

36 870115

Universidad Autónoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ALFREDO DAVILA CAMACHO
Ing. Civil

DISEÑO DE CIMENTACION DEL EDIFICIO DE LA
CAMARA NACIONAL DE COMERCIO DE
GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

CARLOS ALFREDO TORRES LEAL

GUADALAJARA, JAL.,

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E .

PAGINAS.

CONTENIDO.	
1. INTRODUCCION.	1
1.1. Antecedentes geológicos de la zona.	1
1.2. Localización del predio.	3
1.3. Descripción del proyecto.	5
2. ESTUDIO DEL SUELO.	
2.1. Exploración.	7
2.2. Estudios geológicos.	12
2.3. Interpretación de resultados y comentarios.	25
3. ESTUDIO DE LA CIMENTACION.	
3.1. Generalidades	31
3.2. Aplicación de los resultados del estudio del suelo.	34
3.3. Alternativas de cimentación.	41
3.4. Cálculo y diseño de elementos representativos:	44
a) Análisis de cargas	45
b) Criterios básicos de diseño	48
c) Desarrollo	60
4. CONCLUSIONES.	74
BIBLIOGRAFIA.	76

INTRODUCCION.

1.1.- ANTECEDENTES GEOLOGICOS DE LA ZONA.

La ciudad de Guadalajara se encuentra dentro de una - -
 cuenca de forma casi elíptica teniendo su eje mayor de NW a -
 SE con una longitud máxima de 33 km. y midiendo 22 km. de NE
 a SW. La cuenca está limitada perimetralmente por sierras y
 cerros que se remontan como máximo a 250 m sobre el nivel --
 del valle. La parte central de la cuenca tiene pendientes -
 suaves y desniveles poco importantes. El río Grande de San-
 tiago ha cortado un profundo cañón que limita la cuenca por-
 el lado Noroeste.

La cuenca está comprendida dentro de la gran provincia-
 Neovolcánica de México. Las rocas superficiales afloran en-
 las faldas de las montañas y son de origen ígneo extrusivo,-
 estando abiertas en las partes planas por materiales píro- -
 clásticos que son cenizas finas, arenas. Existen aquí - - -
 algunos rellenos de materiales aluviales provenientes de la-
 intemperización de las rocas ígneas. También hay rocas in-
 trusivas que forman diques dentro de las lavas.

Las rocas más antiguas de la cuenca son las andesitas-

y las lutitas. Posteriormente se formó un basamento riolítico de gran extensión probablemente a fines del Mioceno.

Los basaltos son rocas más recientes que las riolitas (fines del Plioceno hasta el Pleistoceno) y cubren también grandes extensiones. Existen coladas de basalto de plagioclasa con olivino y augita, y otros basaltos tienen un alto contenido de labradorita. Se ha encontrado basalto a distintas profundidades bajo el área urbana de Guadalajara.

La mayor parte de los depósitos superficiales en la cuenca y bajo el área urbana son de origen piroclástico que en algunos casos han sido transportados y redepósitos por el agua y por el viento, encontrándose a veces mezclados con depósitos lacustres. Estos suelos son en su mayoría arenas y gravas pumíticas y se atribuye al cenozoico superior.

En lo referente a la estratigrafía bajo el área urbana de Guadalajara, se ha encontrado que ésta es muy uniforme estando constituida generalmente por depósitos de arenas y gravas de granulometría muy variada, cuyas partículas están formadas predominantemente de pómez. En los estratos de arena se tienen distintos porcentajes de limo (grupo SM del sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS).

Ocasionalmente se encuentran capas de pequeño espesor de arcilla arenosa (CL y CH) y de limo arenoso (MH).

En cuanto a propiedades mecánicas de los suelos, se -- tiene la siguiente información: para la arena limosa, los valores de la cohesión C varían entre 0.15 y 1.2 Kg/cm^2 y -- el ángulo de fricción interna ϕ entre 25° y 52° ; la densi-- dad de sólidos de esta arena es generalmente baja y varía -- entre 2.0 y 2.47.

Para nuestro estudio, la construcción del edificio de-- la Cámara Nacional de Comercio referencias anteriores, como las obtenidas a través de exploraciones para construcciones aledañas, refuerzan y complementan a los estudios de mecáni-- ca de suelos.

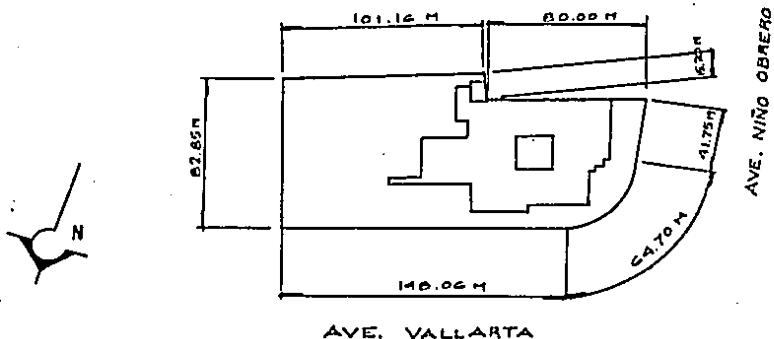
1.2.- LOCALIZACION DEL PREDIO.

El terreno destinado a la construcción del proyecto -- cuenta con 15 254.75 m^2 . de superficie. Se encuentra ubica-- do sobre la Ave. Vallarta y Ave. Niño Obrero perteneciente-- va al Municipio de Zapopan.

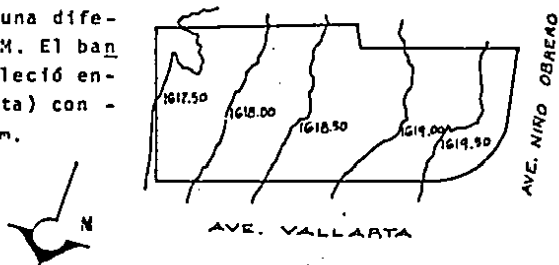
Como principales vías de acceso se encuentra Ave. Lázaro

ro Cárdenas, al sur del predio, que cruza con Ave, Niño Obre ro.

La zona es de tipo comercial, existiendo hoteles, oficinas, industrias, etc., a su alrededor. El área cuenta -- con todos los servicios de infraestructura necesarios para cualquier tipo de edificación. Las tomas de servicio como agua, drenaje y electricidad, pasan por las dos avenidas que limitan al terreno, permitiendo una facilidad de toma y desalojo hacia cualquiera de ellas.



El terreno presenta una diferencia de nivel de 2M. El banco de nivel se estableció en el punto A (ver planta) con una cota de 1620 msnm.



1.3.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.

La ciudad de Guadalajara, es considerada dentro de nuestro país, la segunda en importancia, debido a su desarrollo y situación tanto económica, social, política y regional.

Existe la necesidad de contar con una estructura digna de poder recibir y aportar tanto al comercio nacional como extranjero; un organismo que conjunte las soluciones inmediatas a las necesidades que las actividades comerciales requieren para acoplarse y estar a la par con el comercio internacional, y que a su vez sea digno del esfuerzo de unión del comerciante tapatío.

Por estas razones, fue que se llegó a la decisión de construir un nuevo edificio para el Comercio Organizado.

El proyecto contempla que tanto para las actividades comerciales, sociales y culturales la necesidad de espacios se vea satisfecha ampliamente. En la planta baja se tendrá: informes turísticos, vestíbulo, oficinas, copiadoras, computadoras, bodega, imprenta, almacén general, bodega de muebles, enfermería, sala de juntas, archivo general, auditorio, cocina, comedor de personal, cuarto de máquinas.

En el primer nivel, habrá: oficinas, biblioteca, conser
vación de documentos y microfilms, papelería, cocina, salón-
de usos múltiples y otros salones para exposiciones.

El segundo nivel alojará la sala de consejo y las ofici
nas para el Comité directivo.

Habrá núcleos de servicios sanitarios generales.

2. ESTUDIO DEL SUELO.-

2.1. EXPLORACION:

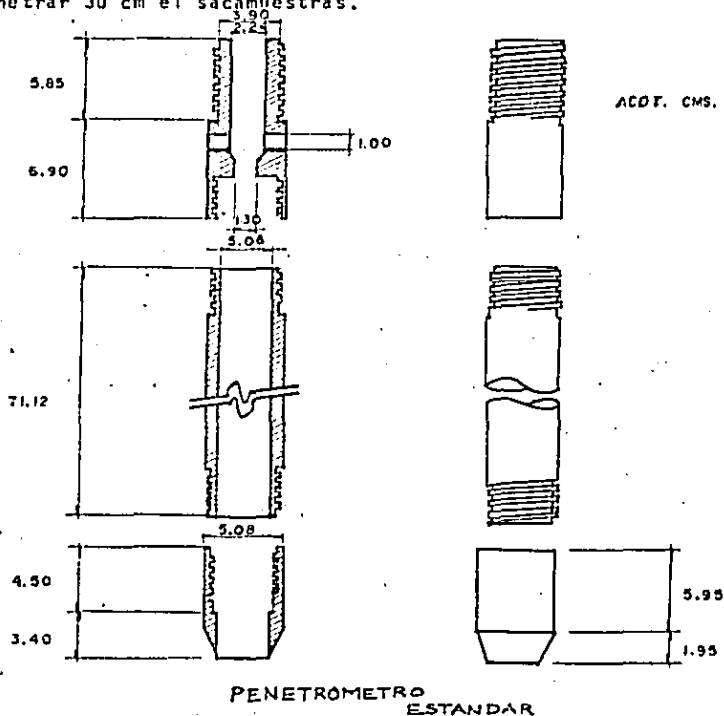
Un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción, facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación, y es además una garantía previa a la buena edificación.

No en todos los casos de construcciones se requieren los mismos estudios, y así, si solo en casos especiales se justifican métodos de muestreo y de ensayo altamente especializados, en la mayoría de los casos no se necesita más que una previsión aproximada de los fenómenos que se producirán, previsión que puede efectuarse por ensayos simples con los cuales se pueden obtener resultados satisfactorios.

Para conocer la estratigrafía y determinar propiedades índice y mecánicas del suelo bajo el área que comprende la construcción, se efectuaron 6 sondeos mediante equipo de penetración estándar y pala posteadora. Con esta técnica, se rescataron muestras alteradas de los suelos y con el número de golpes con que se hincó el penetrómetro, indirectamente se mide la resistencia al corte del suelo.

El muestreador de penetración estándar consiste de un -

tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de --
 acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior
 de una columna de barras de perforación que le transmite la-
 energía de hincado por medio de una masa golpeadora de 64 Kg.
 con caída libre guiada de 75 ± 1 cm., que impacta a una pieza
 yunque integrada a la columna de barras de perforación. Se-
 opera introduciendo el muestrador 15 cm en el suelo, e ini-
 ciando el ensaye, contando el número de golpes para hacer pe-
 netrar 30 cm el sacamuestras.



Después de hincado el muestreador, se extrae la muestra de la barra y se coloca en recipientes herméticos para su -- posterior identificación y clasificación.

Los resultados de la prueba de penetración estándar -- pueden correlacionarse con algunas propiedades físicas importantes del suelo:

Terzaghi y Peck dieron una tabla que indica la compacidad relativa de las arenas en función del número N de golpes.

NUMERO DE GOLPES
PARA HUNDIRLO 30 CMS.

COMPACIDAD RELATIVA

0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
MAS DE 50	Muy densa

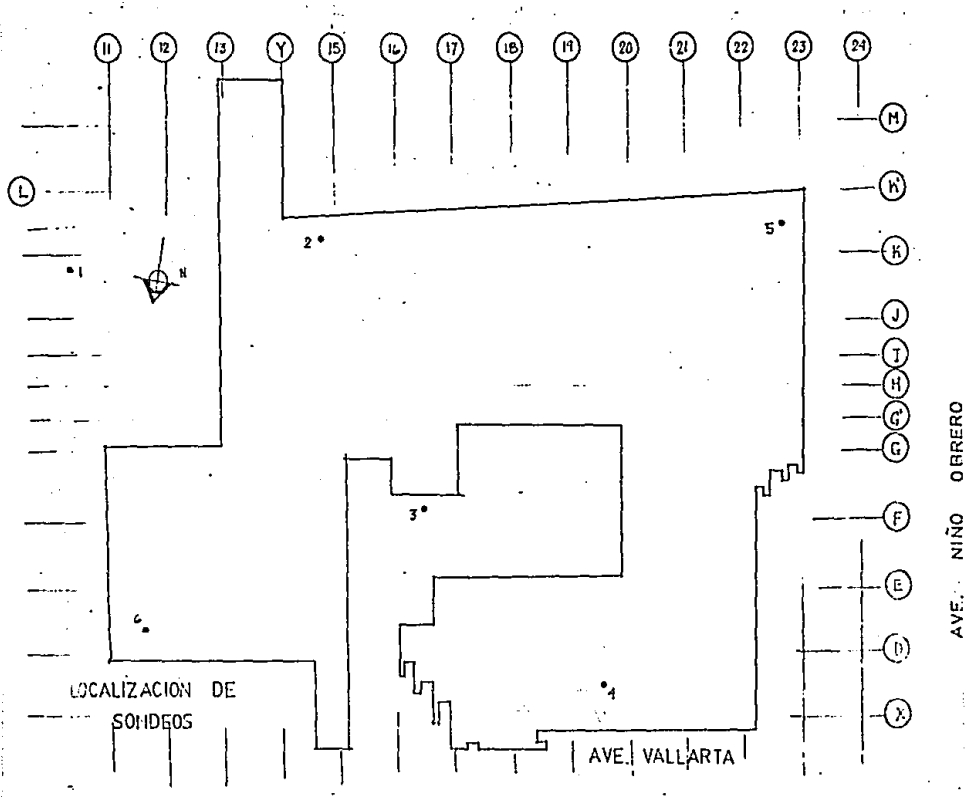
Para las arenas, esta correlación es lo suficientemente segura para permitir el uso de los valores de N en el proyecto de las cimentaciones, no así en las arcillas donde sólo -- puede considerarse como una aproximación tosca. La siguiente

te tabla liga las expresiones cualitativas y cuantitativas - de la consistencia de las arcillas, al valor de N:

N	CONSISTENCIA	IDENTIFICACION DEL CAMPO:	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE qu (TONS/M ²).
2	Muy blanda	El puño puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	Menos de 0.25
2-4	Blanda	El pulgar puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	0.25 a 0.50
4-8	Media	El pulgar con esfuerzo moderado puede penetrar en ella varios centímetros.	0.50 a 1.00
8-15	Firme	El pulgar se encaja fácilmente, pero solo penetra con gran esfuerzo.	1.00 a 2.00
15-30	Muy dura	La uña del pulgar se encaja fácilmente.	2.00 a 4.00
MAS DE 30	Dura	La uña del pulgar se encaja con dificultad.	MAYOR DE 4.00

En las arenas saturadas, finas o limosas, compactas o muy compactas, los valores de N pueden ser anormalmente grandes, debido a la tendencia de estos materiales a dilatarse -- cuando se deforman bajo esfuerzo cortante en condiciones no drenadas. Los resultados se interpretan conservadoramente.

Para éste estudio como se menciona anteriormente, se --
realizaron 6 sondeos distribuidos estratégicamente en el pre
dio como puede observarse en el siguiente croquis:

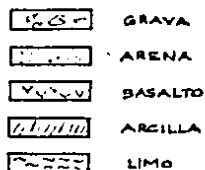
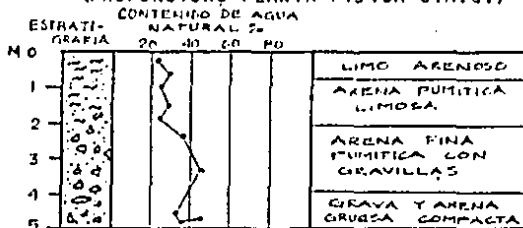
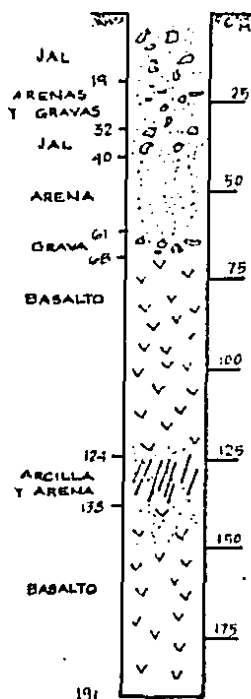


2.2.- ESTUDIOS GEOLOGICOS.

El conocimiento del perfil geológico de la zona, ayuda a interpretar la información que se obtiene en el campo y -- en el laboratorio, y a reconocer el momento en que ya no se justifica hacer más gastos para obtener información mayor, - por ello, se presenta el siguiente corte obtenido a partir - de un sondeo realizado a unos kilómetros de la obra que nos ocupa, en el Fracc. Lomas del Valle Jra. Sección y el resultado de una exploración a cielo abierto efectuado en la Plan-

ta Termoeléctrica CFE ubicada sobre Ave. - Vallarta muy cercana al lugar de la construcción.

SONDEO EN FRACC. LOMAS DEL VALLE (PROPORCIONO PLANTA FISICA U.A.G.)



EXPLORACION EN -
PLANTA TERMOELEC-
TRICA CFE.

(REF. 1)

Como se puede observar se ha encontrado una gran uniformidad en el subsuelo del área urbana de Guadalajara. Enseguida se presentan los resultados de los sondeos de penetración-estándar efectuados en la obra:

ENTRE
 EJES
 k.J.

 SONDEO NO. 1-10

 N.A.F. NO SE LOCALIZO

PROFUNDIDAD		Estratigráfica	CONTENIDO DE AGUA NAT %				No. DE GOLPES X 30cm PENETRA.			SUCS	MATERIAL
DE	A		10	20	30	40	10	20	30		
0.00	0.70										
0.70	1.00										
1.00	1.30										
1.30	1.60									SP	ARENA JALOSA CAFE CLARO
1.60	1.90										
1.90	2.20										
2.20	2.50										
2.50	2.80										
2.80	3.10										
3.10	3.40									SM	ARENA PUMITICA FINA CAFE CLARO
3.40	3.70										
3.70	4.00										
4.00	4.30										
4.30	4.60										
4.60	4.90										
4.90	5.20										
5.20	5.50										
5.50	5.80										
5.80	6.10										
6.10	6.40										
6.40	6.70										
6.70	7.00										
7.00	7.30										
7.30	7.60										
7.60	7.90										
7.90	8.20										
8.20	8.50										
8.50	8.80										
8.80	9.10										
9.10	9.40										
9.40	9.70										
9.70	10.00										

GRAVA



ARENA

ARCILLA



LIMO

EWING
 G-61

 SONDEO NO. 3-16-17

 N.A.F. NO SE LOCALIZO

PROFUNDIDAD		Estratigráfico	CONTENIDO DE AGUA NAT. %				No. DE GOLPES X 30cm PENETRA.			BUGS	MATERIAL
DE	A		10	20	30	40	10	20	30		
0.00	0.70	[Gravel pattern]									SUELO VEGETAL
0.70	1.00									MH	LIMO ARENOSO
1.00	1.30									ML	LIMOS ARCILLOSOS
1.30	1.60									SP	JAL GRUESO
1.60	1.90									SW	ARENA MEDIA CAFE CLARO
1.90	2.20										
2.20	2.50										
2.50	2.80										
2.80	3.10									MH	LIMO ARENOSO
3.10	3.40										
3.40	3.70								SH	ARENA FINA	
3.70	4.00										
4.00	4.30										
4.30	4.60										
4.60	4.90										

GRAVA



ARENA

ARCILLA




LIMO

ENTAC
E-02

K-K

SONDEO NO. 5 - 22-23

N.A.F. NO SE LOCALIZO

PROFUNDIDAD		Estratigráfico	CONTENIDO DE AGUA NAT. %				No. DE GOLPES X 30cm PENETRA.			SUCS	MATERIAL	
DE	A		10	20	30	40	10	20	30			
0.00	0.50										SUELO VEGETAL	
0.50	0.80											
0.80	1.10											
1.10	1.50										SC	ARENA ARCILLOSA
1.50	1.70											
1.70	2.00											
2.00	2.30											
2.30	2.60											
2.60	2.90										SP	ARENA JALOSA CON GRAVILLA
2.90	3.20											
3.20	3.50											
3.50	3.80											
3.80	4.10										SM	ARENA FINA CAFE CLARA (LIMOSA)
4.10	4.40											
4.40	4.70											
4.70	5.00											
5.00	5.30											

GRAVA



ARENA

ARCILLA



LIMO

CMTPC
 683
 E.D.

 SONDEO NO. 6 - 11.12

 N.A.F. NO SE LOCALIZO

PROFUNDIDAD		Extra- liora- lla.	CONTENIDO DE AGUA NAT. %				No. DE GOLPES X 30cm PENETRA.			SUCS	MATERIAL
DE	A		10	20	30	40	10	20	30		
0.00	0.70										SUELO VEGETAL
0.70	1.00									SC	ARENA ARCILLOSA
1.00	1.30										
1.30	1.60									SP	ARENA JALOSA
1.60	1.90										
1.90	2.20									SM	ARENA PUMITICA FINA AMARILLA
2.20	2.50										
2.50	2.80										
2.80	3.10										
3.10	3.40										
3.40	3.70									SP	ARENA JALOSA CON GRAVILLA
3.70	4.00										
4.00	4.30										
4.30	4.60										
4.60	4.90										

GRAVA



ARENA

ARCILLA



LIMO

2.2.-

Los términos principales que usamos los ingenieros civiles para describir suelos son: grava, arena, limo y arcilla. La mayor parte de los suelos naturales se componen de una -- mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener -- por añadidura, material orgánico. A las gravas y a las arenas se les llama suelos de grano grueso y a las arcillas y limos suelos de grano fino.

Si los granos son visibles a simple vista, pero tienen un tamaño menor de aproximadamente 5 mm., el suelo se describe como arena. Este nombre se modifica todavía más dividiéndolo en gruesa, media o fina. Se ha adoptado la clasificación de la ASTM (en Estados Unidos) para limitar los tamaños de los componentes del suelo: (MILIMETROS).

GRAVA :	MAYOR DE 4.75
Arena gruesa	De 4.75 a 2.00
Arena media	De 2.00 a 0.425
Arena fina	De 0.425 a 0.075
Finos (mezclas de limo y arcilla).	Menores de 0.075

Las arenas son suelos que no poseen cohesión sin embargo si la arena esta húmeda puede confundirse con una cierta cohesión aparente pero desaparece cuando el material llega a estar saturado. Las arenas presentan características como las siguientes:

Al aplicarle una carga se comprime rápidamente.

Son suelos que no se retraen al secarse.

Se compacta por presión y es muy poco compresible.

Carecen de plasticidad.

Son suelos estables que no dan problemas para construir.

La profundidad máxima a la cual se llegó en los sondeos fue de 5.30 M. Haciendo la descripción del perfil estratigráfico del primer sondeo, podemos decir que está formado -- por una capa superficial de arena limosa con un espesor medio de 1.50 M, inmediatamente abajo de ésta capa se encuentra otra formada por arena jalosa (Jal), es decir, arenas -- gruesas pumfticas con tamaños comprendidos dentro de la clasificación de granzón o grava fina, el espesor de esta capa llega a ser hasta de 4.00 M. Después de éstos dos estratos -- se encontró la arena pumftica.

En el segundo sondeo, se localizó en la superficie una -- capa de arena amarilla con espesor de 1 M. aproximadamente --

bajo ésta, arena fina con poca gravilla hasta una profundidad de 3 M. e inmediatamente después le siguen las arenas - pero con acomodos variables, la arena jalosa que llega hasta los 3.70 M., arena pumítica hasta 4.40 M. y arena media-hasta la profundidad máxima en éste sondeo que fue de 5.00-M.

El tercer sondeo mostró que el perfil estratigráfico - está formado por capas superficiales de limo arenoso y limo arcilloso, el primero comprendiendo un espesor de 0.30 M, - después de quitar el suelo vegetal que lo cubría, y el segundo llega a la profundidad de 1.30 M (también abarcando - un espesor aproximado de 0.30 M.) Le precede un lente de - jal grueso (0.30 M. aproximadamente) y después una arena -- media hasta los 3.40 M. de profundidad. También se encon-- tró arena fina hasta los 4.90 M de profundidad máxima explo- rada en éste caso.

Para el sondeo número 4 se removió el suelo vegetal -- para poder hacer la penetración encontrándose arena arcillo- sa con espesor de 1 M aproximadamente, luego una capa peque- ña de jal grueso hasta 1.90 M de profundidad, después cua-- tro capas de arenas con acomodos variables, arena media café claro (1 M aproximadamente), limo arenoso (0.30 M), arena - - jalosa (0.60 M) y arena arcillosa (1.20 M aproximadamente)-

hasta los 4.90 M de profundidad explorada.

El quinto sondeo es parecido al cuarto, pero se difieren los estratos de arena claramente y no encontrándose una gran variedad de ellos. Hasta una profundidad de 1.70-M se encontró arena arcillosa, luego una capa de arena - - jalosa con gravilla con espesor de uno cincuenta metros - - aproximadamente hasta la profundidad de 3.20 M. Después de éstas dos capas se encontró una arena fina café claro hasta la profundidad de 5.30 M que fue la máxima alcanzada de todos los sondeos.

En el sexto sondeo tenemos una forma de acomodo del -- suelo un poco similar al del cuarto sondeo, en la superfi-- cie después de retirado el suelo vegetal encontramos arena arcillosa con espesor de 0.60 M, luego arena jalosa hasta - 1.90 M de profundidad, enseguida una arena pumítica fina -- amarilla de consistencia blanda hasta los 2.80 M, después - una arena jalosa con gravilla hasta los 4.90 M explorados.

El nivel de aguas freáticas no se encontró en ninguno de los sondeos.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de las pruebas de resistencia a la penetración en el campo (Número de golpes N).

PROFUNDIDAD	SONDEO 1	SONDEO 2	SONDEO 3	SONDEO 4	SONDEO 5	SONDEO 6
0.70					5	
1.00	4	6	4	4	6	4
1.30	9	5	4	4	5	4
1.60	9	7	5	5	5	7
1.90	15	7	4	7	7	10
2.20	14	9	5	12	10	16
2.50	15	8	11	11	8	12
2.80	16	10	14	10	7	10
3.10	14	12	12	12	10	13
3.40	10	7	10	8	10	9
3.70	10	8	12	7	9	14
4.00	9	11	11	13	8	14
4.30	10	13	10	10	7	11
4.60	10	10	10	8	13	9
4.90	10	10	10	6	12	18
5.30					14	
PROMEDIO " N " 11		9	9	8	9	11

Se estudiaron r muestras alteradas en el laboratorio, a manera de referencia para esta tesis, determinándose sus propiedades físicas y mecánicas tales como: pesos volumétricos, densidades, húmedades, granulometrías, límites de consistencia, etc. Analizándose los datos obtenidos se determi

naron sus propiedades índice, tales como: porosidad, relación de vacíos, grado de saturación, compacidad relativa y ángulo de fricción interna. Se presentan a continuación las tablas - realizadas.

PERFORACION**PROFUNDIDAD DE 1:00 - 2:00 m**

PESO VOL. SECO NATURAL	1105 kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	977 kg/m ³
PESO VOL. SECO MAXIMO	1438 kg/m ³
DENSIDAD	2.02
HUMEDAD NATURAL	19.50
PASA MALLA No 4	94%
PASA MALLA No 40	55%
PASA MALLA No 200	17%
LIMITE LIQUIDO	24.30%
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SM
NUMERO DE GOLPES "N"	4.9.9.15
RELACION DE VACIOS	0.82
POROSIDAD	45%
GRADO DE SATURACION	48.04%
COMPACIDAD RELATIVA	36.15%
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30%

PERFORACION

2

PROFUNDIDAD DE

1.00 - 2.00M

PESO VOL. SECO NATURAL	981	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	840	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1315	" "
DENSIDAD	1.82	
HUMEDAD NATURAL	24.27	%
PASA MALLA N° 4	90	%
PASA MALLA N° 40	32	%
PASA MALLA N° 200	9	%
LIMITE LIQUIDO	21.5	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S. U. C. S.	SM	
NUMERO DE GOLPES "N"	4, 4, 5, 7	
RELACION DE VACIOS	0.85	
POROSIDAD	46	%
GRADO DE SATURACION	51.97	%
COMPACIDAD RELATIVA	39.79	%
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	29°	

PERFORACION

3

PROFUNDIDAD DE

1:00.- 2.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	902	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	813	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1226	" "
DENSIDAD	1.70	
HUMEDAD NATURAL	20.88	%
PASA MALLA No. 4	91	%
PASA MALLA No. 40	30	%
PASA MALLA No. 200	10	%
LIMITE LIQUIDO	23.75	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S. U. C. S.	SW	
NUMERO DE GOLPES "N"	4, 4, 5, 4	
RELACION DE VACIOS	0.89	
POROSIDAD	47%	
GRADO DE SATURACION	39.88%	
COMPACIDAD RELATIVA	29.29%	
CONSISTENCIA	SUELTA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	29°	

PERFORACION

4

PROFUNDIDAD DE

1.00 - 2.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1012	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	930	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1340	" "
DENSIDAD	2.34	
HUMEDAD NATURAL	23.32	%
PASA MALLA No 4	96	%
PASA MALLA No 40	56	%
PASA MALLA No 200	24	%
LIMITE LIQUIDO	29.40	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	2.0	
CLASIFICACION S. U. C. S.	SC	
NUMERO DE GOLPES "N"	6.5.7.7	
RELACION DE VACIOS	1.04	
POROSIDAD	51%	
GRADO DE SATURACION	52.61%	
COMPACIDAD RELATIVA	26.12%	
CONSISTENCIA	SUELTA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	28°	

PERFORACION

5

PROFUNDIDAD DE

1.00 - 2.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	985 kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	895 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1284 " "
DENSIDAD	1.99
HUMEDAD NATURAL	19.61 %
PASA MALLA N° 4	96 %
PASA MALLA N° 40	39 %
PASA MALLA N° 200	15 %
LIMITE LIQUIDO	24 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S.U.C.S.	SC
NUMERO DE GOLPES "N°"	65.57
RELACION DE VACIOS	1.02
POROSIDAD	50 %
GRADO DE SATURACION	38.26 %
COMPACIDAD RELATIVA	30.16 %
CONSISTENCIA	SUELTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	29°

PERFORACION

6

PROFUNDIDAD DE

1.00 - 2.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1015 Kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	943 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1349 " "
DENSIDAD	1.87
HUMEDAD NATURAL	13.80 %
PASA MALLA No 4	94 %
PASA MALLA No 40	52 %
PASA MALLA No 200	23 %
LIMITE LIQUIDO	25.60 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SP
NUMERO DE GOLPES "N"	4, 4.7, 10
RELACION DE VACIOS	0.84
POROSIDAD	46 %
GRADO DE SATURACION	30.72 %
COMPACIDAD RELATIVA	23.57 %
CONSISTENCIA	SUELTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	29°

PERFORACION

1

PROFUNDIDAD DE

2.00 - 3.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1262	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1085	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1742	" "
DENSIDAD	2.37	
HUMEDAD NATURAL	23.48	%
PASA MALLA N.º 4	97	%
PASA MALLA N.º 40	76	%
PASA MALLA N.º 200	42	%
LIMITE LIQUIDO	26.40	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S.U.C.S.	SP	
NUMERO DE GOLPES "N"	14, 15, 16	
RELACION DE VACIOS	0.87	
POROSIDAD	47%	
GRADO DE SATURACION	63.96%	
COMPACIDAD RELATIVA	37.19%	
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	31°	

PERFORACION

2

PROFUNDIDAD DE

2.00 - 3.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1079	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	933	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1446	" "
DENSIDAD	2.34	
HUMEDAD NATURAL	21.29	%
PASA MALLA N° 4	91	%
PASA MALLA N° 40	47	%
PASA MALLA N° 200	13	%
LIMITE LIQUIDO	27.35	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S.U.C.S.	SM	
NUMERO DE GOLPES "N"	9, 8, 10	
RELACION DE VACIOS	1.17	
POROSIDAD	54	%
GRADO DE SATURACION	42.58	%
COMPACIDAD RELATIVA	38.14	%
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°	

PERFORACION 3
PROFUNDIDAD DE 2.00 - 3.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1102 Kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	986 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1483 " "
DENSIDAD	2.28
HUMEDAD NATURAL	24.26 %
PASA MALLA N° 4	93 %
PASA MALLA N° 40	59 %
PASA MALLA N° 200	28 %
LIMITE LIQUIDO	29.35 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SW
NUMERO DE GOLPES "N"	5, 11, 14
RELACION DE VACIOS	1.07
POROSIDAD	52%
GRADO DE SATURACION	51.69%
COMPACIDAD RELATIVA	31.41%
CONSISTENCIA	SUELTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°

PERFORACION

4

PROFUNDIDAD DE

2.00-3.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1156	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1003	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1378	" "
DENSIDAD	2.29	
HUMEDAD NATURAL	26.08%	
PASA MALLA N.º 4	95%	
PASA MALLA N.º 40	75%	
PASA MALLA N.º 200	39%	
LIMITE LIQUIDO	30.70%	
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S.U.C.S.	SW	
NUMERO DE GOLPES "N"	12, 11, 10	
RELACION DE VACIOS " - "	0.98	
POROSIDAD	49%	
GRADO DE SATURACION	60.94%	
COMPACIDAD RELATIVA	48.64%	
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°	

PERFORACION

5

PROFUNDIDAD DE

2.00 - 3.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1047	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	902	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1463	" "
DENSIDAD	2.00	
HUMEDAD NATURAL	21.25	%
PASA MALLA N.º 4	90	%
PASA MALLA N.º 40	47	%
PASA MALLA N.º 200	16	%
LIMITE LIQUIDO	28.40	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S.U.C.S.	SP	
NUMERO DE GOLPES "N"	10.8.7	
RELACION DE VACIOS	0.96	
POROSIDAD	49%	
GRADO DE SATURACION	45.60%	
COMPACIDAD RELATIVA	36.54%	
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°	

PERFORACION

6

PROFUNDIDAD DE

2.00 - 3.00 m

PESO VOL. SECO NATURAL	1174 Kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1039 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1549 " "
DENSIDAD	2.14
HUMEDAD NATURAL	31.13 %
PASA MALLA No. 4	90 %
PASA MALLA No. 40	66 %
PASA MALLA No. 200	37 %
LIMITE LIQUIDO	27.10 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SM
NUMERO DE GOLPES "N"	16, 12, 10
RELACION DE VACIOS	0.79
POROSIDAD	44 %
GRADO DE SATURACION	84.33 %
COMPACIDAD RELATIVA	39.43 %
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°

PERFORACION 1

PROFUNDIDAD DE 3.00 - 4.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1215	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1150	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1479	" "
DENSIDAD	2.42	
HUMEDAD NATURAL	24.53	%
PAS. MALLA No. 4	93	%
PASA MALLA No. 40	75	%
PASA MALLA No. 200	39	%
LIMITE LIQUIDO	28.40	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S.U.C.S.	SP	
NUMERO DE GOLPES "N"	14,10,10	
RELACION DE VACIOS	0.99	
POROSIDAD	50%	
GRADO DE SATURACION	59.96%	
COMPACIDAD RELATIVA	24.05%	
CONSISTENCIA	SUELTA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°	

PERFORACION

2

PROFUNDIDAD DE

3.00 - 4.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1108 Kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	937 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1409 " "
DENSIDAD	2.29
HUMEDAD NATURAL	28.35 %
PASA MALLA No 4	95 %
PASA MALLA No 40	52 %
PASA MALLA No 200	21 %
LIMITE LIQUIDO	26.50 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S.U.C.S.	SP
NUMERO DE GOLPES "N"	12.7.8
RELACION DE VACIOS	1.06
POROSIDAD	51%
GRADO DE SATURACION	61.25%
COMPACIDAD RELATIVA	46.07%
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°

PERFORACION

3

PROFUNDIDAD DE

3.00 - 4.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1179 Kg/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1066 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1508 " "
DENSIDAD	2.34
HUMEDAD NATURAL	26.55 %
PASA MALLA No 4	91 %
PASA MALLA No 40	70 %
PASA MALLA No 200	34 %
LIMITE LIQUIDO	29.55 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SW
NUMERO DE GOLPES "N"	12, 10, 12
RELACION DE VACIOS	0.98
POROSIDAD	49 %
GRADO DE SATURACION	63.39 %
COMPACTACION RELATIVA	32.70 %
CONSISTENCIA	SUELTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°

PERFORACION

4

PROFUNDIDAD DE

3.00 - 4.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1139 Kg/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1049 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1440 " "
DENSIDAD	2.35
HUMEDAD NATURAL	29.13 %
PASA MALLA No 4	92 %
PASA MALLA No 40	69 %
PASA MALLA No 200	36 %
LIMITE LIQUIDO	30.10%
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SP
NUMERO DE GOLPES "N"	12, 8.7
RELACION DE VACIOS	1.06
POROSIDAD	51%
GRADO DE SATURACION	64.58%
COMPACTIDAD RELATIVA	29.10%
CONSISTENCIA	SUELTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	29°

PERFORACION

5

PROFUNDIDAD DE

3.00 - 4.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1196 kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1035 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1335 " "
DENSIDAD	2.23
HUMEDAD NATURAL	22.70 %
PASA MALLA No 4	93 %
PASA MALLA No 40	68 %
PASA MALLA No 200	40 %
LIMITE LIQUIDO	31.25 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SM
NUMERO DE GOLPES "N"	10.10.9
RELACION DE VACIOS	0.86
POROSIDAD	46 %
GRADO DE SATURACION	57.82 %
COMPACIDAD RELATIVA	59.90 %
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°

PERFORACION

6

PROFUNDIDAD DE

3.00-4.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1236	KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1060	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1532	" "
DENSIDAD	2.41	
HUMEDAD NATURAL	35.33	%
PASA MALLA N.º 4	93	%
PASA MALLA N.º 40	71	%
PASA MALLA N.º 200	42	%
LIMITE LIQUIDO	31	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S.U.C.S.	SP	
NUMERO DE GOLPES "N"	13.2, 14	
RELACION DE VACIOS	0.95	
POROSIDAD	49	%
GRADO DE SATURACION	89.63	%
COMPACIDAD RELATIVA	46.22	%
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°	

PERFORACION**PROFUNDIDAD DE 4.00 - 5.00 M**

PESO VOL. SECO NATURAL	1271	Kg/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	985	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1535	" "
DENSIDAD	2.27	
HUMEDAD NATURAL	28.25	%
PASA MALLA No 4	74	%
PASA MALLA No 40	48	%
PASA MALLA No 200	26	%
LIMITE LIQUIDO	27.95	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S. U. C. S.	SM	
NUMERO DE GOLPES "N"	2, 10, 10, 10	
RELACION DE VACIOS	0.79	
POROSIDAD	44%	
GRADO DE SATURACION	70.8%	
COMPACIDAD RELATIVA	62.0%	
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°	

PERFORACION

2

PROFUNDIDAD DE

4.00 - 5.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1338	Kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1105	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1603	" "
DENSIDAD	2.65	
HUMEDAD NATURAL	32.57	%
PASA MALLA No. 4	92	%
PASA MALLA No. 40	77	%
PASA MALLA No. 200	42	%
LIMITE LIQUIDO	30.45	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	NP	
CLASIFICACION S. U. C. S.	SM	
NUMERO DE GOLPES "N"	11, 13, 10, 10	
RELACION DE VACIOS	0.99	
POROSIDAD	50%	
GRADO DE SATURACION	87.18%	
COMPACIDAD RELATIVA	56.05%	
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	30°	

PERFORACION

3

PROFUNDIDAD DE

4.00 - 5.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1249 Kg /M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	952 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1487 " "
DENSIDAD	2.42
HUMEDAD NATURAL	21.83 %
PASA MALLA N° 4	95 %
PASA MALLA N° 40	51 %
PASA MALLA N° 200	19 %
LIMITE LIQUIDO	29.65 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SM
NUMERO DE GOLPES "N"	11, 10, 10, 10
RELACION DE VACIOS	0.94
POROSIDAD	48 %
GRADO DE SATURACION	56.20 %
COMPACIDAD RELATIVA	62.95 %
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°

PERFORACION 4
PROFUNDIDAD DE 4.00 - 5.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1237 kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	922 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1469 " "
DENSIDAD	2.25
HUMEDAD NATURAL	28.74 %
PASA MALLA No 4	94 %
PASA MALLA No 40	53 %
PASA MALLA No 200	17 %
LIMITE LIQUIDO	28.60 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S.U.C.S.	SC
NUMERO DE GOLPES "N"	13,10,8,6
RELACION DE VACIOS	0.81
POROSIDAD	45 %
GRADO DE SATURACION	79.89
COMPACIDAD RELATIVA	65.36 %
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°

PERFORACION

5

PROFUNDIDAD DE

4:00-5.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1252	Kg/m ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	971	" "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1508	" "
DENSIDAD	2.49	
HUMEDAD NATURAL	25.38	%
PASA MALLA No 4	93	%
PASA MALLA No 40	59	%
PASA MALLA No 200	29	%
LIMITE LIQUIDO	32.30	%
LIMITE PLASTICO	NP	
INDICE PLASTICO	NP	
CONTRACCION LINEAL	0.9	
CLASIFICACION S.U.C.S.	SM	
NUMERO DE GOLPES "N"	87.15.12	
RELACION DE VACIOS	0.98	
POROSIDAD	50%	
GRADO DE SATURACION	61.49%	
COMPACIDAD RELATIVA	63.03%	
CONSISTENCIA	MEDIA	
ANGULO DE FRICCION INTERNA	30°	

PERFORACION 6
PROFUNDIDAD DE 4.00 - 5.00 M

PESO VOL. SECO NATURAL	1330 KG/M ³
PESO VOL. SECO Y SUELTO	1065 " "
PESO VOL. SECO MAXIMO	1551 " "
DENSIDAD	2.57
HUMEDAD NATURAL	30.50 %
PASA MALLA No 4	94 %
PASA MALLA No 40	68 %
PASA MALLA No 200	35 %
LIMITE LIQUIDO	30.80 %
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP
CONTRACCION LINEAL	NP
CLASIFICACION S. U. C. S.	SP
NUMERO DE GOLPES "N"	14, 11, 9, 18
RELACION DE VACIOS	0.92
POROSIDAD	48%
GRADO DE SATURACION	85.20%
COMPACIDAD RELATIVA	63.59%
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	30°

2.3.- INTERPRETACION DE RESULTADOS Y COMENTARIOS.

De la totalidad de los sondeos realizados se deduce que el subsuelo estudiado, está formado por suelos friccionantes de compacidad suelta a media, con contenidos de humedad que van desde 12.0 a 38.0%, no encontrándose el nivel de aguas freáticas a la máxima profundidad explorada que fue de 5.30-M.

Las muestras extraídas se clasificaron de acuerdo al -- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS., pudiéndose observar arenas prácticamente limpias de finos, bien y mal graduados (SW y SP, respectivamente), además arenas con cantidades apreciables de finos plásticos y no plásticos -- (SC y SM, respectivamente). También se encontró aunque -- abarcando espesores pequeños limos típicos inorgánicos (ML).

La capacidad de carga puede definirse como la más grande intensidad de presión que puede ser aplicada por una estructura o un miembro estructural al suelo que la soporta sin causar asentamientos excesivos o el peligro de falla del suelo al corte. La teoría y la experimentación indican que para cimentaciones sobre arena y limo no plástico, corridas o continuas la capacidad de carga máxima global puede expresarse así:

$$q'_d = \frac{1}{2} B \gamma N_r + \gamma D_f N_q \quad \text{EC.1} \quad \text{REF.B}$$

y la capacidad de carga máxima neta (la presión en la base de la cimentación en exceso de aquella debido a la sobrecarga del terreno que la rodea):

$$q_d = q'_d - \gamma D_f = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f (N_q - 1) \quad \text{EC.2 REF B}$$

donde: B es el ancho del cimiento

D_f es la profundidad de desplante del cimiento.

γ peso volumétrico del material que quede sobre dicho nivel de desplante.

La ecuación demuestra que la capacidad de carga de una zapata sobre arena proviene de dos fuentes: la resistencia friccionante debida al peso de la arena abajo del nivel de la zapata y la resistencia friccionante debido al peso de la sobrecarga circundante o relleno.

Los pesos volumétricos de la mayor parte de las arenas, ya sean secas, húmedas o saturadas, quedan dentro de un intervalo estrecho. Por lo tanto, el peso volumétrico de la arena en sí, no es una variable importante en la determinación de la capacidad de carga de una zapata, a menos que la arena esté localizada abajo del nivel freático, el peso del material sumergido es aproximadamente la mitad del peso del

material humedo, seco o saturado.

De las muestras alteradas se obtuvieron los pesos volumétricos y realizando un promedio de ellos tenemos lo siguiente:

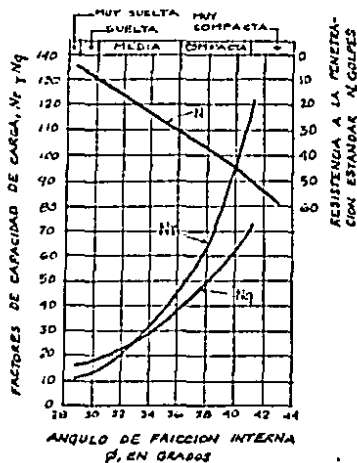
PROFUNDIDAD	PESO VOLUMETRICO	PV SECO SUELTO	PVSECO MAXIMO
0.00 a 1.00 M	930 Kg/M ³	795 Kg/M ³	1235 Kg/M ³
1.00 a 2.00 M	1000 "	900 "	1325 "
2.00 a 3.00 M	1140 "	990 "	1510 "
3.00 a 4.00 M	1178 "	1050 "	1450 "
4.00 a 5.00 M	1279 "	1000 "	1525 "

Los términos N_q y N_r son los llamados factores de capacidad de carga de la teoría de Terzaghi. Dependen solo del ángulo de fricción interna, ϕ , del suelo y son coeficientes adimensionales. N_q se relaciona con la sobrecarga existente al nivel de desplante y N_r con el peso del suelo que soporta al cimiento.

Los valores de N determinados por medio de la prueba de penetración estándar pueden correlacionarse cuando menos aproximadamente, con los valores de ϕ , y por lo tanto,

con N_1 y N_2 . Los resultados de estas correlaciones se muestran en la siguiente gráfica: Ref. 8

Para determinar el ángulo de fricción de las arenas se -- obtuvo un promedio de los -- valores de "N" en la prueba de penetración estándar (ver 2.2 Estudios geológicos). El menor valor de "N" obtenido de esta manera en los diferen- tes sondeos es el que debe - usarse en el diseño. Debido a las características casi - similares del suelo explorado dentro del área de la construc- ción, se decide solamente utilizar un valor de "N" para - - calcular la capacidad de carga.



SONDEO	1	2	3	4	5	6
PROMEDIO "N"	11	9	9	8	9	11
VALOR	30	30	30	29	30	30

El conocimiento de los asentamientos es de vital importancia porque un cedimiento de la cimentación induce esfuerzos en la estructura que pueden ser tan pequeños que sean -- fácilmente absorbidos sin evidencia visible, pero en otros -- casos pueden causar serios daños y aún, la falla estructural. Son el resultado de una o cualquier combinación de causas -

como:

- deformación elástica, llamada asentamiento inmediato.
- asentamiento catastrófico, producida al cargar excesivamente el terreno.
- consolidación del terreno, como en las arcillas con la expulsión del agua de los vacíos del suelo.
- deterioro de la cimentación, cuando ésta se encuentra -- expuesta al ataque de agentes corrosivos.
- desplome minero y falta de soporte, resultantes de excavaciones con insuficiente soporte hechas cerca y a mayor profundidad.
- otras causas como descenso del manto freático, vibraciones, incremento en las cargas verticales, etc.

Gran parte del asentamiento puede producirse durante la construcción. En otros casos, como en las arcillas los asentamientos se producen muy lentamente y prosiguen durante varios años, después de concluida la construcción.

El nivel de desplante de la cimentación que sustentará la estructura lo determinarán tanto las concentraciones de carga máxima de las columnas como el estado del suelo. En nuestro caso, un edificio de 3 niveles es recomendable sea soportado por una cimentación poco profunda, ya que como se ha visto antes, el suelo en el área urbana de Guadalajara -- lo permite.

La conclusión en cuanto a capacidad de carga se puede ver en alternativas de los resultados del estudio del suelo.

3.1.- GENERALIDADES.

Un contacto perdurable entre dos medios distintos sólo puede existir si se crea un medio de transición.

Entendemos por cimentación los elementos usuales de --- transmisión de carga de las partes estructurales de un edificio al terreno. Como generalmente las cargas que se transmiten al terreno producirían fatigas mayores que las permisibles para soportarlas sin hundimiento apreciable, la mayoría de los dispositivos de transmisión consisten en una ampliación de las superficies transmisoras de dichas cargas.

De acuerdo con la forma y distribución de las cargas -- las cimentaciones suelen manejarse como:

A. SUPERFICIALES:

1. Zapatas aisladas
2. Zapatas corridas o continuas en un solo sentido.
3. Zapatas continuas en dos sentidos o losas de ciment.

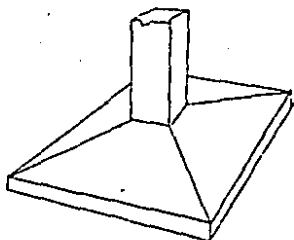
B. PROFUNDAS:

1. Pilotes
2. Substitución
3. Flotación

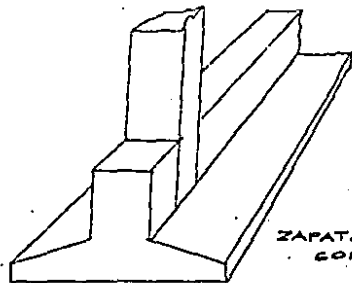
Las cimentaciones superficiales son aquellas en que la profundidad de desplante no excede de dos o tres veces el ancho del cimiento, sin que pueda ofrecerse un criterio más -- preciso para diferenciarlo pues no existe una frontera estricta que las delimite.

El objetivo básico de una zapata aislada, es ampliar -- el área de apoyo de un elemento estructural para comunicar -- al terreno esfuerzos a nivel adecuado, vista su resistencia.

Cuando la resistencia del terreno sea baja o las cargas transmitidas a la cimentación sean altas, las áreas requeridas para el apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegando al empleo de zapatas corridas, que sostienen varios elementos estructurales de transmisión de carga, o de verdaderas losas de cimentación, que se desarrollan sin interrupciones en el área de apoyo.



ZAPATA
AISLADA



ZAPATA
CORRIDA

No existe ningún criterio preciso para distinguir entre sí los tres tipos anteriores de cimiento, siendo la práctica la norma de separación. Tampoco es raro ver cimentaciones combinadas, en las que los tres tipos básicos se entremezclan al gusto del proyectista.

Si aún en el caso de emplear una losa corrida, la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste o se piensa que producirá asentamientos excesivos, evidentemente habrá de recurrirse a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentren a mayores profundidades, llegándose así a las cimentaciones profundas.

Apoyarnos en capas profundas por ser resistentes es el caso de los pilotes y optar por el sistema de substituir peso de terreno por peso de edificio, teniendo que ejecutar excavaciones considerables, como en las cimentaciones de substitución o flotación, que ya no son muy utilizadas.

3.2.- APLICACION DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DEL SUELO.

Existen otras teorías de capacidad de carga de la ya -- mencionada en el punto 2.3. (ver EC I), debidas a diferentes autores variando únicamente de una teoría a otra los valores de los factores de capacidad de carga N_c (en suelos cohesivos), N_q y N_γ . Este hecho impuesto por la tradición y la costumbre permite establecer comparaciones entre las diversas teorías de un modo objetivo y sencillo. A continuación se presenta un breve resumen respecto al campo de aplicación práctica de diferentes teorías sin mencionar sus expresiones ni las discrepancias entre ellas, porque ello nos llevaría a una comparación que no es necesario establecer para el fin de ésta tesis:

1.- La teoría de Terzaghi (Ec I Punto 2.3) es recomendable para toda clase de cimentaciones en cualquier suelo, -- pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite -- D_f (PROFUNDIDAD DE DESPLANTE) $\leq 2 B$ (BASE DE LA CIMENTACION)

2.- La teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones en arcilla cohesiva (ϕ ANG FRICCIÓN INTERNA = 0) sean -- superficiales o profundas, incluyendo el cálculo de capacidad de carga en cilindros y pilotos.

3.- Puede usarse la teoría de Meyerhoff para determinar

La capacidad de carga de cimientos profundos en arenas y grava, incluyendo cilindros y pilotes.

Tomando en cuenta que la cimentación será poco profunda porque las cargas transmitidas por el edificio no son de - - consideración y el estado del suelo es óptimo para soportarlo en sus capas cercanas a la superficie, se ha determinado utilizar la teoría de Terzaghi.

De los resultados obtenidos en los estudios del suelo - se obtiene la capacidad de carga considerando lo siguiente:

- En esta zona el suelo está suficientemente compacto - por lo que el tipo de falla esperado es por falla general, ya que los estratos del suelo no son compresibles.
- La fórmula $q_d = 1' D_f N_q + 0.5 1' BN_r$ es para el caso - de un cimiento muy largo.
- La fórmula $q_d = 1' D_f N_q + 0.4 1' BN_r$ es para el caso - de zapatas cuadradas.

En el estudio del suelo se tienen los siguientes datos:

PROFUNDIDAD (M)	PESO VOLUMETRICO SECO SUELTO (TON/M ³)
0:00 a 1.00	.795
.1.00 a 2.00	.900

PROFUNDIDAD (M)	PESO VOLUMETRICO SECO SUELTO (TON/M ³)
2.00 a 3.00	.990
3.00 a 4.00	1.050
4.00 a 5.00	1.000

ANGULO DE FRICCION INTERNA 29 °

y de tablas:	N_q	16.44
Ref. 2	N_{γ}	19.34

Como aún no hemos elegido tipo de cimentación superficial calcularemos la capacidad de carga como si la zapata fuere a ser corrida y cuadrada, con las fórmulas, ya expuestas y considerando B, base de 1M, D_f profundidad - que se indique con su respectivo peso volumétrico seco - suelto.

PROFUNDIDAD 1.00 M
Zapata corrida:

$$q_d = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} = (0.795 \text{ TON/M}^3)(1.00\text{M})(16.44) + \frac{1}{2} (0.795 \text{ TON/M}^3)(1.00 \text{ M})(19.34)$$

$$q_d = 20.7575 \text{ TON / M}^2$$

Zapata cuadrada:

$$q_d = \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_f = (0.795 \text{ TON/M}^3) (1.00\text{M}) (16.44) + 0.4(0.795 \text{ TON/M}^3) (1.00 \text{ M}) (19.34)$$

$$q_d = 19.2199 \text{ TON / M}^2$$

En la práctica, la capacidad de carga se divide entre un factor de seguridad, en este caso de 3, para obtener así la capacidad de carga admisible. Por lo tanto los valores obtenidos anteriormente quedarán:

Zapata corrida:

$$q_a = \frac{q_d = 20.7575 \text{ TON/M}^2}{3} = 6.919 \text{ TON/M}^2 = 0.69 \text{ Kg / cm}^2$$

Zapata cuadrada:

$$q_a = \frac{q_d}{3} = \frac{19.220 \text{ TON/M}^2}{3} = 6.406 \text{ TON/M}^2 = 0.64 \text{ Kg/cm}^2$$

Probando ahora para una profundidad = 2.00 M tenemos:

zapata corrida:

$$q_d = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_f = (0.900 \text{ TON/M}^3) (2.00\text{M}) (16.44) + \frac{1}{2} (0.900 \text{ TON/M}^3) (1.00\text{M}) (19.34)$$

$$q_d = 38.295 \text{ TON/M}^2 \Rightarrow q_a = 12.765 \text{ TON/M}^2$$

Zapata cuadrada:

$$q_d = \gamma D_f \gamma q + 0.04 \gamma \gamma \gamma = (0.900 \text{TON/M}^3)(2.00\text{M})(16.44) + 0.4(0.900 \text{TON/M}^3)(1.00\text{M})$$

$$(19.34)$$

$$q_d = 36.5544 \text{ TON/M}^2 \Rightarrow q_a = 12.1848 \text{ TON/M}^2$$

Para simplificar los cálculos se realizó la siguiente tabla.

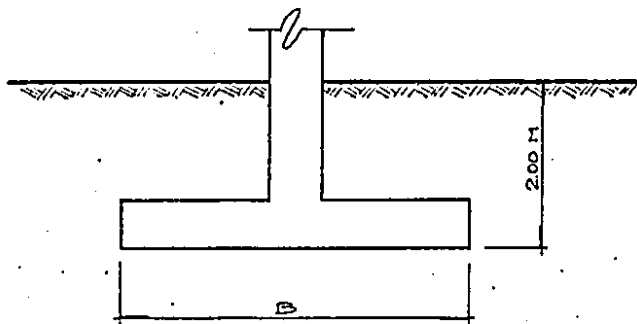
PROFUNDIDAD Mts.	CAPACIDADES DE CARGA ADMISIBLE (TON/M ²)	
	Corrida o Continua	Cuadrada
1.00	6.919	6.406
2.00	12.765	12.184
3.00	19.466	18.828
4.00	26.401	25.724
5.00	30.623	29.978

Los asentamientos bajo zapatas en arena dependen de la resistencia al corte del suelo, misma que depende del confinamiento del material y de su propia compacidad. En arenas sumergidas, aunque aquí no se presentó ese caso, el asentamiento sería aproximadamente el doble con respecto a esa misma arena, pero no sumergida. Los asentamientos van en relación con el tipo de cimentación que se usará para desplan-

tar la estructura, pero podemos decir, que éstos crecen con el ancho de la zapata, lentamente, debido a que al aumentar el ancho de la zapata se afectan zonas más profundas de la arena, en que la rigidez a los esfuerzos cortantes va siendo mayor.

No existe regla fija para establecer la profundidad -- de desplante conveniente en cimentaciones superficiales, -- pero la profundidad razonable es cuando se encuentra la capacidad de carga necesaria que evite las grandes excavaciones y los dispendios de importancia.

En los suelos encontrados en el lugar se puede observar una consistencia media y más o menos uniforme en toda --



el área, a una profundidad de 2.00 M, por lo que el nivel -- de desplante de la cimentación de la construcción se recomienda deberá ser del orden de los 2.00M, con respecto al nivel natural del terreno.

Se recomienda considerar en el diseño de la cimentación una capacidad de carga de 12 TONS/M².

La cimentación deberá proyectarse para efectos sísmicos por localizarse el predio en la zona sísmica de la República Mexicana. El fenómeno de licuación de las arenas no es probable que se presente en los tipos de suelos encontrados, -- por ser grano medio o fino y no estar saturados, pero durante el procedimiento de construcción de la cimentación se recomienda dejar las cepas abiertas el menor tiempo posible -- para evitar alteración de las propiedades del sub-suelo.

3.3.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura.

Por la interrelación entre estos factores, hay usualmente varias soluciones para un problema de cimentación, y es por ello que el criterio juega un papel muy importante en la ingeniería de cimentaciones.

Cuando un ingeniero con experiencia comienza a estudiar un nuevo proyecto, instintivamente descarta los tipos más inadecuados de cimentación y se concentra en los más prometedores. Después de concentrar los tipos a unas cuantas alternativas que se adaptan bien a las condiciones del subsuelo y a la función de la estructura, estudia la economía relativa de éstas selecciones, antes de tomar la decisión final.

Para escoger el tipo adecuado de cimentación, se deben dar los siguientes 5 pasos:

- 1.- Obtener al menos, información aproximada concierne

te a la naturaleza de la superestructura y las cargas que van a ser transmitidas a la cimentación.

- 2.- Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
- 3.- Considerar superficialmente cada uno de los tipos -- acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden-- construirse bajo las condiciones existentes, si se-- rían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales.- En esta etapa se eliminan los tipos evidentemente -- inadecuados.
- 4.- Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos -- de las alternativas más prometedoras. También puede ser necesario hacer estimaciones más refinadas de -- los asentamientos, para predecir el comportamiento - de la estructura.
- 5.- Preparar una estimación del costo de cada alternati-- va viable de cimentación, y elegir el tipo que repre-- senta la transacción más aceptable entre el funciona-- miento y el costo.

a) ELECCION DE CIMENTACION:

Para determinar el tipo de cimentación del edificio se-

estudiaron las alternativas posibles atendiendo a rapidez, economía y adaptabilidad, y se llegó a la siguiente conclusión: como el terreno a cimentarse no dio problemas puesto que las arenas al nivel de desplante están suficientemente compactas, se decidió hacerlo mediante cimientos superficiales, ahora bien, cabe mencionar que dentro del proceso de elección de un sistema estructural muchas veces el ingeniero se ve rodeado de restricciones impuestas por aspectos arquitectónicos. Se analizó la siguiente situación: los claros entre columnas son amplios, 7.50 M, en la mayoría de los casos, por lo que una losa no era recomendable desde ningún punto de vista: una zapata corrida o continua sería eficaz si entre todos los claros hubiese muros que soportar o si se consideraba que las zapatas aisladas quedarían muy juntas -- unas de otras debido a las cargas que habrían de soportar -- y que se reflejaran en el ancho de éstas.

Las zapatas aisladas, por lo tanto, quedaron como la mejor opción.

3.4.- CALCULO Y DISEÑO DE ELEMENTOS REPRESENTATIVOS.

Como descripción de la estructura podemos decir que:

- Se trata de un edificio de 3 niveles destinado a oficinas.
- La estructura es a base de traveses de concreto combinado -- con vigas tipo creare. Las vigas creare toman el peso propio de traveses, la losa de concreto y los largueros. Las traveses se analizaron mediante el método de las rigideces. Para las traveses postenzadas, se hizo un análisis -- elástico para determinar el presfuerzo y se verificaron por resistencia.
- Existe una zona cubierta en armaduras metálicas, las cuales se analizaron elásticamente y se diseñaron con el criterio de esfuerzos permisibles.
- La cimentación se resolvió mediante zapatas aisladas de -- concreto con plantillas de 5 cms.de esp.. De acuerdo con el Estu dio de Mecánica de suelos se proporcionó al terreno una -- presión de contacto de 12 TON/M^2 .
- El análisis sísmico se efectuó de acuerdo con las Normas -- de Emergencia del Departamento del Distrito Federal de -- octubre de 1985, al tipo de estructura y la zona en que se encuentra ubicada, se tomó un coeficiente sísmico $C=0.16$ y un factor de ductilidad $Q=3$.

a) ANALISIS DE CARGAS:

Las cargas que gravitan en una estructura se dividen en: cargas muertas y cargas vivas.

Las cargas muertas son aquellas que forman parte integrante de la estructura. La determinación del peso muerto de cada elemento de la superestructura, tales como losas, trabes, vigas, escaleras y columnas, no presenta ninguna dificultad, ya que nada más involucra el conocimiento del volumen de cada elemento y su multiplicación por el peso volumétrico del material con el cual está hecho, ejemplo:

ESTUDIO DE MURO DE 0.15 M DE ESPESOR.

Enjarres	3cm X 1 600 Kg/M ³	=	45.00 Kg/M ²
Muro	15cm X 1 500 Kg/M ³	=	225.00 Kg/M ²
			<hr/>
			270.00 Kg/M ²

Las cargas muertas consideradas fueron las siguientes:

Concreto reforzado	2 400 Kg/M ³
Terminado de piso	100 Kg/M ²
Yesos y plafones	30 Kg/M ²
Muros en zonas de baños y escaleras incluyendo acabados	270 Kg/M ²

Las cargas vivas son aquellas que gravitan sobre la estructura sin ser parte integrante de la misma. Las cargas

vivas permanentes son las que actúan de modo continuo o casi continuo como muebles y personas, y las cargas vivas accidentales son aquellas que actúan en forma irregular como la acción del viento y de los sismos.

Las cargas vivas consideradas fueron :

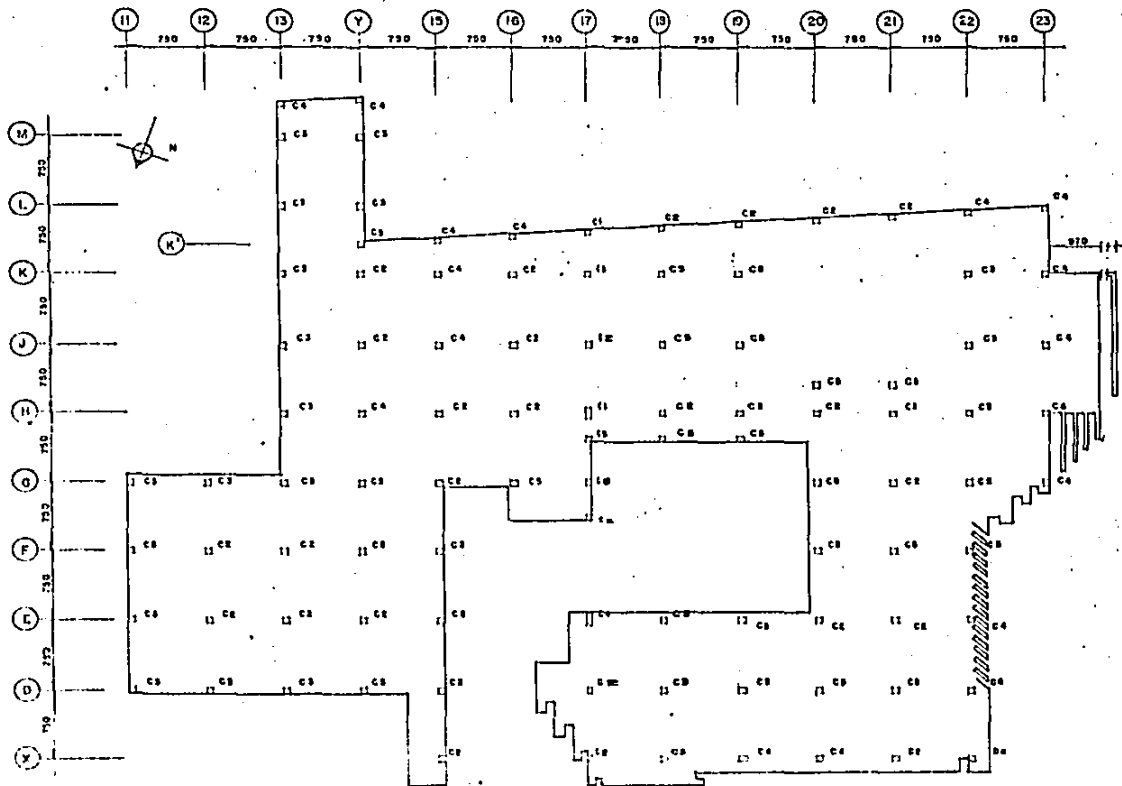
	Sismo	Estructura
Azotea	100 Kg/M ²	100 Kg/M ²
Auditorio		400 Kg/M ²
P. tipo oficina	180 Kg/M ²	300 Kg/M ²

Para el análisis y diseño de la cimentación se calcularon las cargas en columnas considerando la continuidad de los elementos de la superestructura.

Las secciones tipo de columnas fueron las siguientes:

T I P O	CIMENTACION A NIVEL 2	NIVEL 2 A NIVEL 3
	S E C C I O N	S E C C I O N
C 1	55 * 80	55 * 80
C 2	55 * 55	45 * 45
C 3	45 * 45	45 * 45
C 4	45 * 45	40 * 40
C 5	40 * 40	-----

A continuación se presenta un plano con el tipo de - -
columna.



PLANTA NIVEL I. LOCALIZACION DE COLUMNAS

TERCER CARLOS A TORRES LEAL

1991 EDD 8881 cm

1:1000

b) CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO.

Los procedimientos para el análisis y proyecto de las estructuras de concreto y de acero evolucionaron durante la década de 1960, desde los basados en el comportamiento elástico (método de los esfuerzos de trabajo DRT) a los basados en el comportamiento plástico (método de la resistencia - DRU). En el método de los esfuerzos de trabajo, los esfuerzos se calcularon para las cargas que razonablemente se pueden esperar en la estructura, y estos esfuerzos se comparan con los admisibles determinados aplicando un factor de seguridad a la resistencia máxima. Por otro lado, en el diseño con base en la resistencia, se introduce el margen de seguridad, multiplicando las cargas por factores de carga y las reacciones, momentos y fuerzas cortantes obtenidas de las cargas ya corregidas se comparan con la resistencia máxima de los miembros. Con el uso del DRU se obtiene un factor de seguridad más uniforme, una economía mucho mayor en los materiales, y un procedimiento menos empírico, es por ello que como método de diseño se utilizó para el cálculo de la cimentación del edificio CANACO.

Las zapatas para columnas se deben revisar o diseñar para seis condiciones de esfuerzos:

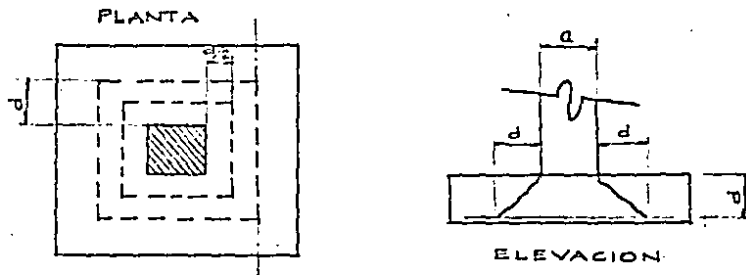
- 1.- La presión de contacto o compresión de la parte superior de la zapata por las cargas de la columna.
- 2.- Presión producida en el suelo debajo de la zapata.
- 3.- Esfuerzos por tensión diagonal.
- 4.- Esfuerzos producidos en el acero por el momento.
- 5.- Esfuerzos de compresión producidos en el concreto por el momento.
- 6.- Esfuerzos de adherencia entre el acero y el concreto.

En los esfuerzos de compresión, si el concreto de la zapata es de la misma calidad que el de la columna, la zapata, debido a que solo parte de ella está cargada, puede soportar con seguridad un esfuerzo unitario mayor que la columna.

La presión del suelo se considera, generalmente uniforme para una carga centrada, y trapecial o triangular para cargas excéntricas. El área de la zapata debe ser adecuada para resistir y transmitir la carga de la columna, el peso de sobrecarga, todos dentro de la presión admisible del suelo y asumiendo que dichos pesos están uniformemente distribuidos sobre la zapata.

El momento flector en cada dirección puede variarse solamente mediante cambio en la distribución de la presión del suelo. Un exceso de acero en una dirección no puede absorber cualquier deficiencia de acero en la otra dirección.

La tensión diagonal se calcula primero para las fuerzas de corte producidas por las cargas que obran afuera del cuadrado de las líneas de rayas (ver figura) y la soporta una anchura igual al perímetro del cuadrado = $4(a+d)$.



A continuación se presenta la secuela y las constantes de cálculos para resolver zapatas aisladas por el método DRU.

CARGAS:

Cargas muertas	=	C.M. * 1.4	=
Cargas vivas	=	C.V. * 1.7	=
Carga total	=	C.M. * 1.4 + C.V. * 1.7	= P_u

$$P = C.M. + C.V. \quad \text{sin incremento}$$

1.- Suponer un valor P' como peso propio de la zapata -
(de B a 10% de la carga P dada por la columna, siendo en --
nuestros cálculos de 10%) y calcular el área de la misma.

$$\text{AREA DE LA ZAPATA} = A = \frac{P + \% P}{\gamma_a}$$

$B = \sqrt{A} \Rightarrow$ "B" se aproxima a un valor cerrado cercano -
y se calcula el área nueva = A_n

Se calcula $\gamma_n = \frac{P_u}{A_n}$ para obtener un $\gamma_n > \gamma_a$

2.- Obtener el peralte por medio del cortante en dos --
direcciones donde:

$$\gamma_u \leq \gamma_c$$

11.11 ACI -318-77 pág. 276

$$\gamma_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) \sqrt{f'_c} \quad \text{donde } *B_c = 1 \text{ por ser cuadrados } < 1.1 \sqrt{f'_c} =$$

$$1.1 \sqrt{250} = 17.4 \text{ Kg/cm}^2.$$

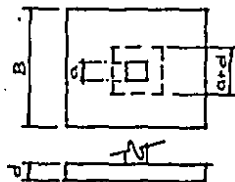
* B_c - relación del lado largo al lado corto del área cargada.

$$\gamma_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad \text{donde: } V_u = \gamma_n [B^2 - (a+d)^2] \quad \text{y } b_o = 4(a+d)$$

$$\text{hacemos } \gamma_u = \gamma_c$$

$$\frac{\gamma_n [B^2 - (a+d)^2]}{4(a+d)d} = \gamma_c$$

$$\frac{\gamma_n (B^2 - a^2 - 2ad - d^2)}{4(ad+d^2)} = \gamma_c$$



$$d^2 \left(V_c + \frac{V_n}{4} \right) + d \left(V_c + \frac{V_n}{2} \right) a - \frac{V_n}{4} (B^2 - a^2) = 0$$

Substituyendo valores obtenemos d , para luego revisar el cortante en dos direcciones $V_u \leq V_c$.

3.- Revisión del cortante en una dirección:

$$V_u = V_n BD \quad D = \frac{B - a}{2} - d$$

$$V_u = \frac{V_u}{Bd} \leq V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \quad 11.3 \text{ ACI-318-77 pág. 260}$$

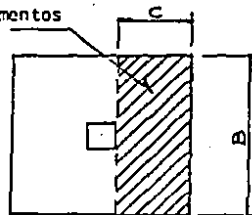
4.- Obtención del momento flexionante.

$$M_u = \frac{V_n C^2 B}{2 \beta} \quad 15.4 \text{ ACI-318-77 pág. 432}$$

$$\beta = 0.90 \quad 9.3 \text{ ACI-318-77 pág. 171}$$

NOTA: El momento flexionante se divide entre el factor de reducción para aumentar M_u y con ésto, la resistencia práctica de seguridad del acero.

Area tributaria
para momentos



5.- Fijar la cuantía entre los límites mínimo y máximo siguientes:

$$\text{Mínimo} \quad \rho = \frac{14}{f_y} \quad 10.5 \text{ ACI-318-77 pág. 202.}$$

$$\text{Máximo} \quad \rho = 0.75P_b \quad \text{en la que:}$$

$$P_b = 0.85 K_1 \frac{f'_c}{f_y} + \frac{6100}{6100 + f_y} \quad \text{TABLA 10.1 ACI-318} \\ 77 \text{ pág. 225}$$

El valor de K_1 es de 0.85 cuando f'_c sea igual o menor de 280 Kg/cm^2 . Cuando f'_c sea mayor de 280 Kg/cm^2 , restar - 0.05 por cada 70 Kg/cm^2 que f'_c exceda de 280 Kg/cm^2 .

Si el porcentaje de acero o cuantía queda entre $\frac{14}{f_y}$ y $\frac{0.18}{f_y}$, no es necesario calcular deformaciones de la pieza, pero si la cuantía queda entre $0.18 f'_c/f_y$ y P , si es necesario calcular - deformaciones.

Si al revisar por temperatura ($A_t = 0.0018 \text{ bd}$ para - - $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$) resulta mayor este esfuerzo que el de - - flexión, se debe emplear el refuerzo calculado por temperatu - ra.

En nuestro caso: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{Mínimo } \rho = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\text{Máximo } \rho = 0.75(0.85)(0.85) \frac{250}{4200} \times \frac{6100}{6100+4200} = 0.0191$$

Por lo que utilizaremos para obtener el peralte por momento :

$$\rho = 0.01$$

6. Revisión de peralte por momento.

$$d_{\text{momento}} < d_{\text{cortante}} \quad 10.3 \text{ ACI-318-77 pag. 218}$$

$$M_u = \phi \left[\rho B d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c} \right) \right]$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \rho B \left[1 - 0.59 \rho \left(\frac{f_y}{f_c} \right) \right]}}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{(0.90)(0.01)B(4200) \left[1 - 0.59(0.01) \left(\frac{4200}{250} \right) \right]}}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{34.053 B}}$$

7.- Cálculo del acero por flexión .

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c B} = 19.7647 \frac{A_s}{B} \quad 10.3 \text{ ACI-318-77 pag. 218}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)} \quad \therefore \quad A_s (d-a/2) = M_u / \phi f_y \quad \phi = 0.90$$

$$As (d - 9.8324 \frac{As}{B}) = \frac{Mu}{3780} \quad \text{resolvemos y obtenemos } As.$$

8.-- Revisión de cuantías:

$$\rho_{Min} < \rho_{Real} < \rho_{Max} \quad 11.0 \text{ ACI-318-77 pág. 258}$$

$$\rho = \frac{As}{Bd}$$

Si $\rho_{Real} < \rho_{Min}$ utilizar: $As = \rho_{Min} B d$

9.- Separación de varillas.

$$S = \frac{Av B}{As}$$

$$\text{No. varillas} = \frac{B}{S}$$

Áreas y perímetros de varillas (cms) :

	#3	#4	#5	#6
DIAMETRO	0.95	1.27	1.59	1.91
AREA	0.71	1.27	1.99	2.87
PERIMETRO	3.00	4.00	5.00	6.00

Cálculo de la longitud de desarrollo de varillas sujetas a tensión:

Para varillas del #11 o menores:

12.2 ACI- 318-77 pag.323

$$l_d = \frac{0.06 A_v f_y}{\sqrt{f'_c}} > 0.006 d_v f_y$$

$$\text{Varilla \#6 } l_d = \frac{0.06(2.87)(4200)}{\sqrt{250}} > 0.006(1.91)(4200)$$

$$l_d = 46 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla \#5 } l_d = \frac{0.06(1.99)(4200)}{\sqrt{250}} > 0.006(1.59)(4200)$$

$$l_d = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla \# 4 } l_d = \frac{0.06(1.27)(4200)}{\sqrt{250}} > 0.006(1.27)(4200) \quad l_d = 32 \text{ cm.}$$

$$\text{Varilla \# 3 } l_d = \frac{0.06(0.71)(4200)}{\sqrt{250}} > 0.006(0.95)(4200) \quad l_d = 24 \text{ cm.}$$

$$l_d \text{ crítica} = C \cdot \text{recub.} = \frac{B - a}{2} \cdot \text{recub.}$$

Recubrimiento = 4 cm.

La revisión de esfuerzos de aplastamiento es realmente - - importante cuando la columna apoya a través de una placa de ace ro, o cuando la resistencia del concreto de la zapata es franca mente inferior a la del concreto de la columna. En nuestro - - caso, ninguna de éstas circunstancias se presentó.

Las superficies de contacto entre el suelo y el concreto son muy diferentes y su comportamiento también, por lo que es recomendable tener una capa de transición, la cual puede ser jalcreto, mampostería o suelo - cemento. Esta capa multiplicada por el área viene a dar un volumen, el cual es monolítico y transmite las descargas al suelo con una distribución uniforme evitando así también las posibles concentraciones. Se decidió utilizar una plantilla de concreto pobre $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ de 5 cm. de espesor.

Notas de cimentación:

Se utilizó un concreto con $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ y peso volumétrico mayor de 2000 Kg / M^3

El acero de refuerzo grado duro tiene un límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, excepto en estribos # 2 en que $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$.

Los anclajes y traslapes de las varillas serán de acuerdo a la siguiente tabla:

CALIBRE	DIAMETRO	La	Lg
# 2	1/4 "	--	--
#2.5	5/16 "	25	15
# 3	3/8 "	30	15
#4	1/2 "	35	20
#5	5/8 "	45	25
#6	3/4 "	60	35
#8	1 "	100	60
#10	1 1/4 "	150	100

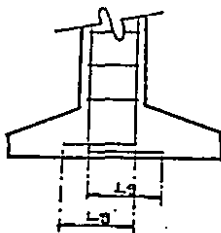
L_a = anclaje recto o traslape en cm.

L_g = anclaje en escuadra en cm.

En ninguna sección se traslapará más del 50% del esfuerzo longitudinal.

Los recubrimientos libres en cimentación serán de 4 cm. en bordo y 10 cm. peralte y en los traveses de liga 2 cm. mínimo, pero no serán menor que el diámetro máximo del refuerzo longitudinal.

El desplante de columnas se hará según la siguiente figura:



c) DESARROLLO :

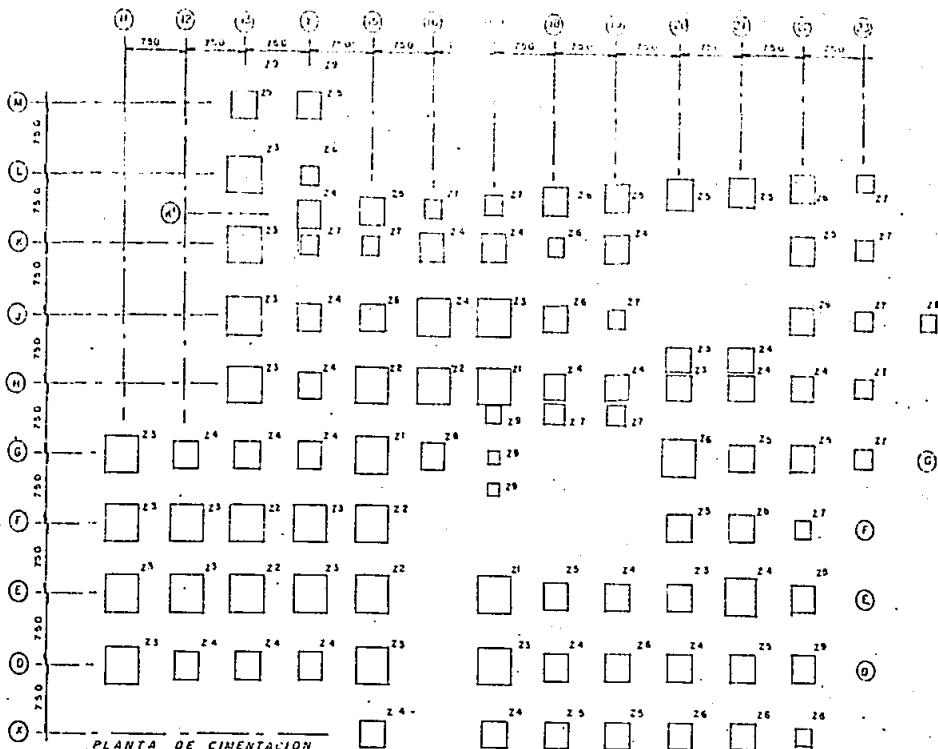
Una vez que se ha calculado el edificio, se conocen las fuerzas que actúan en cada uno de los elementos estructurales y con éstas fuerzas conocidas se procede a diseñar cada elemento; para el diseño de la cimentación me basé en el resultado obtenido del cálculo estructural.

En base a las cargas transmitidas podemos concluir que solamente se necesitarán 9 tipos de zapatas. La siguiente tabla define el tipo de zapata, su localización, la carga que actuará, para tener conocimiento de las zapatas que componen éste edificio.

TIPO	LOCALIZACION	CM(TON)	CV (TON)	P (TONS)	H (T-M)
Z1	G15, H17, E17	98.41	90.84	189.25	2.441
Z2	H16, F13 F15, E13, E15	86.44	76.66	163.10	1.924
Z3	L13, K13, J13 J16, J17, H13 H20, G11, F11 F12, FY, E11 E12, EY, E20 D11, D15, D17	72.21	59.09	131.30	1.170
Z4	K1Y, K16, K17, K19, JY HY, H18, H19, H21, H22 G12, G13, GY, E19, E21 D12, D13, Dy, D18, D20 X15, X17	56.00	44.00	100.00	1.010

TIPO	LOCALIZACION	CM(TON)	CV(TON)	P(TON)	M (r-H)
Z5	M13,My,LY,K'15 K'18,K'19,K'20,K'21 K22,J22,G21,G22 E18,X18, X19 H20, L NORTE	52.29	34.86	87.15	0.759
Z6	K'22,K18,J15,J18 G20,F20,F21,E22 D19,D21,D22,X20,X21	38.28	27.72	66.00	0.752
Z7	K'16,K'17,K'23,KY K15,J19,J23,H23 G23,F22,H18,L SUR H19 L SUR	23.54	19.26	42.80	0.483
Z8	J23 LESTE,G16 X22	18.08	12.57	30.65	0.343
Z9	M13,LNORTE,MY LNORTE H17 LSUR,G17,G17 LSUR	5.87	4.43	10.3	0.113

En el siguiente plano se puede visualizar la localización de cada una de las zapatas.



PLANTA DE CIMENTACION

CARLOS A. TORRES LEAL

esc 1:400 ocol cms

Como ya se mencionó en el inciso c) Desarrollo, el diseño de la cimentación esta basado en el resultado obtenido del cálculo estructural, mismo que se efectuó por el método de las rigideces con un programa de computación que para el análisis debe contar con los datos siguientes:

Geometría de la estructura: del nudo inicial al final de cada miembro, como altura, espesores y anchos, área, inercia, módulo de sección, peralte y 10 puntos de cada miembro, cargas, tipo de material; coordenadas y nudos, inicial y final de cada elemento.

De tal forma que al alimentar el programa se pueden proponer alternativas.

El calculista determinó la alternativa más óptima del dimensionamiento de las columnas y los esfuerzos que intervienen.

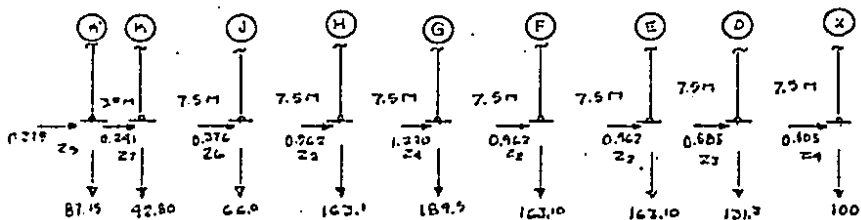
En la memoria encontramos que la base esta considerada como apoyo articulado y que por lo tanto sólo transmite los esfuerzos siguientes:

a) Carga axial o vertical (p)

b) Reacción horizontal en la base del marco (v)

Por lo anterior no tenemos transmisión directa de esfuerzo flexionante en el sentido del eje del marco, dada la condición de articulación en la base de la columna, por lo tanto las zapatas fueron diseñadas para soportar la combinación de esfuerzos axial y el momento producido por la fuerza horizontal en la base del marco, tomando como brazo de palanca la altura total del dado.

A continuación se ilustran las cargas que afectan nuestra cimentación (en Tons.) tomando como referencia el eje (15) por la variedad en tipos de zapatas.



c) CALCULO DE ZAPATAS AISLADAS:

Peso de la zapata=10% (cm + cv) Peso total= cm+cv+ Zapata
 $P_1=0.10(189\ 250\text{kg})=18\ 925\ \text{Kg}$ $P\ 98410\text{Kg}+90\ 840\ \text{Kg}+18\ 925\text{Kg}=$
208 175 Kg

$P_2=0.10(163\ 100)=16\ 310\ \text{Kg}$	$P_{t2}=179\ 410\ \text{Kg}$
$P_3=0.10(131\ 300)=13\ 130\ \text{Kg}$	$P_{t3}=144\ 430\ \text{Kg}$
$P_4=0.10(100\ 000)=10\ 000\ \text{Kg}$	$P_{t4}=110\ 000\ \text{Kg}$
$P_5=0.10(87\ 150)=8\ 715\ \text{Kg}$	$P_{t5}=95\ 865\ \text{Kg}$
$P_6=0.10(66\ 000)=6\ 600\ \text{Kg}$	$P_{t6}=72\ 600\ \text{Kg}$
$P_7=0.10(42\ 800)=4\ 280\ \text{Kg}$	$P_{t7}=47\ 080\ \text{Kg}$
$P_8=0.10(30\ 650)=3\ 065\ \text{Kg}$	$P_{t8}=33\ 715\ \text{Kg}$
$P_9=0.10(10\ 300)=1\ 030\ \text{Kg}$	$P_{t9}=11\ 330\ \text{Kg}$

$$\gamma = \frac{Pt}{A} \quad \therefore \quad A = \frac{Pt}{\gamma} \quad \implies \quad B = \sqrt{A} \quad \text{obtener } An = B^2$$

$$A_1 = \frac{208\ 175\ \text{Kg}}{1.2\ \text{kg/cm}^2} = 173\ 479.16\ \text{cm}^2, \quad B=416.50\ \text{cm}=4.20\ \text{m}, \quad An = 17.64\ \text{M}^2$$

$A_2 = 149\ 508.33\ \text{cm}^2$	$B_2 = 386.66\ \text{cm}^2 \approx 3.90\ \text{M}$	$An_2 = 15.21\ \text{M}^2$
$A_3 = 120\ 358.33\ \text{cm}^2$	$B_3 = 346.92\ \text{cm}^2 \approx 3.50\ \text{M}$	$An_3 = 12.25\ \text{M}^2$
$A_4 = 91\ 666.66\ \text{cm}^2$	$B_4 = 302.76\ \text{cm}^2 \approx 3.05\ \text{M}$	$An_4 = 9.3025\ \text{M}^2$
$A_5 = 79\ 887.50\ \text{cm}^2$	$B_5 = 282.64\ \text{cm}^2 \approx 2.85\ \text{M}$	$An_5 = 8.1225\ \text{M}^2$
$A_6 = 60\ 500.00\ \text{cm}^2$	$B_6 = 245.96\ \text{cm}^2 \approx 2.50\ \text{M}$	$An_6 = 6.25\ \text{M}^2$
$A_7 = 39\ 233.33\ \text{cm}^2$	$B_7 = 198.07\ \text{cm}^2 \approx 2.00\ \text{M}$	$An_7 = 4.00\ \text{M}^2$
$A_8 = 28\ 095.83\ \text{cm}^2$	$B_8 = 167.61\ \text{cm}^2 \approx 1.70\ \text{M}$	$An_8 = 2.89\ \text{M}^2$
$A_9 = 9\ 441.66\ \text{cm}^2$	$B_9 = 97.16\ \text{cm}^2 \approx 1.00\ \text{M}$	$An_9 = 1.00\ \text{M}^2$

$$P_U = 1.4 \text{ cm} + 1.7 \text{ cv}$$

$$V_n = \frac{P_u}{A_n}$$

$$P_{u1} = 1.4(98.41 \text{ TON}) + 1.7(90.84 \text{ TON}) = 292.22 \text{ TON} \quad V_{n1} = \frac{292.22 \text{ TON}}{17.64 \text{ M}^2} = 16.5647 \text{ T/M}^2$$

$$P_{u2} = 251.338 \text{ TON}$$

$$V_{n2} = 16.5249 \text{ TON/M}^2$$

$$P_{u3} = 201.547 \text{ TON}$$

$$V_{n3} = 16.4528 \text{ TON/M}^2$$

$$P_{u4} = 153.200 \text{ TON}$$

$$V_{n4} = 16.4687 \text{ TON/M}^2$$

$$P_{u5} = 132.468 \text{ TON}$$

$$V_{n5} = 16.3088 \text{ TON/M}^2$$

$$P_{u6} = 100.716 \text{ TON}$$

$$V_{n6} = 16.1146 \text{ TON/M}^2$$

$$P_{u7} = 65.698 \text{ TON}$$

$$V_{n7} = 16.4245 \text{ TON/M}^2$$

$$P_{u8} = 46.681 \text{ TON}$$

$$V_{n8} = 16.1526 \text{ TON/M}^2$$

$$P_{u9} = 15.749 \text{ TON}$$

$$V_{n9} = 15.7490 \text{ TON/M}^2$$

Peralte por cortante en dos direcciones:

$$V_u \leq V_c$$

11.11 ACI-318-77 pág. 276

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) \sqrt{f'_c} \text{ donde } B_c = 1 \text{ por ser cuadrada} \left(1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{250} = 17.4 \text{ Kg/cm}^2 \right)$$

$$d^2 \left(V_c + \frac{qu}{4} \right) + d \left(V_c + \frac{qu}{2} \right) a - \frac{qu}{4} (B^2 - a^2) = 0$$

$$d_1^2 \left(17.40 + \frac{1.6564}{4} \right) + d \left(17.40 + \frac{1.6564}{2} \right) 55 - \frac{1.6564}{4} [(420)^2 - (55)^2] = 0$$

$$d_1 = 41.3016 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm.}$$

Sección de columna (CM')

$d_2 = 37.04 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$	55 * 55
$d_3 = 34.53 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$	45 * 45
$d_4 = 28.29 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$	45 * 45
$d_5 = 25.38 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$	45 * 45
$d_6 = 21.93 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$	40 * 40
$d_7 = 14.46 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$	45 * 45
$d_8 = 11.75 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$	40 * 40
$d_9 = 4.1291 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$	40 * 40

Revisión de cortante en 2 direcciones

$$V_u = \tau_n [B^2 - (a+d)^2] ; b_o = 4 (a+d)$$



$$V_u = \frac{V_u}{B_o d} ; V_c = 1.1 \sqrt{f'c} \rightarrow V_u \leq V_c$$

$$V_{u1} = \frac{1.5564 [(420)^2 - (55+45)^2]}{4(55+45)(45)} = 15.312 \text{ Kg/cm}^2 < 1.1 \sqrt{250} = 17.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{u2} = 15.554 \text{ Kg/cm}^2 < V_c = 17.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{u3} = 17.05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ "}$$

$$V_{u4} = 15.992 \text{ Kg/cm}^2 \text{ "}$$

$$V_{u5} = 13.699 \text{ Kg/cm}^2 \text{ "}$$

$$V_{u6} = 14.447 \text{ Kg/cm}^2 \text{ "}$$

$$V_{u7} = 11.2997 \text{ Kg/cm}^2 \text{ "}$$

$$V_{u8} = 12.565 \text{ Kg/cm}^2 \text{ "}$$

$$V_{u9} = 3.3288 \text{ Kg/cm}^2 \text{ "}$$

Revisión de peralte por momento.

$$Mu = \phi \left[\rho B d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \right] \quad d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi \rho f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{MIN} = 0.0033 \\ \rho_{MAX} = 0.019 \end{array} \right\} \rho = 0.01 \quad d = \sqrt{\frac{Mu}{34.053 B}} \quad 10.3 \text{ ACI } 318-77 \text{ PAG. } 218$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{12\,873\,188.89}{54.053 (420)}} = 30.00 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$$

$$d_2 = 27.50 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$d_3 = 24.98 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$$

$$d_4 = 21.31 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

$$d_5 = 19.57 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

$$d_6 = 17.02 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

$$d_7 = 12.68 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$d_8 = 10.53 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

$$d_9 = 4.81 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

∴ en todos los casos rige el peralte por cortante.

Cálculo del acero por flexión.

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c B} \quad 10.3 \text{ ACI-318-77 pág. 218}$$

$$As = \frac{Mu}{f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \Rightarrow As \left(d - \frac{a}{2}\right) = \frac{Mu}{f_y} \quad \phi = 0.90$$

$$a_1 = \frac{4200 As}{0.85 (250)(420)} = 0.0471 As \Rightarrow As(45 - 0.0471 As) = \frac{12\,873\,188.89}{2 \cdot 0.90(4200)}$$

resolviendo: $As_1 = 78.94 \text{ cm}^2$

$$As_2 = 69.49 \text{ cm}^2$$

$$As_3 = 59.04 \text{ cm}^2$$

$$As_4 = 43.64 \text{ cm}^2$$

$$As_5 = 34.137 \text{ cm}^2$$

$$As_6 = 27.29 \text{ cm}^2$$

$$As_7 = 15.06 \text{ cm}^2$$

$$As_8 = 11.92 \text{ cm}^2$$

$$As_9 = 1.4017 \text{ cm}^2$$

Revisión de cuantías

$$\rho_{\text{MIN}} = 0.0033 \quad ; \quad \rho_{\text{MAX}} = 0.0191 \quad ; \quad \rho = \frac{As}{Bd} > \rho_{\text{MIN}}$$

$$\rho_1 = \frac{78.94 \text{ cm}^2}{(420 \text{ cm})(45 \text{ cm})} = 0.0042$$

$$\rho_2 = 0.0045$$

$$\rho_3 = 0.0048$$

$$\rho_4 = 0.0048$$

$$\rho_5 = 0.0040$$

$$\rho_6 = 0.0044$$

$$\rho_7 = 0.0038$$

$$\rho_8 = 0.0047$$

$$\rho_9 = 0.0009 \Rightarrow As = \rho B d = 0.0033(100)(15) = 4.95 \text{ cm}^2$$

Separación de varillas.

$$S = \frac{A_v B}{A_s} \quad \text{Num. varillas} = \frac{B}{S}$$

$$S_1 = \frac{(2.87 \text{ cm}^2)(420 \text{ cm})}{78.94 \text{ cm}^2} = 15.26 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm. con } \# 6 \text{ y } \frac{420}{15} = 28 \text{ varillas}$$

$$S_2 = 11.17 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm con } \# 5 \text{ usando } 35 \text{ varillas}$$

$$S_3 = 11.79 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm con } \# 5 \text{ usando } 32 \text{ varillas}$$

$$S_4 = 13.91 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm con } \# 5 \text{ usando } 24 \text{ varillas}$$

$$S_5 = 16.61 \text{ cm} \approx 16 \text{ cm con } \# 5 \text{ usando } 18 \text{ varillas}$$

$$S_6 = 11.63 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm con } \# 4 \text{ usando } 23 \text{ varillas}$$

$$S_7 = 16.86 \text{ cm} \approx 16 \text{ cm con } \# 4 \text{ usando } 12 \text{ varillas}$$

$$S_8 = 10.12 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm con } \# 3 \text{ usando } 17 \text{ varillas}$$

$$S_9 = 14.34 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm con } \# 3 \text{ usando } 7 \text{ varillas}$$

Las varillas están espaciadas c. a. c.

Cálculo longitud de desarrollo a tensión

$$l_d = \frac{0.06 A_v f_y}{\sqrt{f_c}} \left\{ 0.006 d_v f_y \right. \quad \left. l_d = \frac{B-a}{\text{recubrimiento crítica } 2}$$

$$l_{d1} = \frac{0.06(2.87)(4200)}{\sqrt{250}} \left\{ 0.006(1.91)(4200) \right\} + l_d = 46 \text{ cm. } \quad l_{dc1} = \frac{420-55}{2} = 4$$

$$l_{dc1} = 178.5 \text{ cm.}$$

$$l_{d2} = 40 \text{ cm}$$

$$l_{dc2} = 163.50 \text{ cm}$$

$$l_{d3} = 40 \text{ cm}$$

$$l_{dc3} = 148.50 \text{ cm}$$

$$l_{d4} = 40 \text{ cm}$$

$$l_{dc4} = 126.00 \text{ cm}$$

$$l_{d5} = 40 \text{ cm}$$

$$l_{dc5} = 116.00 \text{ cm}$$

$$l_{d6} = 32 \text{ cm}$$

$$l_{dc6} = 101.00 \text{ cm}$$

$$l_{d7} = 32 \text{ cm}$$

$$l_{dc7} = 73.50 \text{ cm}$$

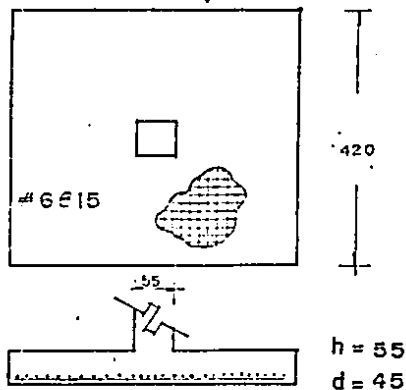
$$l_{d8} = 24 \text{ cm}$$

$$l_{dc8} = 61.00 \text{ cm}$$

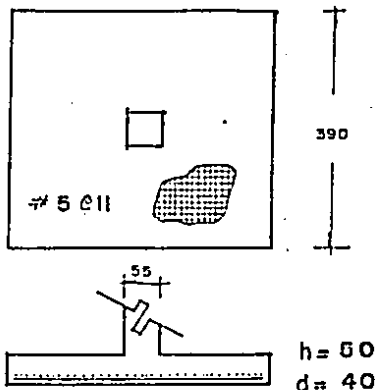
$$l_{d9} = 24 \text{ cm}$$

$$l_{dc9} = 26.00 \text{ cm}$$

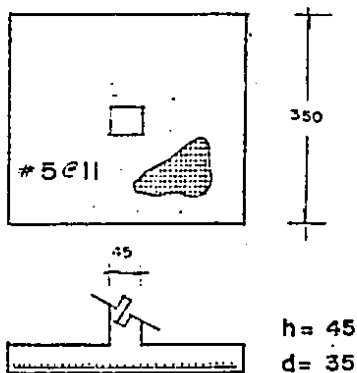
DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS.



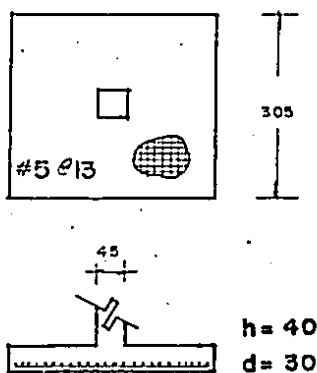
Z 1



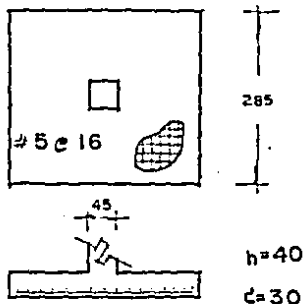
Z 2



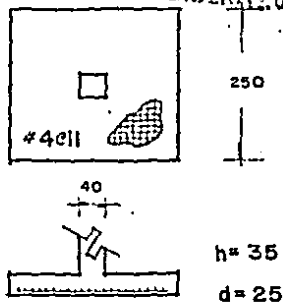
Z 3



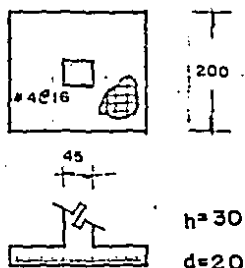
Z 4



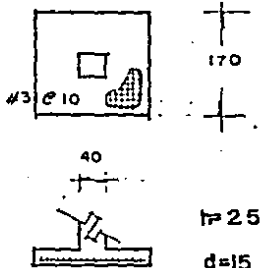
Z5



Z6

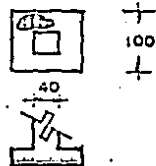


Z7



Z8

#3 e 14



h=25

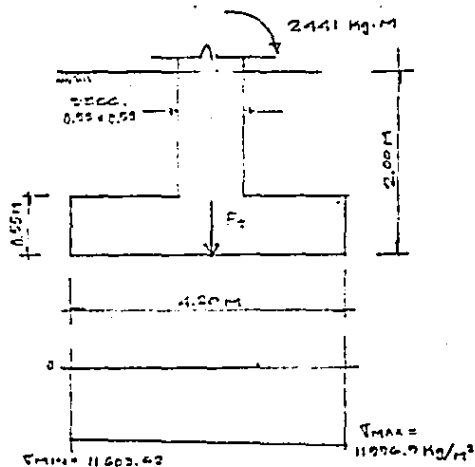
d=15

Z9

ESC. 1:75

ACOT. Cms.

DIAGRAMAS DE ESFUERZOS.



ZAPATA TIPO I

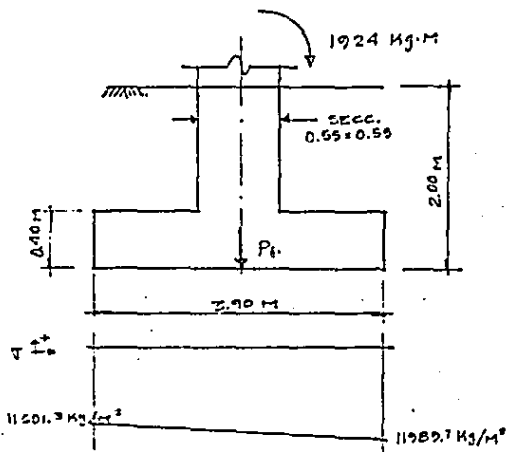
PESO TOTAL = $P_t = 10\% (CM+CV) + CM+CV$

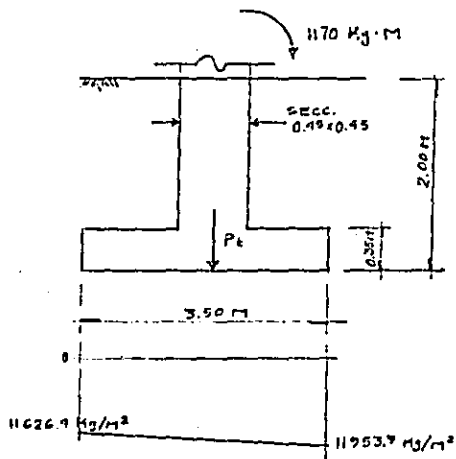
$P_t = 206175 \text{ kg}$ VER HOJA 62

$\bar{T}_{MAX\text{ OBT}} = 11.9 \text{ T/m}^2 < \bar{T}_{UTILIZADO} = 12.0 \text{ T/m}^2$

$P_t = 179410 \text{ kg}$

$\bar{T}_{MAX} = 11.9 \text{ T/m}^2 < \bar{T}_{UT.} = 12.0 \text{ T/m}^2$





ZAPATA TIPO 3

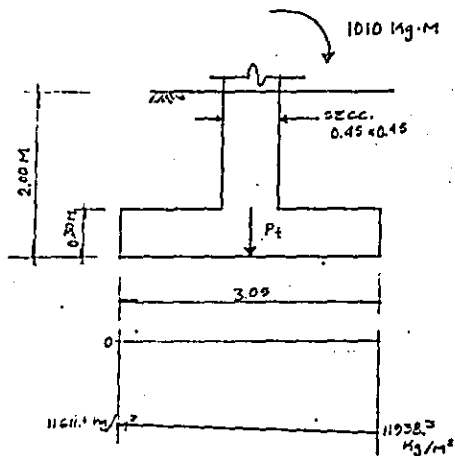
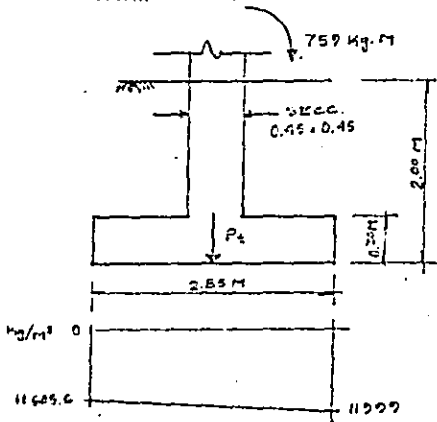
$$P_t = 144\ 130\ \text{kg}$$

$$V_{\text{MAX}} = 11.9\ \text{T/m}^2 < V_{\text{UT}} = 12.0\ \text{T/m}^2$$

ZAPATA TIPO 4

$$P_t = 110\ 000\ \text{kg}$$

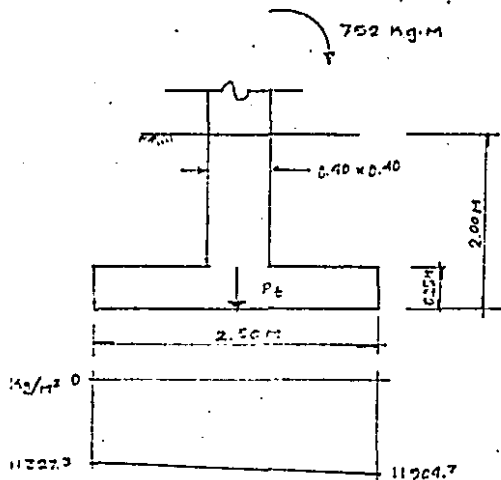
$$V_{\text{MAX}} = 11.9\ \text{T/m}^2 < V_{\text{UT}} = 12.0\ \text{T/m}^2$$



ZAPATA TIPO 5

$$P_t = 95\ 865$$

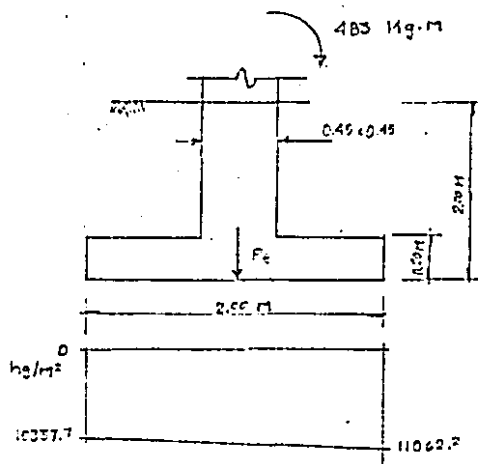
$$V_{\text{MAX}} = 11.9\ \text{T/m}^2 < V_{\text{UT}} = 12.0\ \text{T/m}^2$$



ZAPATA TIPO G

$$P_t = 72\ 600 \text{ Kg}$$

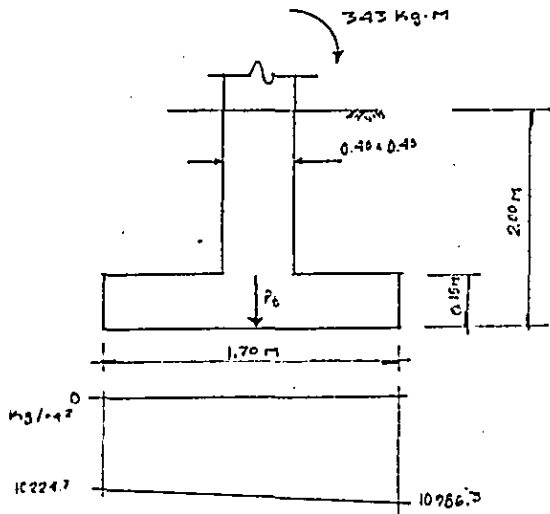
$$V_{\text{MAX OBT}} = 11.0 \text{ T}/\text{M}^2 < V_{\text{UT}} = 12.0 \text{ T}/\text{M}^2$$



ZAPATA TIPO 7

$$P_t = 47\ 080 \text{ Kg}$$

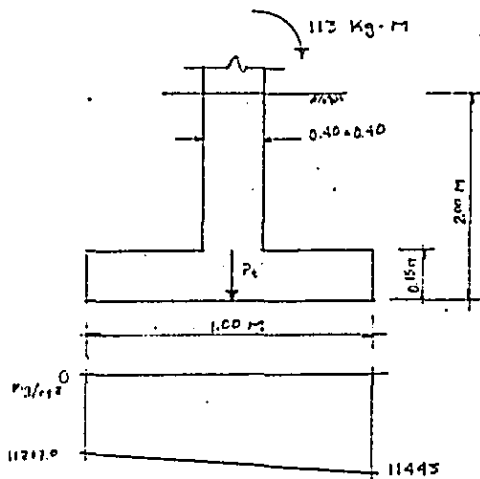
$$V_{\text{MAX}} = 11.0 \text{ T}/\text{M}^2 < V_{\text{UT}} = 12.0 \text{ T}/\text{M}^2$$



ZAPATA TIPO 8

$$P_t = 33715 \text{ Kg}$$

$$V_{MAX} = 10.9 \text{ T/m}^2 < V_{UT} = 12.0 \text{ T/m}^2$$



ZAPATA TIPO 9

$$P_t = 11300 \text{ Kg}$$

$$V_{MAX} = 11.4 \text{ T/m}^2 < V_{UT} = 12.0 \text{ T/m}^2$$

3.4. ASENTAMIENTOS.

Como ya se mencionó anteriormente, el conocimiento de los asentamientos es de vital importancia por los posibles daños a la estructura que pueden ocasionar.

En las arenas, por lo menos el 80% de la disminución de volúmen ocurre en forma prácticamente inmediata, es decir al aplicar las cargas, por lo que, los asentamientos - o expansiones diferidos bajo acciones permanentes de larga duración, los asentamientos por compactación bajo acciones dinámicas y los asentamientos por colpaso, no serán considerados debido a sus efectos.

El orden de magnitud de los asentamientos inmediatos puede estimarse empleando la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno. Deben hacerse varias consideraciones del comportamiento del suelo para interpretar la magnitud de los desplazamientos: considerar al suelo como a una masa elástica, isotrópica y homogénea, aún cuando los suelos son elásticos hasta un cierto valor o nivel de esfuerzos. Para estimar los asentamientos inmediatos se emplea la siguiente ecuación:

$$\Delta P = q_B \frac{1 - \nu^2}{E} I W$$

- ΔP Asentamiento, en CM
 q Carga uniformemente repartido, en Kg/CM²
 B Dimensión lateral menor de la zapata, en CM
 IW Factor de influencia (tabla 1)
 E Módulo de elasticidad del suelo, en Kg/CM² (Tabla 2)
 V Relación de Poisson del suelo (Tabla 3)

El factor de influencia depende tanto del tipo, como de la forma de la cimentación así como de su rigidez. Generalmente las cimentaciones no son rígidas puesto que las presiones debajo de éstas no son uniformes por lo que para estimar los asentamientos serán considerados como flexibles, por esa razón y por ser más desfavorables.

A continuación presento tablas obtenidas de la experiencia local o de pruebas directas tanto del módulo de elasticidad como de la relación de Poisson, así como los valores del factor de influencia para zapatas de diferentes formas y rigideces.

TABLA I (Ref. 2 B.2.4. pág. 19)

FORMA	FLEXIBLE			RÍGIDA
	CENTRO	ESQUINA	PROMEDIO	PROMEDIO
CIRCULAR	1.00	0.64	0.85	0.88
CUADRADA	1.12	0.56	0.95	0.82
RECTANGULAR				
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
2	1.53	0.77	1.30	1.20
5	2.10	1.05	1.83	1.70
10	2.54	1.27	2.25	2.10

TABLA 2 (REF. 2 B.2.4. - Pág. II-10)

MODULO DE ELASTICIDAD

TIPO DE SUELO	E (Kg/cm ²)
Arcilla muy blanda	3 - 30
Arcilla media	45 - 90
Arcilla arenosa	300 - 425
Arena limosa	50 - 200
Arena suelta	100 - 250
Arena compacta	500 - 1000
Arena con grava suelta	500 - 1400
Arena con grava compacta	800 - 2000

TABLA 3

RELACION DE POISSON

TIPO DE SUELO	ν
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena densa	0.2 - 0.4
Arena gruesa (relación de vacíos=0.4-0.7)	0.15
Arena fina (r.v=0.4-0.7)	0.25

$$S = q B \frac{1 - \nu^2}{E} I W$$

$$S_1 = \left(\frac{189\,250 \text{ Kgs}}{420 \text{ cm} \times 420 \text{ cm}} \right) (420 \text{ CM}) \frac{1 - (0.20)^2}{375} 1.12 = 1.29 \text{ CM}$$

TIPO	CARGA (Kg)	DIMENSION (M)	MODULO DE ELASTICIDAD E (Kg/CM ²)	RELACION DE POISSON V	FACTOR DE INFLUEN CIA I W	ASENTAMIENTOS S
71	189 250	420 * 420	375	0.20	1.12	1.29
72	163 100	390 * 390	375	0.20	1.12	1.20
73	131 300	350 * 350	375	0.20	1.12	1.07
74	100 000	305 * 305	375	0.20	1.12	0.94
75	87 100	285 * 285	375	0.20	1.12	0.88
76	66 000	250 * 250	375	0.20	1.12	0.76
77	42 800	200 * 200	375	0.20	1.12	0.61
78	30 650	170 * 170	375	0.20	1.12	0.52
79	10 300	100 * 100	375	0.20	1.12	0.28

CONCLUSION.

Después del estudio efectuado sobre cada una de las -- consideraciones que se deben analizar y desarrollar, como -- parte integral del diseño estructural de un edificio, he -- podido comprender el proceso para llegar a una solución -- óptima, funcional y económica, que son las necesidades que -- el Ingeniero Projectista tiene que satisfacer.

Para el diseño de la cimentación del edificio Cámara -- Nacional de Comercio, relacioné dos aspectos fundamentales -- hoy en nuestros días: COSTO - SEGURIDAD, utilizando el -- diseño plástico como método de desarrollo, que nos permite -- obtener secciones menos armadas y menor dimensión y así lo -- lograr mayor economía en comparación con el diseño elástico.

En sí, en el área que comprende ésta localidad, las -- características y problemas generales del subsuelo son simi -- lares, pero de ninguna manera deberá ser ésto motivo de jus -- tificación para no ejecutar estudios a fondo. En nuestro -- caso, el área a estudiar se dividió para llevar a cabo los -- 6 sondeos de acuerdo a la experiencia de la persona encar -- gada de los estudios de mecánica de suelos, tomando en cuen -- ta las zonas de concentración de cargas y otros factores.

Considerando lo mencionado, puedo decir que ha sido - -
satisfactorio para mí, el haber hecho ésta tesis.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- IV REUNION NACIONAL MECANICA DE SUELOS NOROESTE.
- 2.- MANUALES DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, B.2.1., B.2.4. C.2.2., C.F.E.
- 3.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES; MARA. F., EDIT. BLUME BARCELONA., 1978
- 4.- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES; CRESPO VILLALAZ CARLOS., EDIT. LIMUSA., MEXICO, D.F., 1985
- 5.- FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS; TAYLOR, DONALD W., EDIT. CONTINENTAL, 1968
- 6.- MECANICA DE SUELOS; JUAREZ BADILLO-RICO GONZALEZ., EDIT. LIMUSA, TOMO II., MEXICO, D.F., 1984
- 7.- LA INGENIERIA DE SUELOS; RICO-DEL CASTILLO, EDIT. - LIMUSA., VOL I y VOL. 2., MEXICO, D.F., 1978
- 8.- INGENIERIA DE CIMENTACIONES: PECK-HANSON-THORNBURN., EDIT. LIMUSA., MEXICO,D.F., 1987
- 9.- TEORIA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO; FERGUSON, -- PHIL M., EDIT. CECSA, MEXICO,D.F., 1982
- 10.- ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO; GONZALEZ ROBLES-CASILLAS-DIAZ., EDIT. LIMUSA., MEXICO,D.F., 1984
- 11.- CONCRETO DISEÑO PLASTICO; TORRES H., MARCO., EDIT. - - PATRICA. MEXICO, D.F., 1981
- 12.- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO (ACI-318-77) Y COMENTARIOS; IMCYC.