



133 96

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

FALLA DE ORIGEN

“CIMENTACIONES EN EL AREA ADMINISTRATIVA
DEL COMPLEJO PETROQUIMICO MORELOS”.

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

FRANCISCO LAZARO TORRES DOMINGUEZ



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 está 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.

INDICE

	pag.
I.- INTRODUCCION	3
II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO	5
III.- EXPLORACION, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO	7
- Métodos de exploración	
- Método de Penetración Estandar	
- Método con tubo de pared delgada	
- Número y profundidad de sondeos	
- Pruebas de Laboratorio	
- Prueba de Granulometría	
- Límites de Aterberg	
- Pruebas de resistencia al corte	
- Prueba de corte directo	
- Prueba triaxial	
- Prueba de consolidación unidimensional	
IV.- INTERPRETACION DELAS PRUEBAS TRIAXIALES	19
V.- ANALISIS ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA ACCION DEL VIENTO	22
- Generalidades	
- Tipos de acciones	
- Analisis de cargas (carga vertical)	
- Aplicación del método de Cross	
- Cálculo de reacciones	
- Distribución de cargas por efecto del viento	
- Clasificación de las estructuras	
- En función de su destino	
- De acuerdo a su respuesta al viento	
- Método estatico de diseño	
- Método de Cross para viento	
VI.- CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO	43
- Tipos de fallas	
- Falla por corte general	
- falla por corte local	
- Teoría de Terzaghi	
- Teoría de Skempton	
- Estratigrafía del suelo	
- Cálculo de la Capacidad de carga	
- Dimensionamiento	
VII.- Determinación de asentamientos	54
- Generalidades	
- Cálculo de hundimientos	
- Presiones efectivas	
- Incremento de esfuerzos verticales	
- Asentamientos Admisibles	

III.- ASPECTOS FUNDAMENTALES DE DISEÑO	pag 62
- Generalidades	
- Tipos de Zapatas	
- Criterios de diseño	
- Diseño de flexión	
- Diseño de cortante	
- Ejemplo de cálculo	
IX.- CONCLUSIONES.	72

I. INTRODUCCION

I. INTRODUCCION

Ante la notable importancia de la cual es merecedora, en la práctica cotidiana de la Ingeniería Civil, la interrelación existente entre la mecánica de suelos y el diseño estructural, nace la necesidad de contar con la información suficiente que nos ayude a comprender el puente existente entre las dos disciplinas anteriores. Dicha información deberá ser lo menos sofisticada y lo más práctica posible.

Es la finalidad de este trabajo el pretender sustentar en lo posible la respuesta a la necesidad ya mencionada, desarrollando para ello seis temas importantes; tales temas son del III al VIII. En el tercero se dan los principales métodos de exploración y muestreo así como algunas pruebas de laboratorio, explicando en forma somera cada uno de los cuales se han utilizado en el presente proyecto; en el cuarto se hace una interpretación práctica de las pruebas realizadas, el tema V se refiere al análisis estructural considerando la acción del viento, en el cual se toma como base el edificio de la "Superintendencia", cuyas características se mencionan en el tema II; en los temas del VI al VIII se toma como base del ejemplo al edificio del Servicio Médico, cuya geometría y estructuración también se describen en el segundo tema; el capítulo VI trata de la capacidad de carga de los suelos, fundada en las teorías de Terzaghi y Skempton, siguiendo algunos criterios para el diseño. A estos suelos se les ha determinado la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales, los cuales se han tratado en el tema VII, finalmente el capítulo VIII habla de algunos aspectos fundamentales en el diseño estructural de cimentaciones, incluyéndose también algunos criterios de considerable utilidad en la práctica profesional.

II. DESCRIPCION DEL PROYECTO

A solicitud de la coordinación de proyecto de Petróleos Mexicanos, el Departamento de Geotecnia, ha desarrollado un estudio cuya finalidad es orientar el diseño de la cimentación de las estructuras que componen la Gerencia de Proyectos y Construcción, de manera que tengan un comportamiento adecuado a cualquier condición de carga. Dicha gerencia se localiza en la parte norte del Complejo Petroquímico Morelos.

El proyecto se desarrolla en un terreno con una configuración variable entre las elevaciones + 6.0 y + 36.0 m fijándose como niveles de piso terminado los siguientes:

+ 15.7 para el edificio de la Superintendencia

+ 15.0 en el resto del área asignada a G.P.C.

Las características de las instalaciones que constituyen el proyecto son las siguientes:

Superintendencia G.P.C. - Se estructurará a base de marcos de concreto con separación entre columnas de 6.0 X 9.0 m, tendrá dos niveles, sus losas del tipo reticular, se le colocará una junta de construcción al centro y quedará localizada en un área de relleno.

Laboratorio de Mecánica de Suelos.- Un edificio de un nivel y losa reticular con claros entre columnas de 6.0 m en un sentido y 5.0 m en el otro, quedando localizado en un sitio en el que el nivel de piso terminado se definió - parte en corte y parte en relleno.

Servicio Médico.- Es un edificio de un nivel con claros de 4.5 m entre columnas, losa reticular, quedando localizado en zona de relleno.

III. EXPLORACION, MUESTREO

Y

PRUEBAS DE LABORATORIO

Desde luego que existe una gran gama de métodos para la realización de trabajos de exploración y muestreo de suelos, pudiendo utilizar uno u otro o la combinación de varios de acuerdo a las características e importancia de la obra por proyectar. Cada uno de estos métodos posee ciertas ventajas y desventajas en cuanto a la veracidad de la información se refiere, que deberá de tomar en cuenta el Ingeniero Proyectista, y dará la importancia necesaria de acuerdo a los objetivos que pretende alcanzar.

A manera de información se proporcionará una clasificación de estos métodos explicando un poco más a detalle solo aquellos que han sido utilizados en la realización de este proyecto.

De esta manera encontramos de acuerdo a los alcances de la exploración, tres grupos diferentes:

1.- Métodos de exploración de carácter preliminar.

- a) Pozos a cielo abierto (con muestra alterada o inalterada).
- b) Perforaciones con posteadora
- c) Método de lavado
- d) Método de penetración estandar
- e) Método de penetración cónica

2.- Métodos de sondeo definitivo

- a) Pozos a cielo abierto con muestra inalterada
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca

3.- Métodos geofísicos

- a) Sísmico
- b) De resistividad eléctrica
- c) Magnético

Los primeros métodos como sus nombres lo indican, son perforaciones de carácter preliminar, los cuales podrán tomar el carácter de sondeos definitivos, cuando se trate del caso de obras pequeñas o de poca importancia. En el caso contrario, en que se trate de obras de gran trascendencia, estos estudios preliminares nos darán la pauta para determinar el tipo y el número de sondeos de carácter definitivo que serán necesarios para la realización de los estudios en cuestión.

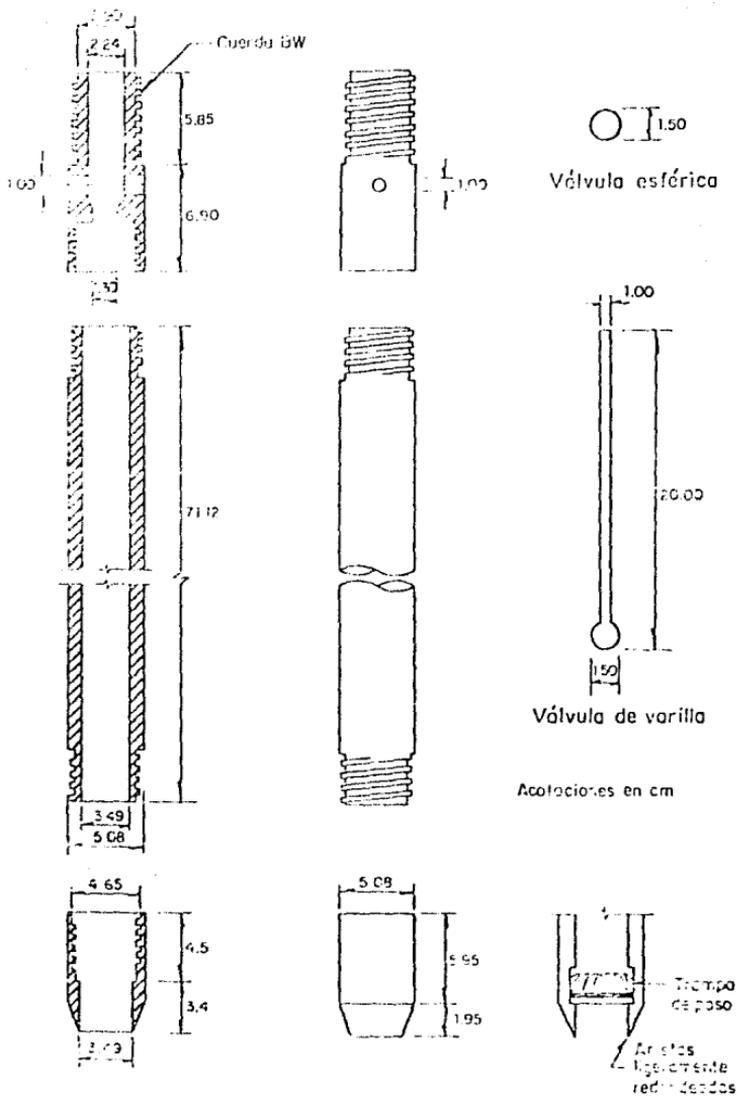


FIG 3.1 Penetrómetro estándar

Los segundos métodos serán indispensables para la realización de obras de mayor importancia social o económica, tales son los casos de las numerosas obras realizadas por el Gobierno Federal.

Finalmente, los últimos métodos los geofísicos, son utilizados para hacer un reconocimiento más rápido y general de la zona de interés, sirviendo como auxiliares a los métodos definitivos. Por tal razón el querer hacer uso aislado de estos métodos, es un error de tan grande índole que podría -- conllevar a consecuencias indeseables y desastrosas.

En el presente proyecto se han utilizado dos tipos de sondeos; mediante Tubo Shelby y Penetración estandar, los cuales se explicarán en forma concreta en los párrafos siguientes.

Método de Penetración Estandar.

El equipo que se utiliza en la aplicación de este método consta de un muestreador especial llamado Penetrómetro estandar cuya longitud y diámetro son 80 y 5 cm. respectivamente.

El muestreador está formado de una media caña cuya finalidad es la de facilitar la extracción del material que ha penetrado en su interior. El penetrómetro se enroscó al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados mediante un martinete a una profundidad de 30 cm y contando el número de golpes que fué necesario darle para lograr dicha penetración. Cuando se haya logrado un avance de 30 cm., deberá de retirarse el penetrómetro para posteriormente remover el suelo de su interior el cual constituirá nuestra muestra.

La importancia de esta prueba estriba en que tanto en campo como en laboratorio puede establecerse una correlación de gran utilidad entre la compacidad y el anillo de fricción interna, en las arenas, y la resistencia a la compresión simple en las arcillas, con el número de golpes necesarios para que el muestreador logre una penetración de 30 cm. Vale la pena insistir que sólo da una idea aproximada de los valores mencionados.

Método de Penetración con Tubo de Pared Delgada. (Tubo Shelby)

La finalidad de este método de perforación es la de obtener muestras inalteradas, que dicho a ciencia cierta, son también muestras con considerable alteración, pues resulta imposible mantener las condiciones originales de la muestra dentro del subsuelo. En realidad el grado de inalterabilidad depende en su mayor parte del espesor del tubo.

El procedimiento consiste esencialmente en penetrar el tubo de pared delgada mediante presión constante y no a golpe como en otras pruebas. -- Dicha penetración deberá ser al mismo tiempo a velocidad constante.

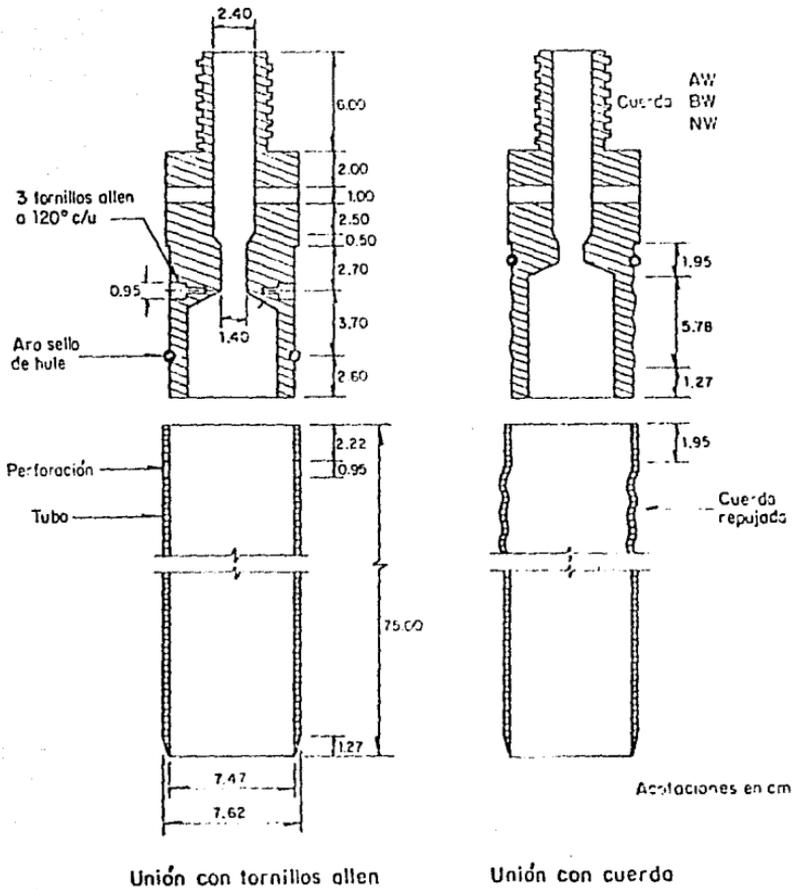


FIG. 3.2. Muestreador de pared delgada

En este proyecto se obtuvieron muestras inalteradas de 10 cm. de diámetro y muestras alteradas de 3.5 cm. de diámetro también contando el número de golpes necesarios para hincar dicho tubo cada 30 cm.

Las muestras obtenidas en los sondeos se clasificaron de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, para lo cual se los determinó en el Laboratorio de Suelos sus contenidos de agua, densidad de sólidos, Granulometría y Límites de Atterberg.

Número y Profundidad de Sondeos.

El número y profundidad de los sondeos dependerá de la importancia de la obra, las características de la misma y las características del subsuelo sobre el que permanecerá, básicamente. Asimismo, otro factor que interviene en la determinación del número de sondeos es el hecho de que ya hayan sido exploradas con anterioridad algunas otras zonas cercanas a la de interés. En este sentido vemos que no ha sido realmente un problema determinar la cantidad de sondeos que debieron realizarse en esta zona ni en las demás del C.P.O. Morelos, debido a que éste se encuentra localizado entre otras industrias de gran importancia, que seguramente se han encargado con anterioridad de realizar los estudios necesarios de estos suelos; tales son los casos de Industrias Resistol, S. A., FEPTIMEX y Cloro de Tehuantepec, principalmente. Por otra parte, también se encuentran localizados dentro de esta zona los Centros Petroquímicos "La Cangrejera" y "Pajaritos", los cuales de alguna manera obtuvieron la información necesaria del subsuelo para la ejecución de sus proyectos.

Con los antecedentes señalados, encontramos un programa de exploración que indica un mayor número de sondeos en la parte de nuestra zona que presenta más irregularidades topográficas y mayor relieve, dado que es aquí en donde podemos encontrar más variaciones en la estratigrafía, y en general, mayores problemas de tipo constructivo. Por otra parte, es aquí en donde se encontrará el edificio de la superintendencia, por lo cual se realizaron tres sondeos con números 4786, 4787 y 4661, cuya separación es entre sí de 25 a 30 m. Enseguida, en la parte de menor elevación del área en cuestión encontramos otros tres sondeos más espaciados entre sí con los números 4665, 4479 y 4480, tal como se muestra en la figura 3.3.

En lo que se refiere a profundidad de exploración, en cimentaciones en donde asentamiento y resistencia son factores determinantes, el criterio generalmente usado es perforar a una profundidad a la cual las presiones transmitidas al suelo son del orden de 5 a 10 % de las presiones aplicadas o de contacto. Aunque existe otro criterio comúnmente usado en cimentaciones de importancia menor, el cual dice que es recomendable explorar a una profundidad de 1.5B y 3B, siendo B el ancho de la estructura por cimentar, es aconsejable no olvidarnos de que tal profundidad dependerá, en última instancia, de las características de nuestra obra y del subsuelo. Así pues, podremos encontrar sondeos aún mayores a los que indiquen los métodos anteriores; tal podría ser el caso de una presa cuya suelo de cimentación presenta fuertes -

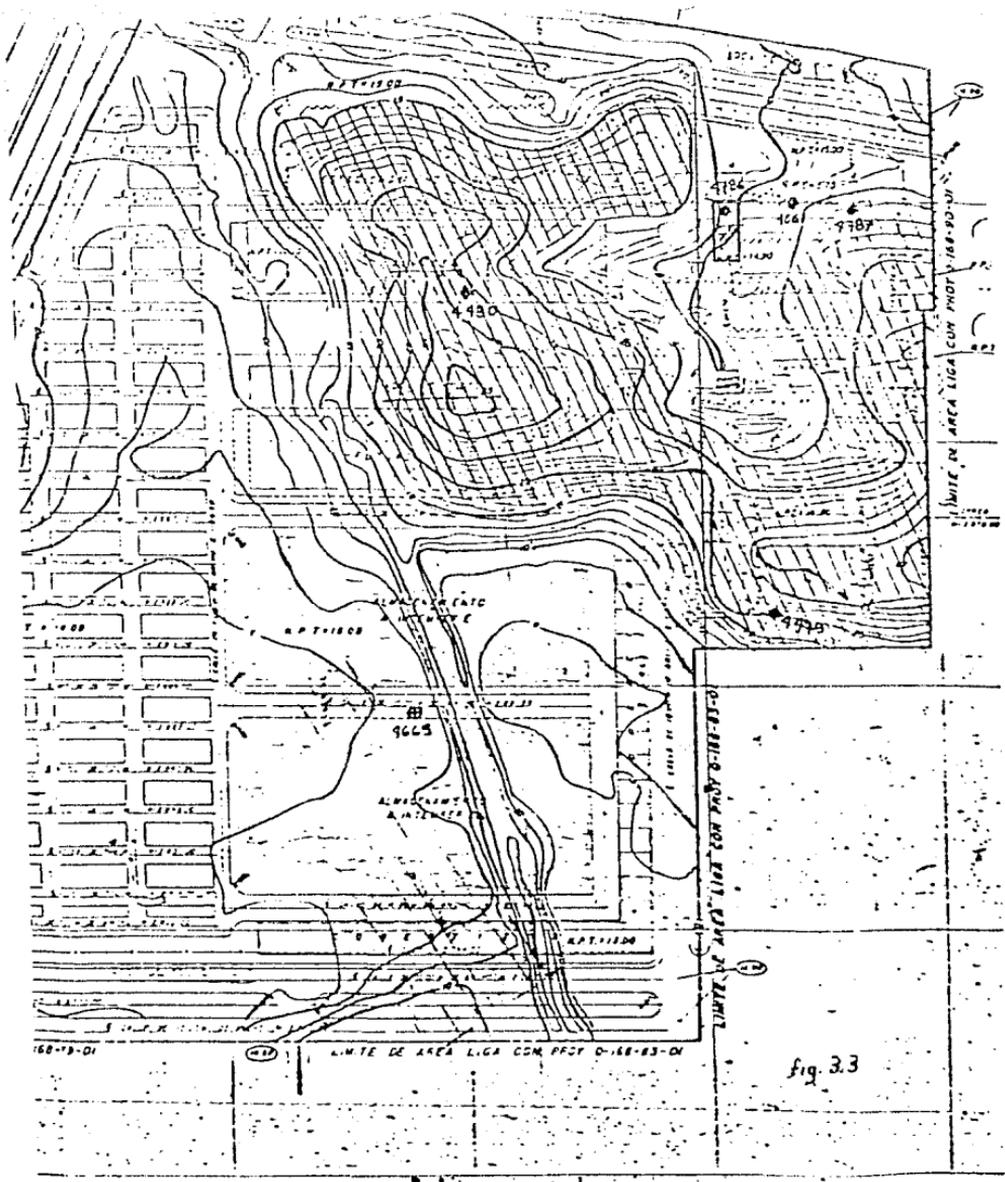


fig. 3.3

problemas de infiltración, o en el caso de contar con un suelo cuyas características de deformación sean bastantes desfavorables.

En este proyecto se han realizado sondeos cuyas profundidades oscilan entre 12 y 22 m, teniéndose como promedio 18 m.

En las figuras siguientes se muestran los cortes estratigráficos que resultaron de los seis sondeos realizados, en los cuales vemos como -- criterio general a seguir para la determinación de la profundidad de los sondeos, el detener una perforación cuando se presenten en forma consecutiva mas de tres muestreos en los cuales se hayan tenido que aplicar cerca de 50 o más golpes al tubo muestreador para lograr avances de 30 cm. Un caso particular encontramos en el sondeo Núm. 4665, en el cual probablemente se siguió el criterio de perforar a una profundidad a la cual los esfuerzos -- transmitidos sean menores al 10% de los esfuerzos de contacto, pues como -- podrá observarse en la gráfica de dicho sondeo, al sobrepasar los 20 m. todavía resultaron número de golpes no muy cercanos a los 50 requeridos. Por tal razón se consideró pertinente suspender la perforación a la profundidad que se indica en este sondeo, aunque la resistencia del estrato a esta profundidad nos indique lo contrario.

Por otra parte no debemos dejar pasar por alto la importancia que tiene el contenido de agua en la resistencia de estos suelos de tipo arcilloso, pues debemos observar en las gráficas de los sondeos que al disminuir dicho contenido de agua, aumenta el número de golpes necesarios, y por lo tanto aumenta la resistencia a cortante de nuestro suelo.

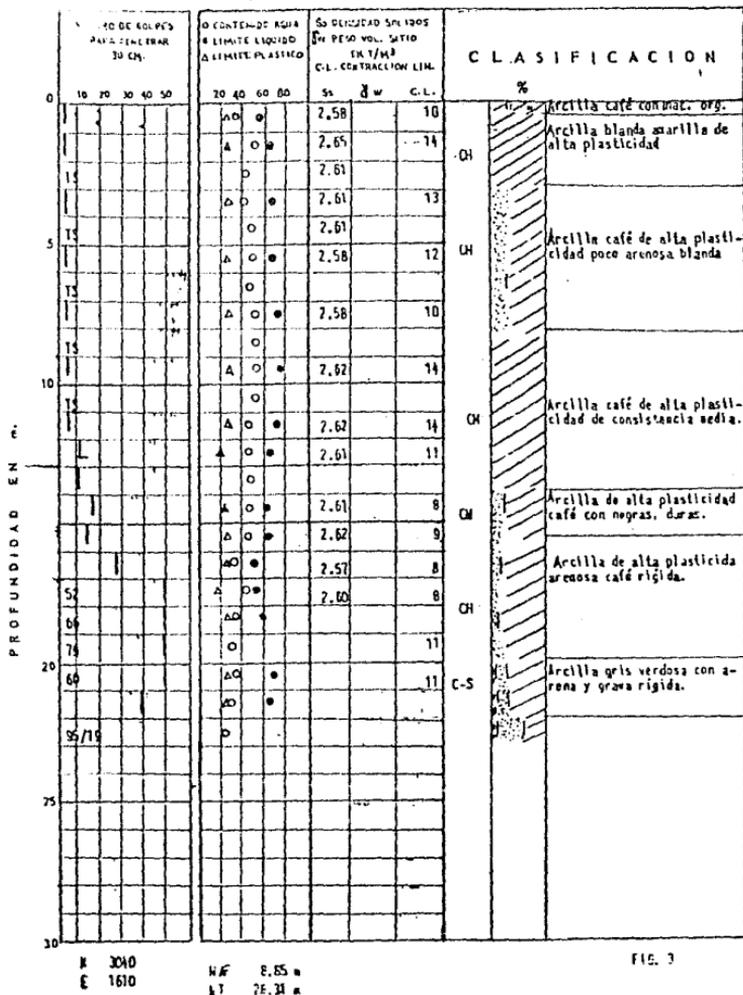


FIG. 3

K 3040
E 1610

NAF 8.85 m
LT 26.31 m

P E M E X
G . P . C .

INGENIERIA EXPERIMENTAL

CORTE ESTRATIGRAFICO

SONDEO: 1662

CONFEJOS MONTES
ESTUDIO EN PIA GPC

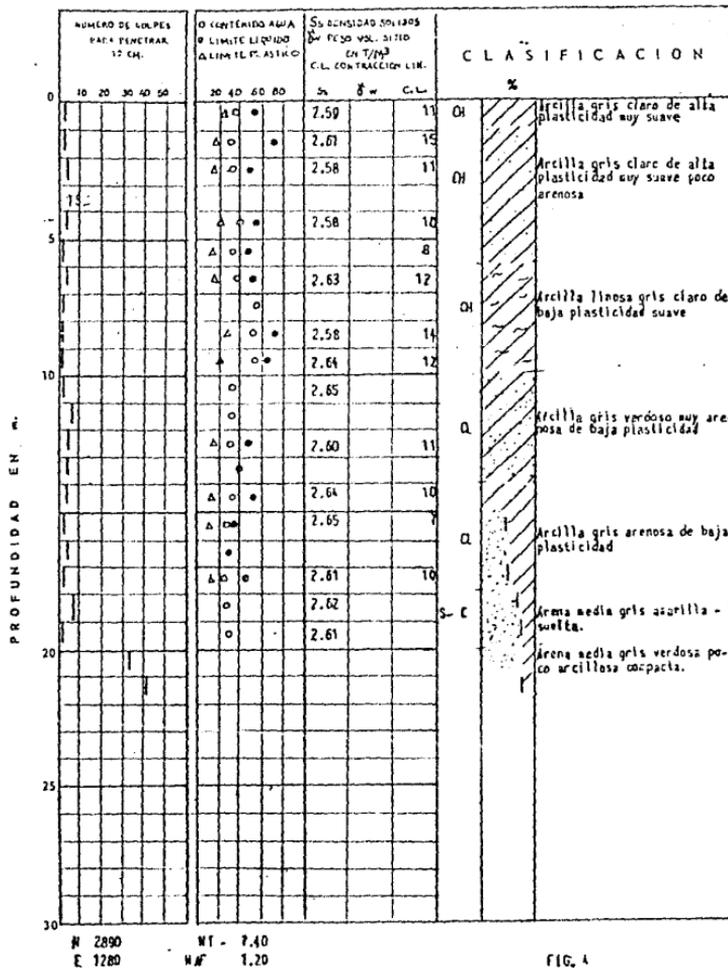


FIG. 4

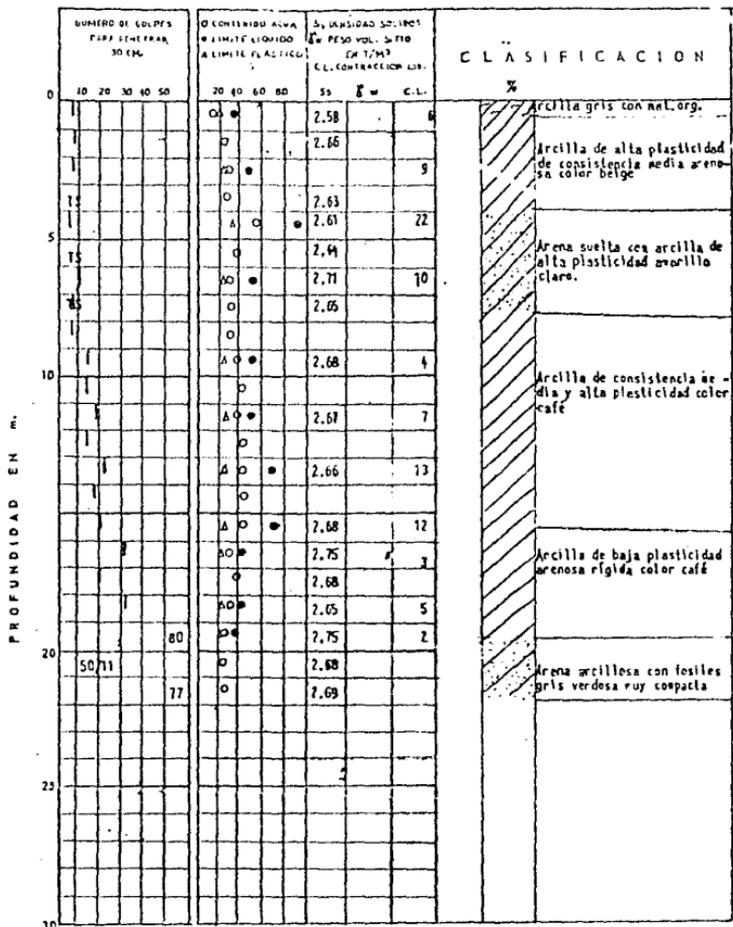
P E M E X
G. P. C.

INGENIERIA EXPERIMENTAL

CORTE ESTRATIGRAFICO

SONDEO: 4665

ESTUDIO EN: 1974



V - 2930
 Lt: 2370
 Et: 15.675
 NAT 5.20

FIG. 5

P E M E X
 G. P. C.

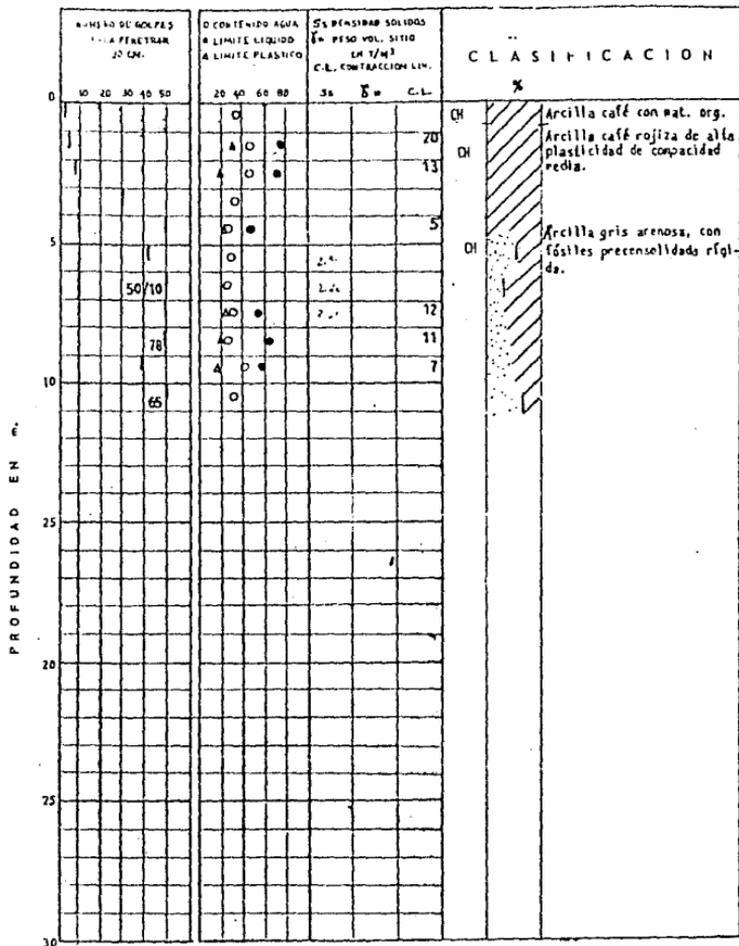
INGENIERIA EXPERIMENTAL

CORTE ESTRATIGRAFICO

4670

SONDEO:

ESTUDIO EN CORTELAS PUEBLOS PAJARITOS VER.



N - 3093
E - 1487

NT 917
KAT - 0.60 c

FIG. 6

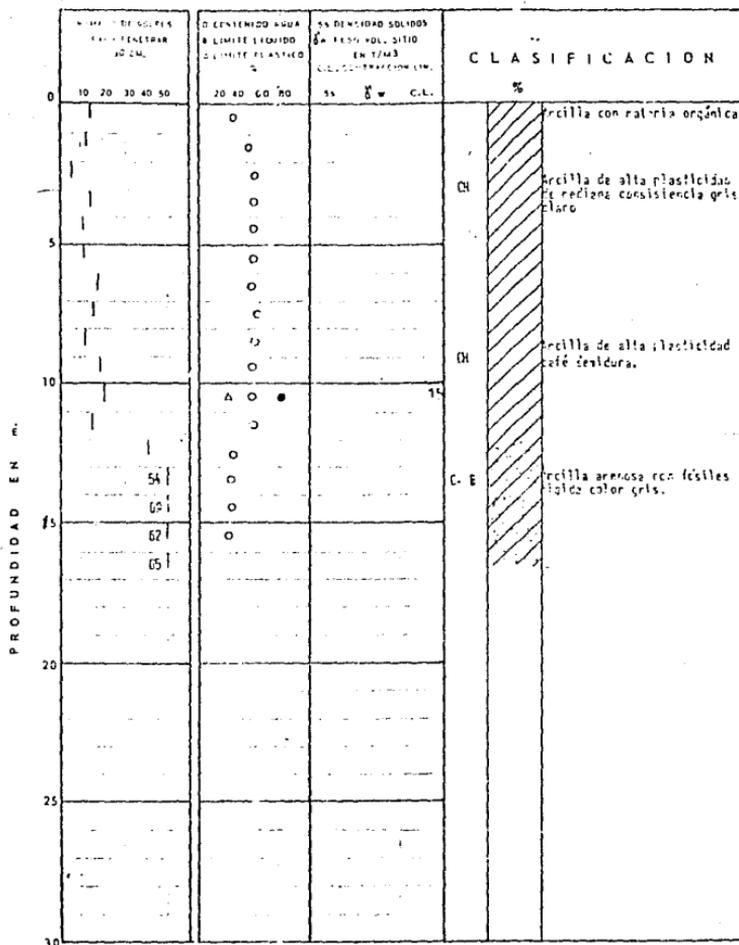
PEMEX
G. P. C.

INGENIERIA EXPERIMENTAL

CORTE ESTRATIGRAFICO

SONDEO: 1786

CENTRO DE MUEBLES
ESTUDIO EN: PAJARITOS VER.



E - 30:2
 F - 14:3
 H.T. 19.37

FIG. 7

P E M E X
 G . P . C .

INGENIERIA EXPERIMENTAL

CORTE ESTPATIGRAFICO

SONDEO: 4787

ESTUDIO EN: COMPLEJO INDUSTRIAL PAJARITOS S.R.

AREA GPC

Pruebas de Laboratorio.

En mecánica de suelos existe una gran variedad de pruebas de laboratorio, agrupándolas en forma general de acuerdo a sus objetivos, de la siguiente manera:

- a) Pruebas que determinan las propiedades índice
- b) Pruebas que determinan las propiedades mecánicas e hidráulicas.

Dentro de las primeras encontramos dos tipos de pruebas fundamentales muy conocidas con los nombres de "Granulometría" y "Límites de Plasticidad", además de las que determinan la Densidad, el Contenido de Agua, y la consistencia.

Por otra parte no hay que olvidar que también existen algunos métodos de campo para la identificación de suelos gruesos y suelos finos. -- Para el primer caso, la identificación se realiza bajo una base prácticamente visual, y en el segundo caso, se tomarán en cuenta algunas características del suelo tal como la Dilatancia, Tenacidad, Resistencia en estado seco y en ocasiones el color y el olor.

A continuación se describirán sólo anueellas pruebas de laboratorio, que se han utilizado en este proyecto para la identificación respectiva de cada uno de los suelos.

Pruebas de Granulometría

Consiste en conocer la distribución de tamaños de los granos y -- partículas que constituyen un suelo. Para lograrlo se hace pasar la muestra por una serie de mallas que van desde la de malla de 2" hasta la número 4, para gravas, de la Núm. 8 a la Núm. 100 para arenas y la Núm. 200 -- para los finos. El peso retenido en cada malla se divide entre el peso total para obtener un porcentaje representativo de las partículas de un cierto tamaño. Cada porcentaje se va acumulando hasta llegar al 100%. Con los datos obtenidos se elabora la curva granulométrica que relaciona el tamaño de mallas con el porcentaje que pase por cada una de ellas.

De la curva granulométrica que resulte podrán obtenerse los coeficientes de uniformidad (Cu) y de curvatura (Cc), cuyos valores resultantes nos permitirán identificar y clasificar los diferentes tipos de suelos. -- Dichos valores podrán obtenerse aplicando las siguientes expresiones:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

en donde:

D_{60} : Es el tamaño tal que el 60%, en peso, del suelo sea menor.

D_{10} : Es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso, del suelo.

Para suelos muy uniformes deberán de tenerse valores de C_u menores que 3 y para suelos bien graduados el valor de C_c deberá de oscilar entre 1 y 3.

Límites de Atterberg o de Plasticidad

Definición y obtención del límite líquido

El límite líquido de un suelo plástico se define como el estado de dicho suelo para el cual se considera que existe una división entre las consistencias plástica y semilíquida.

El procedimiento para obtener el límite líquido es el siguiente:

- Se adiciona cierta cantidad de agua al material que se ha cribado previamente en la malla # 40.
- Con una espátula se remoldea el material hasta que la humedad sea uniforme.
- Con la espátula se toma un poco de material y se vierte en la "Copa de Casagrande", tratando de que se tenga un espesor de 1 cm. de material.
- El material colocado en la copa de Casagrande se divide en dos partes utilizando un ranurador, después, se le aplica un cierto número de golpes a la copa hasta que la ranura muestre una unión de aproximadamente un centímetro de longitud.
- Para obtener el límite líquido, se elabora una gráfica para diferentes humedades contra el número de golpes aplicados, y dicho límite líquido (L.L.) será la humedad correspondiente a 25 golpes, obteniéndolo de la gráfica.

Definición y obtención del Límite Plástico (L.P.)

Límite plástico es el estado en que se considera que existe una división entre las consistencias plástica y semisólida de un suelo.

El límite plástico de una muestra se obtiene saturando el material y formando rollitos sobre una superficie seca de manera que el suelo pierda humedad y aumente su consistencia. Al observarse grietas en los rollitos, se pesan y se procede a secar el material. Después de esto se calcula el peso seco y el contenido de agua, siendo éste último el límite plástico -- (L.P.)

Índice de Plasticidad (I.P.)

Es la diferencia aritmética entre el límite líquido y el límite -- plástico del suelo.

$$I.P. = L.L. - L.P.$$

Índice de Fluidez (I.F.)

Es el rango de variación de contenidos de agua para un determinado suelo y se obtiene como:

$$I.F. = \text{Humedad a 5 golpes} - \text{Humedad a 50 golpes}$$

Índice de Tenacidad (I.T.)

Es la relación que existe entre el índice de plasticidad y el índice de fluidez

$$I.T. = \frac{I.P.}{I.F.}$$

En la figura 3.4 se muestra la gráfica con la cual se obtiene el -- límite líquido, y el cálculo para obtener las demás propiedades de plasticidad; es un ejemplo de una muestra obtenida en la manzana 9, localizada en la parte norte del C.P. Morelos, y cuyos resultados se utilizarán para identificar el tipo de suelo de esta área.

Enseguida tenemos, por otra parte, las pruebas que determinan las propiedades mecánicas e hidráulicas que son aquellas que nos permiten conocer el comportamiento de los suelos ante las diferentes acciones externas a que se encuentran sometidos en forma frecuente. Dentro de estas pruebas encontramos como más importantes a las que determinan la Compresibilidad y la Resistencia a los esfuerzos cortantes.

Pruebas de Resistencia al Corte.

Las pruebas más utilizadas en el Laboratorio para determinar la -- resistencia al corte son las de Corte Directo y las de Compresión Triaxial, las cuales se detallan enseguida:

PEMEX

GPC-140

G. P. C.

INGENIERIA EXPERIMENTAL

LIMITES DE ATTERBERG.

OBRA: COMPLEJO MORELOS SONDEO: MARANA 9 PROF.: 4-3107 E-1372.5

IDENTIF. LAB.: _____ FECHA: 18 AGOSTO/80 OPL PADOR: VALAZQUEZ

LIMITE LIQUIDO

LIMITE PLASTICO

TAMAÑO	NUMERO DE MUESTRAS	NUMERO DE MUESTRAS SECAS	PESO TAMA	PESO AGUA	PESO BECO	FACTORES DE CORRECCION	NUMERO DE MUESTRAS	TAMAÑO	NUMERO DE MUESTRAS	NUMERO DE MUESTRAS SECAS	PESO TAMA	PESO AGUA	PESO BECO	CANTIDAD DE REGISTRO
3	11620	10530	8670	1090	1860	5860	46	4	385	380	37.6	0.50	0.40	1750
1	6185	5180	3270	10.85	1810	5994	29	5	383	375	36.8	0.80	0.70	1143
2	5680	4660	2850	10.80	1750	6171	17							
3	6190	4980	30.80	1210	19.00	6368	6							1197

OBSERVACIONES: LIMO ARENOSO CON ACILLA COLOR GRIS CLARO

* CON RESPECTO AL TOTAL DEL MATERIAL MENOR QUE LA MALLA No. 40.

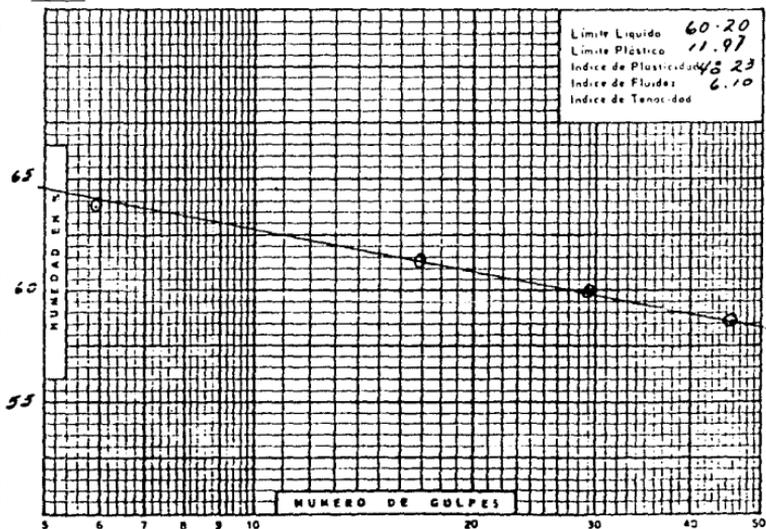


Fig. 3.4

CONTRACCION LINEAL BARRA L₀ B = 13.5%

Prueba de Corte Directo

Consiste en colocar la muestra de suelo en una caja exprofesa, la cual tiene una división horizontal en la mitad, es decir, se encuentra dividida en dos partes. En la parte superior de la caja se encuentra una tapa que tiene movimiento vertical y que se colocará sobre la muestra, ya contenida en la caja, para poder distribuir uniformemente la fuerza "P" que se aplica sobre la misma simultáneamente a la fuerza P, se procede a aplicar una fuerza horizontal "S" sobre la parte superior de la caja. Dicha fuerza S será la fuerza cortante cuando ocurra la falla o deslizamiento horizontal de la muestra.

Prueba de Compresión Triaxial

A una muestra de suelo de forma cilíndrica, labrada previamente, y cubierta por una membrana impermeable, se le aplica una presión hidrostática de confinamiento P_c dentro de la cámara de compresión triaxial. Enseguida se aplica una carga axial Q en la piedra porosa superior de la muestra, lo cual se logra por medio de un pistón que atraviesa la tapa de la cámara. La piedra porosa está conectada con un manómetro, este sirve para medir las presiones del agua dentro de la muestra cuando no se permite el drenaje. -- Las deformaciones que resultan como consecuencia de la aplicación de los incrementos de carga son medidas por medio de un micrómetro.

En la práctica real se acostumbra elaborar dos gráficas conjuntamente a este tipo de pruebas; una gráfica es de esfuerzos cortantes vs. esfuerzos normales, dados en Kg/cm^2 , la otra se realiza con los incrementos de esfuerzos, en las ordenadas, y la deformación unitaria en las abscisas, dada en porcentaje.

Las pruebas triaxiales son superiores a las pruebas directas de esfuerzo cortante debido al mejor control de entrada y salida del agua de la muestra. Este control permite observar los efectos de las presiones en los poros sobre la resistencia al esfuerzo cortante.

Dado que la prueba triaxial resulta de mayor confiabilidad en sus resultados que la de corte directo, por la diferencia en los procedimientos, es dicha prueba la que se ha empleado para los sondeos que se han realizado en la zona de nuestro proyecto.

Prueba de Consolidación Unidimensional.

El objeto de una prueba de consolidación unidimensional es determinar el cambio de volumen y la velocidad con que se produce en un espécimen de suelo confinado lateralmente, mediante un anillo metálico, al cual se le aplica una carga axial que va siendo incrementada gradualmente produciéndose la expulsión de agua contenida en el espécimen a través de las piedras porosas colocadas en la cara superior y la inferior del mismo. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior.

Al aplicar cada incremento de carga se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Para obtener la curva de consolidación hacemos una gráfica que contenga en las ordenadas las lecturas del micrómetro o deformaciones a escala natural, y en las abscisas los tiempos en escala logarítmica.

Los incrementos de carga mencionados se deberán mantener el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente; después de lo cual se podrá aplicar el siguiente incremento.

En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario, tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan ya más allá del periodo de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad.

IV. INTERPRETACION DE LAS PRUEBAS

TRIAXIALES

Interpretación de las Pruebas Triaxiales.

Hay que aclarar que la finalidad de las pruebas es conocer en forma aproximada las características mecánicas del suelo sobre el cual se desplantarán nuestras estructuras.

Para tal finalidad podemos observar la forma en que se obtienen los valores del ángulo de fricción interna ϕ , y la cohesión C . En la figura 4.1 vemos el trazo de los círculos de Mohr de una muestra obtenida a la profundidad de 2.0 a 2.6 m. del sondeo número 4661.

Si observamos en nuestro croquis de localización del área G.P.C., nos daremos cuenta que dicho sondeo se localiza prácticamente en la zona correspondiente a los edificios de la Superintendencia y Servicio Médico, por lo que los datos que se obtienen en esta prueba, servirán como base para la elección y dimensionamiento de la cimentación de dichos edificios.

En primer lugar, encontramos una gráfica que nos muestra el trazo de los Círculos de Mohr, en la cual los esfuerzos normales se encuentran en el eje horizontal y los esfuerzos cortantes en el eje vertical. En esta gráfica vemos que aparecen dibujados 4 círculos de Mohr, cada uno de los cuales representa los esfuerzos de falla de las probetas cuando se les somete a un cierto esfuerzo de confinamiento.

En los círculos podemos ver el valor de la fuerza o carga axial del espécimen, el cual está dado por el punto de intersección del extremo derecho del círculo con el eje horizontal. El esfuerzo cortante máximo estará dado por el punto más alto que señale la circunferencia.

Por otra parte, sabemos que para determinar los valores de la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ es necesario trazar una recta tangente a los círculos de Mohr graficados, cosa que resulta difícil lograr con precisión en la práctica real, debido a que existe cierta heterogeneidad del suelo que constituye las probetas de una misma muestra. Por tal razón la tangente será aquella que más se aproxima a la recta que indique los círculos, por lo que se recomienda en la práctica trazar no menos de tres círculos con diferentes estados de esfuerzos para poder obtener una información fiel de nuestro suelo en estudio.

Cuando ya se ha trazado la recta, el valor de ϕ será el ángulo que forme ésta con la horizontal, y el valor de c estará dado por la ordenada al origen de dicha recta.

Si nos damos cuenta, en los círculos de la fig. 4.1 se observa cierta discrepancia de los valores de las tangentes originadas entre uno y otro, por lo que nos atrevemos a decir que en este caso se trata de un material arcillo - arenoso, o mejor dicho, una arcilla con cierta porción de arenas.

En las figuras 4.2, 4.3 y 4.4 aparecen otros círculos de Mohr acompañados de las curvas esfuerzo-deformación, correspondientes todas ellas al sondeo 4666, también del área G.P.C.

INGENIERIA EXPERIMENTAL

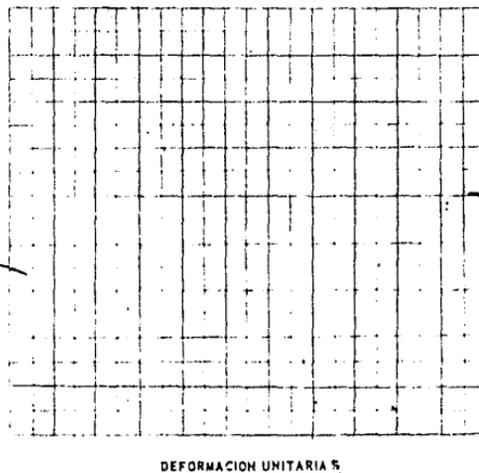
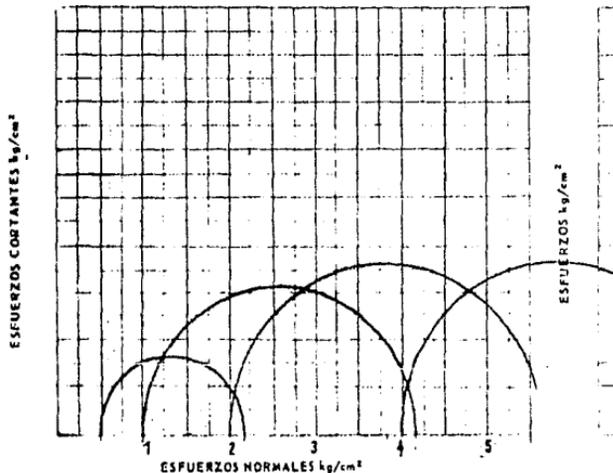
FIG. 4.1

CIRCULOS DE MOHR, COMPRESION TRIAXIAL

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA N°	ω_i %	ω_f %	σ_1 %	σ_3 %	σ_1, σ_3			g _s	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORT.
					Kg/cm ²	kg/cm ²	t/m ²		
1			1,25	99	9,500	2,68	1,73	c = 11,5 t/m ²	
2			1,26	100	1,000	3,21	1,75		
3			1,20	100	2,000	3,77	1,73		
4			1,26	100	4,000	3,67	1,75		
5									
6									

OBRA: AREA GPC COMPLEJO MORFLOS
 PROCEDENCIA: PLAJARITOS VEP.
 SONDEO N° 4601
 MUESTRA N° PROF. 2,00 - 2,60 c
 DESCRIPCION:
 FECHA DE ENSAYO:
 OPERADOR:
 CALCULO: FECHA:



CIRCULOS DE MOHR, COMPRESION TRIAXIAL

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA N°	ω_1	ω_2	σ_1	σ_2	σ_3	C_1	C_2	U_1	U_2, U_3	δ	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORT.
	%	%	%	%	%	%	%	Kg/cm ²	Kg/cm ²	1/m ²	
1	45.3		1,204			100		0.000	0.83	1.772	$\mu = 8.0$ $\sigma_u = 9.0$ $1/\mu^2$
2	45.6		1,166			1000		0.000	0.90	1.783	
3											
4											
5											
6											

OBRA: AREA GPC

PROCEDENCIA: COMPLEJO PETROQUIMICO MORELOS

SONDEO N° 4686

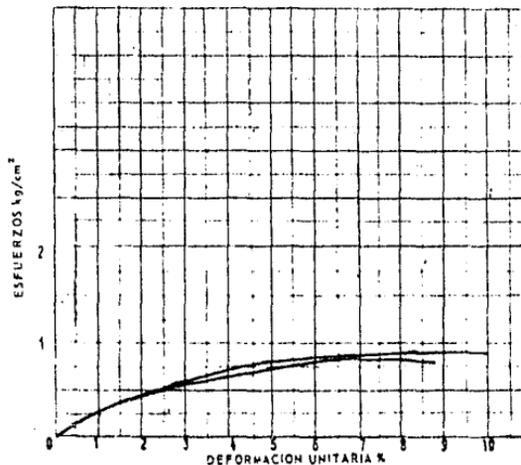
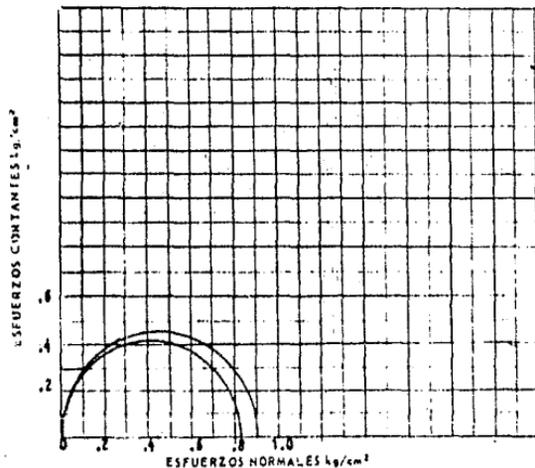
MUESTRA N° 3 PROF. 2.00 - 2.67 m

DESCRIPCION:

FECHA DE ENSAYO: 23 - IV - 79

OPERADOR:

CALCULO: FECHA: 2 - V - 79

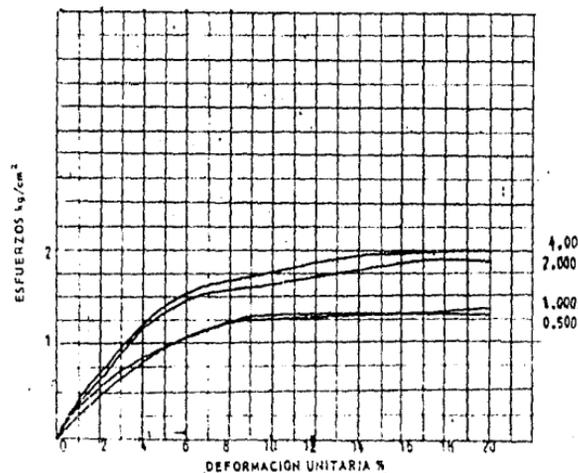
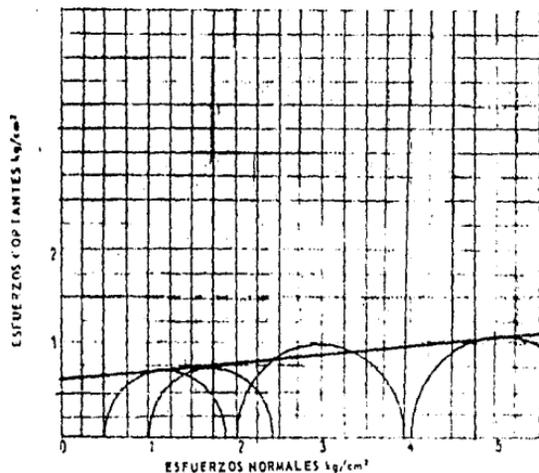


CIRCULOS DE MOHR, COMPRESION TRIAXIAL

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA	ω_1	ω_2	σ_1	σ_2	G_1	G_2	σ_3	σ_1, σ_2	σ_3	σ_1	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORT.
Nº	%	%			%	%	Kg/cm. ²	kg/cm. ²	kg/cm. ²	1/m ²	
1	55.3		1,378		100		0,500	1,38	1,718		$c = 0 - 1/n^2$
2	55.7		1,382		100		1,900	1,42	1,719		
3	55.5		1,377		1000		2,000	1,94	1,721		
4	54.8		1,359		100		4,000	2,01	1,723		
5											
6											

OBRA: AREA GPC
 PROCEDENCIA: COMPLEJO PETROQUIMICO MORELOS
 SONDEO Nº: 4666
 MUESTRA Nº: 9 PROF. 8.00 - 6.87 m
 DESCRIPCION: _____
 FECHA DE ENSAYO: 26 - IV - 79
 OPERADOR: _____
 CALCULO: _____ FECHA: 3 - V - 79



CIRCULOS DE MOHR, COMPRESION TRIAXIAL

RAPIDA CONSOLIDADA RAPIDA LENTA

PRUEBA N°	ω_1	ω_2	σ_1	σ_2	σ_3	σ_1, σ_2	σ_3	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORT.
	%	%	%	%	%	Kg/cm ²	kg/cm ²	
1	55,7		1,360		100	0,500	0,68	1,729
2	55,0		1,387		100	1,000	1,39	1,707
3	54,8		1,380		100	2,000	1,64	1,726
4	53,8		1,353		100	4,000	1,78	1,717
5								
6								

OBRA: AREA GPC

PROCEDENCIA: COMPLEJO PETROQUIMICO MORELOS

SONDEO N° 4666

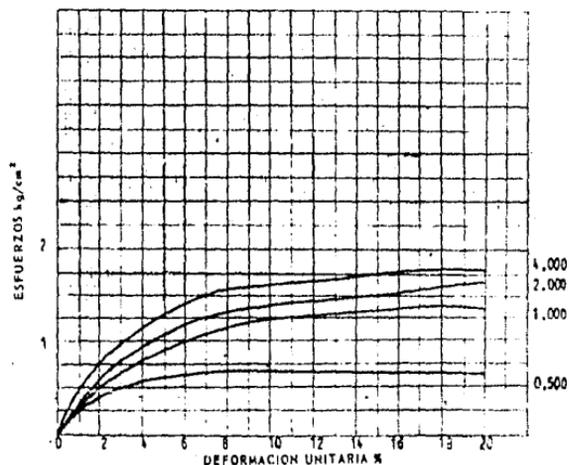
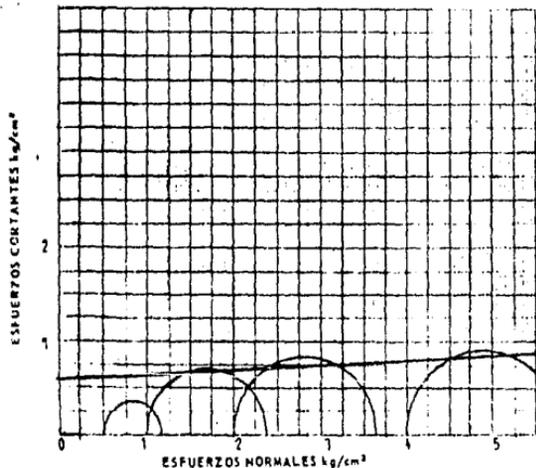
MUESTRA N° 11 PROF. 10,00 - 10,67 y

DESCRIPCION:

FECHA DE ENSAYO:

OPERADOR:

CALCULO: FECHA: 3 - V - 79



**V. ANALISIS ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA ACCION
DEL VIENTO**

Generalidades

Para poder determinar la magnitud de las acciones que tienen lugar en una cimentación, tenemos que recurrir necesariamente al Análisis Estructural, que viene a ser una de las disciplinas que más interacción tienen con la mecánica de suelos, específicamente en los que se refiere a capacidad de carga y hundimientos, que serán los capítulos que se tratarán inmediatamente conforme se finalice el presente.

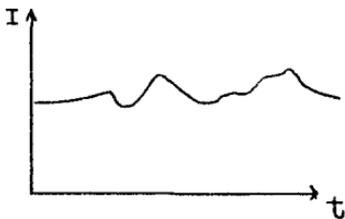
Antes de empezar a analizar nuestras estructuras, es conveniente mencionar y ejemplificar los distintos tipos de acciones que comúnmente se presentan. De esta manera, las podemos clasificar como sigue:

a) Permanentes

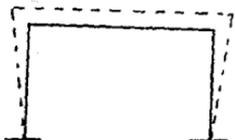
Son las cargas que permanecen constantes a lo largo de la vida útil de una estructura, y como ejemplo tenemos: Las cargas muertas, el empuje estático de sólidos o líquidos y deformaciones o hundimientos de carácter permanente.

b) Variables

Son aquellas cuya intensidad varía continuamente en función del tiempo.



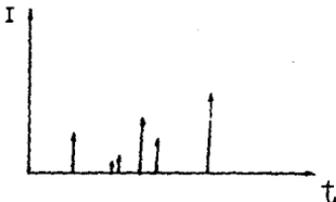
Como ejemplos comunes encontramos a: La Carga viva, incluyendo la carga debida a muebles, los cambios de temperatura, que resultan ser un problema de vital importancia en lugares o regiones en donde el clima es muy extremo, deformaciones o hundimientos de tipo variable y efectos dinámicos producidos por equipos o maquinaria.



Efecto de temperatura induciendo esfuerzos adicionales

c) Accidentales

Son aquellas que ocurren en forma instantánea y durante periodos - muy cortos, tales como los casos de Sismo y Viento.



Acción Instantánea

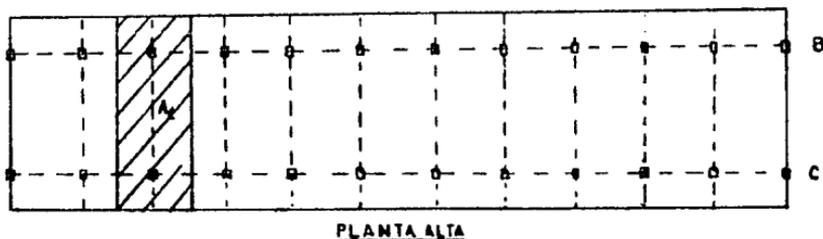
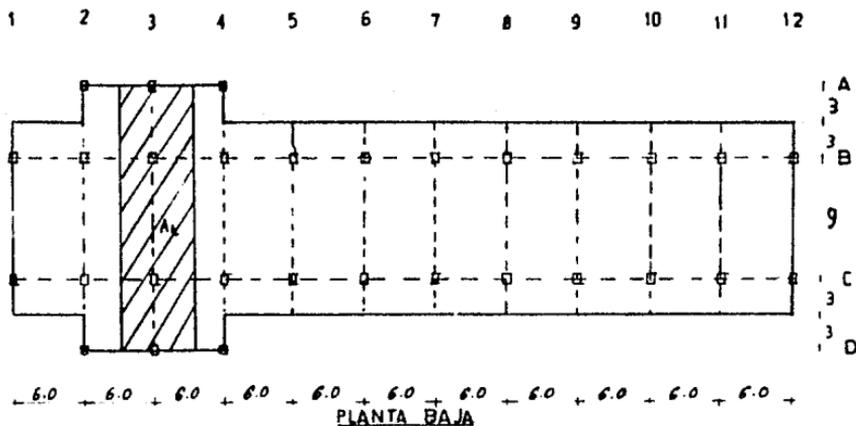
Ahora que ya conocemos los diversos tipos de acciones existentes, haremos la aclaración de que para este proyecto en particular, cuando hablemos de acciones en lo sucesivo, nos estaremos refiriendo solo a tres tipos de ellas; las cargas muertas, las cargas vivas y a la acción del viento.

Como ya nos pudimos haber dado cuenta, se ha excluido la acción - del sismo, no porque la zona de Coatzacoalcos sea asísmica, sino más bien - porque el viento juega un papel de mayor importancia que el de los movimientos telúricos; quedando éste en evidencia con la presencia, durante varias - épocas del año, de los llamados "Nortes", que son vientos que envuelven velocidades del orden de los 170 Km/hr.

Carga Vertical

Para iniciar propiamente nuestro análisis, nos centraremos primeramente en el edificio de la Superintendencia, considerando en primer lugar carga gravitacional y en segundo la acción del viento.

El edificio en cuestión se encuentra localizado en la parte norte central del área G.P.C., en donde de acuerdo con el plano de niveles generales puede verse que parte del mismo se desplanta en zona de corte y parte en zona de relleno. Las dimensiones de éste podrán observarse en la elevación y las plantas que se muestran a continuación.



Análisis de Cargas

Las cargas que habrán de considerarse en el análisis de cualquier estructura deberán de ser calculadas en forma aproximada, considerando en -- los casos que así lo requieran los valores más desfavorables con tal de evi- tar subestimaciones que nos induzcan al mal comportamiento de las mismas.

De acuerdo a algunas normas y reglamentos de construcción, las -- cargas constan de un valor máximo, un mínimo y una valor promedio. En el ca- so de las cargas muertas se toman los valores máximos para hacer cualquier -- tipo de revisión, a diferencia de las cargas vivas, las cuales deberán de -- considerarse en su valor máximo o en su valor medio según se revisen los es- tados límites de falla o de servicio, respectivamente.

Para el edificio de la superintendencia se tendrán dos valores di- ferentes en las cargas totales; uno para la Azotea y otro para el entrepiso.

Azotea

Losa: (0.5 - 0.7 X 0.4) (2.4)	=	0.528	T/M ²
Relleno: 0.20 X 1.500	=	0.300	
Firme : 0.05 X 1.500	=	0.075	
Reglamento (adicional)	=	0.040	
Ductos e instalaciones	=	0.040	
Carga Viva	=	<u>0.100</u>	
C. Total		1.08	T/M ²

Entrepiso

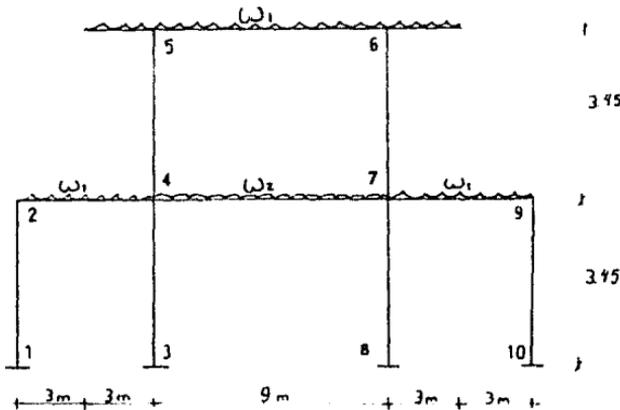
Losa:	=	0.528	
Firme:	=	0.075	
Reglamento:	=	0.040	
Piso:	=	0.040	
Ductos e instalaciones	=	0.040	
Carga Viva	=	<u>0.250</u>	
C. Total		0.973	T/M ²

A diferencia de las losas apoyadas sobre traves, en las losas planas se consideran franjas con un ancho delimitado por los ejes centrales paralelos de los tableros adyacentes para la realización del análisis de los marcos - por carga gravitacional.

Para ejemplificar el método de Cross, con el cual se analizará nuestra estructura, se considerará el marco transversal eje 3, el cual se muestra a continuación con sus respectivas cargas uniformes en cada nivel

$$\text{ancho tributario} = 6.0 \text{ m.}$$

$$\omega_1 = 1.06 \times 6 = 6.41 \text{ T/m} \quad \omega_2 = 0.973 \times 6 = 5.84 \text{ T/m}$$



Aplicación del Método de Cross

Partiendo de la idea de que se tienen nociones del procedimiento del método de análisis, solo se mencionarán en forma somera los principales pasos para su desarrollo:

- 1.- Se idealizan empotramientos en los nudos no articulados calculando los momentos de empotre.
- 2.- Se calculan las rigideces de las barras con las que se determinan los factores de distribución.
- 3.- Se determinan los momentos de desequilibrio en los nudos y se distribuyen de acuerdo a los factores de distribución, haciendo el transporte del momento ya distribuido de un extremo a otro de cada barra.

4.- Los momentos finales serán la suma de los momentos de empotre, los momentos distribuidos y los momentos transportados.

Para este caso, en que se analizará carga gravitacional, debido a la simetría que tienen los marcos, se considerará el método de Cross para el caso de estructuras sin desplazamiento.

En primer lugar, los momentos de empotramiento se podrán obtener de ayudas de diseño o de cualquier manual según el tipo de carga y las condiciones de apoyo. Para este caso tendremos momentos de un solo tipo, que es el de doble empotramiento:

$$M = \frac{w l^2}{12}$$

Las rigideces relativas estarán en función de las características de las secciones de los elementos de la estructura, y de la geometría de la misma. En el caso de doble empotramiento la rigidez se calcula como:

$$R = \frac{4 EI}{L}$$

Para calcular las rigideces relativas de los elementos, se ha seguido el procedimiento que se indica en el siguiente ejemplo para el nudo 5 de nuestro marco.

$$R_c = \frac{4 EI}{L}$$

$$R_t = \frac{4 EI}{L}$$

donde:

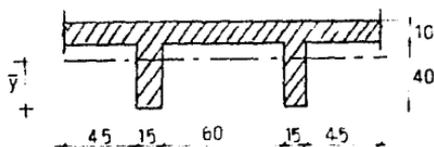
$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 75^3}{12} = 1054687 \text{ cm}^4$$

$I_t =$ Se tomará para un ancho efectivo igual a

$$C + 3h$$

siendo C la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y h el espesor de la losa.

$$C+3h = 30 \times 3(50) = 180 \text{ cm}$$



Cálculo del centroide y del momento de inercia

$$\bar{y} = \frac{(10)(180)(45) + (15)(40)(20)(2)}{(10)(180) + (15)(40)(2)} = 35.0 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{180(10)^3}{12} + (180)(10)(10)^2 + \left[\frac{(15)(40)^3}{12} + (15)(40)(15)^2 \right] (2)$$

$$I_t = 625\,000 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto las rigideces de columna y trabe serán respectivamente:

$$R_c = \frac{4(1\,054\,687)}{345} = 12\,228 \text{ cm}^3$$

$$R_t = \frac{4(625\,000)}{900} = 2\,778 \text{ cm}^3$$

Las rigideces relativas serán:

$$K_c = \frac{12\,228}{(12\,228 + 2\,778)} = 0.01 \quad K_t = 0.19 \%$$

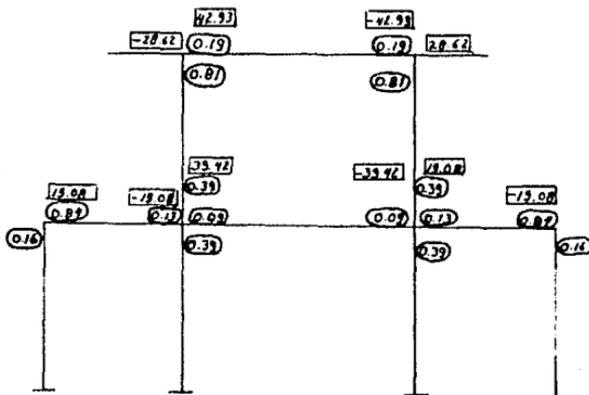
La conversión de signos para los momentos será la siguiente:



Por ejemplo, los momentos de empotramiento para el elemento 5-8 se calculan como:

$$M = \frac{6.36(9)^2}{12} = 42.93 \text{ T - M}$$

Quedando finalmente nuestro marco con las rigideces relativas, encerradas en un círculo, y los momentos de empotre encerrados en un rectángulo, tal como se muestra en la fig. siguiente.



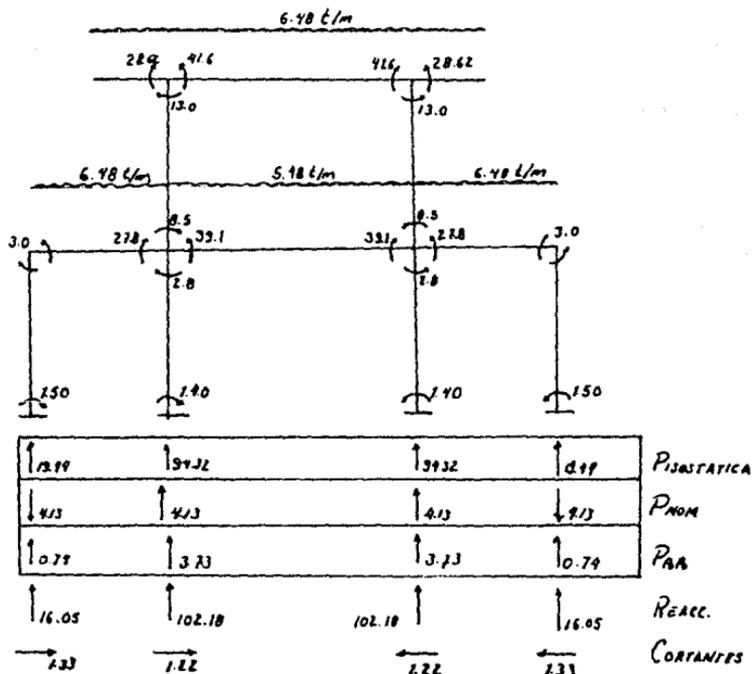
El factor de transporte FT, según ya se ha demostrado, para un elemento doblemente empotrado del cual uno de sus extremos gira, tiene un valor de $1/2$.

En la siguiente página se presenta el marco del eje 3 de el edificio de la Superintendencia, en el cual se aprecia claramente el procedimiento a seguir en el método, señalando con flechas los transportes que se realizan.

Cálculo de las Reacciones.

Para poder calcular las reacciones primero se considerará la contribución de la carga considerando la estructura como si fuera isostática, a la cual deberá de sumarse los efectos de la diferencia de momentos de extremo de cada uno de los elementos que llegan al nudo que está alineado con el apoyo considerado. En las reacciones verticales además deberá de considerarse el efecto del peso propio de las columnas.

En la figura siguiente se muestra claramente el procedimiento a seguir para el cálculo de las reacciones.



Distribución de cargas por efectos del viento

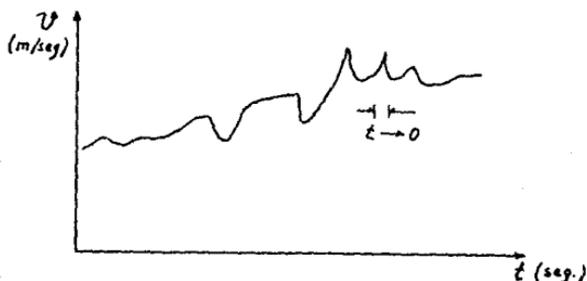
Antes de entrar en materia se considera conveniente proporcionar la teoría más elemental para comprender suficientemente el fenómeno del viento al actuar en las estructuras más comunes.

Vale la pena recordar que para diseñar cualquier elemento estructural se debe considerar la acción accidental más desfavorable, que para este caso es el viento, dada la localización geográfica de nuestro proyecto.

En primer lugar, encontramos que la presión del viento se puede calcular en forma simplista con la ecuación de Bernoulli:

$$q = \frac{\rho v^2}{2}$$

Otro aspecto muy importante es la correcta interpretación de las gráficas obtenidas de los anemómetros, en las cuales se pueden determinar las velocidades de viento de mayor significación, que serán las que ocurran en un mayor lapso de tiempo.



Los picos de la gráfica de velocidades con duraciones muy pequeñas pudieran tener no mucha importancia en los efectos ocasionados a una determinada estructura.

Clasificación de las estructuras.

En función de su destino

- Grupo A Son aquellas edificaciones que requieren de darles mayor seguridad, ya sea por que son asistidos por grandes cantidades de gentes o por su importancia misma, tales son los casos de Estadios, Hospitales, Templos, Terminales, Planta Termoeléctricas, etc.
- Grupo B Son todas aquellas estructuras cuyo mal funcionamiento - pondrían en riesgo a una menor cantidad de gentes que en las anteriores, y que además ocasionarían desajustes sociales y económicos de importancia menor.
- Grupo C Son aquellas estructuras en donde la concurrencia de la gente es prácticamente nula, como en los casos de bodegas y bardas menores de 2.5 m., entre otras.

De acuerdo con su respuesta a la acción del viento.

- Tipo 1 Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubiertas rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre la altura y la dimensión menor en planta es mayor que cinco o cuyo periodo natural de vibración excede de 2 seg. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, logre limitar la respuesta estructural dinámica.
- Tipo 2 Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5, o con periodo fundamental mayor a 2 seg.

Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los tipos 3 y 4.

Tipo 3 Comprende estructuras como las definidas en el tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos y de pequeño diámetro, tales como tuberías y chimeneas.

Tipo 4 Comprende las estructuras que por su forma o que por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las - cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el tipo 1.

Para poder determinar las fuerzas del viento se seguirá el procedimiento señalado por el RCDF - 1987, haciendo la conversión de velocidad del viento a una presión equivalente de acuerdo a la ecuación de Bernoulli.

Las velocidades del viento que se manejan en esta zona, en la que se encontrará el CPQ Morelos, son las siguientes:

Media	29 - 30 Km/hr
Máxima	200 Km/hr
Para diseño	240 Km/hr (incluye factor de ráfaga)

La velocidad de diseño anterior es utilizada generalmente en el proyecto de las plantas de procesamiento, las cuales se componen de estructuras como Torres de enfriamiento, chimeneas, calderas, torres de procesamiento de hidrocarburos y tanques de depósito.

Dadas las características de los edificios que constituyen el área administrativa en cuestión, utilizaremos un factor de ráfaga equivalente a la unidad. De esta manera la velocidad máxima de 200 km/hr será utilizada conservadoramente para nuestros edificios de interés.

Método estático de diseño por viento (RCDF - 87)

El efecto del viento se considerará equivalente a una presión (empuje o succión) que actúa en forma estática en dirección perpendicular a la superficie expuesta. Su intensidad se determinará con la expresión

$$p = C_p C_z K p_0$$

p_0 es la presión básica de diseño, que será calculada según Bernoulli como

$$p_0 = (\rho v^2 / 2g)$$

K es un factor correctivo por condiciones de exposición del terreno en que se ubica la construcción.

Cz es un factor correctivo por la altura, sobre la superficie del terreno de la zona expuesta

Cp es el factor de presión; depende de la forma de la construcción y de la superficie expuesta. Sus valores se muestran en la segunda tabla que aparece a continuación; indicando con signo negativo los valores de succión.

Corrección por exposición y por altura.

Los factores K y Cz dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio; para su determinación se consideran tres zonas de ubicación.

A. Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m. alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m.

B. Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del caso A.

C. Zona de terreno abierto. Pocas o nulas obstrucciones al flujo del viento, como en campo abierto o en promontorios.

El factor Cz se tomará igual a uno para alturas hasta de 10 m. sobre el nivel del terreno y, para alturas mayores igual a

$$Cz = \left(\frac{z}{10}\right)^2$$

z es la altura del área expuesta sobre el nivel del terreno y el coeficiente a se indica en la siguiente tabla, según la zona de ubicación.

Factores de corrección de la presión del viento por condiciones de exposición.

	Z O N A		
	A	B	C
K	0.65	1	1.6
a	3.6	4.5	7.0

En edificios y construcciones cerradas se considerarán los siguientes factores de presión para el diseño de la estructura principal.

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento	- 0.5
Paredes laterales	- 0.7
Techos Planos	- 0.7
Techos inclinados para acción paralela a las generatrices	- 0.7
Techos inclinados, lado de sotavento.	- 0.7
Techos inclinados, lado de barlovento	- 0.8 0.04 - 1.6 1.8

Para ejemplificar el método estático mencionado anteriormente, utilizaremos el marco eje 3 del edificio de la Superintendencia, que también ya se había analizado para el caso de carga gravitacional.

Datos del Edificio

Grupo B por ser edificio de oficinas

Tipo 1 es una estructura rígida, no sensible a ráfagas de corta duración.

Ubicación Zona Sur de Veracruz (Coatzacoalcos)

La presión básica de diseño es

$$P_0 = .125 (55^2 / 2.00) = 190 \text{ Kg/m}^2$$

Para el marco eje 3 el ancho tributario es de 6.0 m, obteniéndose una carga uniforme dada por:

$$\begin{aligned} &= 6.0 (C_z = 1)(k=1.6)(P_0=190) C_p \\ &= 1824 C_p \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

tomándose

$C_z = 1$ por tener una altura en el edificio de 6.9 m,
que menor a los 10 m.

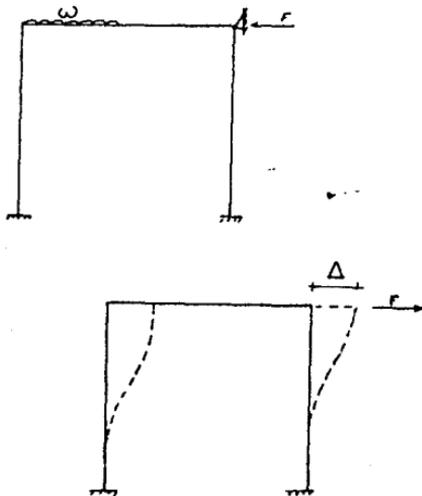
$K = 1.6$ por tratarse de una zona B., al zona en que se
encuentra el edificio.

Método de Cross (Considerando Viento)

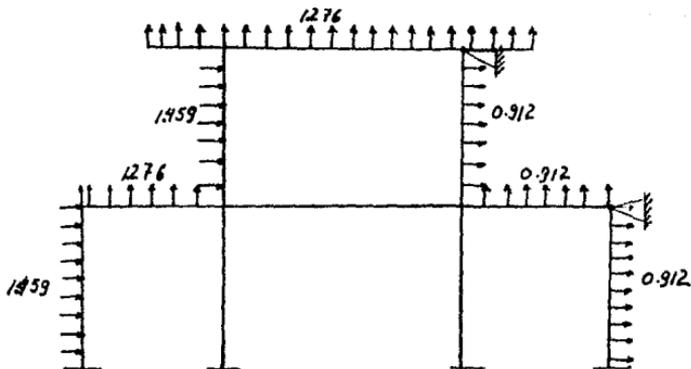
Hay que notar que la aplicación del método de Cross para carga lateral es un caso diferente, pues resulta que ahora si existe cierto desplazamiento lateral de los marcos, que nos lleva a un procedimiento más largo pero igual, en esencia.

Para resolver estructuras con desplazamientos se emplea el principio de superposición de efectos. La suma total de las reacciones en un marco será igual a las reacciones en el mismo cuando se le restringe contra el desplazamiento más las reacciones adicionales ocasionadas por la fuerza de reacción en el apoyo ficticio, tal como lo muestra la figura de abajo. Para distribuir los momentos en las columnas debidos al desplazamiento, se consideran factores de distribución en base a las rigideces lineales de cada una.

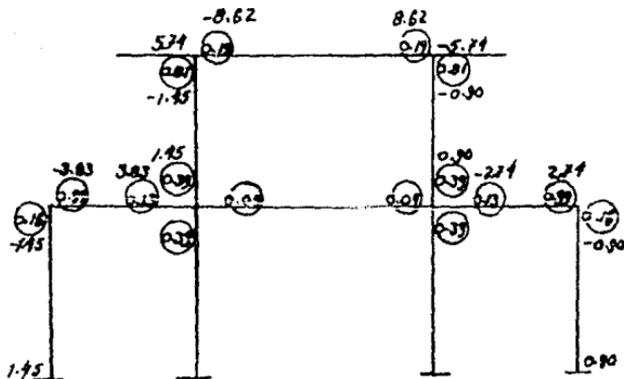
$$K = \frac{6 EI}{L^2} \Delta$$



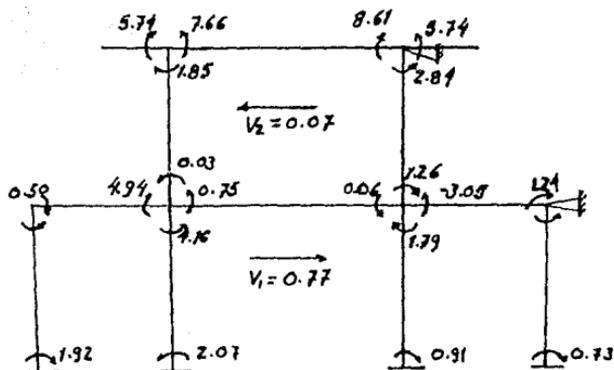
PRIMERA ETAPA



DISTRIBUCION DE CARGAS (ton-m)

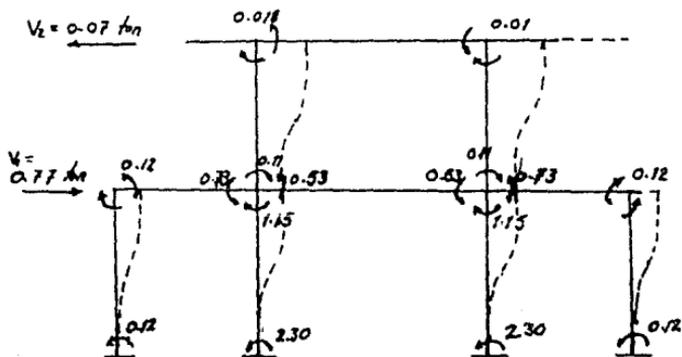


MOMENTOS DE EMPOTRE (ton-m)
Y FACTORES DE DISTRIBUCION

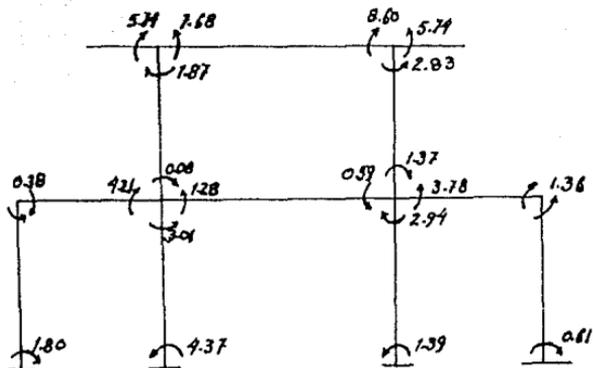


FUERZAS QUE IMPIDEN EL DEZPLAZAMIENTO

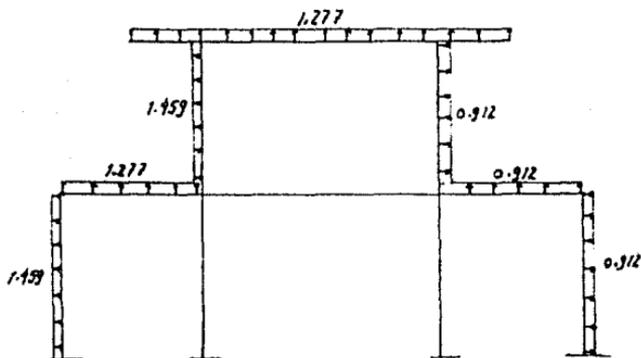
SEGUNDA ETAPA



MOMENTOS ADICIONALES DEBIDOS A LA
LIBERACION DEL MARCO



RESULTADO FINAL
(MOMENTOS DEBIDOS AL VIENTO)



3.83	13.40	12.31	2.74	PISO 2
0.78	0.78	0.11	0.11	PISO 1
3.07	14.24	12.6	2.34	REACCIONES

VI. CAPACIDAD DE CARGA

DEL

TERRENO

VI. CAPACIDAD DE CARGA

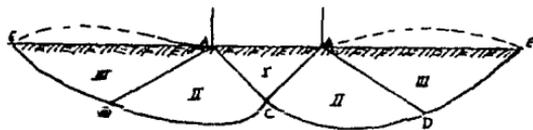
De igual manera a como se han venido desarrollando los capítulos anteriores a este, se proporcionará a continuación la teoría básica, así como los conceptos elementales que se han tomado en cuenta y han sido utilizados en la realización de este proyecto, en lo concerniente a capacidad de carga.

Nos enfocaremos a las teorías más comunes, si bien por que tradicionalmente se les ha comprobado una eficacia requerida, también por que constituyen la base fundamental en la aplicación de las demás. Obviamente nos estamos refiriendo a las teorías de Karl Terzaghi y Skempton, principalmente, que en lo subsiguiente se expodrán.

Cuando hablamos de la capacidad de carga de una cimentación, nos estamos refiriendo a la carga que dicha cimentación puede soportar sin que se produzca la falla del suelo de desplante, dando lugar a un brusco colapso o, cuando menos dejando fuera de servicio a la estructura suprayacente.

Las fallas de que se habla son, más frecuentes, la falla general y la falla local, y en ocasiones se presenta la falla por "punzonamiento".

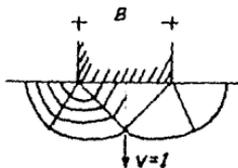
Falla por Corte General.- Se caracteriza por la presencia, dentro del terreno, de una superficie de deslizamiento continuo que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno como se muestra en la figura siguiente:



Falla por Corte Local.- Supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto deslizamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados incipientemente bajo la carga se amplían hasta los puntos "E" de la figura.

Teoría de Terzaghi.

Terzaghi ha tomado como fundamento a las soluciones de capacidad de carga - propuestas principalmente por Prandtl y Hill, dadas para materiales puramente cohesivos.



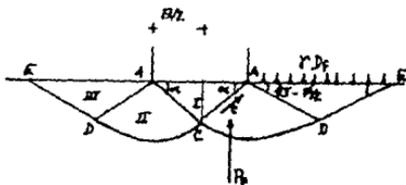
SOLUCION DE PRANDTL

Carga límite

$$q_1 = (\sqrt{\pi} + 2)C$$

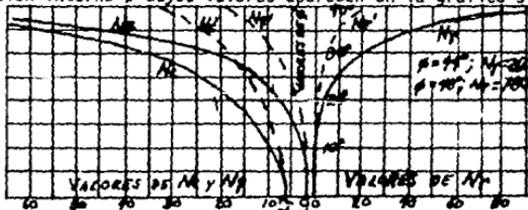
Terzaghi después de hacer algunas consideraciones, tales como despreciar la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de despante del cimiento y el peso de la cuña I de la figura siguiente, llegó a la solución mostrada a continuación.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$



$$\alpha = \begin{cases} \beta & \text{BASE RUGOSA} \\ \beta/2 + 45^\circ & \text{BASE LISA} \end{cases}$$

En donde: N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga debidos a la cohesión a lo largo de la superficie de falla, a la sobre carga y al peso del suelo respectivamente. Estos factores del ángulo de fricción interna β cuyos valores aparecen en la gráfica siguiente.



La teoría anterior es para cimientos continuos, es decir, de longitud infinita. Para cimientos redondos o cuadrados, tan frecuentes en la práctica, - no existe ninguna teoría, ni aún aproximada. La ecuaciones siguientes fueron propuestas por el propio Terzaghi en base a resultados experimentales.

Zapara Cuadrada $q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$

Zapata Circular $q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma B N_\gamma$

La cohesión que Terzaghi no toma en cuenta es la correspondiente a los tramos CD y C'D de la superficie de falla.

Finalmente la expresión de Skempton será $q_c = cN_c + \gamma D_c$, en donde N_c ya no vale siempre 5.7, sino que varía con relación a D/B, siendo D la profundidad de incrustación del cimiento en el estrato firme.

Para tal finalidad los valores de N_c aparecen en la siguiente tabla:

D B	N _c	
	CIRCULAR CUADRADA	LARGA
0	6.2	5.14
0.25	6.7	5.6
0.60	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.60	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
4.00	9.0	7.5
74.00	9.0	7.5

NOTA: Para valores intermedios de D/B a los tabulados, será válida la interpolación.

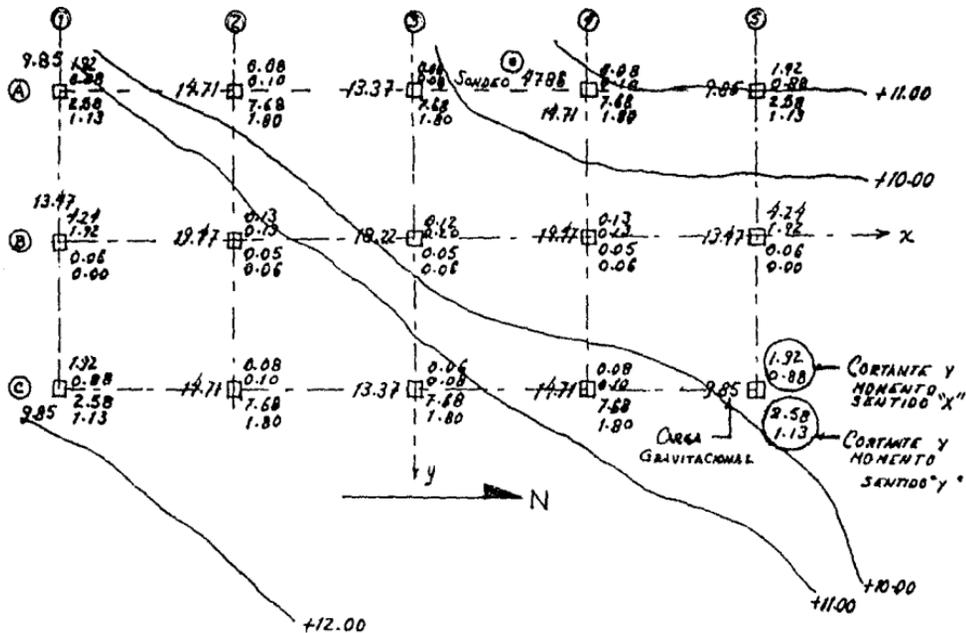
Tabla VII

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO DE CIMENTACION.

Para poder determinar la estratigrafía del suelo, sobre el cual cimentaremos el edificio que nos ocupa será necesario situarnos en la zona norte de relleno que puede verse en el plano de niveles generales, sobre el cual se encuentran, también, perfectamente localizados cada uno de los sondeos exploratorios realizados en nuestra área G.P.C.

Con la finalidad de poder determinar las variaciones de la estratigrafía del suelo, se ha realizado una ampliación, tomada del plano de niveles, de nuestro edificio en el cual pueden apreciarse la diferencia de cotas de un extremo a otro y la ubicación de los sondeos más cercanos, información que junto con la descripción estratigráfica mostrada en el reporte de dichos sondeos, nos ayudará a detallar cuales son y que características tienen las diferentes capas que integran nuestro suelo. A continuación se muestra dicha información:

* En este tema y los siguientes nos referiremos al Edificio de Servicio Médico cuya vista en planta se muestra en la figura.



ACCIONES EN LA CIMENTACION DEL EDIFICIO DEL
SERVICIO MEDICO OBTENIDAS DE UN ANALISIS
IDENTICO QUE PARA EL EDIFICIO DE SUPERINTENDENCIA.

4661

Debido a que se requiere un nivel de piso terminado de 15.00 m. y los niveles del terreno natural oscilan entre 10 y 12 mts., en el área que ocupará nuestro edificio, se tendrá que rellenar dicha zona, para la cual se utilizará para tal fin el material producto de corte obtenido de las áreas aledañas, las cuales poseen elevaciones mayores a las 15.00 mts. Los sondeos 4662, 4480 y 4787 localizados en área de corte nos muestra claramente las estratigrafías que muestran las características principales de el suelo que se utilizará para dicho relleno.

En el corte que se muestra en el sondeo 4662 se observa que el material utilizado para relleno es una arcilla de blanda a media consistencia y de alta plasticidad; con valores de 2 - 4 golpes, de la prueba de penetración estandar, para el primer estrato de 0.00 a 8.00 mts, y de 5 - 12 golpes para el siguiente estrato localizado de los 8.00 a los 13.00 mts, de profundidad. Para la estratigrafía que muestra el sondeo 4787 se aprecia que el material que se utilizará como relleno estará constituido por una arcilla de consistencia mediana y alta plasticidad que va de los 0.00 a los 3.32 mts. de profundidad, y cuyo número de golpes varían entre los 12 y 15.

De acuerdo al párrafo anterior y a la tabla abajo mostrada en la cual se relacionan el número de golpes N con el ángulo ϕ y la cohesión $C = q_u/2$, puede concluirse que el valor promedio de la cohesión del material que se utilizará para relleno será el correspondiente al límite entre una arcilla blanda y una de mediana consistencia y cuyo valor es el siguiente:

$$C = q_u/2 = \frac{0.65 \text{ kg/cm}^2}{2} = 0.32.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 3.3 \text{ Tons/m}^2$$

N	ϕ	$q_u \text{ kg / cm}^2$	Descripción
< 2	0	< - 0.25	Muy Blanda
2 - 4	2	0.25 - 0.50	Blanda
5 - 8	4	0.50 - 1.00	Media
9 - 15	6	1.00 - 2.00	Compacta
16 - 30	12	2.00 - 4.00	Muy Compacta
> - 30	14	> - 4.00	Dura

NOTA: Esta tabla fue obtenida de la ref. 1.

Ahora sí, estamos en disposición de determinar la estratigrafía de nuestro suelo, lo cual se logrará utilizando la información anterior y la proporcionada por el sondeo 4786, que se localiza pegado al marco del eje A entre los marcos transversales ejes 3 y 4.

1	(RELLENO) Arcilla Blanda	$C = 3.3 \text{ T/m}^2$ $\phi = 0$ $\gamma = 1.75 \text{ T/m}^3$	Variable de 3 - 5 m.	156 m
2	ARCILLA COMPACTADA Media, Alta Plasti- cidad	$C = 5 \text{ T/m}^2$ $\phi = 4^\circ$ $\gamma_2 = 1.73 \text{ T/m}^2$		
3	ARCILLA ARENOSA Rigida Precon - solidada	$C = 20 \text{ T/m}^2$ $\phi = 14^\circ$ $\gamma_3 = 1.79 \text{ T/m}^3$	Espesor 6.0 m.	

CÁLCULO DE LA CAP. DE CARGA APLICANDO LAS TEORIAS DE TERZAGHI Y SKEMPTON.

Según Terzaghi la expresión que determina la capacidad de carga de un suelo cohesivo para zapata cuadrada, que es el primer caso de cimentaciones que debe revisarse, es la siguiente:

$$q_c = 1.3 (5.7c) + \gamma D_f$$

Sabiendo que, γD_f es la presión efectiva al nivel de desplante de nuestra zapata, pero que para nuestro caso debido a la posición del NAF - resulta de igual valor a la presión total.

Por lo tanto se tiene que:

$$q_c = 1.3 (5.7) (3.3 \text{ T/m}^2) + 1.75 \text{ T/m}^3 (1.0 \text{ m.})$$

$$q_c = \underline{\underline{26.20 \text{ T/m}^2}}$$

NOTA: Es importante saber que la mínima profundidad de una cimentación, deberá ser desplantada a 1 m debido a fuerzas laterales.

SKEMPTON.

Para aplicar esta teoría se deberá de proponer un valor tentativo de B, que para este caso, será igual a 1.5 m.

Por lo tanto la relación D/B será:

$$D/B = \frac{1.0 \text{ m.}}{1.5 \text{ m.}} = \underline{0.667}$$

Con lo que entrando en la tabla VI.1, e interpolando se tiene:

$$\underline{Nc = 7.2}$$

Entonces:

$$qc = 1.3 (7.2)(3.3) + 1.75 (1.0)$$

$$qc = \underline{32.60} \text{ T/m}^2$$

FACTOR DE SEGURIDAD.

Como podrá apreciarse en el capítulo de Análisis Estructural, los efectos ocasionados por el viento a nuestro edificio son considerablemente significativos en comparación a los efectos de carga gravitacional, - por lo cual resulta más conveniente utilizar un factor de seguridad que considere carga accidental, teniendo en consecuencia un F.S = 2, con lo que nuestras capacidades de Carga Admisibles, siguiendo las dos teorías anteriores, serán las siguientes:

TERZAGHI

$$qa = \frac{26.20}{2} + 1.75 = \underline{14.05} \text{ T/m}^2$$

SKEMPTON

$$qa = \frac{32.6}{2} + 1.75 = \underline{18.05} \text{ T/m}^2$$

Por último tomaremos una $qa = 18.0 \text{ T/m}^2$, tomando en consideración que se necesiten anchos B de zapatas mayores 1.5, propuesta, y a colación el valor Nc sea un poco menor y por ende un poco menor la propia qa.

DIMENSIONAMIENTO CONSIDERANDO CAP. CARGA.

Para dimensionar una zapata solo habrá de revisarse que los esfuerzos de compresión actuantes en sus aristas no rebasen la capacidad de carga admisible qa. Tales esfuerzos podrán determinarse utilizando la fórmula de Flexocompresión para dos direcciones.

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$

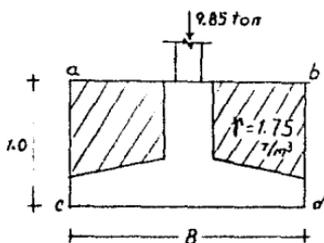
$$\text{Siendo: } S_x = \frac{I_x}{Y}$$

$$S_y = \frac{I_y}{X}$$

En ningún caso deberán admitirse esfuerzos de tensión en las zapatas.

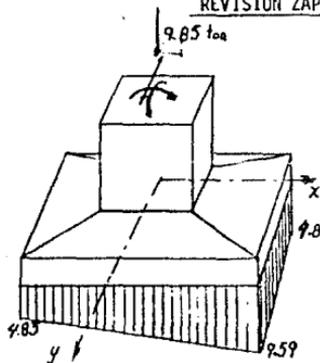
ZAPATAS 1-1, A-5, C-1 y C-5

Los momentos actuantes en las zapatas serán los momentos que actúan al pie de las columnas mas los momentos adicionales que se originan al -- transportar los cortantes del pie de las mismas a las zapatas. Y también, por otra parte las cargas verticales totales en las zapatas serán la suma de las cargas que transmiten las columnas mas la carga del relleno.



NOTA: Se supondrá, para fines prácticos, el peso del cubo - abcd considerándolo como si todo fuera de material de relleno.

REVISION ZAPATA Z-5



$$M(s+c.u)_x = 0.88 \text{ t-m} \quad M(s+c.u)_y = 1.13 \text{ t-m}$$

$$V_x = 1.92 \text{ ton} \quad V_y = 2.58 \text{ ton}$$

Las acciones de diseño que actúan en el punto "0" serán:

$$MD_x = [0.88 + 1.92(1.0)] 1.1 = 3.08 \text{ t-m}$$

$$MD_y = [1.13 + 2.58(1.0)] 1.1 = 4.08 \text{ t-m}$$

Si suponemos zapata cuadrada con $B = 1.5\text{m}$ $y_h = 30\text{ cm}$

$$\text{Se tiene: } PD = [9.85 + (1.5)(1.5)(4=1.75) + (1.5)^2(0.30)(2.4)](1.1)$$

$$PD = \underline{\underline{16.95 \text{ t-m}}}$$

Para calcular los esfuerzos en el suelo se utilizará la expresión conocida para flexocompresión:

$$f = \frac{Pt}{A} + \frac{MDx}{Sy} + \frac{MDy}{Sx}$$

$$S_x = S_y + \frac{bh^2}{6} = \frac{(1.5)(1.5)^2}{6} = \underline{0.56 \text{ m}^3}$$

$$f = \frac{16.95}{(1.5)(1.5)} + \frac{3.08}{0.56} + \frac{4.08}{0.56} \left\{ \begin{array}{l} 20-32 \\ -5-25 \end{array} \right. \text{ NO SE ACEPTAN TENSIONES}$$

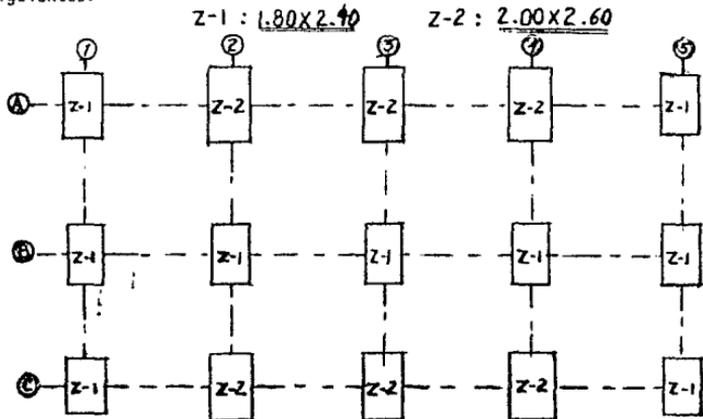
Si en cambio proponemos:

$$b_x = 1.8 \quad b_y = 2.4$$

$$f = \frac{20.93}{(1.8)(2.4)} + \frac{3.08}{1.30} + \frac{4.08}{1.73} \left\{ \begin{array}{l} 9.59 \text{ T/m}^2 \\ 4.86 \\ 4.83 \\ 0.11 \text{ T/m}^2 \end{array} \right. \text{ SE ACEPTA}$$

A manera de corolario, después de este análisis, vemos que realmente la condición que obliga a que las zapatas requieran las dimensiones determinadas y no menores, es el efecto de los momentos que actúan en ellas, los cuales provocan esfuerzos de tensión que son indeseables y que deberán tener una tolerancia, ya mencionada con anterioridad. Esto también puede reafirmarse si observamos que los más altos esfuerzos de compresión originados en las zapatas tienen valores considerablemente menores a la capacidad de carga admisible q_a .

Por último, las dimensiones preeliminares de las zapatas serán las siguientes:



VII. DETERMINACION DE ASENTAMIENTOS

17. DETERMINACION DE ASENTAMIENTOS.

Generalmente los asentamientos de importancia para fines constructivos ocurren en los suelos plásticos, arcillas. Estos asentamientos de acuerdo a sus características son clasificadas en : Elásticos, y ocurren en forma instantánea a la aplicación de las cargas; por consolidación primaria, que se caracterizan por la expulsión del agua contenida en el suelo ocurriendo a mediano plazo; y por consolidación secundaria, que se manifiesta por un reacondo de las partículas sólidas ocurriendo a tiempos bastante largos.

En el mayor número de los casos el interés en el cálculo de los asentamientos estarán dirigido a aquellos debidos a consolidación primaria, pues resultan ser éstos los de mayor magnitud, refiriendonos desde luego a suelos cohesivos.

Algo que deberá repercutir en forma preponderante en el asentamiento de los suelos es la condición de consolidación en que se encuentre el suelo. De esta manera una arcilla normalmente consolidada es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la incidencia de cierta carga y debido a la expulsión de agua contenida en sus poros, siendo el problema menos grave para una arcilla preconsolidada.

Para poder estimar la deformación ΔH que puede sufrir un estrato de suelo de espesor H bajo una presión uniforme P o σ_z es necesario y suficiente conocer los resultados de la prueba de consolidación unidimensional.

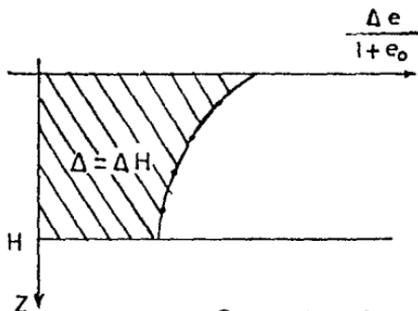
La expresión, que usualmente se emplea para el cálculo de los asentamientos es la siguiente:

$$\Delta H = M_v \Delta \bar{\sigma} H$$

Siendo: ΔH ---- ASIENTO
 M_v ---- MODULO DE DEFORMABILIDAD VOLUMETRICA
 $\Delta \bar{\sigma}$ ---- INCREMENTO EN LOS ESFUERZOS EFECTIVOS
 H ---- ESPESOR DEL ESTRATO

Sin embargo vale la pena aclarar que la expresión anterior tiene algunas limitaciones, tales como considerar M_v y $\Delta \bar{\sigma}$ constantes en todo el espesor del estrato y, por lo mismo, es recomendablemente aplicable solo para estratos de pequeño espesor.

Otra forma más racional y precisa para calcular los asentamientos es graficando la curva de influencia de los asentamientos ($\Delta e / (1+e_0 - Z)$) determinando el área que encierra dicha curva con los ejes horizontal y vertical, tal como se muestra en la siguiente figura:



Curva de influencia
de asentamientos

Los valores Δe y e_o deberán ser tomados de las curvas de compresibilidad, que se muestra a continuación, teniendo de esta manera un punto en la gráfica anterior para cada curva de compresibilidad representativa, así mismo, de un punto en la profundidad del estrato.

En el proyecto que se ha venido siguiendo se hará uso de la expresión siguiente para calcular los asentamientos.

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$

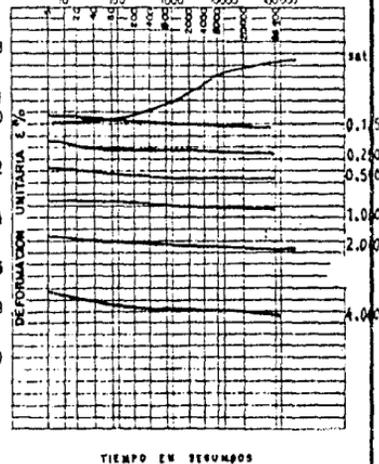
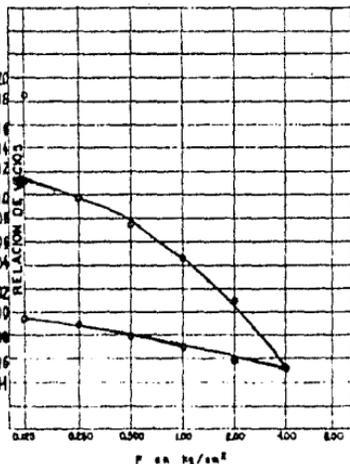
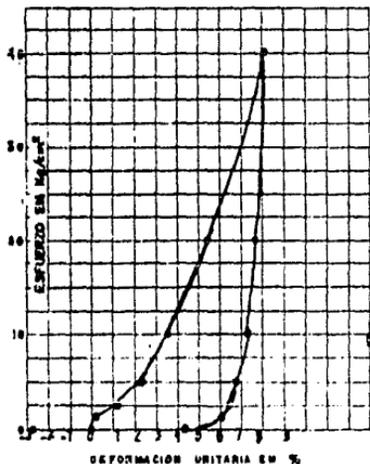
De la expresión anterior, el valor $\frac{\Delta e}{1 + e_o}$ será tomando para el punto medio del estrato y será obtenido de la prueba de consolidación unidimensional del pozo 4636, localizado fuera del área de estudio, pero que por ser un material muy semejante, se ha podido utilizar.

El procedimiento que se seguirá para determinar los hundimientos se describe a continuación:

1. Se determina la presión efectiva, ocasionada por el peso propio del suelo, al punto medio del estrato y en la curva de compresibilidad se encuentra el valor correspondiente de la relación de vacíos, e_o .
2. Se calcula el esfuerzo que transmite la zapata al estrato en cuestión de acuerdo a la teoría de Boussinesq.
3. Con la suma del esfuerzo original (paso 1) más el incremento del esfuerzo anterior, se entra a la curva de compresibilidad y se determina la relación de vacíos final e_f .
4. El hundimiento se calcula como: $\Delta H = \frac{e_f - e_o}{1 + e_o} H$, siendo H el espesor del estrato.

PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

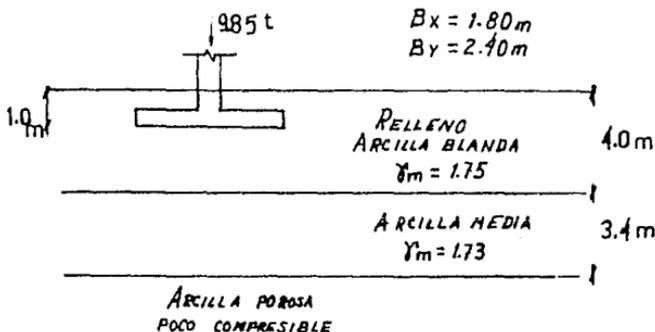
Procedencia ADICIGA, PROPILENO, COMPLEJO MORELOS Identificación de Laboratorio..... Proceso MUSEDA
 Muestra..... Pozo 4635 Banco..... Estación..... Profundidad 2.09 - 2.50 m.
 Prueba No..... Aparato..... Cálculo..... Operó.....
 ω Inicial = 36 % e Inicial = 1.12 Sat. Inicial = 84 % Compactación = %
 ω Final = 41 % e Final = 1.03 Sat. Final = 100 % γ_d = kg/m³.



Observaciones.....

A continuación se calculará el hundimiento para las zapatas A-1 y A-5, siendo para ambas el mismo análisis dado que estarán desplantadas sobre estratos de iguales espesores.

HUNDIMIENTOS PARA ZAPATAS A-1 Y A-5.



PRESIONES EFECTIVAS A LA MITAD DE LOS ESTRATOS.

En realidad las presiones efectivas estarán dadas por γm debido a que la posición del N.A.F. es inferior de los estratos de interés:

$$P_1 = \gamma m_1 (H_1 - 1.5) = 1.75 \times 2.5 = \underline{4.37 \text{ T/m}^2}$$

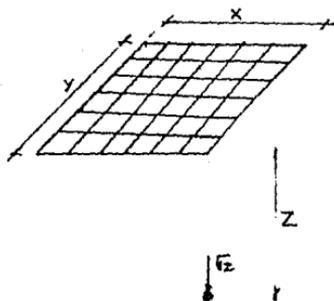
$$P_2 = \gamma m_1 H_1 + \gamma m_2 (H_2 - 1.7) = 1.75 \times 4 + 1.73 \times 1.7 = \underline{9.94 \text{ T/m}^2}$$

En la curva de compresibilidad con los valores de $P_{11} = 0.437 \text{ kg/cm}^2$ y $P_{12} = 0.994 \text{ kg/cm}^2$ se determinó:

$$C_{01} = 1.082 \quad C_{02} = 1.045$$

INCREMENTO DE ESFUERZOS VERTICALES.

Para determinar este tipo de esfuerzos se utilizarán las gráficas de Fadum para un área uniformemente cargada.



$$m = \frac{Y}{Z} \quad n = \frac{X}{Z}$$

$$T_z = W \times W_o$$

Con los valores de m y n podrán obtenerse en las gráficas mencionadas el valor de W_o con el cual se calculará T_z . (ref. 2)

De esta manera se tiene:

$$m_1 = \frac{0.9}{1.5} = 0.6 \quad n_1 = \frac{1.2}{1.5} = 0.8 \quad \Longrightarrow \quad W_o = 0.126$$

$$\sigma_z = W \times W_o = 4.22 (0.126) = \underline{0.53 \text{ T/m}^2}$$

$$\text{Siendo } W = \frac{9.85}{1.8 \times 2.4} + (0.3)(2.4) + (0.7)(1.75) = \underline{4.22 \text{ T/m}}$$

$$\Delta \sigma_z = 4 (0.53) = \underline{2.12 \text{ T/m}^2}$$

$$m_2 = \frac{0.9}{4.7} = 0.19 \quad n_2 = \frac{1.2}{4.7} = 0.25 \quad \Longrightarrow \quad W_o = 0.022$$

$$\sigma_z = W \times W_o = 4.67 \times 0.022 = 0.103 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta \sigma_z = 4 (0.103) = \underline{0.411 \text{ T/m}^2}$$

Por lo consiguiente las presiones efectivas incrementadas serán:

$$P_{21} = 0.437 + 0.212 = 0.649 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{22} = 0.994 + 0.0411 = 1.03 \text{ kg/cm}^2$$

Con las cuales se tendrán de la curva de compresibilidad las siguientes valores de la relación de vacíos final de ambos estratos:

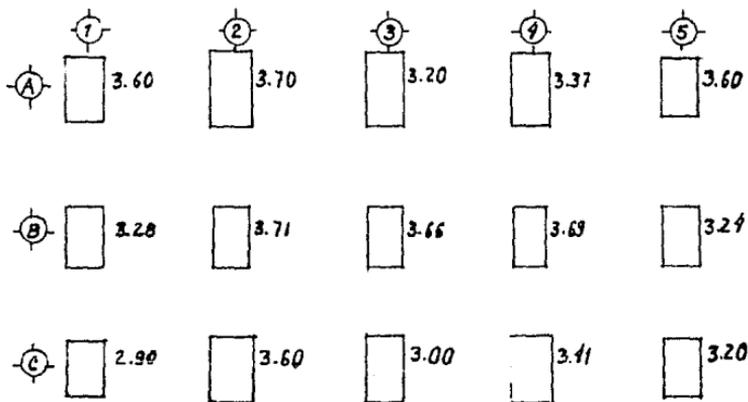
$$e_{f1} = 1.058 \quad e_{f2} = 1.044$$

Finalmente el hundimiento total de la zapata se calculará como:

$$\Delta H = \frac{e_{o1} - e_{f1}}{1 + e_{o1}} H_1 + \frac{e_{o2} - e_{f2}}{1 - e_{o2}} H_2$$

$$\Delta H = \frac{1.082 - 1.058}{1 + 1.082} (3.0) + \frac{1.045 - 1.044}{1 - 1.045} (3.4) = 0.36\text{m} = \underline{\underline{3.6 \text{ cm}}}$$

$$\Delta H = 3.44 \text{ cm} + 0.16 \text{ cm} = \underline{\underline{3.60 \text{ cm}}}$$



ASENTAMIENTOS ADMISIBLES.

El asentamiento de un edificio se puede medir como el asentamiento total de la estructura, o bien, como el asentamiento diferencial entre zapatas adyacentes o entre el centro y las esquinas de un edificio.

En general, si los asentamientos totales son uniformes se pueden tolerar sin grandes dificultades. Si todas las cimentaciones de un edificio se asientan 7,5 cms. el único problema será el de acomodo de las instalaciones de servicio público que llegan al edificio y el nivel de las aceras o banquetas y las zonas de estacionamiento de vehículos.

Por otra parte, si el asentamiento de las cimientos es desigual puede ocurrir que el edificio se distorcione y que las paredes se agrieten. Por consiguiente, los asentamientos diferenciales tienen una importancia mayor que los totales.

Asentamientos totales máximos admisibles. (según RCDF-87)

Construcciones aisladas	30 cm
Construcciones colindantes	15 cm

NOTA: Los valores anteriores son solo límites máximos, y en cada caso habrá que revisar que no se cause ningún daño a otro tipo de construcciones o instalaciones en general.

Asentamientos diferenciales máximos permisibles

<u>TIPO DE ESTRUCTURA</u>	<u>LIMITE</u>
Marcos de Acero	0.006 L
Marcos de Concreto	0.004 L
Muros de carga de tabique recocido o bloque de cemento	0.002 L
Muros con acabados muy sensibles	0.001 L*

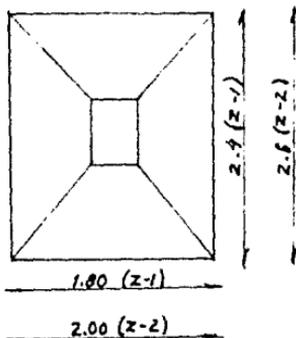
* Se admitirán valores mayores para muros desligados de la estructura.

L = distancia entre ejes de columnas, en cm.

Con lo anterior, para nuestro edificio, tendremos que los asentamientos diferenciales máximos permisibles serán:

Sentido X	$0.004 L = 0.004 (600) = 2.4$
Sentido Y	$0.004 L = 0.004 (500) = 2.0$

De esta manera, si observamos los valores de los hundimientos anotados en el croquis anterior y los comparamos con los aledaños para cada zapata, nos daremos cuenta de que en ningún caso se rebasan los valores máximos obtenidos, con lo que las dimensiones de las zapatas obtenidas por resistencia del suelo no se modificarán, quedando en la forma en que se indican enseguida:



**VIII. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE
DISEÑO**

VIII. ASPECTOS ELEMENTALES DE DISEÑO.

GENERALIDADES:

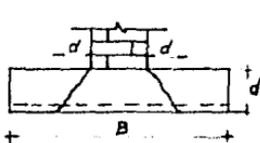
La función de una zapata de cimentación es la de transmitir al suelo los esfuerzos que llegan a ella de tal modo que estas no rebasen la capacidad de carga admisible de dicho suelo.

La zapata representa voladizos que sobresalen de la columna en ambas direcciones y reciben presión del terreno hacia arriba que provocan en el fondo de la zapata esfuerzos de tensión. Las zapatas son por lo tanto, reforzadas mediante dos parrillas de acero, perpendiculares entre sí, y paralelas a los bordes.

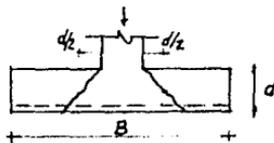


Como se puede ver en la figura anterior los voladizos de una zapata son frecuentemente de poca longitud y, por lo tanto, el esfuerzo de corte y la adherencia son normalmente más críticos que la flexión, haciéndose merecedores de mayor atención.

Se ha encontrado, mediante ensayos con zapatas cuadradas, que al proyectarlas y cargarlas hasta fallar debido a esfuerzo cortante, tal falla no tiene lugar por esfuerzo cortante a lo largo de los planos que representan la prolongación de las caras de las columnas, sino más bien por tensión diagonal en las caras de una pirámide truncada con pendientes aproximada de 45° con todas sus caras, o como cuyo remate es la base de la columna como se muestra en la figura siguiente. Por tal razón, la sección crítica debido a esfuerzo cortante no ha de considerarse en la cara de la columna, la pirámide en cuestión es de base equivalente al ancho de la columna mas una vez la profundidad efectiva de la zapata.



ZAPATA PARA MURO



ZAPATA PARA COLUMNA

Los esfuerzos críticos que tienen lugar en una zapata son, por lo tanto la compresión de la columna sobre la zapata, la presión de la zapata contra el suelo que la sostienen esfuerzos diagonales de tensión, esfuerzos de flexión en el acero, esfuerzo de compresión en el concreto por flexión y es fuerza de adherencia entre el concreto y el acero.

TIPOS DE ZAPATAS.

En el campo de la construcción generalmente se utilizan dos tipos de zapatas; las de mampostería y las de concreto.

Las zapatas de mampostería se utilizan mucho para soportar muros de contención de casas-habitación y muros limítrofes. Al emplear estas zapatas para tal fin, sus anchos B resultan apenas del orden del doble del ancho del muro debido a que la presión que este les transmite es relativamente baja, y consecuentemente, existen pocos problemas de resistencia con ellas.

Por otra parte, las zapatas de concreto son utilizadas en edificaciones que implican descargas importantes en la cimentación; generalmente en el desplante de columnas y muros de concreto.

Las zapatas cuyas planos superior e inferior son paralelos en ocasiones son denominadas como zapatas de bloque, y constructivamente son mas deseadas. Por otra parte existe otro tipo, comunmente conocidas con el nombre de zapatas de paralte variable o escalonadas las cuales, debido a esta característica, pudieran representar en un momento dado un ahorro de concreto. Cuando la pendiente que se les da a esta zapatas es muy inclinada puede ser que sea necesario colocar doble cimbra y esto quizá compense el ahorro que se obtiene al usar un menor volumen de concreto. Las zapatas de paralte variable y escalonadas pueden usarse siempre y cuando el ángulo de la pendiente o la localización de los escalones sean tales que no se excedan los esfuerzos permisibles en ninguna sección. En caso de que no se use pedestal se acostumbra iniciar los planos inclinados a partir de 7 ó 10 cm. de la cara de la columna, prolongándolas hasta el borde exterior.

CRITERIOS DE DISEÑO

Para diseñar zapatas aisladas generalmente se consideran los siguientes efectos: anclamiento ocasionado por una carga axial, tensión diagonal debida a una fuerza cortante, flexión ocasionada por la existencia de un momento y los cambios volumétricos del concreto debidos a las variaciones en la temperatura.

De todos los efectos anteriores, el que mas preocupa al proyectista es el de la fuerza cortante, por ser la que ha ocasionado la falla de muchas zapatas y por tratarse de una falla de tipo frágil, y por lo mismo instantánea.

La falla por aplastamiento generalmente se resuelve en forma fácil ampliando la sección de la columna al llenar a la zapata.

El efecto de la temperatura ha ocasionado pocos problemas en zapatas de dimensiones comunes, pues resulta ser que el refuerzo proporcionado por - - -

flexión casi siempre rige al calculado por temperatura.

Finalmente el efecto de la flexión es considerado de importancia, - aunque no al igual que el de la fuerza cortante, pues las dimensiones que - generalmente se manejan ocasionan valores relativamente bajos en los momentos actuantes, de tal modo que se encuentran frecuentemente zapatas diseñadas con la cantidad de acero mínimo que establece el reglamento de construcciones del Distrito Federal.

DISEÑO POR FLEXION.

En el diseño por flexión, las zapatas suelen idealizarse como si fueran vigas, con lo cual se ha logrado obtener resultados bastante satisfactorios. Por esta razón las ecuaciones que se utilizan son las siguientes:

$$As_{mín} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$As_{mín} = \frac{660 X_i}{f_y (100 + X_i)} \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$As_{máx} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$MR = F.R. \quad bd^2 f'_c q (1-0.5q)$$

Siendo:

X_i	Peralte total	f'_c	Resistencia de diseño del concreto. Se determinará conforme al RCDF-87.
b	Ancho de la zapata		
$q = P \frac{f_y}{f'_c}$; $P = \frac{As}{bd}$		

DISEÑO POR CORTANTE.

En el diseño de zapatas por fuerza cortante generalmente se consideran dos casos para determinar su resistencia, de los cuales se tomará el menor de los valores que resulten.

1. La zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho.

Según esto las ecuaciones a utilizar con :

$$\text{si } p < 0.01 \quad VcR = FR \text{ bd } (0.2 + 30 p) \sqrt{f^* c}$$

$$\text{si } p > 0.01 \quad VcR = 0.5 FR \text{ bd } \sqrt{f^* c}$$

$$S = \frac{FR Av fy d}{Vu - VcR} \leq \frac{FR Av fy}{3.5 b}$$

Además la separación S de estribos no excederá ciertos valores según se indica:

$$\text{Si } VcR < Vu \leq 1.5 FR \text{ bd } \sqrt{f^* c} ; S \text{ máx} = d/2$$

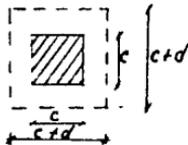
$$\text{Si } 1.5 FR \text{ bd } \sqrt{f^* c} < Vu < 2 FR \text{ bd } \sqrt{f^* c} ; S \text{ máx} = d/4$$

- II. Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrieta - miento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncadaos en torno a la carga o reacción -- concentrada. En este caso se procede como se indica:

Se consideran dos casos; en el primero se revisa sólo por carga vertical y en el segundo carga vertical y un momento a transmitir.

a) Carga Vertical

Se considerará la siguiente sección crítica.



El esfuerzo cortante último no deberá de exceder al crítico que será el menor de las siguientes ecuaciones:

$$VcR = FR (0.5 + \frac{M}{L}) \sqrt{f^* c} \quad ; \quad \frac{M}{L} = \frac{\text{lado corto col.}}{\text{lado largo col.}}$$

$$VcR = FR \sqrt{f^* c} \quad FR = 0.7 \begin{cases} \text{c. perm} + \\ \text{c. accidental} \end{cases}$$

b) Carga Vertical y Momento.

En este caso se considerará que una fracción del momento dada por:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \frac{(C_1+d)}{(C_2+d)}}$$

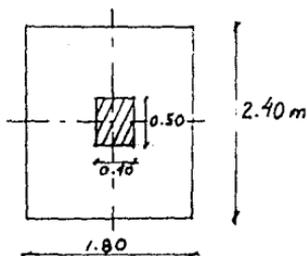
C_1 = dimensión de columna paralela al momento.

C_2 = dimensión perpendicular al momento.

El resto del momento $1 - \alpha$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $C_2 + 3h$.

Para reforzar por cortante se considerará dos vigas ficticias con un ancho b igual a un paralte efectivo más la dimensión horizontal de - la columna a la cual llega la viga.

A-5. Para ejemplificar el procedimiento de diseño se tomará a la zapata -

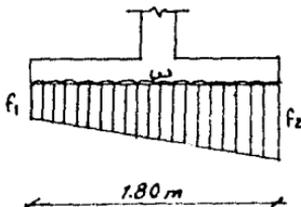


$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

En el tema anterior se obtuvieron los esfuerzos que actúan en el terreno a partir de las cuales podrán deducirse cuales son los esfuerzos netos que actúan sobre la cimentación tanto en el sentido x como en el y :

$E_j \text{ en } x :$



$$f_1 = \frac{(4.83 + 0.11)}{2} 1.9 = \frac{4.45}{1.1}$$

$$f_2 = \frac{(9.59 + 4.86)}{2} (2.4) = \frac{17.34}{1.1}$$

$$f_1 = 4.04 \text{ t/m} \quad f_2 = 15.76 \text{ t/m}$$

La carga que realmente actúa en nuestra cimentación, como es posible ver, será la carga uniforme debida a peso propio "W", restada de la carga - trapecial dada por f_1 y f_2 :

$$f_1^* = f_1 - W$$

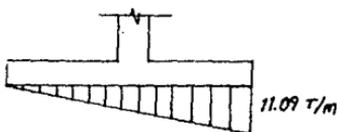
$$f_2^* = f_2 - W$$

$$\text{Donde: } W = (0.3 \times 2.4 + 1.75 \times 0.7) 2.4 = 4.67$$

$$f_1^* = 4.04 - 4.67 = 0.63 \text{ T/m}$$

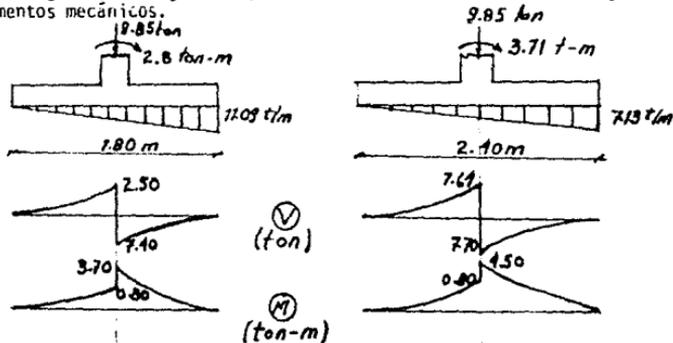
$$f_2^* = 15.76 - 4.67 = 11.09 \text{ T/m}$$

Con esta distribución de carga vemos que podemos considerar, para fines prácticos, una carga triangular representativa con un valor máximo de 11.09 T/m actuando sobre la zapata:



Hay que recordar que la forma de la distribución de la carga ha de invertirse en el momento en que el viento, o la acción accidental ya generalizando, cambie de dirección, para lo cual deberemos de estar muy alertas de este fenómeno en el momento de diseñar.

Enseguida, el siguiente paso a realizar es calcular los diagramas de elementos mecánicos.



Por lo tanto las acciones últimas serán:

$$Vu = 7.4 \times 1.1 = 8.14 \text{ Ton}$$

$$Mu = 3.70 \times 1.1 = 4.07 \text{ Ton - m}$$

a) Revisión por Cortante:

De acuerdo al reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, según sus Normas Técnicas complementarias para estructuras de concreto, en lo referente a fuerza cortante, se establece que para elementos anchos en que el ancho "b" no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo "d", con es pesor hasta de 60 cm y donde la relación.

$$\frac{M}{Vd}$$

no exceda de 2.0, la fuerza resistente VcR puede tomarse igual a

$$0.5 FR bd \sqrt{f'c}; f'c = 0.8 f'c$$

por lo tanto, de acuerdo a lo anterior, suponiendo un peralte total de zapata iguala 40 y un efectivo de 32 cm, se tiene:

$$\frac{M}{Vd} = \frac{4.07}{8.14 \times 0.27} = 1.85 < 2.0$$

$$VcR = 0.5 \times 0.8 \times 240 \times \sqrt{200} \times 27 = 36.60 \text{ Tons} > Vu$$

b) Revisión por Flexión:

Los momentos últimos de diseño son:

$$Mux = 3.52 \times 1.1 = 3.87 \text{ T-m}$$

$$Muy = 4.60 \times 1.1 = 5.06 \text{ T-m}$$

$$P_{min} = 0.7 \frac{f'c}{fy} = 0.7 \frac{250}{4200} = 0.0026$$

$$P_{max} = \frac{f'c}{fy} = \frac{4800}{fy + 6000} = \frac{170}{4200} = \frac{4800}{10200} = 0.019$$

$$(As \text{ min}) = \frac{660 X_1}{fy (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 35}{4200 (135)} = 0.041 \text{ cm}^2 / \text{cm.}$$

ESTA COPIA DE ESTE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

De acuerdo al reglamento, para elementos expuestos directamente a la intemperie y en contacto con el terreno, el acero calculado por temperatura A_s , deberá incrementarse en un 50 por ciento, y por lo tanto:

$$1.5A_s = 0.041 \times 1.5 = 0.062 \text{ cm}^2/\text{cm} \implies P'_{\min} = \underline{\underline{0.0019}}$$

Ahora ya podemos calcular el acero requerido por resistencia en ambos sentidos de la zapata, para lo cual se recurre a la expresión de momento resistente para vigas simplemente armadas, tal como se muestra:

$$MR = F.R. \quad bd^2 f_c q (1-0.5q)$$

$$\frac{1.1 \times 4.50 \times 10^5}{240 (27)^2 (170)} = q(1-0.5q) \implies 0.5q^2 - q + 0.0179 = 0$$

$$q = 0.017$$

$$p = \frac{q f_c}{f_y} = \underline{\underline{0.0007}}$$

$$A_s = pbd = \underline{\underline{4.4 \text{ cm}^2}}$$

$$\frac{1.1 \times 3.70 \times 10^5}{180 \times (27)^2 \times 170} = q(1-0.5q) \implies 0.5q^2 - q + 0.0118 = 0$$

$$q = 0.018$$

$$p = \underline{\underline{0.00074}}$$

$$A_s = \underline{\underline{3.62 \text{ cm}^2}}$$

De los valores obtenidos anteriormente, vemos que la condición que rige es la establecida por P'_{\min} , mas sin embargo en la cara superior de la zapata se requerirá un determinado refuerzo por cambios volumétricos, el cual estará dado por el cincuenta por ciento de P'_{\min} .

Por consiguiente las áreas de acero a utilizar en los lechos inferiores y superior serán:

$$A_{s \text{ inf}} = P'_{\min} \times b \times d = 0.0026 \times 240 \times 27 = \underline{\underline{16.85 \text{ cm}^2}}$$

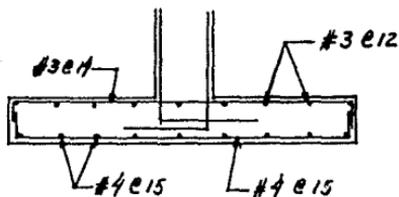
$$A_{s \text{ sup}} = P'_{\min} \times b \times d = (0.0019 \times 240 \times 27) = \underline{\underline{12.31 \text{ cm}^2}}$$

Entonces:

As inf \Rightarrow Vs # 4 @ 15

As sup \Rightarrow Vs # 3 @ 20

En la figura siguiente se muestra la distribución de acero:



IX. CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

En el desarrollo de los capítulos de esta tesis se ha hecho manifiesta la continuidad de cada uno de los temas, pudiéndose apreciar -siendo esta una conclusión importante - el empleo de la información y los datos obtenidos en algunos temas para ser utilizados en el desarrollo de capítulos posteriores. De esta manera vemos que del capítulo de análisis estructural se han obtenido cada una de las acciones debidas -tanto a la carga gravitacional (carga muerta + carga viva) como al efecto del viento, pudiéndose con ello realizar el análisis correspondiente del suelo para determinar el tipo y las dimensiones de la cimentación, las cuales estarán dadas por la capacidad del terreno de falla por cortante y de falla por condiciones de servicio (hundimientos). Es en esta etapa es donde vemos que realmente la condición que obliga a que las zapatas requieren tales dimensiones, y no menores, es el efecto del --viento, ya obtenidas las dimensiones de la cimentación, se realiza en el tema VIII un análisis de los elementos mecánicos que tienen lugar en dicha cimentación debido a las fuerzas reales que actúan en la misma, -con lo cual se debe efectuar el diseño correspondiente a cada elemento pero que para fines de esta tesis solo se ha ejemplificado el cálculo -de una de las zapatas obtenidas. En este tema se observa que rige la condición de diseño por fuerza cortante, pues se ha obtenido un diseño por flexión con acero mínimo, lo cual ocurre frecuentemente en la práctica.

Se puede observar que la mayor importancia de los temas tanto de mecánica de suelos como de estructuras está en la interacción existente entre los mismos.

De lo anterior se desprende un corolario que puede decir:

"Es deber del Ingeniero realizar la correcta interpretación de los datos obtenidos, haciendo uso de su criterio particular pero bien fundamentado, para realizar los trabajos correspondientes en el desarrollo de los -proyectos de cimentaciones, y de Ingeniería Civil en general".

Finalmente solo resta decir que siempre se deberá buscar en lo posible la mayor veracidad en la información y los datos obtenidos de los análisis para diseñar en forma óptima y cuidando de la economía de las --obras, sin dejar de perder de vista los factores de seguridad que demanden las mismas.

REFERENCIAS

- 1.- "MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES"
Carlos Crespo Villalaz, CECSA
- 2.- "MECANICA DE SUELOS" Tomo II
E. Juárez Badillo
Limusa 1975
- 3.- "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F."
Normas Técnicas Complementarias para Diseño
de Estructuras de Concreto.
D.D.F., México, 12 de nov. 1987.

BIBLIOGRAFIA:

- 1.- "MECANICA DE SUELOS" Tomos I y II
E. Juárez Badillo
Limusa 1975
- 2.- "MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA"
Terzaghi Karl V y Peck R.B.
Ed. "El Ateneo" 1955
- 3.- "INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS"
G.P. Sowers y G.F. Sowers
Ed. Limusa, 1975.
- 4.- "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"
Tomo B.2.1.
Instituto de Investigaciones Eléctricas
C.F.E., 1979
- 5.- "CALCULO DE ESTRUCTURAS POR EL METODO DE CROSS"
C. Prenzlów
Ed. G. Gilí, S. A., México, D. F., 1981.
- 6.- "APUNTES DE MATERIALES II"
Facultad de Ingeniería, UNAM.
FI/DICTG/85/024