de proteger a los materiales contra intemperismo.

- En caso de que al descubrir los materiales dejados por el corte sean desfavorables en los módulos donde únicamente se repellará, se procederá a recimentar en forma continua, lo cual deberá ser verificado en campo por un especialista en Mecánica de Suelos.

- En las colindancias donde se tengan estructuras de más de dos niveles será necesario recimentar en forma continua considerando la magnitud de la sobrecarga que gravita sobre las cimentaciones existentes.

- Bajo ninguna circunstancia deberá permitirse abrir el modulo contiguo hasta no haber colocados los troqueles correspondientes en cada tramo y debidamente apoyados.

- En la figura 29 se presenta el detalle que deberá implementarse para el troquelamiento entre el muro de recimentación y la losa de fondo, de tal forma que permita la construcción del muro perimetral y permanezca su troquelamiento, hasta que no se tenga el elemento estructural que soporte el empuje que soportan los puntales y generados por el suelo y la sobrecarga.

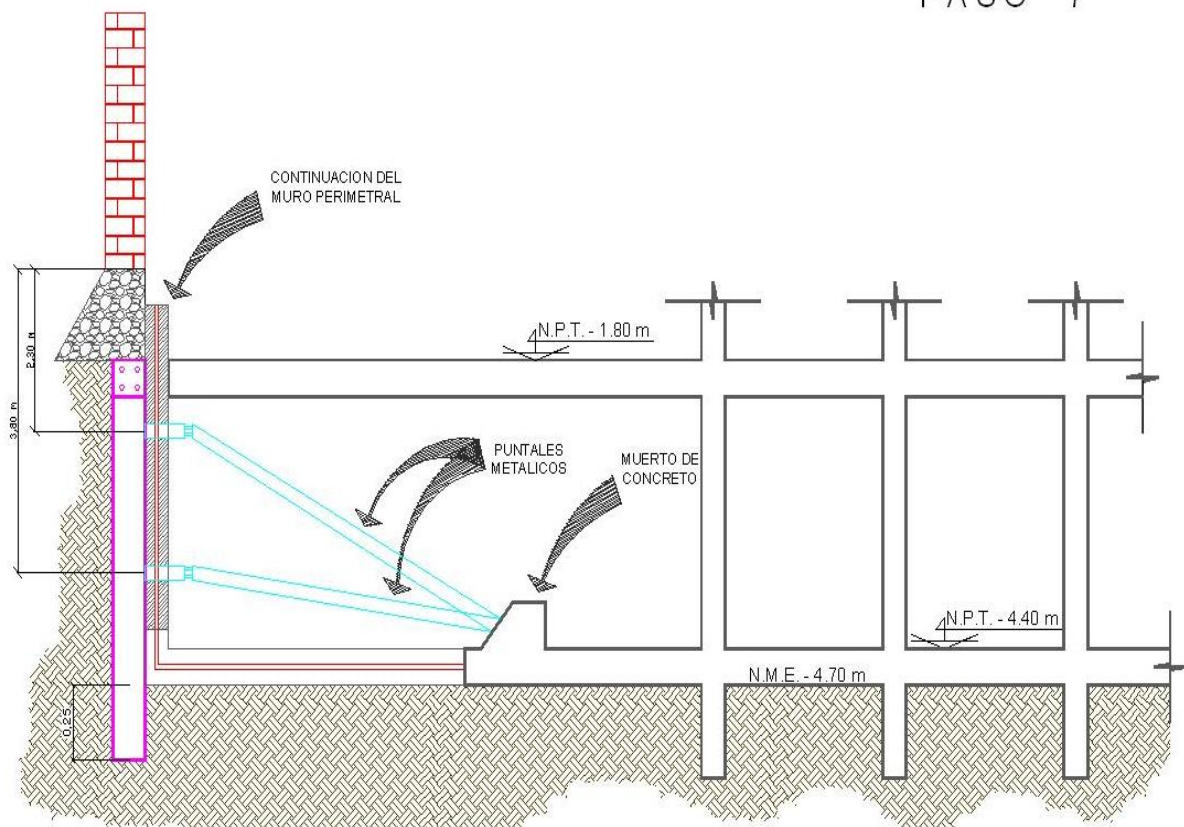


**APOYO DE PUNTALES EN VIGA " MADRINA "**  
**FIGURA 29 APOYO DE PUNTALES EN VIGA MADRINA**

- En el proceso de excavación no se requiere bombeo profundo, dado que no se detecto nivel freático, sin embargo si se excavará en época de lluvias posiblemente se requieran bombeo de achique local, para ello se deberán disponer de dos bombas autocebantes de 4" de salida.

- Una vez que se tiene construida la primera etapa en su parte central, y cuando se tenga edificado por lo menos hasta la losa de planta baja, se procederá abrir la segunda etapa, con la misma secuencia establecida para la primera etapa, con el objeto de regular las expansiones. (Ver figura 31)

PASO 7



**FIGURA 31 CONSTRUCCION DE LOSAS DE SÓTANO PARA RETIRO DE PUNTALES**

- En esta etapa podrán cambiarse los troqueles y apoyarlos sobre la misma estructura de tal forma que permita tener troqueles con una longitud menor. Estos troqueles no podrán retirarse hasta no haber construido las losas de los sótanos que soporten en forma definitiva los empujes soportados por los puntales provisionales.

- Lo anterior es con el objeto de reducir las expansiones que pueden presentarse si no se regula la excavación, dado que al excavar un terreno, este libera esfuerzos elásticos como producto de la descarga de los materiales excavados y que disipan presiones de esfuerzo que se incrementan conforme mayor sea el área excavada, razón por la que se estableció efectuar en dos etapas la excavación.

Si se necesita excavar más profundo implica que se requerirá de un muro ataguía que soporte mayores empujes, y la solución más viable es muro Berlín, para ello se realizarán perforaciones del orden de 1.5 m por debajo del nivel de máxima excavación y en donde se alojaran viguetas metálicas de 6" por 8", las cuales se confinarán con concreto en el 1.5 m de empotramiento por debajo del nivel de máxima excavación y se rellenarán con grava en la longitud restante que las confine, de tal forma que no se encuentren sueltas al momento de que se descubran, colando entre las viguetas un muro de concreto armado de 10 cm de espesor y que permite colar el muro perimetral en forma continua siempre y cuando se mantenga el troquelamiento en forma constante hasta no tener un elemento de concreto que soporte los empujes generados.

Se recomienda que no se realice ninguna trabe de cimentación perimetral, que requiera profundizar la excavación a una profundidad mayor a la contemplada en el Estudio, se hace hincapié en la necesidad de implementar una instrumentación que permita conocer el comportamiento de la excavación y tomar medidas preventivas. .

Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa, se procede de la misma manera con los tramos restantes. A continuación se termina de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan. (Ver figura 31)

### **6.3 Sistema de Muro Milán.**

De conformidad con las condiciones del proyecto y análisis realizados, se propone la siguiente alternativa general del proceso constructivo, incluyendo excavación, protección a colindancias y construcción de la cimentación:

#### **6.3.1 Proceso Constructivo**

- Excavación para alojar a los sótanos dejando una berma perimetral, y empleando sistema muro Milán de 40 cm de espesor.
- Excavación del núcleo central y construcción parcial del cajón de cimentación.

- Excavación y construcción final del cajón de cimentación en tramos alternados de 4.0 m de longitud de la berma-talud.

### **Construcción del núcleo central con ataque posterior de colindancias con troquelamiento a muro Milán perimetral.**

- Demolición del resto de las estructuras que actualmente se encuentra en el predio, cuidando el retiro de toda la cimentación, incluyendo las perimetrales, para evitar problemas posteriores de estabilidad de taludes.
- Localización y trazo del cajón de cimentación y muro Milán.
- Se realizara la construcción del muro Milán a 6.7 m de profundidad, necesarios para el ataque a las colindancias. Deben dejarse todas las adaptaciones necesarias para ligar estructuralmente el muro con las losas de los sótanos. Todas las actividades anteriores son previas al inicio de la excavación.
- Excavación general en dos etapas del predio delimitado por el proyecto, dejando una berma perimetral de 1.0 m y excavado con un talud de 0.75 :1 (horizontal:vertical), empezando la excavación del centro del predio hacia la periferia.
- Finalizada la excavación del centro del predio, se inicia la construcción del núcleo central de la estructura hasta alcanzar el nivel de calle, es decir la construcción del sótano y medio.
- Finalizada la construcción de los sótanos en el núcleo central, posteriormente se iniciará el ataque a colindancias por tramos alternos de 4 m de largo.
- Una vez que la excavación de los tramos alternos alcance -2.25 m de profundidad, se troquelará directamente contra la estructura del núcleo central. Concluido esto se continúa la excavación hasta llegar a -3.7 m de profundidad en donde se colocará el segundo nivel troqueles, de la misma forma en que se colocó el primer nivel.
- Finalizada la excavación en cada tramo alterno se completa la cimentación en cada uno de ellos hasta alcanzar el nivel de banquetta, hasta ese momento se podrá iniciar la excavación y construcción de los siguientes tramos alternos en las colindancias. El proceso constructivo continúa siguiendo los mismos pasos y hasta completar todo el perímetro de las estructuras.
- La construcción ascendente de la superestructura se puede realizar en paralelo al ataque de las colindancias en los sótanos.
- El fondo de la excavación, antes del colado de la losa de fondo, se protegerá colocando una plantilla de concreto pobre de 5.0 cm de espesor, para evitar alterar el suelo de apoyo durante las maniobras de construcción y en caso necesario se colocará una capa de grava de 8 cm de espesor.



En las figuras 32 a 34 se presenta el proceso constructivo del muro Milán

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE MURO MILÁN

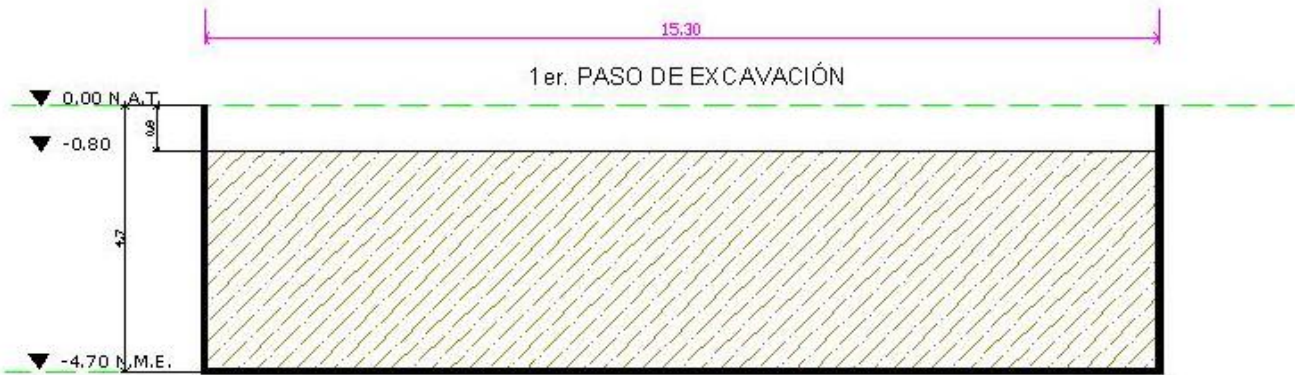


FIGURA ) Se realizará una excavación inicial a 0.80 m de profundidad en toda el área del terreno.



FIGURA ) Se iniciará con la construcción del muro Milán, desplantandose en la cota -6.70.

**FIGURA 32 PROCESO CONSTRUCTIVO MURO MILAN**

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE MURO MILÁN

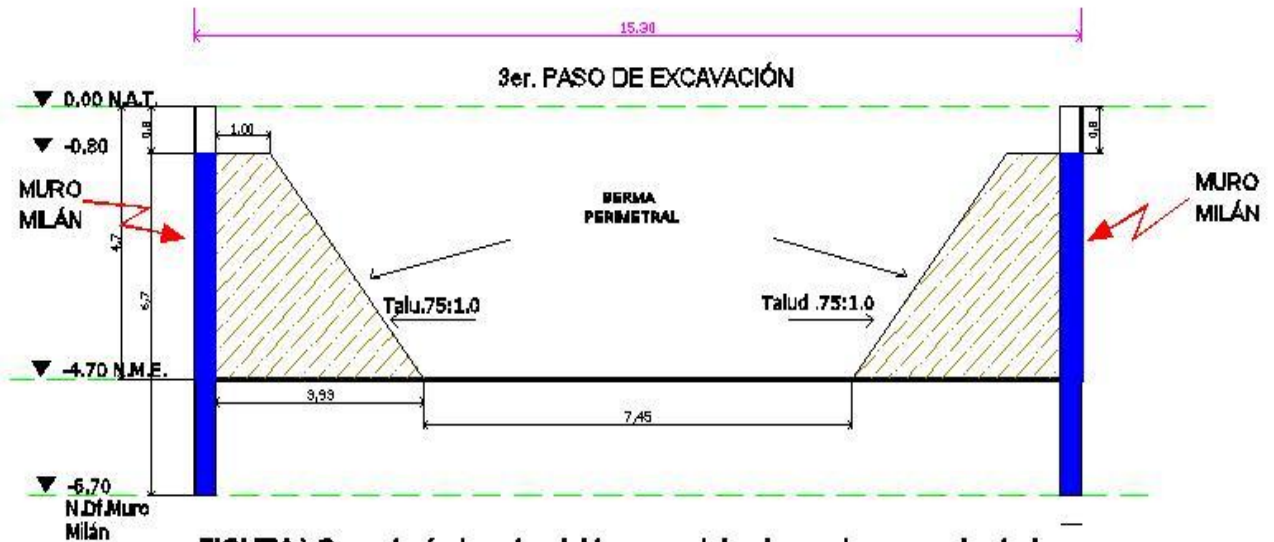


FIGURA ) Se cortará el centro del terreno, dejando una berma perimetral con una banqueta de 1.0 m y un talud 0.75:1.0 (H : V).

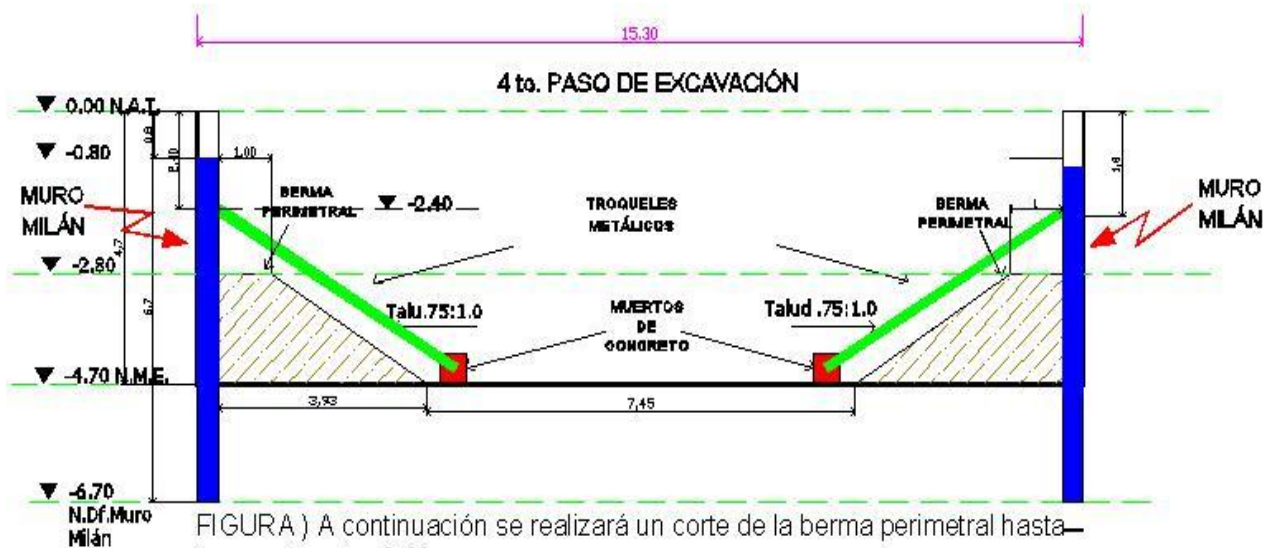


FIGURA ) A continuación se realizará un corte de la berma perimetral hasta llegar a la cota -2.80.

FIGURA ) Se colaran unos muertos de concreto al centro del terreno para proceder a colocar la primer línea de troqueles.

### FIGURA 33 PROCESO CONSTRUCTIVO MURO MILAN

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE MURO MILÁN

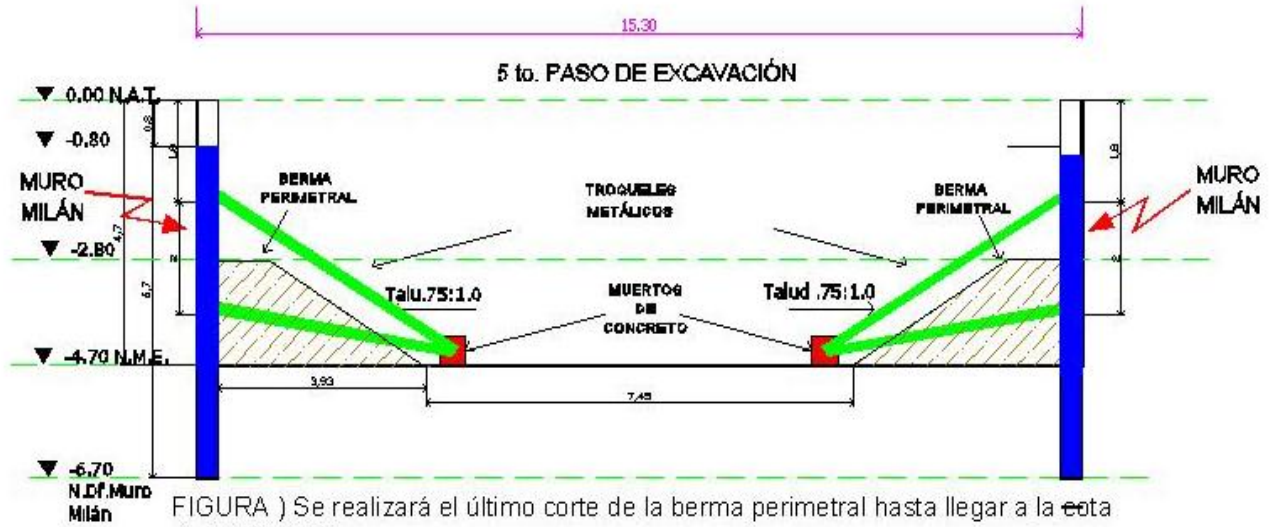


FIGURA ) Se realizará el último corte de la berma perimetral hasta llegar a la esta -4.70 (N.M.E.)

FIGURA ) Se iniciará la construcción de la estructura restante.

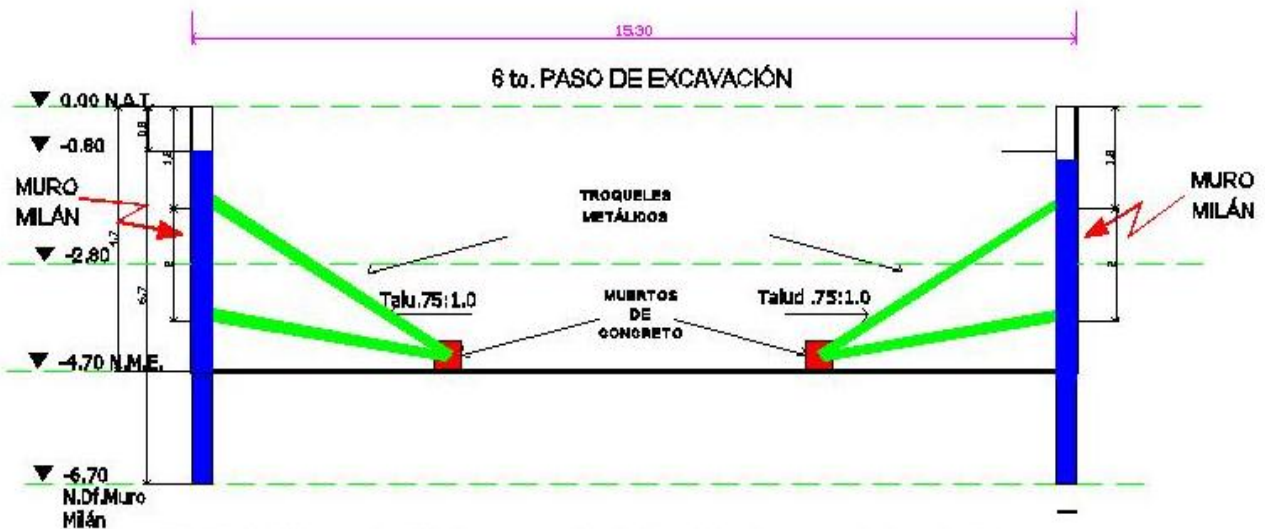


FIGURA ) Se recortará la berma perimetral hasta alcanzar el nivel de máxima excavación y se colocará la segunda línea de troqueles.

**FIGURA 34 PROCESO CONSTRUCTIVO MURO MILÁN**

### **6.3.2 Diseño del troquelamiento.**

Durante la construcción, el sistema de muro perimetral deberá diseñarse para soportar los empujes provocados por las presiones horizontales a corto plazo presentadas, el sistema de troquelamiento que se requerirá podrá ser en uno o dos niveles y se recomienda que tenga un espaciamiento horizontal de 5.0 a 6.0 aproximadamente, de acorde con la longitud de los paneles del muro Milán.

#### **a) Para el Muro Milán debe considerarse lo siguiente:**

- Construcción de brocales de 20 cm a ambos lados de lo que será el Muro Milán, y que servirá de guía; como especificación es necesario que la profundidad mínima de los brocales sea de 1.20 m.
- Los Muros Milán serán de 40 cm de espesor, con módulos variables entre 5 y 7.5 m, desplantados a 6.7 m y que las barbas de acero en la parte superior sobresalgan del brocal por lo menos 50 cm.
- La almeja de excavación tienen una abertura hasta de 2.50 m, se excavarán las partes extremas del módulo de ataque y posteriormente la franja central del módulo atacado.
- Como no se tiene agua y debido a la resistencia que tienen los materiales a la penetración estándar entre 20 y 30 golpes, conforme se excave no será necesario ir vaciando lodo bentonítico con el fin de mantener la estabilidad de las paredes de la excavación, ya que podrá realizarse en seco, siempre y cuando se efectúe el proceso continuo, únicamente se emplearía lodo bentonítico en el caso de que las filtraciones de las colindancias sean de mayor caudal al momento de la excavación.
- El tiempo de construcción del Muro Milán requerirá del orden de 8 semanas.
- El espacio perdido por Muro Milán será de 20 cm de brocal + 40 cm de Muro Milán resultando 60 cm, por lo que se puede eliminar el Muro de sótano, únicamente habrá que considerar que se requerirá picar y aplanar la superficie expuesta del Muro Milán para proporcionarle una apariencia adecuada.
- Las juntas del Muro Milán serán a cada 7.5 m y su tratamiento se efectuará mediante un tubo de diámetro igual al espesor del muro mismo que resulta de 40 cm.

## **b) Ventajas**

- Menor vibración provocada por los equipos al subsuelo
- Requiere menos troquelamiento
- Se puede excavar hasta  $-2.05$  m, es decir a  $-0.25$  m por debajo del nivel del piso terminado del primer sótano, sin necesidad de troquelar previamente. Dejando un talud 0.75:1 (horizontal:vertical) con una banquetta de un metro a partir de la cota de 2.05 m .
- Tratamiento de fugas con inyecciones.
- Se recomienda utilizar troqueles metálicos de 8" de diámetro.

## **c) Desventajas**

- Se dificulta el anclaje de traveses y losas en sótano y cimentación.
- La apariencia no es perfecta.
- Manejo de lodos bentoníticos.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona.

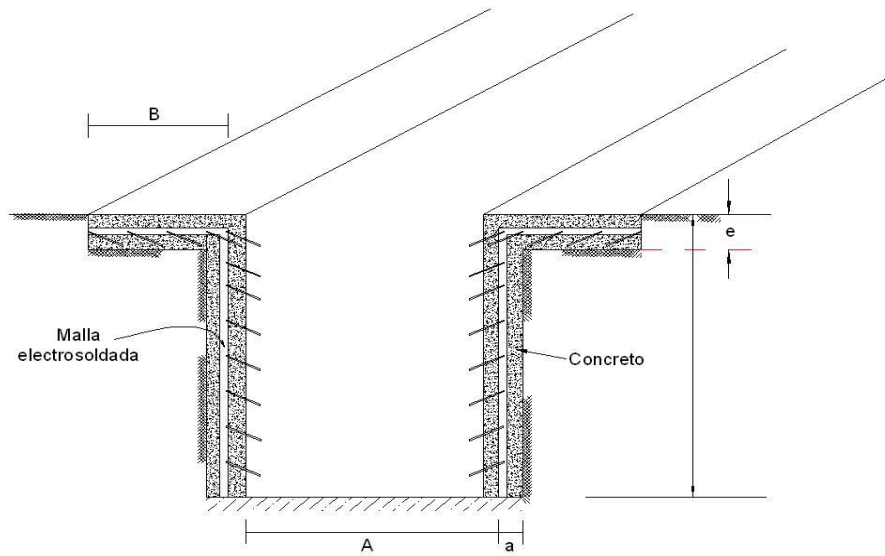
### **6.3.3 Proceso de construcción de muro Milán.**

La secuela constructiva recomendada es la siguiente: 1) construcción de brocales guía; 2) excavación de tableros; 3) estabilización de la perforación con lodo bentonítico en caso necesario; 4) colocación de armaduras; 5) juntas con tubos metálicos; y 6) colado del muro con tubería Tremie.

#### **6.3.3.1.- Muros guía (pre trinchera) o Brocales.**

Se recomienda construir un brocal de una altura de 1.5 m y de un ancho de 0.65 m. (Ver figuras 36 y 37) Algunas de las funciones que tiene la construcción de los elementos son las siguientes:

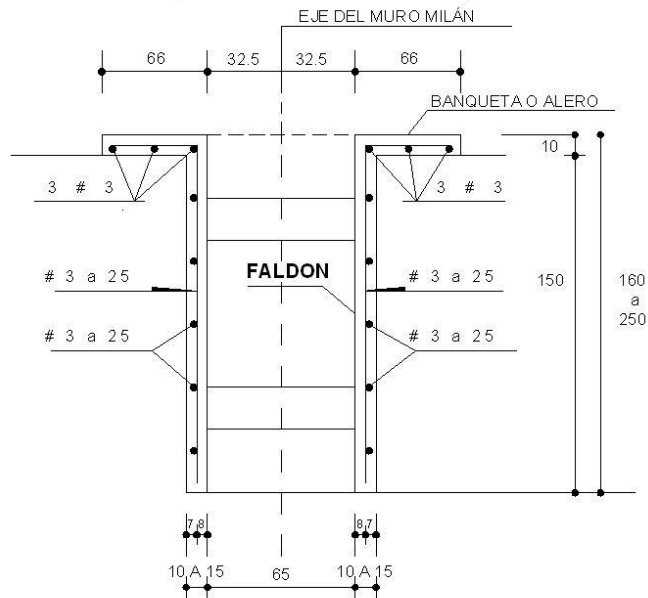
- Permite marcados y nivelaciones.
- Sirve de apoyo para las maniobras (tubo de junta, armaduras).
- Sirve de reserva de lodo al principio de la perforación.
- Asegura la estabilidad del suelo en superficie.
- Sirve de guía a los equipos de excavación.



Preexcavación para la construcción del brocal guía

FIGURA 36

BROCAL  
(DIMENSIONES GENERALES)



DIMENSIONES EN cm

ARMADO Y DIMENSIONES TÍPICAS DE UN BROCAL...

FIGURA 37

### **6.3.3.2.- Fluido para excavación (Lodo bentonítico).**

En caso necesario se requiere implementar en obra una planta de lodos o un proveedor que suministre el volumen mínimo por tablero. El lodo bentonítico será reciclable, después del colado del muro se hará pasar por una planta desarenadora previamente instalada. El volumen recuperado será aproximadamente del 60% que podrá usarse en el muro subsecuente.

Otra opción es que durante el colado del muro se tengan pipas de la capacidad suficiente para acarrear fuera de la obra el lodo extraído durante el proceso de colado. Para la elaboración del lodo, se deberá contar con una toma de agua que aporte un gasto mínimo del volumen de cada tablero; o en su defecto suministrar agua tratada en pipas.

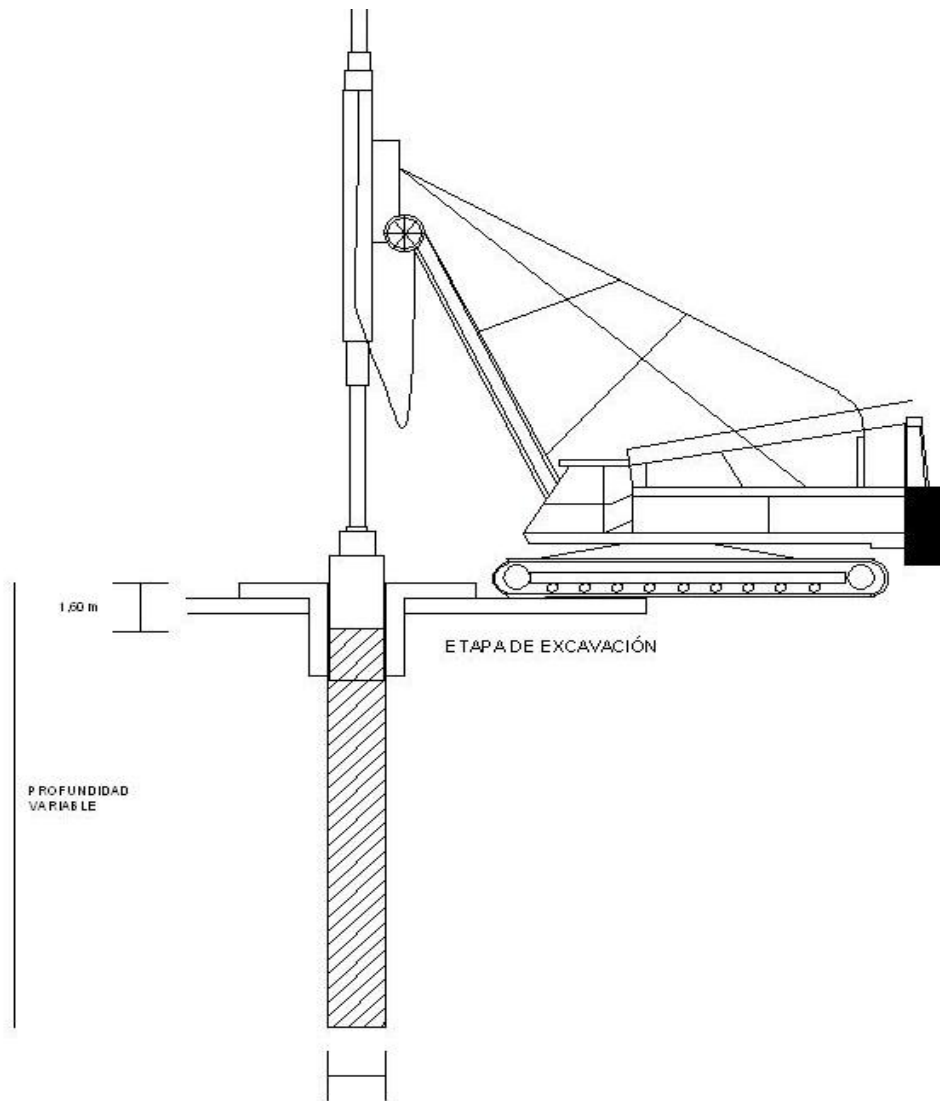
### **6.3.3.3.- Selección del equipo de perforación.**

De conformidad con la profundidad de las zanjas y las características del suelo, se define cual es el equipo más adecuado para la excavación. En nuestro caso se recomienda utilizar una almeja hidráulica guiada. Esta máquina consta de una almeja operada hidráulicamente fijada a una barra metálica deslizante llamada Kelly que sirve de guía y control de la verticalidad del sistema.

Estos equipos van montados sobre dragas de 45 o más toneladas de capacidad y puedan alcanzar profundidades del orden de los 30 m. la cantidad de camiones de volteo deben ser suficientes para sacar fuera de obra el material producto de la excavación.

### **6.3.3.4.- Perforación o excavación de zanjas.**

Desde inicio de la excavación debe inyectarse lodo para evitar la socavación de la boca de la trinchera. Al sacar la herramienta con suelo, debe evitarse la caída de detritus y dejar escurrir el lodo sobrante en la zanja. Otro aspecto importante durante la excavación e la trinchera es cuidar la verticalidad de la herramienta de excavación, evitando desviaciones o inclinaciones en la trinchera, garantizando la verticalidad del muro. (Ver figura 38)



### Inicio de la excavación y su secuencia de ataque

FIGURA 38

No se debe dejar la trinchera totalmente excavada y estabilizada por mucho tiempo, no más de 24 hrs., antes de colar el muro. Se recomienda que la excavación se realice como sigue: primero se excavan las porciones laterales y finalmente la central, con el propósito de lograr simetría y conservar la verticalidad.



### 6.3.3.5.- Colocación del armado.

Los aceros especiales y verticales deben dejar entre sí un espacio libre de 10 a 15 cm para el paso del concreto. Con objeto de garantizar una buena envoltura lateral, las armaduras tienen un ancho inferior al de la pared en unos 10 cm aproximadamente. Son necesarios centradores (rodillos o patines) y elementos de izado (asas, rigidizadores) para manipular y posicionar la armadura. Una vez colocada la parrilla se debe amarrar al brocal por medio de unas orejas, para evitar su flotación durante el colado.

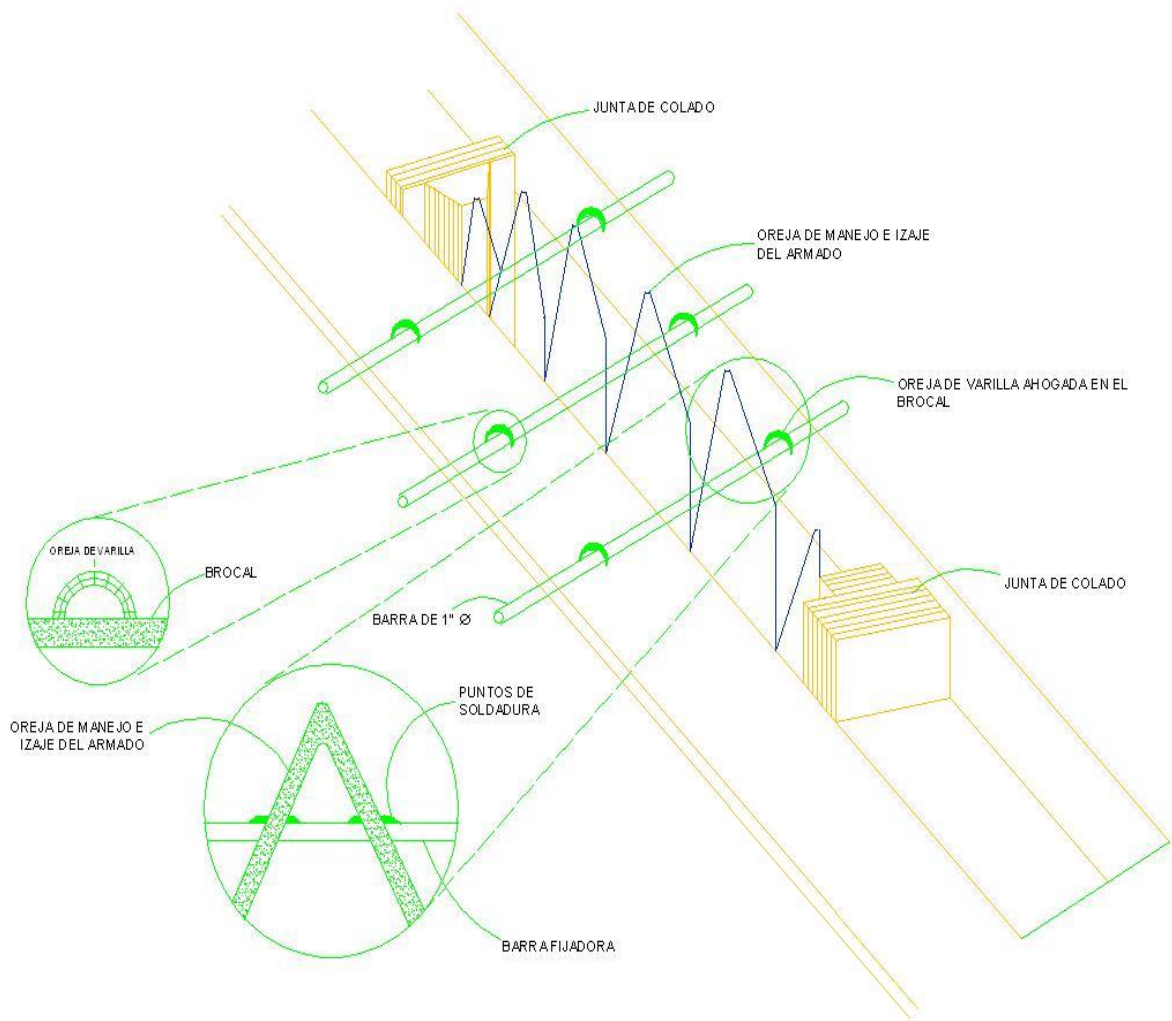
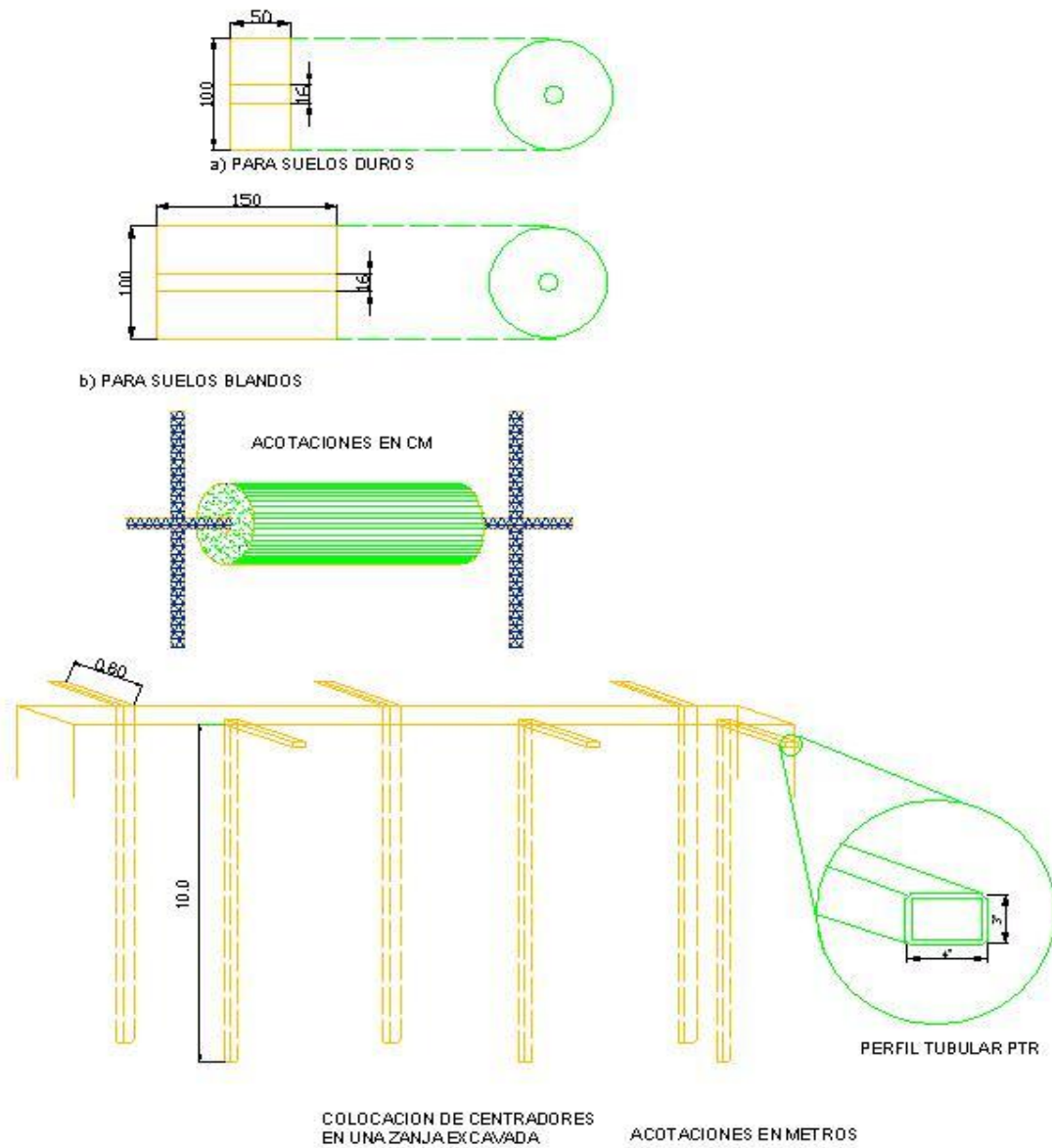
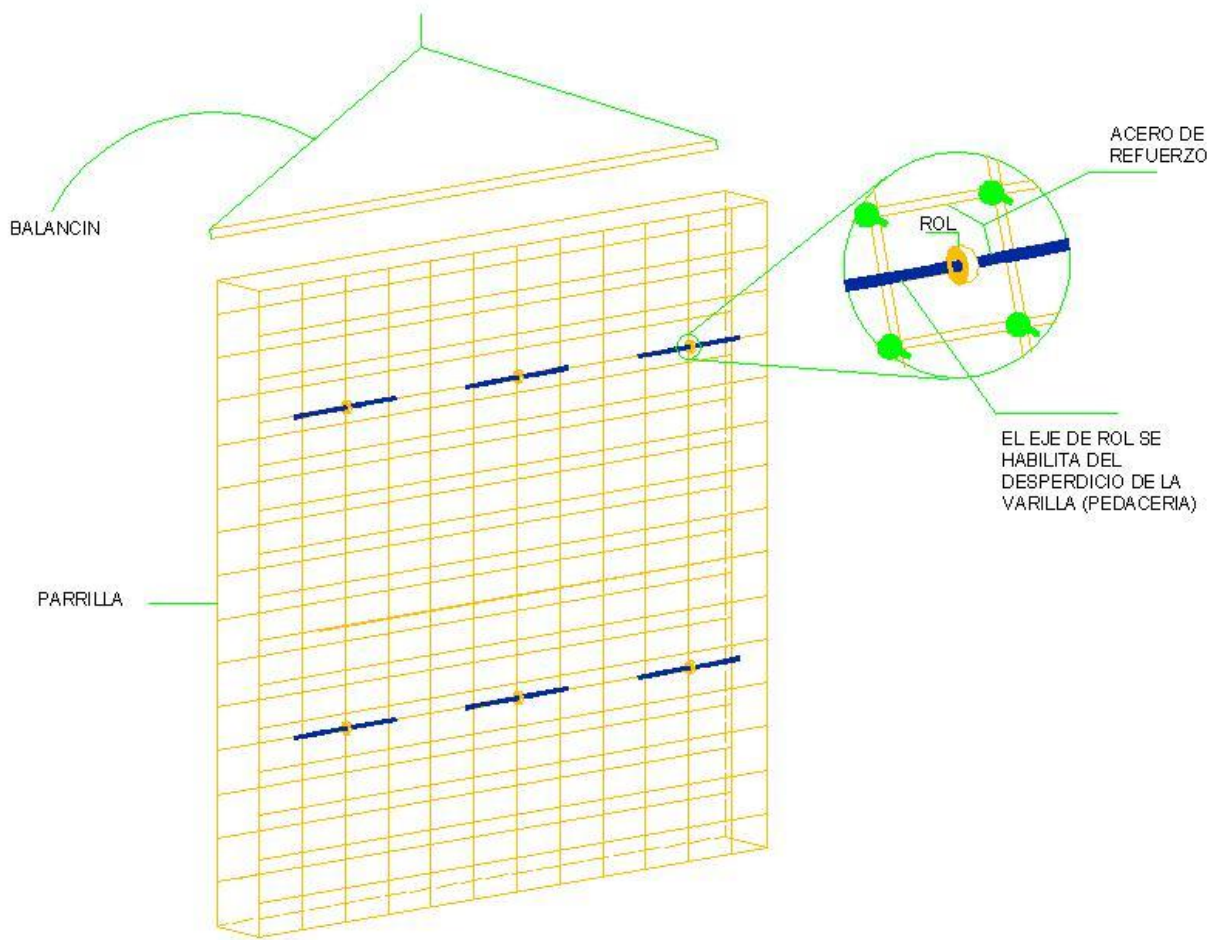


FIGURA 42



**Roles y centradores para garantizar la correcta colocación y recubrimiento del acero de refuerzo**

**FIGURA 43**



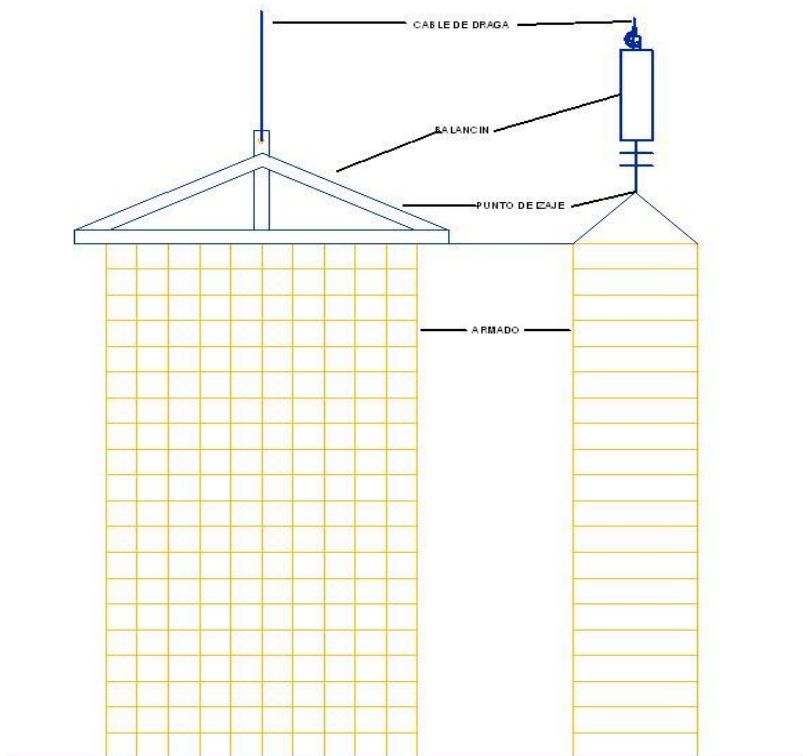
## Colocación de Roles

Se colocaran roles en la parrilla de refuerzo, para facilitar la introducción y el deslizamiento de la misma a la excavación previamente realizada por el equipo de guiado.

**FIGURA 44**

### 6.3.3.6.- Maniobras de izaje:

Esta maniobra es muy importante en el proceso de construcción de muro Milán y debe realizarse tratando de evitar la deformación de la parrilla de acero. Debe contarse con un balacín, que sujete al armado en varios puntos a la vez. Con este aditamento será introducido en la zanja cuidando que no quede asentada en el fondo de ella, es decir, debe mantenerse suspendida en el nivel correcto. Para evitar el efecto de flotación del esfuerzo que frecuentemente se presenta durante el proceso de colado, deberá anclarse al brocal colando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal, que impida el movimiento ascendente del armado.



Izado del armado de acero de refuerzo con balacín,  
para evitar deformaciones

Empleo de balacín con seis puntos de izaje para el manejo de los armados

**FIGURA 35**

### 6.3.3.7.-Centrado del acero de refuerzo.

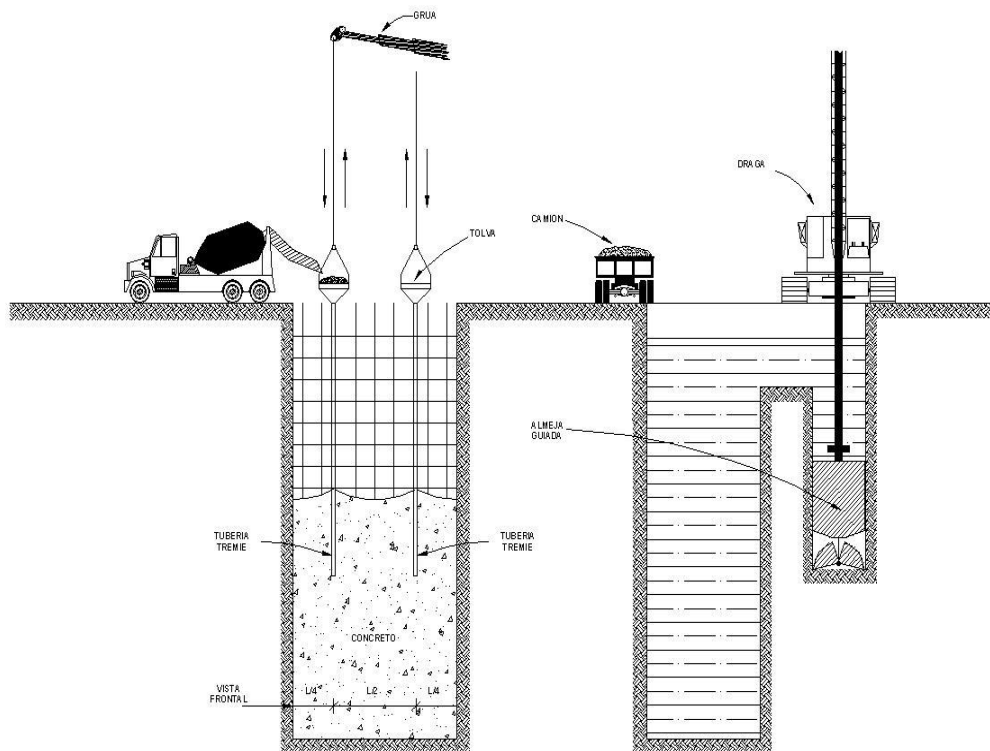
En este caso es recomendable el uso de centradores tubulares (patines) hechos con base de perfiles PTR de 4" x 3". Se colocaran en la zanja apoyados

en el brocal antes de proceder a instalar el armado y serán extraídos al momento de terminar el colado o antes si este se ha retrasado por algún imprevisto y ya se ha iniciado el fraguado del primer concreto vaciado.

Terminada la excavación del primer tramo se introducen los tubos junta, de sección circular o trapecial, ligeramente inferior al ancho de la excavación. Llevada la excavación hasta su máxima profundidad de proyecto se colocarán las juntas metálicas; una por cada extremo que delimitan la longitud del muro, el largo de la junta será como mínimo 1.0 m mayor a la profundidad de desplante del muro; estos elementos tienen la función de formar el machimbre entre muros.

Para el manejo de estas piezas se utilizara una grúa con pluma. En la extracción de estas piezas se puede utilizar el mismo tipo de equipo pero además con patesca.

Se hace el colado con una tubería premie (columna de vaciado o trompa) bajo agua o lodo. La operación de vaciado no debe ser interrumpida: debe hacerse en una sola operación.



Maniobras para la perforación

**FIGURA 39**

Se tardara a menudo el fraguado del concreto (en 10 horas como máximo) y se usan cadencias elevadas (hasta 50 m<sup>3</sup>/h de rendimiento). Más allá de 5 a 6 m de abertura, el concreto tiene poca fluidez horizontalmente y deben preverse 2 columnas.

El tubo debe llegar hasta 20 o 30 cm arriba del fondo de la excavación, para vaciar la primera carga de concreto, antes de realizar el primer vaciado debe colocarse un tapón (pelota) en el interior del tubo para que se empujado por el concreto, desaloje el lodo y sirva como seguro para evitar la penetración del lodo.

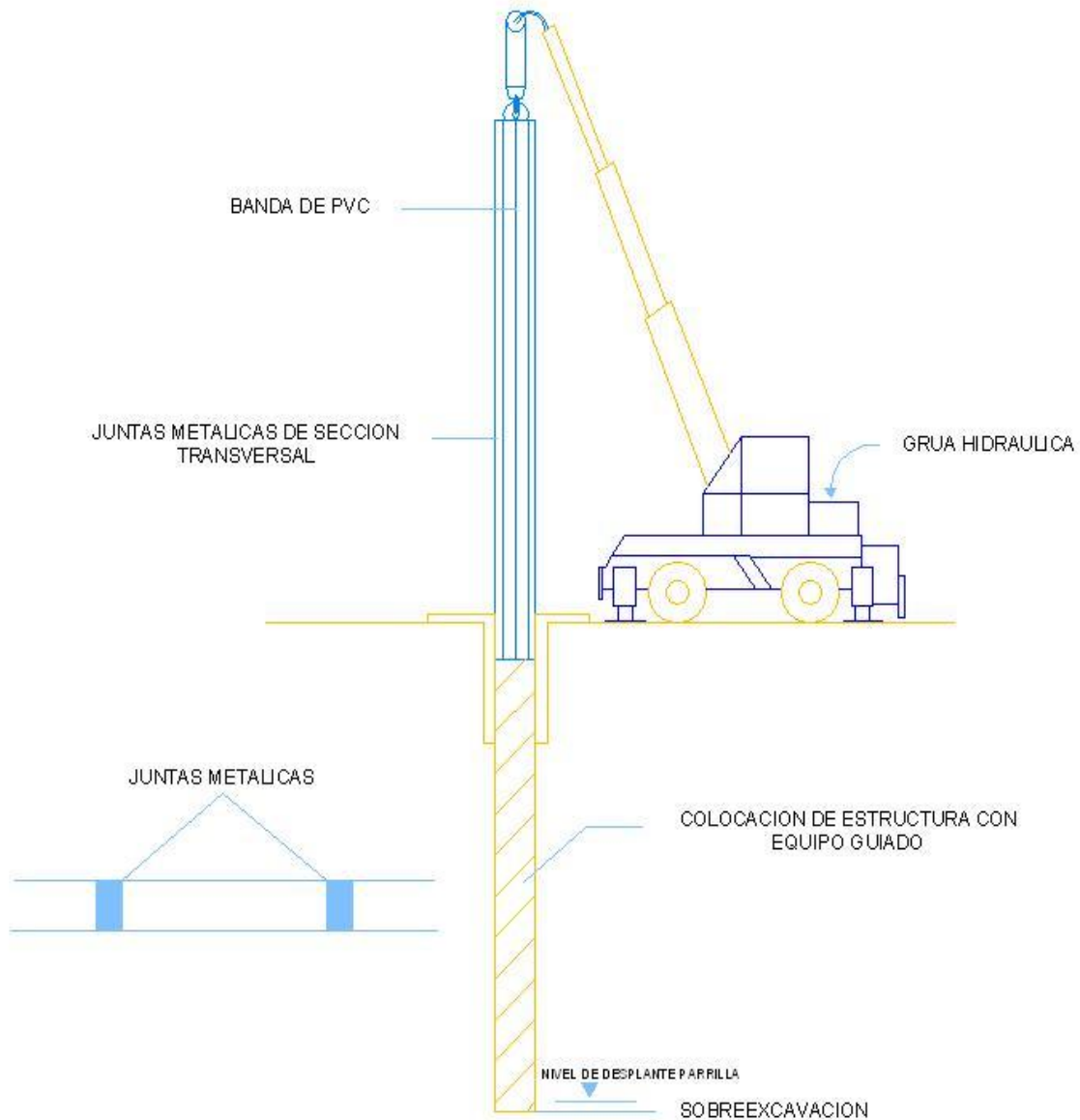
A continuación se mencionan algunos puntos importantes de este procedimiento:

- El diámetro de la tubería debe ser entre 8" a 12" y su longitud será de 3 m como máximo. Deberá ser lisa por dentro y por fuera para que el concreto fluya libremente y evitar atoramiento en el armado.
- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, no se permitirá que el lodo o agua penetre a través de ellas. Las cuerdas de cada tramo de tubería deben estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado. Son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.
- Antes de iniciar el colado se colocara un tapón deslizante dentro de cada línea de colado que puede ser pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con el lodo o agua al inicio del colado.
- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerá ahogadas en el concreto cuando menos 1.5 m.
- El concreto debe ser con agregados de 19 mm como máximo y revenimiento de 18 + 2 cm.
- El colado deberá realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

#### **6.3.3.8.- Juntas.**

Se observa un croquis de los elementos que comúnmente se emplean para moldear las juntas de los tableros del muro Milán, para lograr el machihembrado entre ellos. Son piezas generalmente metálicas que constan de un cuerpo tubular de sección rectangular, de ancho igual al muro Milán, que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero. Esta parte es trapezoidal y en algunos casos tiene un pequeño

canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre tablero y tablero. Esta parte es trapezoidal y en algunos casos tiene un pequeño canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre tablero y tablero.



Maniobra de lanzamiento de juntas  
Introducción de juntas metálicas

**FIGURA 41**

Se aclara que estas juntas se emplean en tableros alternados. Se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de que se coloque el acero de refuerzo. Su extracción debe realizarse al concluir el colado, es importante determinar el momento en que es conveniente moverlas tomando en consideración el fraguado del concreto ya que pueden quedarse atrapadas cuando el concreto se endurece o bien provocar que el concreto fluya hacia el hueco que deja la junta cuando se le levanta si aun no tiene la resistencia adecuada. Se recomienda obtener testigos de fraguado de cada olla que se vacíe y cuidar el tiempo en que presente su fraguado inicial. En este momento se podrá mover ligeramente la junta para despegarla, repitiendo esta operación hasta que el concreto tenga auto-soporte y sean retiradas las juntas.

#### **6.3.3.9.- Machihembrado contra infiltraciones.**

En varias zonas es factible que se presenten filtraciones entre juntas de muros; dependiendo de la aportación, se podrán “calafatear” o inyectar y se tratarán conforme se vaya excavando el núcleo y descubriendo muros.

### **6.4 Instrumentación**

#### **a) Banco de nivel flotante**

Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel flotante al centro de cada etapa. Las mediciones de éste instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante será de 1.0 m abajo del nivel máximo de excavación, para lo cual deberá efectuarse una perforación de 6" de diámetro, con una máquina que cuente con equipo para el lavado del barreno.

Realizada la perforación se introducirá un cilindro de concreto (*muerto*) de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ , de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura; el cilindro deberá tener acoplado tramos de tubería galvanizada de 1.0 m, de 1" de diámetro, cuya longitud será la profundidad de la instalación. Deberá asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo de la perforación, por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de  $\frac{3}{4}$  "



Se tomarán lecturas una vez por semana durante el proceso de excavación y construcción del edificio. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m, trasladándose el nivel de referencia original.

Las mediciones del banco del nivel flotante formarán parte del control topográfico de las excavaciones.

### ***b) Referencias superficiales***

Para medir los desplazamientos verticales que pudieran ocurrir en las construcciones de las colindancias a consecuencia de las excavaciones y que permitan detectar oportunamente el desarrollo de deformaciones inadmisibles, se colocarán niveletas o testigos pintados en los muros de las estructuras vecinas, con separación máxima de 10.0 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueta. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm por lado.

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomarán lecturas de nivelación; durante la excavación y bombeo, la frecuencia de lecturas será de una vez por semana y si las deformaciones son menores de 1 mm/semana, la frecuencia será mensual.

### ***c) Mediciones de plomos***

Dadas las características los edificios colindante de 4 y 5 niveles, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en la oriente-poniente.

Se deberá tomar una lectura antes de iniciar la excavación; posteriormente, se hará una lectura mensual, hasta llegar por lo menos al cuarto nivel.

# CONCLUSIONES

## 7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se solicitó la realización del Estudio de Mecánica de Suelos en el predio ubicado en la calle de Indiana No 230, Colonia Ampliación Nápoles, Delegación Benito Juárez, México D.F.

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 428.620 m<sup>2</sup>. La superficie del terreno es horizontal, el predio se encuentra ocupado parcialmente por dos construcciones de dos y tres niveles.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional, constituido por planta baja, sótano y medio destinados para estacionamiento y cinco niveles superiores para departamentos.

Como ya se menciona el edificio estará constituido por cinco niveles superiores, una planta baja con nivel de piso terminado a +1.8 m la cual se encuentra por arriba del nivel actual de banqueteta, y un sótano y medio con nivel de piso terminado en la cota - 4.4m por debajo del nivel de banqueteta, éstos últimos cubrirán toda la superficie del terreno; para el cual se tendría que efectuar una excavación a 4.7 m de profundidad.

El edificio estará estructurado mediante columnas, trabes y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga estimada que transmitirá la estructura al subsuelo, que será de 9 ton/m<sup>2</sup> que incluye el peso de la cimentación, para lo cual era necesario conocer las condiciones reales del subsuelo y definir el comportamiento que tendrá la estructura bajo las solicitaciones proyectadas.

Al Norte colinda con un edificio constituido por cinco niveles, que de acuerdo a la exploración realizada se observó que se encuentra desplantado sobre zapatas corridas a una profundidad de 1.7m, al sur colinda con un edificio de cuatro niveles el cual se detectó se está desplantado sobre zapatas corridas a una profundidad de 1.45m, al oriente colinda con un patio y una casa habitación de 2 niveles encontrando a 1.30m el desplante de la cimentación de esta estructura y al poniente se ubica la calle de Indiana.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de tres pozos a cielo abierto a una profundidad de 2.0m; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

Se requirió efectuar un sondeo de tipo penetración estándar denominado SPT-1 a 20 m de profundidad en el sitio de interés y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 6.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 7 a 9.

En las figuras 10 a 12 se presentan los registros de campo y en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo realizado en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio de las pruebas realizadas en las muestras obtenidas.

La zona de interés se encuentra al Sur de la Ciudad de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona II denominada Zona de Transición en la que dominan los depósitos aluviales de resistencia media y mediana deformabilidad.

El nivel de aguas freáticas no se detectó en la fecha en que se realizó la exploración, únicamente se observó filtraciones a 1.8m de profundidad respecto de la superficie del terreno.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de  $3 \text{ kg/cm}^3$ .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona II denominada de Transición, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32.

Considerando las características arquitectónicas del proyecto, la geometría del predio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos y arenosos de compresibilidad y

resistencia media, al esfuerzo cortante entre los 3 y 18 m de profundidad, se establece que la alternativa de cimentación podrá resolverse mediante un cajón de cimentación desplantado a 4.7 m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado que se requiere dejar será a 4.4 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta.

Como el proyecto requiere un sótano y media, la alternativa de cimentación será un cajón desplantado a -4.7 m de profundidad, considerando que el nivel de piso terminado del último sótano quedaría a -4.4m.

Lo anterior se cumplirá siempre y cuando se elimine la excentricidad que se pueda generar entre el centro geométrico del terreno y el centro de cargas, por que al observar la distribución de los departamentos, se ve que no es totalmente simétrica la carga de la construcción en el sentido longitudinal.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos del subsuelo, y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón de cimentación y el centro de cargas de la estructura, de lo contrario habrá que implementar una cimentación mixta combinando el cajón con pilas desplantadas a 21 m de profundidad.

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Se considero un sótano y medio para estacionamiento, donde el sótano 2 quede desplantado a 4.7 m profundidad respecto al nivel de banquetta, considerando un espesor de la losa de cimentación de 30 cm y nivel de piso terminado tenga la cota – 4.4 m. (Ver figura 15).
- La relación entre las dimensiones del predio mayor promedio (27.4 m) y menor promedio (15.6m).
- La relación entre la altura del edificio (19.8 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 4.7m.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de resistencia y compresibilidad media.
- 19 m de espesor de materiales de resistencia y compresibilidad media con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia
- Nivel de aguas freáticas no hay.

- Asentamientos de 2.0 cm/año por consolidación regional.

*En cualquiera de las alternativas propuestas, debe considerarse la influencia de la concentración de los esfuerzos inducidos en la frontera con los edificios existentes en las colindancias Norte y Sur, y que puede repercutir en el comportamiento del edificio que se proyecta construir, pues de no tomarse en cuenta, se pueden presentar desplomos y asentamientos que afectarían el comportamiento de la estructura de interés a mediano plazo, por tal razón es necesario que el cajón quede totalmente compensado y sin excentricidades.*

### **Departamentos**

Número de losas = 8.0

Área de cada losa = 428.62m<sup>2</sup>

Cargas

CV+CM en condiciones máximas 3858 ton (condiciones estáticas)

CV+CM en condiciones instantáneas 3665 ton(condiciones dinámicas)

### **Estacionamientos sótano y medio y planta baja**

Número de losas = 3

Área de cada losa =428.62m<sup>2</sup>

Peso de la estructura (media) = 3472ton

Excavación

Área excavada = 428.62 m<sup>2</sup>

Profundidad de excavación = 4.7m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m<sup>3</sup> (0.0 y 4.7 m)

Peso del suelo excavado = 3021.77 ton

Esfuerzo Total = 9 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Total con área ampliada = 8 ton/m<sup>2</sup>

Esfuerzo Neto = 1.0 ton/m<sup>2</sup>

***De acuerdo a un estimado se establece que el proyecto tiene una excentricidad en el sentido longitudinal de 1.26m y en el sentido transversal de 0.0m, lo que indica que la estructura presentará desplomos y estará sometida a fuerzas de tensión y compresión, razón por la cual establece que es necesario eliminar dicha excentricidad.***

El peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media estimada, corresponde a una presión unitaria de 8.0 ton/m<sup>2</sup> para cinco niveles, planta baja y sótano y medio, considerada uniformemente distribuida por la losa de cimentación, la cual tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal con

respecto al sembrado cubierto por la estructura como se muestra en las figuras 16 y 17, transmitiendo una presión unitaria de  $9.0 \text{ ton/m}^2$ .

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 4.7 m de profundidad media tienen un peso volumétrico de  $1.5 \text{ ton/m}^3$  y una resistencia al esfuerzo cortante de  $4 \text{ ton/m}^2$ , la profundidad de desplante establecida por proyecto será a -4.7m, en esas condiciones la estructura transmitirá una presión de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , tomando en cuenta la compensación de  $7.05 \text{ ton/m}^2$  por el cajón desplantado a -4.7 m estará en condiciones parcialmente compensadas, dado que la presión transmitida al subsuelo es ligeramente mayor a la presión que ejercerá el suelo por efecto de la compensación, quedando dentro de lo permisible por el Reglamento.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillo arenosos de resistencia media y baja compresibilidad, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 12 y 26 golpes, dado que los depósitos con mejores características se desarrollan a mayores profundidades, en general se tiene una cohesión variable entre 3 y  $4 \text{ ton/m}^2$  y un ángulo de fricción interna variable entre  $5$  y  $12^\circ$ , un peso volumétrico de  $1.5 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras cúbicas obtenidas, se obtuvo la capacidad de carga admisible para diseño, que resulta para los materiales de apoyo de la losa de cimentación obteniéndose una capacidad de carga admisible en condiciones estáticas de  $15 \text{ ton/m}^2$  y en condiciones dinámicas de  $18 \text{ ton/m}^2$

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima de acuerdo a datos estimados, se considero preliminarmente que presenta una excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación de 1.26 m en el sentido longitudinal y de 0.00 m en el sentido transversal.

Es importante que las condiciones de carga estimadas y que fueron consideradas de proyectos semejantes sean ratificadas por el ingeniero estructurista, de lo contrario se tendrá que hacer la evaluación necesaria para establecer la necesidad de lastrar al edificio incrementando la secciones de algunos elementos estructurales.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por el cajón de cimentación bajo condiciones de sismo de  $20 \text{ ton/m}^2$ , que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de  $25 \text{ ton/m}^2$ , y considerando que son valores muy cercanos, por lo tanto se presentarán

deformaciones plásticas permanentes, y se podrá resolver con cajón de cimentación, únicamente si se elimina la excentricidad en forma parcial.

Para eliminar la excentricidad total deberá aplicarse un lastre de 355.75 ton en la colindancia oriente, por lo cual habrá que engrosar algunos elementos estructurales desde la cimentación hacia esta zona.

El lastre mínimo que deberá colocarse a la estructura será de 250 ton en la colindancia oriente. Sin embargo dado que al momento del desarrollo del estudio las cargas han sido estimadas, la excentricidad deberá ser ratificada por el estructurista.

Los asentamientos de la cimentación se estimaron considerando una relación de Poisson de 0.40, un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de  $950 \text{ ton/m}^2$  (obtenidos de la correlación con las propiedades índice), y que la cimentación aplique una presión de contacto de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , se obtuvieron los asentamientos máximos probables a largo plazo de 4.2cm para la esquina y 7.6 cm para el centro, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

***Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo, que considerando la compensación que se tendrá por la excavación que alojara al cajón de cimentación la presión transmitida al subsuelo será ligeramente mayor a la ejercida por el suelo debido a la excavación requerida para alojar al cajón de cimentación se tendrán asentamientos admisibles.***

***Sin embargo muy independiente de que las expansiones esperadas estén dentro de Reglamento, la excentricidad que se estima tiene el proyecto deberá eliminarse en forma total o cuando menos reducirse al 50%, de lo contrario se tendrán deformaciones diferenciales importantes que traerá como consecuencia desplomos en la estructura, que ocasionaría daños a las colindancias y a la propia estructura.***

Considerando que el sembrado de la estructura estará cercano a las colindancias, la excavación que alojará a la cimentación se podrá hacer dejando una berma perimetral constituida por una banquetta de un metro y un talud 0.8:1.0 (horizontal:vertical), adicionalmente se deberán proteger las paredes expuestas mediante un repellado de 3 cm de espesor.

En la figura 18 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

La excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banquetta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal :vertical).

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba de  $7.05 \text{ ton/m}^2$  y uniformemente distribuida en el área de cimentación para la condición de sótano y medio.

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 4.7 m a partir del nivel de banquetta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos.

Se proponen dos sistemas de retención para efectuar la excavación a 4.7 m que alojará al cajón de cimentación.

- c) Sistema de recimentación con muretes de concreto armado
- d) Sistema de Muro Milán.

### **Sistema de recimentación con muretes de concreto armado**

La excavación se realizara inicialmente dejando una berma perimetral con una banquetta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.8:1.0(horizontal: vertical) verificando mediante la topografía el levantamiento de los servicios públicos para no causar ningún percance.

La protección a colindancias será resuelta mediante una recimentación mediante murete de concreto armado con el siguiente proceso constructivo.

Con relación al proceso constructivo, a continuación presentamos la secuencia que deberá implementarse para garantizar la estabilidad de las colindancias, tomando en cuenta que todo el terreno se excavará a una profundidad máxima de 4.7 m, las características del subsuelo, la magnitud de las colindancias en cuanto al número de niveles y la geometría del terreno.

En la figura 19 se presentan las colindancias existentes, de igual manera en el Anexo fotográfico se muestran las condiciones actuales del terreno, e incluso se observa la estructuración de las colindancias existentes.



- Es importante que antes de la excavación se coloquen referencias en las colindancias que permitan monitorear el comportamiento de la excavación y de las colindancias antes, durante y al termino de la construcción proyectada.
- Inicialmente deberá iniciarse un despalme general de 80 cm en todo el terreno como se indica en la figura 22, para retirar las cimentaciones antiguas y los materiales de relleno superficiales que se tengan en el terreno, en este momento se descubrirán momentáneamente las cimentaciones colindantes, pero sin llegar a descubrir su desplante.
- Posteriormente se hará una inspección de las condiciones que presentan estas, en caso necesario se les dará un tratamiento a las mismas, como puede ser un junteo entre la mampostería o bien restituir parte de la cimentación que no tenga la continuidad adecuada y que pueda producir movimiento alguno por falta de apoyo.
- La excavación de toda el área se hará en dos etapas, como se indica en la figura 21, iniciando del fondo del predio hacia el frente, empleando la parte frontal del terreno para almacenar materiales para la construcción.
- Se excavará el núcleo central del terreno en su primera etapa hasta el nivel de máxima excavación de  $-4.7$  m, como se indica en la figura 24, dejando perimetralmente una berma constituida por una banqueta de un metro de ancho y un talud 0.8:1.0 (horizontal:vertical), como se indica en las figuras 22 y 24.
- Se procederá a construir la losa de cimentación de la franja central ya excavada, para lo anterior previamente se procederá a retirar todos los materiales en estado suelto, colocando posteriormente sobre ésta una plantilla de concreto pobre.
- En caso de lluvia se recomienda colocar una capa de grava de 3 cm de espesor y sobre esta una plantilla de concreto pobre.
- Una vez construida la losa de franja central se procederá a retirar la berma perimetral por módulos, en tramos de 2 m de ancho en forma alternada para tener varios frentes, enumerados del 1 al 4 como se muestra en la figura 21, y podrán ser retirados en forma alternada cada 8 m, es decir se atacarán en forma simultanea todos los módulos numerados con 1, lo antes señalado se determino en función de las condiciones y características de los materiales que subyacen a las cimentaciones colindantes (observadas de los pozos a cielo abierto efectuados durante la exploración del terreno), la época de posibles lluvias que se presenten cuando se realice la excavación y las posibles filtraciones de las colindancias que se tengan sobre la pared del corte realizado

que hacen que reblandezcan a los materiales que subyacen a las cimentaciones existentes.

- Dado que lo más conveniente es emplear un muro Berlín constituido por viguetas metálicas y una ataguía de muros de concreto armado de 10 cm de espesor, más el muro de acompañamiento propio del sótano, y considerando que se desea tener un proceso constructivo seguro pero económico, se recomienda que para no emplear este muro, deberán abrirse módulos de 2 m ancho, e ir construyendo los muros perimetrales en forma consecutiva y troquelando contra la losa central como se indica en las figura 28.

- Como se estableció anteriormente, y de acuerdo a un análisis de estabilidad de taludes realizado con las sobrecargas que ejercen las colindancias sobre sus respectivas cimentaciones al momento de realizar un corte vertical, es necesario dejar inicialmente una berma perimetral, sin embargo en las figuras 25 y 26 se presentan las dos alternativas de recimentación que deberán implementarse para el caso de colindancias iguales o menores a dos niveles y para el caso de estructuras colindantes mayores a 2 niveles respectivamente.

- Previo a la recimentación conviene construir una trabe en tramos de 2.6 m de longitud por debajo de la cimentación existente, como se muestra en las figura 27, aplicando un aditivo expansor que garantice la interacción entre cimentación existente y trabe colada, con el objeto de que se pueda puentear los muros de recimentación en aquellos lugares donde se tienen estructuras con dos o menos niveles, que se indican en la figura 19.

- Una vez colados los muros de recimentación en los módulos 1, posteriormente en las colindancias con las estructuras de dos o menos niveles (ver figura 30) se excavará el módulo 3, de tal forma que se cuele el murete de concreto armado de 20 cm de espesor y hasta 20 cm por debajo del nivel de máxima excavación (por pateo), lo anterior es con el objeto de que cuando se descubra el módulo 2 la trabe previamente colada por debajo de la cimentación sirva de marco puenteador el modulo 1 y 3, y únicamente se repellen los materiales expuestos de la pared del modulo excavado.

- El repellado recomendado en el inciso anterior se hará con mortero de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero que se anclará al talud con varillas de 3/8" de 30 cm de longitud, con el objeto de proteger a los materiales contra intemperismo.

- En caso de que al descubrir los materiales dejados por el corte sean desfavorables en los módulos donde únicamente se repellará, se procederá a

recimentar en forma continua, lo cual deberá ser verificado en campo por un especialista en Mecánica de Suelos.

- En las colindancias donde se tengan estructuras de más de dos niveles será necesario recimentar en forma continua considerando la magnitud de la sobrecarga que gravita sobre las cimentaciones existentes.

- Bajo ninguna circunstancia deberá permitirse abrir el modulo contiguo hasta no haber colocados los troqueles correspondientes en cada tramo y debidamente apoyados.

- En la figura 29 se presenta el detalle que deberá implementarse para el troquelamiento entre el muro de recimentación y la losa de fondo, de tal forma que permita la construcción del muro perimetral y permanezca su troquelamiento, hasta que no se tenga el elemento estructural que soporte el empuje que soportan los puntales y generados por el suelo y la sobrecarga.

- En el proceso de excavación no se requiere bombeo profundo, dado que no se detecto nivel freático, sin embargo si se excavará en época de lluvias posiblemente se requieran bombeo de achique local, para ello se deberán disponer de dos bombas autocebantes de 4" de salida.

- Una vez que se tiene construida la primera etapa en su parte central, y cuando se tenga edificado por lo menos hasta la losa de planta baja, se procederá abrir la segunda etapa, con la misma secuencia establecida para la primera etapa, con el objeto de regular las expansiones. (Ver figura 31)

- En esta etapa podrán cambiarse los troqueles y apoyarlos sobre la misma estructura de tal forma que permita tener troqueles con una longitud menor. Estos troqueles no podrán retirarse hasta no haber construido las losas de los sótanos que soporten en forma definitiva los empujes soportados por los puntales provisionales.

- Lo anterior es con el objeto de reducir las expansiones que pueden presentarse si no se regula la excavación, dado que al excavar un terreno, este libera esfuerzos elásticos como producto de la descarga de los materiales excavados y que disipan presiones de esfuerzo que se incrementan conforme mayor sea el área excavada, razón por la que se estableció efectuar en dos etapas la excavación.

Si se necesita excavar más profundo implica que se requerirá de un muro ataguía que soporte mayores empujes, y la solución más viable es muro Berlín, para ello se realizarán perforaciones del orden de 1.5 m por debajo del nivel de

máxima excavación y en donde se alojaran viguetas metálicas de 6" por 8", las cuales se confinarán con concreto en el 1.5 m de empotramiento por debajo del nivel de máxima excavación y se rellenarán con grava en la longitud restante que las confine, de tal forma que no se encuentren sueltas al momento de que se descubran, colando entre las viguetas un muro de concreto armado de 10 cm de espesor y que permite colar el muro perimetral en forma continua siempre y cuando se mantenga el troquelamiento en forma constante hasta no tener un elemento de concreto que soporte los empujes generados.

Se recomienda que no se realice ninguna trabe de cimentación perimetral, que requiera profundizar la excavación a una profundidad mayor a la contemplada en el Estudio, se hace hincapié en la necesidad de implementar una instrumentación que permita conocer el comportamiento de la excavación y tomar medidas preventivas. .

Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa, se procede de la misma manera con los tramos restantes. A continuación se termina de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan. (Ver figura 31). EL Sistema de Muro milán se indica en el capítulo 6

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura.

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

## **BIBLIOGRAFIA.**

**1.- EULALIO JUAREZ BADILLO, ALFONSO RICO RODRIGUEZ.MECANICA DE SUELOS; FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS 1**

**2.- EULALIO JUAREZ BADILLO, ALFONSO RICO RODRIGUEZ.MECANICA DE SUELOS; TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS TOMO 2.**

**3.- JORGE E. ALVA HURTADO. TERZAGHI Y LA MECANICA DE SUELOS.**