

26
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"CAMPUS ARAGON"

TEORIAS Y CONOCIMIENTOS BASICOS
DE LA MECANICA DE SUELOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
RAMON ALEJANDRO HUIDOBRO GONZALEZ



DIR. DE TESIS: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEX.

1968.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES


ARAGÓN
DIRECCION

RAMÓN A. HUIDOBRO GONZÁLEZ
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 7 de junio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirse al trabajo de Tesis denominado "TEORÍAS Y CONOCIMIENTOS BÁSICOS DE MECÁNICA DE SUELOS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE.
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 25 de junio de 1968
EL DIRECTOR
[Firma]
MONTOLIVIO C. MENDOZA CASTRO



[Firma]

cc p Jefe de la Unidad Académica.
cc p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
cc p Asesor de Tesis.

[Firma]

CCMCA/RTM

AGRADECIMIENTOS

ADIOS. . .

*Gracias, por darme la oportunidad
de llegar a una de mis metas rodeado de
las personas a quien mas amo y a las que
les debo la vida y el camino que hoy
empiezo, mis padres, mis hermanos, mi
esposa, mi hija, mis amigos y a los que
me aprecian.*

*Por darme la oportunidad de
demostrar lo que soy y quien puedo ser.*

*Por contar con su consuelo en los
momentos, cuando solo creí estar.*

Por la vida hoy me dio.

Gracias, Dios mío. . .

A MI PADRE. . .

Ramón Huideobro González.

Gracias, por la herencia mas grande que un padre le puede dar a un hijo, por ver en mi un hombre de bien; gracias, por los consejos que de ti recibí, la honestidad que me inculcaste, porque a ti debo lo que soy, por lo que hoy hemos conseguido, y por lo que soy muchas gracias.

A MI MADRE. . .

Alejandra González Benilla.

Gracias, por la vida que vida que me diste, la dedicación y el amor que en mi entregaste a cambio de nada, por lo que hoy hemos conseguido con todo el amor del mundo, gracias, por dar por mi todo lo que estubo a tu alcance.

A MI ESPOSA E HIJA. . .

Fabiola Zavaleta Alonzo.

Ashly Abigail Huidobro.

*Gracias, por soportar privaciones y
desconcielos, por mantener en confianza y
en cariño en mí, por continuar junto a mí
y por todo lo que hemos conseguido.*

A MIS HERMANOS. . .

Georgina.

Uriel.

Zuleyma.

*Por la ayuda y el apoyo que me
brindaron en los momentos que los
necesité.*

A MIS AMIGOS...

Con los que comencé mi carrera durante varios años, por su confianza, su amistad, en tiempo, por los momentos en que mutuamente nos necesitamos, por que de hoy en adelante, sigamos siendo lo que hemos sido hasta ahora, grandes amigos.

A MIS PROFESORES...

Gracias por lo que hoy sé, me lo enseñaron ellos, y que de mi cuenta corre, el saber aplicarlo.

CONTENIDO

C O N T E N I D O

CAPÍTULO :	PAG.
I.- INTRODUCCIÓN.	1
II.- GENERALIDADES DE LA MECÁNICA DE SUELOS	5
2.1.- PROPIEDADES DE LOS SUELOS	6
2.1.1.- Conceptos generales.	6
2.2.- ESTADOS DE ESFUERZOS EN SUELOS.	13
2.3.- TEORÍAS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS.	15
2.4.- ESTADOS DE DEFORMACIONES EN SUELOS.	27
2.4.1.- Teorías de consolidación.	28
2.4.2.- Asentamientos.	31
2.4.3.- Deformaciones elásticas.	32
ANEXO A.- ANTECEDENTES.	37
ANEXO B.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO.	44
ANEXO C.- ESTADOS DE TRABAJO.	54
III.- RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS.	76
3.1.- TEORÍA DE FALLA EN SUELOS	77
3.2.- PRUEBAS DE LABORATORIO.	83
3.2.1.- Corte directo.	83
3.2.2.- Pruebas triaxiales	86
3.2.3.- Pruebas de compactación.	91
3.3.- PRUEBAS DE CAMPO.	93
ANEXO D.- PRUEBAS DE LABORATORIO.	100
IV.- EMPUJE DE SUELOS.	105
4.1.- TEORÍAS BÁSICAS SOBRE EMPUJES.	106
4.1.1.- Teoría de RANKINE.	106
4.1.2.- Teoría de COULOMB.	111
4.1.3.- Teoría de CULMANN.	114
4.1.4.- Teoría de TERZAGHI.	115
4.2.- OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA EMPUJES	120
4.2.1.- Muros.	121
4.2.2.- Ataguías.	121

TEORIAS Y CONOCIMIENTOS BASICOS DE LA MECANICA DE SUELOS

4.2.3.- Tablaestacas.	123
4.2.4.- Anclas.	129
ANEXO E.- EMPUJE DE TIERRAS.	133
V.- CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS.	146
5.1.- TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA.	147
5.1.1.- TERZAGHI.	148
5.1.2.- SKEMPTON.	154
5.1.3.- MEYERHOF	155
5.1.4.- VESIC	158
5.1.5.- APLICACIÓN DEL REGLAMENTO DEL D.F.	164
ANEXO F.- CAPACIDAD DE CARGA.	170
VI.- COMPORTAMIENTO DE TALUDES.	175
6.1.- FALLAS EN TALUDES.	176
6.2.- ESTABILIDAD DE LOS SUELOS.	178
6.2.1.- Método de masa.	179
6.2.2.- Método sueco.	187
6.2.3.- Método de dovalas	189
6.2.4.- Método de JAMBU.	193
6.3.- MÉTODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDA SOBRE	194
ANEXO G.- ESTABILIDAD DE TALUDES.	199
ANEXO H.- PROCESO CONSTRUCTIVO.	202
VII.- CONCLUSIONES.	205
BIBLIOGRAFIA.	209

CAPITULO I.

INTRODUCCIÓN**RESUMEN:**

En este capítulo se mencionan los antecedentes de este trabajo y de las condiciones iniciales del mismo, así como el concepto de la Mecánica de Suelos que se considera como el mas cercano a la realidad.

La presente tesis tiene como finalidad, la recopilación de las principales teorías y los conocimientos básicos, necesarios para el estudio de la Mecánica de Suelos, presentándolas en forma resumida, además de ser un elemento de consulta para la comprensión de esta disciplina, en la formación de los estudiantes de ingeniería civil y en la elaboración de un estudio de mecánica.

Partiendo de que; el conocimiento teórico que se inculca en la formación del ingeniero civil, se aplica sobre modelos idealizados de suelos y no sobre un problema específico; requiriendo de conocer sus propiedades y su comportamiento práctico, iniciando desde las pruebas de laboratorio y campo; realizadas sobre muestras de suelo.

Y comprendiendo que la elaboración de un estudio de Mecánica de Suelos, involucra varios procesos, tanto de investigación, calculo, optimización de recursos y la precisa aplicación de las teorías existentes, para poder concluir las características de un suelo, como también establecer los parámetros necesarios para un proyecto y lograr una buena operación de una estructura.

Siendo la función de este trabajo, puesto que los procedimientos de elaboración de un estudio de mecánica de suelos se formen a partir de las teorías ya establecidas, pero su aplicación es poco practica dentro

del aula, pues éstas se complementan conforme a la experiencia y el criterio del ingeniero civil.

Dada la necesidad de determinar la alternativa mas adecuada para un proyecto, el ingeniero establecerá una relación entre la teoría, la experiencia practica y los resultados obtenidos a base de la misma. Lo anterior se fundamenta principalmente en las características estratigráficas y físicas del suelo, de las que se obtienen los parámetros necesarios para establecer como será su comportamiento de trabajo, cual será su resistencia, su capacidad de carga y que tipo de falla tendría. Estos parámetros son los resultados de las pruebas realizadas sobre muestras de suelos obtenidas, las cuales al ser sometidas a condiciones similares al sitio en que se encontraron, reflejan las características del suelo en forma natural.

En la historia de la teoría de la mecánica de los suelos, uno de los primeros investigadores que obtuvo resultados concretos sobre los suelos, basándose y aplicando las teorías ya establecidas es el Dr. KARL VON TERZAGHI, el cual fue el fundador e impulsor de esta disciplina, dentro del desarrollo de la mecánica de suelos las experiencias prácticas se fueron fusionando con las experiencias teóricas de los laboratorios.

Según TERZAGHI¹, la Mecánica de Suelos se define como "La aplicación de las leyes de la mecánica y de la hidráulica, a los problemas ingenieriles en donde intervienen los sedimentos minerales y acumulaciones no consolidadas, de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica y química de las rocas, ya sea que contengan o no mezclas de materia orgánica".

1.- JUÁREZ BADILLO y RICO RODRÍGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO I, "FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

CAPÍTULO II.
**GENERALIDADES
DE
LA
MECÁNICA
DE
SUELOS**

RESUMEN:

En este capítulo se desarrollan los conocimientos básicos y propiedades principales del suelo, también se encuentran las teorías sobre las distribución de esfuerzos en una masa de suelo y los estados de deformación existentes.

Se elaboran también los anexos donde se describen los antecedentes, características estratigráficas, distribución de esfuerzos, asentimientos y expansiones, del estudio de Mecánica de Suelos.

CONTENIDO:

- 2.1.- PROPIEDADES DE LOS SUELOS.
- 2.2.- ESTADOS DE ESFUERZOS EN SUELOS.
- 2.3.- TEORÍAS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS.
- 2.4.- ESTADOS DE DEFORMACIÓN EN SUELOS.
- 2.5.- ANEXO A (ANTECEDENTES).
- 2.6.- ANEXO B (EXPLORACIÓN Y MUESTREO).
- 2.7.- ANEXO C (ESTADOS DE TRABAJO).

2.1.- PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

Las propiedades que tiene un suelo de acuerdo a su composición básica estructural, y por los elementos que lo conforman, pueden dividirse en propiedades físicas, índice y mecánicas; dentro de las propiedades físicas de los suelos se encuentran la densidad, el grado de saturación, la gravedad específica, la relación de vacíos, el contenido de agua, la densidad de sólidos, la porosidad, entre otros; en las propiedades índice de los suelos se encuentran los límites líquido, plástico, de contracción y de actividad. De las propiedades mecánicas de los suelos se describen el comportamiento de éstos, al encontrarse sometidos a esfuerzos, ya sean inducidos o por cambios naturales, tales como el esfuerzo cortante y la consolidación de los mismos.

2.1.1.- CONCEPTOS GENERALES.

CONTENIDO DE AGUA W.- En los suelos, el contenido de agua es el peso del agua libre contenida en el suelo, la cual se presenta como un porcentaje del peso seco del suelo, este peso se obtiene a partir de una muestra en estado natural, este parámetro es esencial para determinar los estados de consistencia y las relaciones volumétricas y gravimétricas de un suelo en estudio, desarrollándose sobre la siguiente expresión:

$$W = \frac{W_{sol}}{W_s} * 100$$

RELACIÓN DE VACÍOS e.- Este concepto es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos, que se encuentran en una masa de suelo, esta relación puede variar de cero a un infinito, esto teóricamente, pero en la realidad

se encuentran valores de entre 0,25 y 15, dependiendo de la compresibilidad del suelo que se analice.

POROSIDAD n .- En un suelo, la porosidad se define como la relación entre el volumen de vacíos existentes y el volumen de la masa de un suelo, teniendo una representación en porcentaje.

GRADO DE SATURACIÓN G_w .- En un suelo es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos.

PESO ESPECÍFICO RELATIVO S_s .- Es la relación entre el peso específico de una masa de suelo y el peso específico del agua a 4°C y sujeta a una atmósfera de presión.

CAPILARIDAD.- El fenómeno de capilaridad, es en sí, la ascensión de un flujo por y entre las partículas de una materia, en el caso de los suelos, se considera el ascenso del agua por las partículas que conforman un suelo, y entre más cerca se encuentren las partículas del material, mayor será este fenómeno. La ascensión capilar es causada por el fenómeno de tensión superficial, la altura capilar teóricamente está descrita por la siguiente expresión;

$$h = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos \alpha}{\gamma_w \cdot r}$$

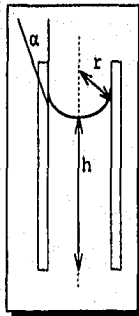
Donde:

T_s = Tensión superficial

α = Ángulo del menisco de ascenso

r = Radio del tubo capilar

γ_w = peso volumétrico



Todos los parámetros corresponden a la descripción del ascenso capilar dentro de un tubo de pequeñas dimensiones o capilar.

Una masa de suelo, se puede considerar como un sistema de tubos capilares interconectados pudiendo lograr una gran red capilar, que por influencia del agua existente en el subsuelo produce una ascensión a partir del margen o del límite del N.A.F. hacia la superficie natural del terreno o del suelo en cuestión, otro efecto que se presenta adjunto a la capilaridad es la contracción que sufre la masa de materia al ser sometida a efectos de carga, esto es, que a una masa de cualquier material al aplicarle una carga expulsa el agua existente en su masa y que por sufrir el fenómeno de tensión capilar entre sus partículas, se impide su recuperación volumétrica o el retorno de la expansión del material a su estado natural, creándose una compactación en la masa del suelo, esto se puede ejemplificar con la masa de una esponja, la cual se encuentra saturada de fluido dentro de los poros de su masa, y que al aplicarle una carga se desaloja el fluido hacia el exterior y al quitar esa carga la masa se recupera muy lentamente pero sin tener una respuesta total, sucediendo esto también en una masa de suelo.

En otras palabras existe ascensión capilar en una masa de suelo solo si existe agua dentro de la misma masa.

PLASTICIDAD.- La Mecánica de suelos, define a la plasticidad como la propiedad física de un material que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin que este presente deformaciones en su volumen, sin que se desmorone y sin sufrir fracturas en su masa.

Este tipo de comportamientos se pueden apreciar en suelos compresibles y de consistencia arcillosa,

claramente las arcillas poseen esta propiedad, ya que en las arenas no es posible apreciar este fenómeno debido a la composición de sus partículas granulares.

Los experimentos realizados por los ingenieros ATTERBERG, TERZAGHI y GOLDSCHIMDT, han demostrado que la plasticidad en los suelos es resultado de la carga eléctrica producida por la estructura laminar de las partículas de las arcillas, las cuales se comportan como condensaciones, influyendo en las capas de agua que rodean a las partículas de arcilla, y de acuerdo a la interacción entre las mismas por causa de este efecto, se determina la plasticidad que pertenece a un suelo arcilloso.

De lo anterior se puede concluir que la plasticidad no es una propiedad permanente de los suelos, particularmente de las arcillas, sino de las circunstancias del contenido de agua.

ESTADOS DE CONSISTENCIA¹..- Los estados o límites de consistencia de los suelos están determinados por los límites líquido, plástico y de contracción.

Estos límites dependen del contenido de agua existente dentro de su masa, y según este contenido en orden decreciente, un suelo es susceptible de ser plástico, que pueden encontrarse dentro de cualquiera de los siguientes:

1.- Estado líquido, asemejándose a una suspensión, o a un fluido, tanto en propiedades como en su comportamiento.

2.- Estado Semi-líquido, teniendo la consistencia de un fluido viscoso así como presentar sus propiedades.

1.- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Manual de Diseño de Obras Civiles, TOMO B.2.2., "PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS", 1980.

3.- Estado Plástico, en el que el suelo se comporta como una pasta moldeable.

4.- Estado Semi-sólido, es cuando el suelo tiene una apariencia de un sólido, pero teniendo un cambio volumétrico de su masa por efecto de desecación.

5.- Estado Sólido, en este estado el suelo o su masa no sufre de cambios volumétricos por secado.

Además de estos estados ATTERBERG, estableció los límites líquido, el cual en suelos es la representación más cercana a la frontera entre los estados semi-líquido y plástico. Así mismo el límite plástico de un suelo es la frontera de los estados plástico y semi-sólido.

ATTERBERG definió también a los límites de consistencia:

1.- Límite de Adhesión, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia contra otras material dentro de la masa del suelo.

2.- Límite de Cohesión, es el contenido de agua con el que los grumos formados por partículas de suelo ya no se adhieren entre sí.

3.- Límite de contracción, es la frontera entre los estados de consistencia semi-sólido y sólido, definido por el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al someterlo a secado.

De esto se concluye que los límites de consistencia de un suelo determinan las características o propiedades de compresibilidad, así como los índices de plasticidad, de fluidez al cual define como la pendiente de la curva de fluidez obtenida en la gráfica del límite líquido correspondiente a un ciclo dentro de la escala logarítmica y el índice de actividad es la relación entre el índice de

plasticidad IP y el porcentaje de partículas de finos que tiene un suelo, procurando la clasificación de acuerdo a estas propiedades, empleándose todos los valores o parámetros de una muestra de suelo, para poder diseñar cualquier estructura sobre el, cuando este se encuentre en estudio.

El homogeneizar una muestra, es un aspecto muy importante en la obtención y determinación de los límites, puesto que la composición estructural de una arcilla alterada no representa concretamente a la estructura del suelo, ya que un suelo sufre cambios de estratos, color, humedad natural, y dado que en una muestra se pierde humedad, no se aprecian los cambios de color ni de materiales, los límites de consistencia tiene variaciones ya sea por la variación de humedad como en el caso del límite líquido, como en los cambios de estratos para el límite plástico.

Uno de los aspectos mas importantes para definir el comportamiento de los suelos, es la relación existente entre los límites de consistencia y el contenido de humedad, teniendo el caso en el cual, el límite líquido al ser igual o menor al contenido de agua, el suelo se comporta como normalmente consolidado, de lo anterior, se dice que el suelo no tiene históricamente cargas o en otras palabras, que el suelo ha tenido poco incremento de cargas actuantes sobre su masa. En el caso en el que, el límite plástico, tiende a ser mayor o igual al contenido de agua, el suelo se comporta como preconsolidado, en donde las cargas que han actuado sobre este han producido deformaciones, y que al incrementar las cargas, estas deformaciones serán menos pronunciada, y el límite de contracción de los suelos, propiciando inestabilidad al mismo, provocando la falla de la estructura, debido a la existencia de la variación de la humedad pudiendo modificar la estructura del suelo.

Así es que el criterio de análisis o de determinación del límite líquido se lleva a cabo tras tener las siguientes consideraciones para la obtención de estos parámetros:

1.- Se necesita trabajar con un suelo en condiciones naturales o similares a ésta.

2.- Anotar el número de golpes dependiendo del contenido de agua natural, antes de iniciar la prueba.

3.- Realizar una deshidratación en forma gradual.

4.- Mezclar cuidadosamente el suelo, incorporando agua destilada para aumentar su humedad.

PERMEABILIDAD.- El coeficiente de permeabilidad k , es una medida de la velocidad del flujo de agua a través de una masa de suelo saturado establecido bajo un gradiente hidráulico i , definiéndose por la ley de DARCY como la velocidad igual al múltiplo del coeficiente por un gradiente hidráulico por el área transversal de la sección de flujo, donde k depende de la distribución de las partículas, la relación de vacíos y la constitución del suelo.

Esta propiedad de los suelos es muy importante para determinar la factibilidad de su utilización para la construcción de cualquier tipo de estructura, ya sea con estos suelos o sobre estos, sin que el agua existente en la zona de construcción pueda dañar a las estructuras.

La permeabilidad de un suelo, es producida por la separación y el tamaño de las partículas de este. Ya que entre más pequeñas sean las partículas menores serán los espacios que existan entre estas, y menor será el flujo de agua que pase a través de una masa de suelo.

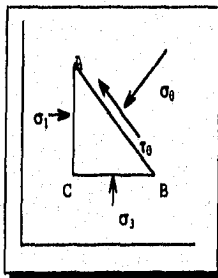
2.2.- ESTADO DE ESFUERZOS EN EL SUELO.

Los esfuerzos que se presentan en la masa de un suelo están producidos el peso propio del suelo y por cargas exteriores que se han aplicado a la misma, ya sea mecánicamente o por efectos naturales como sismos. El incremento de los esfuerzos en el suelo dependen de la carga por unidad de área que se trasmite al suelo, y la profundidad a la cual se desean estimar los incrementos de esfuerzos.

ESFUERZOS GEOESTÁTICOS.

Los esfuerzos geoestáticos son un sistema de esfuerzos sencillos que se presentan en los suelos, donde su estratificación es sensiblemente plana.

La existencia de los esfuerzos geoestáticos en un plano horizontal, que se establezca sobre una porción dentro de una masa de suelo de tal tamaño que no se alteren las partículas del mismo, crea un esfuerzo principal igual al de los planos verticales que se pudieran formar sobre el punto señalado.



CUANDO: $K < 1$; $K = \sigma_h / \sigma_v$

$$\sigma_1 = \sigma_v \quad ; \quad \sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_h$$

CUANDO: $K > 1$

$$\sigma_3 = \sigma_v \quad ; \quad \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_h$$

CUANDO: $K = 1$

$$\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_h = \sigma_v$$

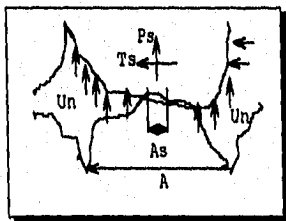
Esta igualación de esfuerzos, es la representación estática de la presencia de los esfuerzos actuantes sobre una masa de suelo, creando una repuesta de resistencia mayor, a la que se presenta en un suelo con pendiente ligera.

ESFUERZOS EFECTIVOS, PRESIÓN DE PORO Y ESFUERZOS TOTALES².

Los esfuerzos totales, son el resultado del peso de todo lo que esta por encima de un punto específico o de un plano horizontal dentro de la masa del suelo, expresándose como el producto de la profundidad de ubicación y el peso volumétrico del suelo en estudio ($\sigma = \gamma_m z$), esto es consecuencia de toda la respuesta del suelo debido al peso propio del material que lo compone, sin que se mantenga una misma composición del material sobre el punto a estudiar o de interés.

El esfuerzo neutral es el esfuerzo en el agua o en la fase líquida del suelo, en otras palabras es la presión producida por el agua dentro de una masa de suelo, estos están formados por la presión hidrostática (U_H) mas la presión de poro (U), el esfuerzo neutral se expresa como $U_n = U_H + U$, donde U_H es igual a $\gamma_w Z$ y U es la presión en exceso o deceso de la presión hidrostática.

El esfuerzo neutral dentro de una masa de suelo se puede comprender con la siguiente figura, donde se muestra la función del agua sobre las partículas del suelo.



U_n = Esfuerzo en el agua.
 A_s = Área de contacto de sólidos
 A = Área tributaria

La presión de poro, es la presión en exceso o deceso de la hidrostática, que corresponde a la carga que

2. - JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

toma la estructura líquida de la masa de suelo; esto corresponde a la presión producida en el agua, en los espacios intersticiales que existen en la masa del suelo,

Los esfuerzos efectivos dentro de una masa de suelo son los esfuerzos que se crean en la fase sólida del suelo, siendo las respuestas que tienen las partículas sólidas de esta masa, esta respuesta corresponde a la aplicación de una fuerza debido a una carga o descarga en una superficie de área de la extensión del suelo.

2.3.- TEORÍAS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS.

Los criterios de análisis de la distribución de esfuerzos dentro de una masa de suelo se basan en la teoría de la elasticidad. Estos criterios en casos prácticos tienen una estimación tan aproximada a los fenómenos reales que pudieran presentarse en la realidad, haciendo posible trabajar con un factor de seguridad considerable.

Dentro de los principales criterios de análisis se encuentran los propuestos por BOUSSINESQ, CAROTHERS, HAMILTON GRAY, FADUM, OSTERBERG, y NEWMARK.

TEORÍA DE BOUSSINESQ³.

La teoría de BOUSSINESQ sobre la distribución de esfuerzos en una masa de suelo, considera que el suelo es un medio semi-infinito, homogéneo, isotrópico y linealmente elástico, y que la carga vertical sobre el medio horizontal induce a cualquier punto en la vertical.

BOUSSINESQ presentó las respuestas de los suelos al estar sometidos bajo cargas lineales, rectangulares uniformemente repartidas, y circulares entre otras.

3 .- JUÁREZ BADILO Y RICO RODRÍGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

En forma de resumen se presentan las soluciones para la distribución de esfuerzos que planeo BOUSSINESQ para distintos tipos de aplicación de cargas sobre la superficie del suelo:

CARGA CONCENTRADA, (VER FIGURAS I Y II)

$$\sigma_1 = \left(\frac{P}{z^2}\right)P_0$$

$$P_0 = \left(\frac{3}{2\pi}\right)\left(\frac{1}{1 + (r/z)^2}\right)^{3/2}$$

CARGA LINEAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA, (VER FIGURA III Y

IV)

$$\sigma_2 = \left(\frac{P}{z^2}\right)P_0$$

$$m = x/z \quad ; \quad n = y/z$$

CARGA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA. (VER

FIGURA V Y VI).

$$\sigma_2 = W W_0$$

$$m = x/z \quad ; \quad n = y/z$$

CARGA CIRCULAR UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA. (VER FIGURA

VII Y VIII)

$$\sigma_2 = W W_0$$

$$W_0 = 1 - \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2}\right)^{3/2}$$

CARGA LINEAL DE LONGITUD INFINITA.

$$\sigma_2 = \left(\frac{P}{\pi}\right)\left(\frac{z^3}{x^2 + z^2}\right)^2$$

Haciendo la comparación, entre la consideración que hizo BOUSSINESQ sobre la estructura del suelo y la realidad de su comportamiento. se puede establecer que el suelo no cumple con esta consideración, ya que la distribución de los esfuerzos a través de un suelo se

describe con reserva, puesto que el suelo se comporta anisotropicamente, heterogéneo, no lineal y con características de expansión limitadas.

TEORÍA DE CAROTHERS⁴.

CAROTHERS desarrolló un análisis de distribución de los esfuerzos dentro de una masa de suelo, basándose en cargas de longitud infinita y una área de influencia de la misma a un nivel de profundidad a la cual se desean conocer los esfuerzos dentro de un suelo.

CARGA RECTANGULAR DE LONGITUD INFINITA. (VER FIGURA IX Y X)

$$\sigma_z = \left(\frac{P}{\pi}\right)(\alpha + \text{Sen} \alpha \text{Cos} 2\beta)$$

$$\sigma_x = \left(\frac{P}{\pi}\right)(\alpha - \text{Sen} \alpha \text{Cos} 2\beta)$$

CARGA TRIANGULAR DE LONGITUD INFINITA.

TRIÁNGULO ISÓSCELES. (VER FIGURA XI Y XII)

$$\sigma_z = \left(\frac{P}{\pi}\right)\left(\alpha_1 + \alpha_2 + \frac{x}{b(\alpha_1 - \alpha_2)}\right)$$

$$\sigma_x = \left(\frac{P}{\pi}\right)\left(\alpha_1 + \alpha_2 + \frac{x}{b(\alpha_1 - \alpha_2)}\right) - \frac{2Z}{b} \ln \frac{r_1 r_2}{r_0}$$

TRIÁNGULO ESCALENO. (VER FIGURA XIII)

$$\sigma_z = \left(\frac{P}{\pi}\right)\left(\frac{x}{a\alpha} + \frac{a+b-x}{b\beta}\right)$$

$$\sigma_x = \left(\frac{P}{\pi}\right)\left(\beta + \frac{x}{a\alpha} + \frac{2Z}{a} \ln \left(\frac{r_0}{r_1}\right) + \left(\frac{Z}{r_2^2}\right)(x - b)\right)$$

CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA. (VER FIGURA

XIV)

4.- JUÁREZ BADILO Y RICO RODRÍGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

$$\sigma_z = \left(\frac{P}{\pi} \right) \left(\beta + \frac{x}{a\alpha} - \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right)$$

$$\sigma_x = \left(\frac{P}{\pi} \right) \left(\beta + \frac{x}{a\alpha} - \frac{2z}{a} \ln \left(\frac{r_0}{r_1} \right) + \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right)$$

PLANO SEMI-INFINITO UNIFORMEMENTE CARGADO. (VER FIGURA xv)

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left(\beta + \frac{xz}{r^2} \right)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \left(\beta - \frac{xz}{r^2} \right)$$

PLANO SEMI-INFINITO UNIFORMEMENTE CARGADO CON TALUD. (VER FIGURA XVI)

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left(\beta + \frac{\alpha x}{b} \right)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} \left(\beta + \frac{\alpha x}{b} - \frac{2z}{b} \ln \frac{r_2}{r_1} \right)$$

PLANO INFINITO UNIFORMEMENTE CARGADO CON FAJA TRAPEZIAL DESCARGADA. (VER FIGURA XVII)

$$\sigma_z = \left(\frac{P}{\pi} \right) \left(\beta + \beta_1 - \frac{b}{a} (\alpha + \alpha_1) + \frac{x}{a} (\alpha - \alpha_1) \right)$$

$$\sigma_x = \left(\frac{P}{\pi} \right) \left(\beta + \beta_1 - \frac{b}{a} (\alpha + \alpha_1) + \frac{x}{a} (\alpha - \alpha_1) + \frac{2z}{a} \ln \frac{r_2 r_2'}{r_1 r_1'} \right)$$

TEORÍA DE L. JÜRGENSEON⁵. (VER FIGURA XVIII)

JÜRGENSEON desarrollo un análisis de distribución de esfuerzos para cargas circulares, abarcando el bulbo de influencia de esta carga para conocer los esfuerzos verticales y los cortantes máximos producidos por esta carga.

5.- JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

TEORÍA DE HAMILTON GRAY⁶.

GRAY desarrollo la solución a un caso muy práctico de la distribución de esfuerzos por la aplicación de una carga, creando dos puntos de análisis.

CARGA TRIANGULAR DE LONGITUD INFINITA.

TRIÁNGULO RECTÁNGULO.

BAJO EL PUNTO "O". (VER FIGURA XIX)

$$\sigma_z = \left(\frac{P_o}{2\pi} \right) \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{Z\sqrt{L^2 + B^2 + Z^2}}{L^2 + Z^2} - \frac{Z}{\sqrt{L^2 + Z^2}} + \frac{B}{L} \text{AngSen} \left(\frac{BL}{\sqrt{B^2 Z^2 + L^2 Z^2 + Z^4}} \right) \right)$$

BAJO EL PUNTO "Q". (VER FIGURA XX)

$$\sigma_x = \left(\frac{P_o}{2\pi} \right) \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{Z}{\sqrt{L^2 + Z^2}} - \frac{Z^3}{B^2 + Z^2} \sqrt{B^2 + L^2 + Z^2} \right)$$

CARTA DE NEWMARK.

La carta de NEWMARK, es un método gráfico para la determinación de los esfuerzos verticales en una masa de suelo, en consideración de las mismas hipótesis que hizo BOUSSINESQ, implementando conjuntamente la ecuación de BOUSSINESQ para los esfuerzos verticales, estableciéndose bajo el centro de un área circular dependiendo de la relación radio de influencia entre la profundidad de análisis.

Este método de análisis de esfuerzos, tiene su mayor utilidad en la determinación de los esfuerzos en áreas cargadas con variaciones en las cargas, proporcionando zonas de cargas diferidas y dispersas de la zona del punto de análisis.

6.- JUÁREZ BADILO Y RICO RODRÍGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

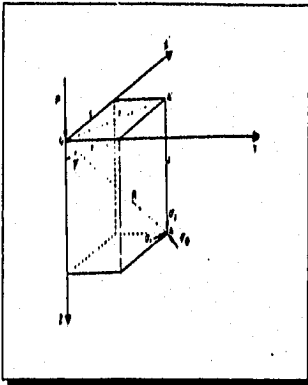


FIGURA I.
ESFUERZOS PROVOCADOS EN UN PUNTO DE UNA MASA DE SUELO POR UNA CARGA CONCENTRADA.

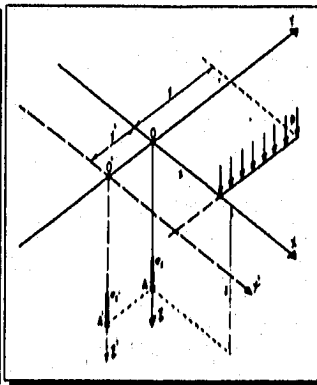


FIGURA III,
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CON CARGA LINEAL DE LONGITUD INFINITA.

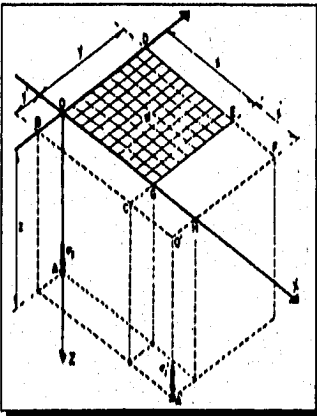


FIGURA V.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA SUPERFICIE RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

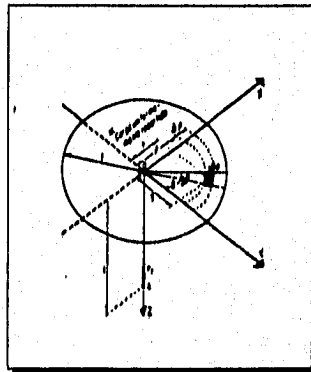


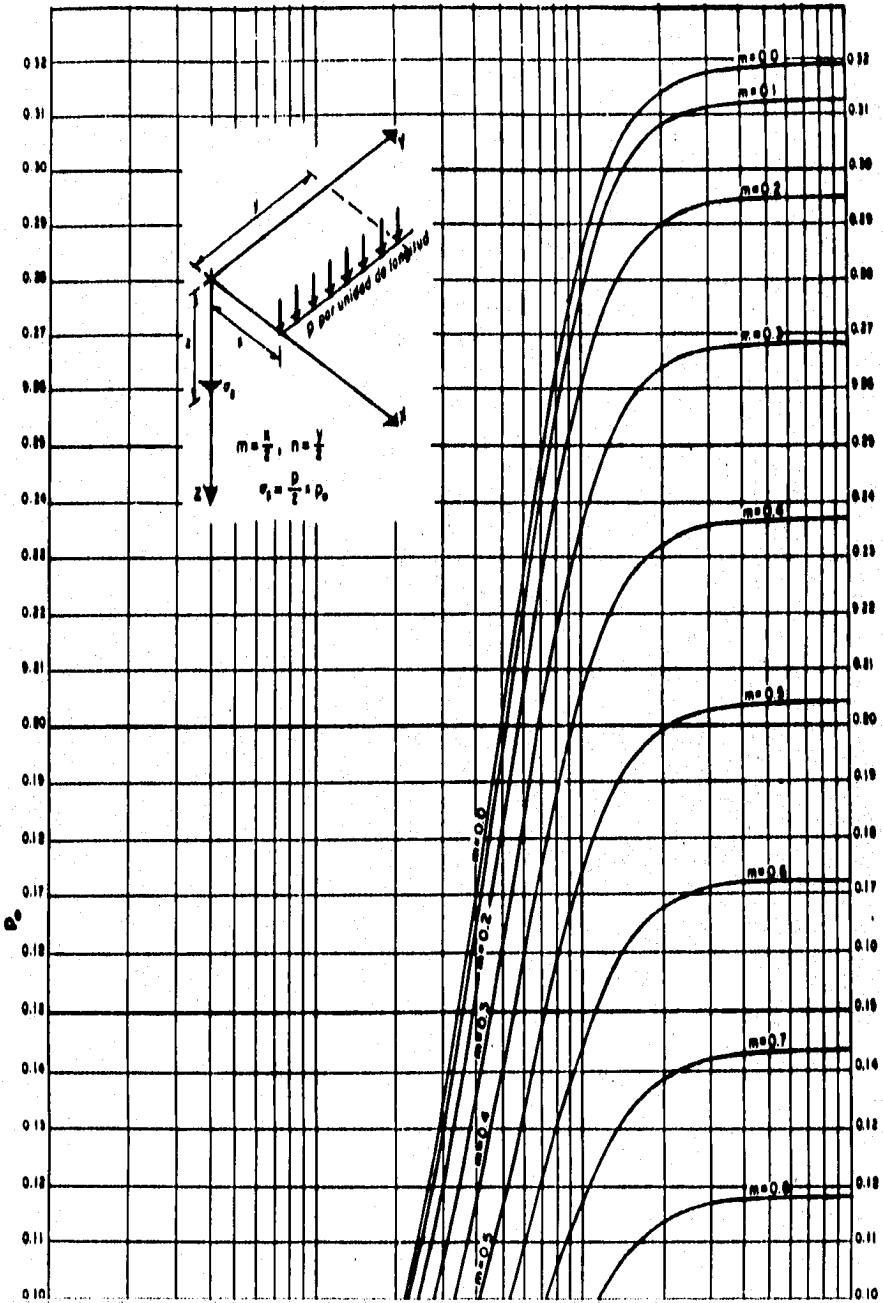
FIGURA VII.
DISTRIBUCIÓN DEL ESFUERZO BAJO EL CENTRO DE UNA SUPERFICIE CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} * P_0$$

r/z	P ₀	r/z	P ₀	r/z	P ₀	r/z	P ₀	r/z	P ₀	r/z	P ₀
0.00	0.4775	0.10	0.4657	0.20	0.4329	0.30	0.3849	0.40	0.3294	0.50	0.2733
1	0.4773	1	0.4633	1	0.4206	1	0.3796	1	0.3236	1	0.2679
2	0.4770	2	0.4607	2	0.4242	2	0.3742	2	0.3181	2	0.2625
3	0.4764	3	0.4579	3	0.4197	3	0.3687	3	0.3124	3	0.2571
4	0.4756	4	0.4548	4	0.4151	4	0.3632	4	0.3068	4	0.2518
5	0.4745	5	0.4516	5	0.4103	5	0.3577	5	0.3011	5	0.2466
6	0.4732	6	0.4482	6	0.4054	6	0.3521	6	0.2955	6	0.2414
7	0.4717	7	0.4446	7	0.4004	7	0.3465	7	0.2899	7	0.2363
8	0.4699	8	0.4409	8	0.3954	8	0.3408	8	0.2843	8	0.2313
9	0.4679	9	0.4370	9	0.3902	9	0.3351	9	0.2788	9	0.2263
0.60	0.2214	0.70	0.1762	0.80	0.1386	0.90	0.1083	1.00	0.0844	1.10	0.0658
1	0.2165	1	0.1721	1	0.1353	1	0.1057	1	0.0823	1	0.0641
2	0.2117	2	0.1691	2	0.1320	2	0.1031	2	0.0803	2	0.0626
3	0.2070	3	0.1641	3	0.1288	3	0.1005	3	0.0783	3	0.0610
4	0.2024	4	0.1603	4	0.1257	4	0.0981	4	0.0764	4	0.0595
5	0.1978	5	0.1565	5	0.1226	5	0.0956	5	0.0744	5	0.0581
6	0.1934	6	0.1527	6	0.1196	6	0.0933	6	0.0727	6	0.0567
7	0.1889	7	0.1491	7	0.1166	7	0.0910	7	0.0709	7	0.0553
8	0.1846	8	0.1455	8	0.1138	8	0.0887	8	0.0691	8	0.0539
9	0.1804	9	0.1420	9	0.1110	9	0.0865	9	0.0674	9	0.0526
1.20	0.0513	1.30	0.0402	1.40	0.0317	1.50	0.0251	1.60	0.0200	1.70	0.0160
1	0.0501	1	0.0393	1	0.0309	1	0.0245	1	0.0195	1	0.0157
2	0.0489	2	0.0384	2	0.0302	2	0.0240	2	0.0191	2	0.0153
3	0.0477	3	0.0374	3	0.0295	3	0.0234	3	0.0187	3	0.0150
4	0.0466	4	0.0365	4	0.0288	4	0.0229	4	0.0183	4	0.0147
5	0.0454	5	0.0357	5	0.0282	5	0.0224	5	0.0179	5	0.0144
6	0.0443	6	0.0348	6	0.0275	6	0.0219	6	0.0175	6	0.0141
7	0.0433	7	0.0340	7	0.0269	7	0.0214	7	0.0171	7	0.0138
8	0.0422	8	0.0332	8	0.0263	8	0.0209	8	0.0167	8	0.0135
9	0.0412	9	0.0324	9	0.0257	9	0.0204	9	0.0163	9	0.0132
1.80	0.0129	1.90	0.0105	2.00	0.0085	2.10	0.0070	2.20	0.0058	2.30	0.0048
1	0.0126	1	0.0103	1	0.0084	1	0.0069	1	0.0057	1	0.0047
2	0.0124	2	0.0101	2	0.0082	2	0.0068	2	0.0056	2	0.0047
3	0.0121	3	0.0099	3	0.0081	3	0.0066	3	0.0055	3	0.0046
4	0.0119	4	0.0097	4	0.0079	4	0.0065	4	0.0054	4	0.0045
5	0.0116	5	0.0095	5	0.0078	5	0.0064	5	0.0053	5	0.0044
6	0.0114	6	0.0093	6	0.0076	6	0.0063	6	0.0052	6	0.0043
7	0.0112	7	0.0091	7	0.0075	7	0.0062	7	0.0051	7	0.0043
8	0.0109	8	0.0089	8	0.0073	8	0.0060	8	0.0050	8	0.0042
9	0.0107	9	0.0087	9	0.0072	9	0.0059	9	0.0049	9	0.0041
2.40	0.0040	2.50	0.0034	2.60	0.0029	2.70	0.0024	2.80	0.0021	2.90	0.0018
1	0.0040	1	0.0033	1	0.0028	1	0.0024	1	0.0020	1	0.0017
2	0.0039	2	0.0033	2	0.0028	2	0.0023	2	0.0020	2	0.0017
3	0.0038	3	0.0032	3	0.0027	3	0.0023	3	0.0020	3	0.0017

3	0.0477	3	0.0374	3	0.0295	3	0.0244	3	0.0187	3	0.0138
4	0.0466	4	0.0365	4	0.0288	4	0.0229	4	0.0183	4	0.0147
5	0.0454	5	0.0357	5	0.0282	5	0.0224	5	0.0179	5	0.0144
6	0.0443	6	0.0348	6	0.0275	6	0.0219	6	0.0175	6	0.0141
7	0.0433	7	0.0340	7	0.0269	7	0.0214	7	0.0171	7	0.0138
8	0.0422	8	0.0332	8	0.0263	8	0.0209	8	0.0167	8	0.0135
9	0.0412	9	0.0324	9	0.0257	9	0.0204	9	0.0163	9	0.0132
1.80	0.0129	1.90	0.0105	2.00	0.0085	2.10	0.0070	2.20	0.0058	2.30	0.0048
1	0.0126	1	0.0103	1	0.0084	1	0.0069	1	0.0057	1	0.0047
2	0.0124	2	0.0101	2	0.0082	2	0.0068	2	0.0056	2	0.0047
3	0.0121	3	0.0099	3	0.0081	3	0.0066	3	0.0055	3	0.0046
4	0.0119	4	0.0097	4	0.0079	4	0.0065	4	0.0054	4	0.0045
5	0.0116	5	0.0095	5	0.0078	5	0.0064	5	0.0053	5	0.0044
6	0.0114	6	0.0093	6	0.0076	6	0.0063	6	0.0052	6	0.0043
7	0.0112	7	0.0091	7	0.0075	7	0.0062	7	0.0051	7	0.0043
8	0.0109	8	0.0089	8	0.0073	8	0.0060	8	0.0050	8	0.0042
9	0.0107	9	0.0087	9	0.0072	9	0.0059	9	0.0049	9	0.0041
2.40	0.0040	2.50	0.0034	2.60	0.0029	2.70	0.0024	2.80	0.0021	2.90	0.0018
1	0.0040	1	0.0033	1	0.0028	1	0.0024	1	0.0020	1	0.0017
2	0.0039	2	0.0031	2	0.0028	2	0.0023	2	0.0020	2	0.0017
3	0.0038	3	0.0032	3	0.0027	3	0.0023	3	0.0020	3	0.0017
4	0.0038	4	0.0032	4	0.0027	4	0.0023	4	0.0019	4	0.0017
5	0.0037	5	0.0031	5	0.0026	5	0.0022	5	0.0019	5	0.0016
6	0.0036	6	0.0031	6	0.0026	6	0.0022	6	0.0019	6	0.0016
7	0.0036	7	0.0030	7	0.0025	7	0.0022	7	0.0019	7	0.0016
8	0.0035	8	0.0030	8	0.0025	8	0.0021	8	0.0018	8	0.0016
9	0.0034	9	0.0029	9	0.0025	9	0.0021	9	0.0018	9	0.0015
3.00	0.0015	3.10	0.0013	3.20	0.0011	3.30	0.0010	3.40	0.0009	3.50	0.0007
1	0.0015	1	0.0013	1	0.0011	1	0.0009	1	0.0008	1	0.0007
2	0.0015	2	0.0013	2	0.0011	2	0.0009	2	0.0008	2	0.0006
3	0.0014	3	0.0012	3	0.0011	3	0.0009	3	0.0008	3	0.0006
4	0.0014	4	0.0012	4	0.0011	4	0.0009	4	0.0008	4	0.0006
5	0.0014	5	0.0012	5	0.0011	5	0.0009	5	0.0008	5	0.0006
6	0.0014	6	0.0012	6	0.0010	6	0.0009	6	0.0008	6	0.0006
7	0.0014	7	0.0012	7	0.0010	7	0.0009	7	0.0008	7	0.0006
8	0.0013	8	0.0012	8	0.0010	8	0.0009	8	0.0008	8	0.0006
9	0.0013	9	0.0011	9	0.0010	9	0.0009	9	0.0008	9	0.0006
3.75		3.91		4.13		4.44		4.91			
4	0.0005	4	0.0004	4	0.0003	4	0.0002	4	0.0001		
3.90		4.12		4.43		4.90		6.15			

FIGURA II
VALORES DE INFLUENCIA PARA EL CASO DE
CARGA CONCENTRADA



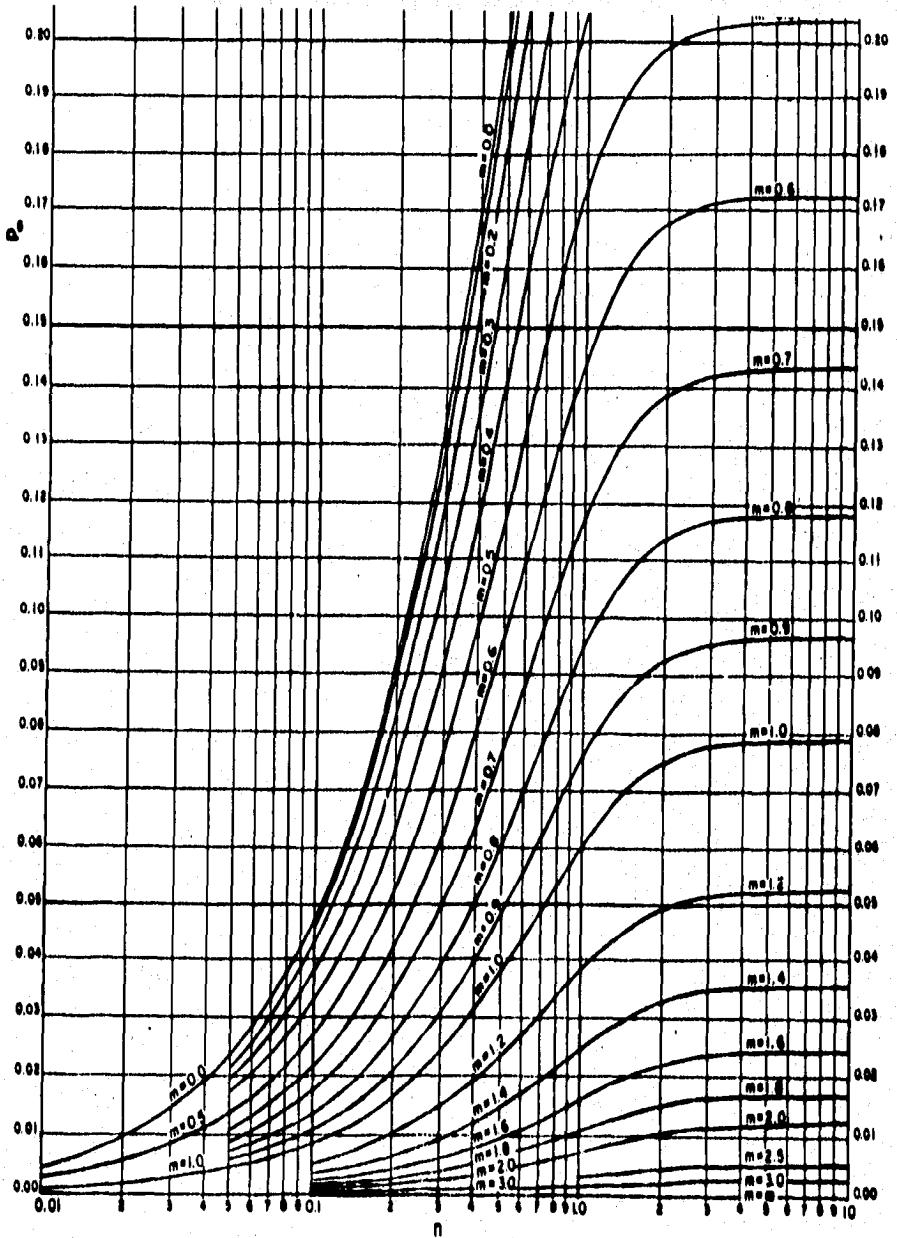
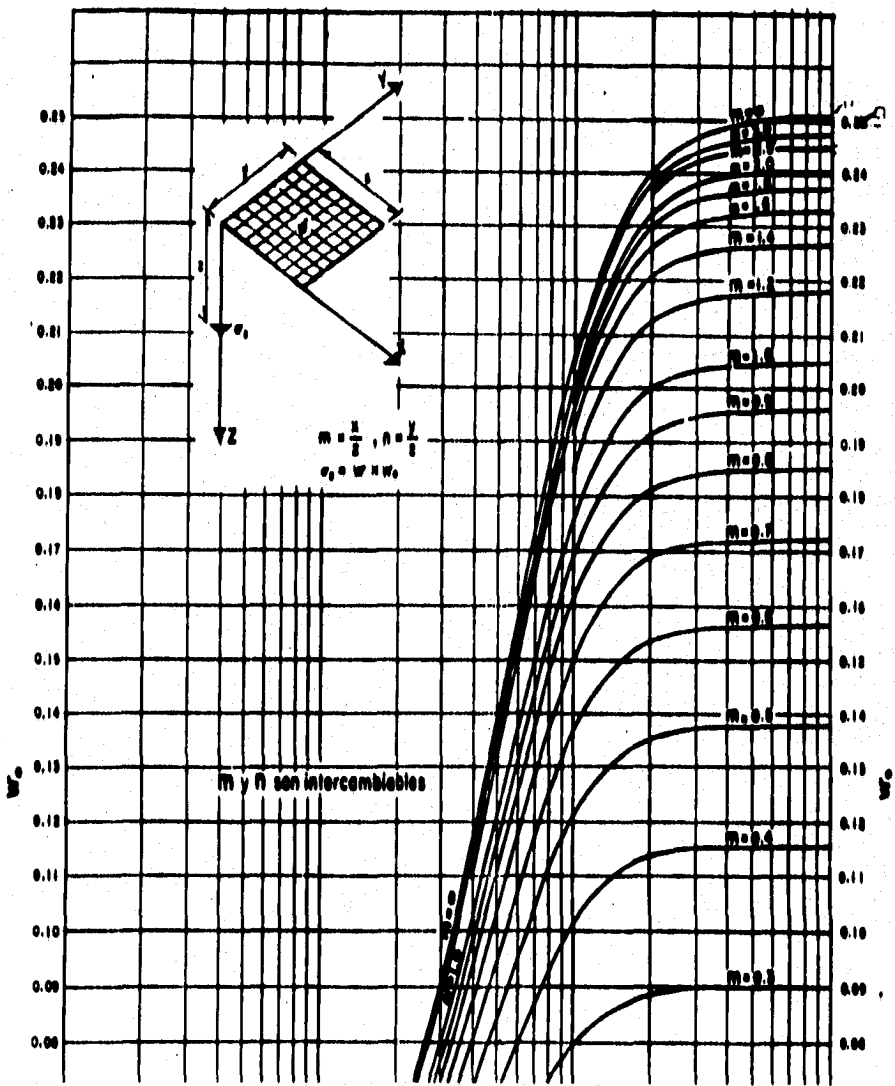


FIGURA IV.
 GRAFICO DE FADUM PARA INFLUENCIA DE
 CARGA LINEAL UNIFORMEMENTE CARGADA.



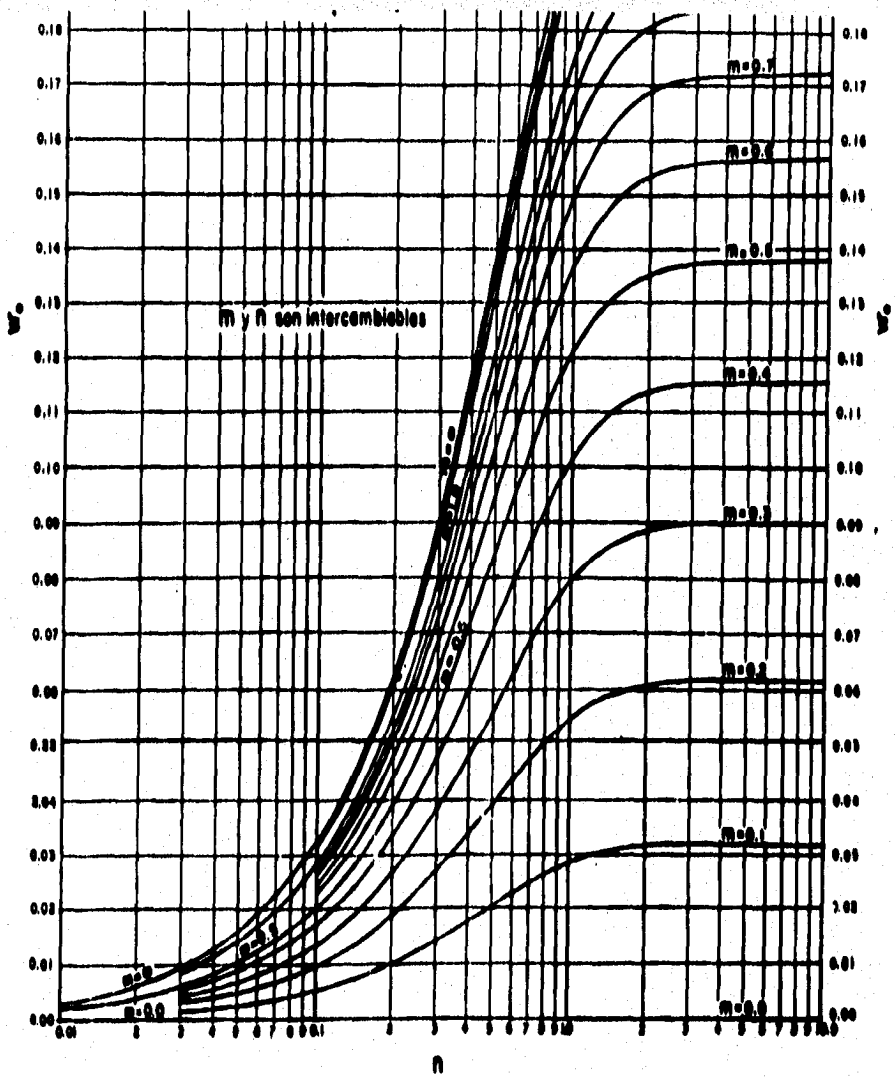


FIGURA VI.
 VALORES DE INFLUENCIA PARA AREAS
 RECTANGULARES UNIFORMEMENTE CARGADA

$$\sigma_z = W * W_0$$

r/z	Po	r/z	Po	r/z	Po	r/z	Po	r/z	Po	r/z	Po
0.00	0.00000	0.10	0.01481	0.20	0.05713	0.30	0.12126	0.40	0.19959	0.50	0.28446
1	0.00015	1	0.01788	1	0.06268	1	0.12859	1	0.20790	1	0.29304
2	0.00060	2	0.02122	2	0.06844	2	0.13605	2	0.21627	2	0.30162
3	0.00135	3	0.02403	3	0.07441	3	0.14363	3	0.22469	3	0.31019
4	0.00240	4	0.02870	4	0.08057	4	0.15133	4	0.23315	4	0.31875
5	0.00374	5	0.03283	5	0.08692	5	0.15915	5	0.24165	5	0.32728
6	0.00538	6	0.03721	6	0.09346	6	0.16706	6	0.25017	6	0.33579
7	0.00731	7	0.04184	7	0.10017	7	0.17507	7	0.25872	7	0.34427
8	0.00952	8	0.04670	8	0.10704	8	0.18317	8	0.26729	8	0.35272
9	0.01230	9	0.05181	9	0.11408	9	0.19134	9	0.27587	9	0.36112
0.60	0.36949	0.70	0.45018	0.80	0.52386	0.90	0.58934	1.00	0.64645	1.10	0.69562
1	0.37781	1	0.45789	1	0.53079	1	0.59542	1	0.65171	1	0.70013
2	0.38609	2	0.46553	2	0.53769	2	0.60142	2	0.65690	2	0.70547
3	0.39431	3	0.47310	3	0.54439	3	0.60734	3	0.66200	3	0.70894
4	0.40247	4	0.48059	4	0.55106	4	0.61317	4	0.66703	4	0.71324
5	0.41058	5	0.48800	5	0.55766	5	0.61892	5	0.67198	5	0.71747
6	0.41863	6	0.49533	6	0.56416	6	0.62459	6	0.67686	6	0.72163
7	0.42662	7	0.50259	7	0.57058	7	0.63018	7	0.68168	7	0.72573
8	0.43454	8	0.50976	8	0.57692	8	0.63568	8	0.68639	8	0.72976
9	0.44240	9	0.51685	9	0.58317	9	0.64110	9	0.69104	9	0.73373
1.20	0.73763	1.30	0.77334	1.40	0.80364	1.50	0.82932	1.60	0.85112	1.70	0.86966
1	0.74147	1	0.77660	1	0.80640	1	0.83167	1	0.85312	1	0.87136
2	0.74525	2	0.77981	2	0.80912	2	0.83397	2	0.85607	2	0.87302
3	0.74896	3	0.78296	3	0.81179	3	0.83624	3	0.85700	3	0.87467
4	0.75262	4	0.78606	4	0.81442	4	0.83847	4	0.85890	4	0.87628
5	0.75622	5	0.78911	5	0.81701	5	0.84067	5	0.86077	5	0.87787
6	0.75976	6	0.79211	6	0.81955	6	0.84283	6	0.86260	6	0.87944
7	0.76324	7	0.79507	7	0.82206	7	0.84495	7	0.86441	7	0.88098
8	0.76666	8	0.79797	8	0.82452	8	0.84704	8	0.86619	8	0.88250
9	0.77003	9	0.80083	9	0.82694	9	0.84910	9	0.86794	9	0.88399
1.80	0.88546	1.90	0.89897	2.00	0.91056	2.10	0.92053	3.00	0.96838	4.00	0.98573
1	0.88691	1	0.90021	2	0.91267	.15	0.92499	10	0.97106	20	0.98757
2	0.88833	2	0.90143	4	0.91472	.20	0.92914	20	0.97346	40	0.98911
3	0.88974	3	0.90263	6	0.91672	.25	0.93301	30	0.97561	60	0.99041
4	0.89112	4	0.90382	8	0.91865	.30	0.93661	40	0.97753	80	0.99152
5	0.89248	5	0.90498			.35	0.93997	50	0.97927		

5	0.41058	5	0.40800	5	0.55760	5	0.61892	5	0.67138	5	0.71747
6	0.41863	6	0.49533	6	0.56416	6	0.62459	6	0.67686	6	0.72163
7	0.42662	7	0.50259	7	0.57058	7	0.63018	7	0.68168	7	0.72573
8	0.43454	8	0.50976	8	0.57692	8	0.63568	8	0.68639	8	0.72976
9	0.44240	9	0.51685	9	0.58317	9	0.64110	9	0.69104	9	0.73373
1.20	0.73763	1.30	0.77334	1.40	0.80364	1.50	0.82932	1.60	0.85112	1.70	0.86966
1	0.74147	1	0.77660	1	0.80640	1	0.83167	1	0.85312	1	0.87136
2	0.74525	2	0.77981	2	0.80912	2	0.83397	2	0.85607	2	0.87302
3	0.74896	3	0.78296	3	0.81179	3	0.83624	3	0.85700	3	0.87467
4	0.75262	4	0.78606	4	0.81442	4	0.83847	4	0.85890	4	0.87628
5	0.75622	5	0.78911	5	0.81701	5	0.84067	5	0.86077	5	0.87787
6	0.75976	6	0.79211	6	0.81955	6	0.84283	6	0.86260	6	0.87944
7	0.76324	7	0.79507	7	0.82206	7	0.84495	7	0.86441	7	0.88098
8	0.76666	8	0.79797	8	0.82452	8	0.84704	8	0.86619	8	0.88250
9	0.77003	9	0.80083	9	0.82694	9	0.84910	9	0.86794	9	0.88399
1.80	0.88546	1.90	0.89897	2.00	0.91056	2.10	0.92053	3.00	0.96838	4.00	0.98573
1	0.88691	1	0.90021	2	0.91267	.15	0.92499	10	0.97106	20	0.98757
2	0.88833	2	0.90143	4	0.91472	.20	0.92914	20	0.97346	40	0.98911
3	0.88974	3	0.90263	6	0.91672	.25	0.93301	30	0.97561	60	0.99041
4	0.89112	4	0.90382	8	0.91865	.30	0.93661	40	0.97753	80	0.99152
5	0.89248	5	0.90490			.35	0.93997	50	0.97927		
6	0.89382	6	0.90613			.40	0.94310	60	0.98083		
7	0.89514	7	0.90726			.45	0.94603	70	0.98224	8.00	0.99809
8	0.89643	8	0.90838			.50	0.94877	80	0.98352	9.00	0.99865
9	0.89771	9	0.90940			.55	0.95134	90	0.98468	10.00	0.99901
						.60	0.95374			12.00	0.99943
5.00	0.99246	6.00	0.99556			.65	0.95599			14.00	0.99964
20	0.99327	50	0.99640			.70	0.95810			16.00	0.99976
40	0.99396					.75	0.96009			18.00	0.99983
60	0.99457	7.00	0.99717			.80	0.96195			20.00	0.99988
80	0.99510	50	0.99769			.85	0.96371			25.00	0.99994
						.90	0.96536			30.00	0.99996
						.95	0.96691			40.00	0.99998
										50.00	0.99999
										100.0	1.00000

FIGURA VIII.
VALORES DE INFLUENCIA PARA AREA
CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

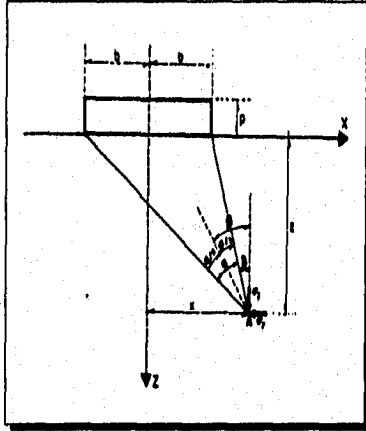


FIGURA IX.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO
UNA CARGA RECTANGULAR DE
LONGITUD INFINITA

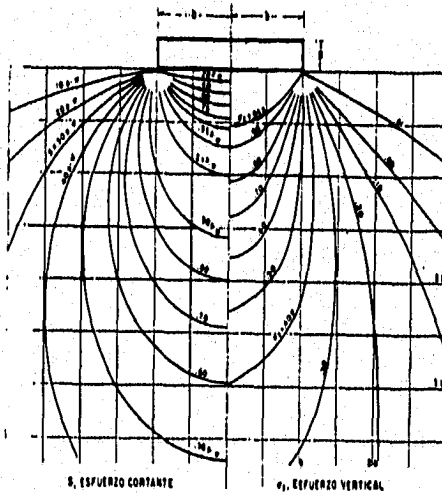


FIGURA X.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES Y
CORTANTES MÁXIMOS BAJO UNA CARGA
RECTANGULAR DE LONGITUD INFINITA.

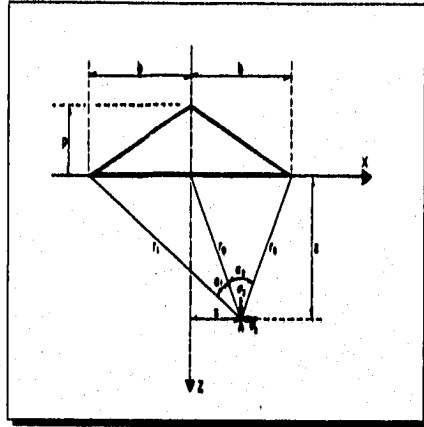


FIGURA XI.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA TRIANGULAR DE LONGITUD INFINITA.

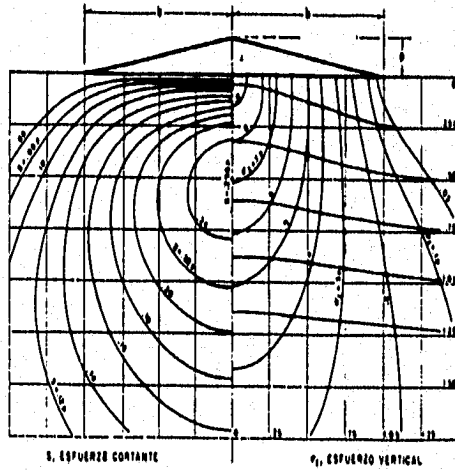


FIGURA XII.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES Y CORTANTES MÁXIMOS BAJO UNA CARGA TRIANGULAR DE LONGITUD INFINITA.

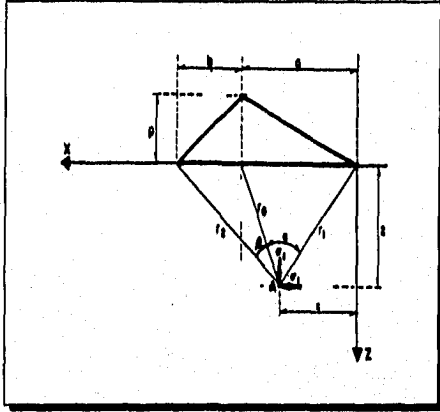


FIGURA XIII.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZO BAJO UNA CARGA
TRIANGULAR DE LONGITUD INFINITA.

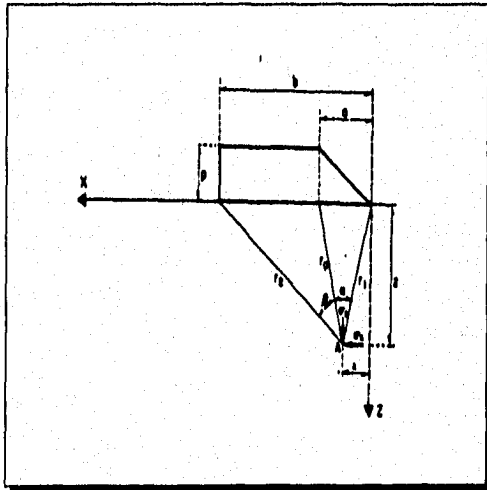


FIGURA XIV.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO CARGA
TRAPEZIAL DE LONGITUD INFINITA

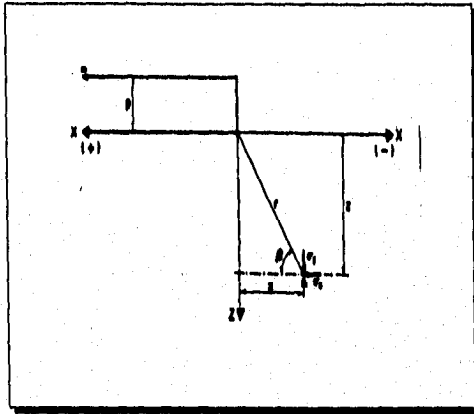


FIGURA XV.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN PLANO
SEMI-INFINITO UNIFORMEMENTE CARGADO

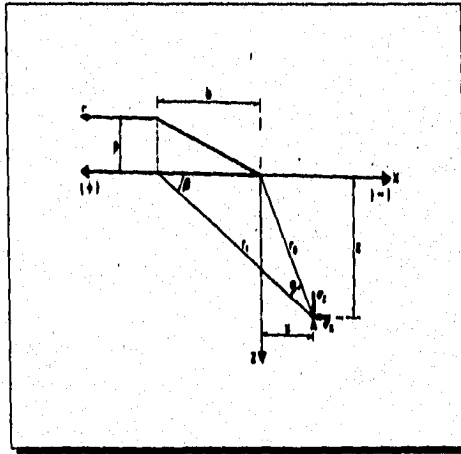


FIGURA XVI.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN PLANO
SEMI-INFINITO UNIFORMEMENTE CARGADO, CON
TALUD

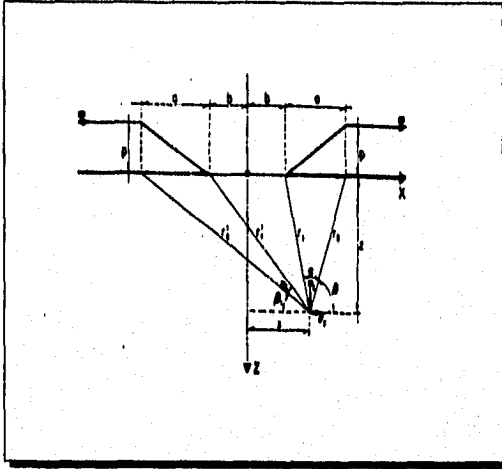


FIGURA XVII.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN PLANO
SEMI-INFINITO UNIFORMEMENTE CARGADO CON
TALUD FAJA TRAPEZOIDAL DESCARGADA.

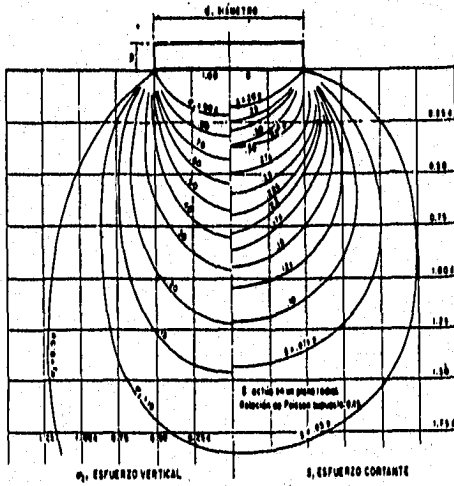


FIGURA XVIII.
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS VERTICALES Y CORTANTES
MÁXIMOS BAJO UN ÁREA CIRCULAR UNIFORMEMENTE
CARGADA.

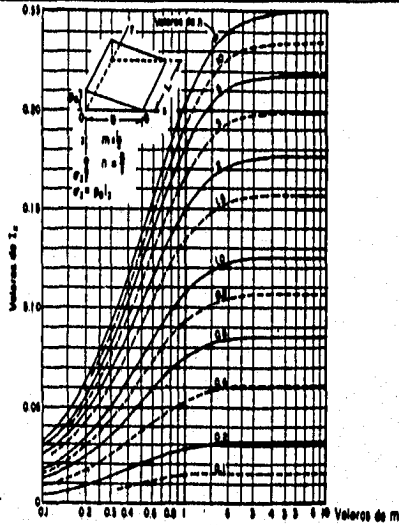


FIGURA XIX.
ESFUERZOS VERTICALES BAJO EL PUNTO O, POR UNA CARGA TRIANGULAR DE LONGITUD INFINITA

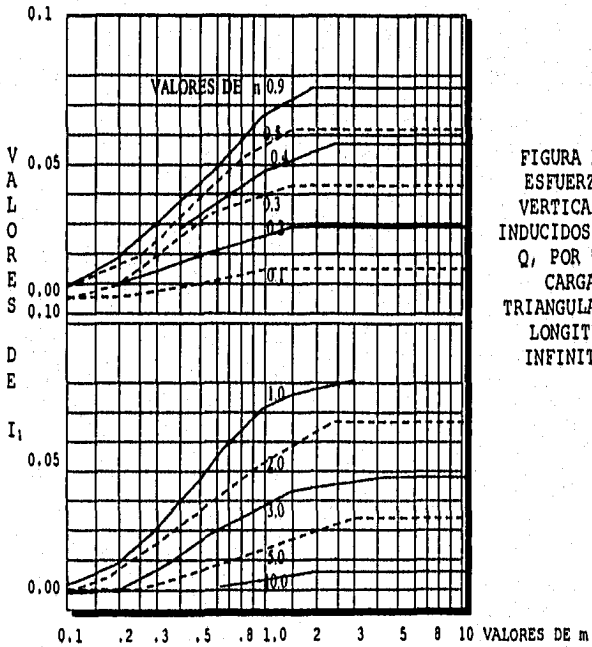
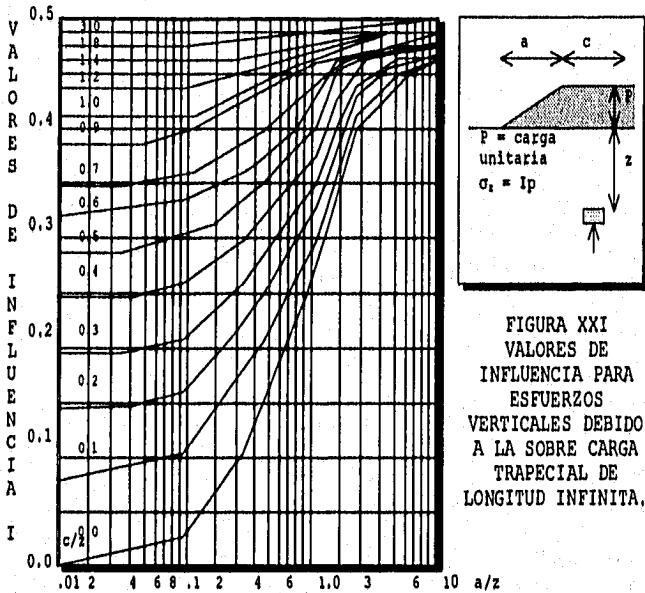


FIGURA XX.
ESFUERZOS VERTICALES INDUCIDOS BAJO Q, POR UNA CARGA TRIANGULAR DE LONGITUD INFINITA.



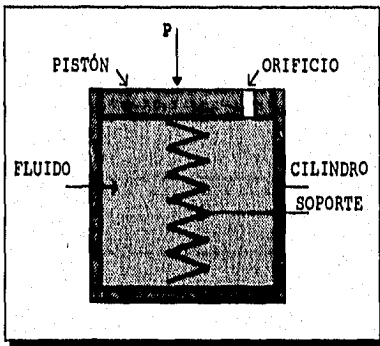
2.4.- ESTADO DE DEFORMACIONES DEL SUELO.

Son diversas las causas de deformaciones en los suelos tales como la consolidación de los estratos que lo conforman, tanto en la consolidación primaria como en la del tramo virgen de la curva de consolidación, otros efectos que pueden causar deformaciones a una masa de suelo son las vibraciones tales como los sismos o el paso constante de cargas, las cuales provocan un acomodo o reacomodo de las partículas del suelo, así también el flujo de agua entre las partículas del suelo, como es la extracción del agua o la inyección de esta pudiendo manifestarse como asentamientos o levantamientos de la superficie natural del suelo.

2.4.1.- TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN.

La teoría general sobre la consolidación se basa en el modelo mecánico propuesto por TERZAGHI, el cual es una modificación del modelo de KELVIN.

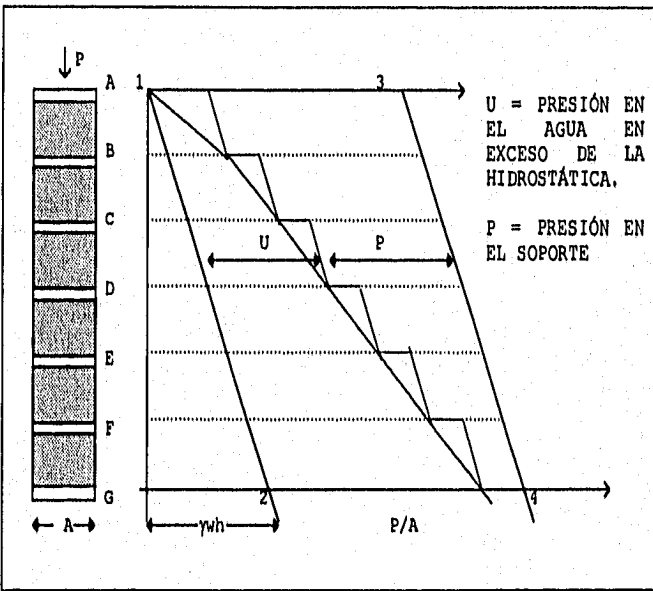
Este modelo se compone de un cilindro de sección recta provisto de un pistón sin fricción, este pistón se encuentra sostenido por un soporte unido al fondo del cilindro, así el modelo, implica una carga sobre el pistón sin que exista una deformación, puesto que el peso total de la carga estará soportada por la densidad del flujo, en otras palabras, el fluido contenido dentro del cilindro es el que carga el peso total aplicado.



ESQUEMA DEL MODELO MECÁNICO DE TERZAGHI, PARA LA COMPRESIÓN POR CONSOLIDACIÓN EN SUELOS

Este modelo implica que si se perforase el pistón y se le aplicara una carga, aunque esta sea mínima causara el desplazamiento del fluido interno, esto sucederá hasta que la carga del fluido que es expulsado sea tomada por el soporte del pistón. Esta transferencia de carga estará regida de acuerdo a la ley de HOOKE, por la diferencias de presiones dentro y fuera del modelo, ya sea, por la carga inducida o por el peso propio del pistón.

De esta forma TERZAGHI, propuso que el suelo podría tomar una estructuración de varios cilindros comunicados entre sí, donde la carga inicial de presiones se comportara linealmente, y el fluido dentro de estos permanecerá inmóvil, y de acuerdo la modelo, al perforar la cámara superior y por el efecto de una carga se crea un gradiente hidráulico que propicia el flujo de fluido, incrementándose la carga en el soporte del pistón correspondiente a la cámara perforada, TERZAGHI plantea que al presentarse más perforaciones en las cámaras subsecuentes, el peso total de la carga quedara repartida en todos los soportes de acuerdo a la distribución de esfuerzos de BOUSSINESQ.



De lo anterior TERZAGHI, consideró que en el suelo la estructuración de las partículas sólidas representan a los pistones del modelo, y que el agua intersticial del suelo es el fluido incompresible de los cilindros y que los pasos

capilares entre las partículas son los orificios en los pistones del modelo, así consideró que las presiones debidas al peso propio de un estrato de suelo con extensión infinita, con un plano ligeramente horizontal y de un espesor H , pueden ser despreciadas,

Supuso también que un estrato solo puede drenarse por la parte superior, y que al aplicarle un incremento de presión, tal que esta presión mas la presión debida a las cargas preexistentes será la carga total sobre el estrato, y que así con esta presión el agua existente en el suelo o en la masa de un suelo, al transcurrir un lapso de tiempo, comenzará a escapar o a desplazarse por la frontera superior, y que por este procedimiento las partículas sólidas del suelo empezarán a tomar gradualmente los esfuerzos causados por estas cargas.

De esta forma TERZAGHI, pretendió entender el proceso de consolidación unidimensional refiriéndose al flujo de agua existente en una masa de suelo.

En la teoría de consolidación que propuso TERZAGHI, no se consideran las cargas anteriores, o bien, la historia de cargas del suelo, esto, involucrando solo las cargas existentes y los incrementos de cargas a colocar sobre los suelos.

Y uno de los métodos o de las técnicas para el conocimiento de estas historias de cargas, anteriores que sufrieron los suelos, así como las descargas, es la prueba de consolidación, la cual sirve para dar una idea de como se podrá comportar el suelo si es que no ha sido cargado anteriormente o descargado.

2.4.2.- ASENTAMIENTOS⁷,

Son muchas las causas que producen los asentamientos sobre suelos donde se desplantan estructuras, entre las principales son la consolidación y la distorsión del suelo, las cuales se relacionan directamente contra las cargas que se transmiten al mismo.

Al proceso de disminución del volumen durante un lapso de tiempo, provocado por el aumento de cargas sobre el suelo se le denomina consolidación.

Las fórmulas que han surgido en el análisis de los asentamientos por efecto de la consolidación se presentan a continuación:

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

FACTOR TIEMPO:

$$T = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w H^2}$$

$$T = C_v \frac{t}{H^2}$$

$$T = \frac{\pi}{4} U^2$$

7.- T. W. LAMBE Y D. V. WHITMAN, Mecánica de Suelos, 1972.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD:

$$k(\text{cm / seg}) = \frac{a_v H^2}{5(1+e)t_{50}}$$

ASENTAMIENTO EN UN ESTRATO DE ESPESOR H:

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

$$\Delta H = \frac{a_v}{1+e} \Delta p H$$

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

ASENTAMIENTO EN EL TRAMO VIRGEN DE LA CURVA DE CONSOLIDACIÓN:

$$\Delta H = \left(\frac{C_c}{1+e} \right) \left(H \log \left(\frac{P_o + \Delta p}{P_o} \right) \right)$$

ASENTAMIENTO OCURRIDO EN UN TIEMPO t:

$$S_t = \Delta H \left[\frac{U\%}{100} \right]$$

$$S_t = m_v \Delta p H \left[\frac{U\%}{100} \right]$$

2.4.3.- DEFORMACIONES ELÁSTICAS⁸.

Las deformaciones elásticas son mejor conocidas como los asentamientos en suelos granulares, donde las deformaciones se deben al colapso de su estructura, ya sea por saturación o por la aplicación de cargas, la presencia de estos asentamientos se da de forma espontánea y rápida.

El cálculo de las deformaciones en los suelos granulares con presencia de un material cementante entre las partículas del material, se realiza bajo la teoría de la elasticidad, creando un método elástico para el cálculo de los asentamientos elásticos. Pero la aplicación de este tipo

8.- JUÁREZ BADILO Y RICO RODRÍGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

de soluciones tienen limitaciones de acuerdo a las hipótesis de la teoría elástica, tales como el módulo de elasticidad el cual aumenta con el confinamiento o la profundidad y la relación de POISSON, la cual varía con la compacidad del material granular y los esfuerzos aplicados sobre estos.

Los métodos elásticos para el análisis de asentamientos, que desarrollan el cálculo de los asentamientos instantáneos ocurridos por la sobrecarga en un suelo, ya sean concentradas o distribuidas.

ASENTAMIENTO ELÁSTICOS BAJO CARGAS CONCENTRADAS.

Este método se basa en la teoría de BOUSSINESQ, para el análisis de los esfuerzos normales verticales, despreciando a los esfuerzos cortantes debidos a una carga; partiendo de la expresión siguiente:

Partiendo de:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} * \frac{z^3}{R^5}$$

Esfuerzos bajo la carga $R = z$.

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} * \frac{1}{z^2}$$

Aplicando la ley de HOOKE, se tiene:

$$dp = \frac{\sigma_z}{E} dz$$

donde dp es la deformación vertical del elemento dz a una profundidad entre z e ∞ .

Suponiendo un estrato de profundidad infinita se tiene:

$$p = \frac{3P}{2\pi E} \int_z^{\infty} \frac{dz}{z^2} = -\frac{3P}{2\pi E} * \left[\frac{1}{z} \right]_z^{\infty}$$

$$p = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi E z}$$

De la fórmula de BOUSSINESQ para desplazamientos verticales a una profundidad z y radio vector R :

$$p = \frac{P}{2\pi E} (1 + \mu) \left[2(1 - \mu) + \left(\frac{z}{R}\right)^2 \right] \frac{1}{R}$$

Donde μ es la relación de POISSON, y obteniendo:

$$p = \frac{P}{2\pi E z} (1 + \mu) (3 - 2\mu)$$

Este método no considera las asentamientos debidos a la consolidación.

ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS BAJO CARGAS DISTRIBUIDAS.

Este método emplea dos cargas de aplicación distintas, teniendo un análisis similar para las cargas circulares y cargas rectangulares.

CARGAS CIRCULARES UNIFORMEMENTE CARGADA (FLEXIBLE):

La deformación vertical bajo el centro del área cargada se da por:

$$\delta_c = (1 - \mu^2) \cdot \frac{P}{E} \cdot D$$

Para los puntos de la periferia:

$$\delta_p = \frac{2}{\pi} (1 - \mu^2) \cdot \frac{P}{E} \cdot D$$

El asentamiento promedio del área circular resulta:

$$\delta_p = \frac{8}{3\pi} (1 - \mu^2) \cdot \frac{P}{E} \cdot D$$

CARGA CIRCULAR UNIFORME (RÍGIDA):

La carga media de la placa de carga:

$$P_n = \frac{P}{\pi R^2}$$

El asentamiento bajo cualquier punto de la placa:

$$\delta_r = \frac{\pi}{4} (1 - \mu^2) \cdot \frac{P_n}{E} \cdot D$$

Donde; D es el diámetro de la placa de carga y R es el radio.

CARGA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA (FLEXIBLE):

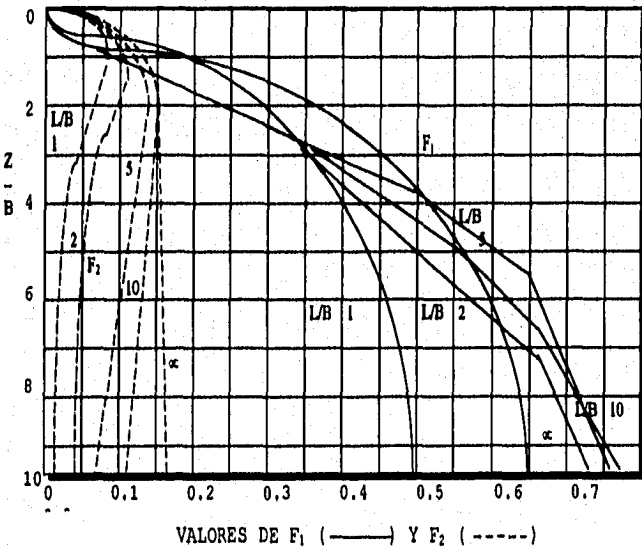
Este método es desarrollado por STEINBRENNER, aplicándolo al problema de los asentamientos en las esquinas de un rectángulo cargado desarrollando las siguientes expresiones.

El asentamiento a la profundidad z se da por:

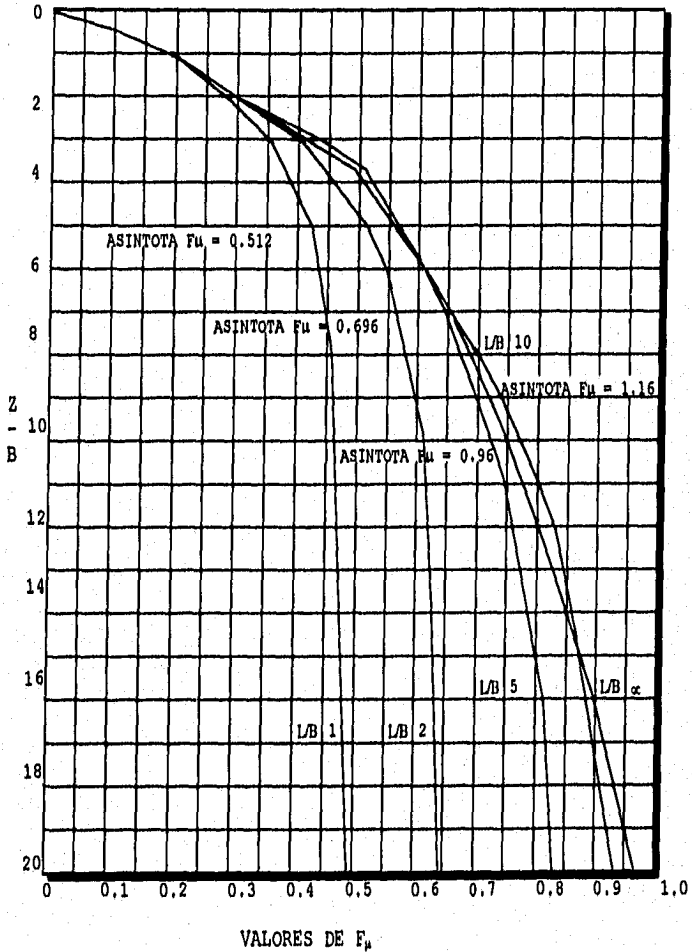
$$\rho_z = \frac{p}{E} (1-\mu) \left[L \ln \frac{B + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{L^2 + z^2}}{L(B + \sqrt{L^2 + B^2 + z^2})} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{B^2 + z^2}}{B(L + \sqrt{L^2 + B^2 + z^2})} \right] + \frac{p}{2\pi E} (1-\mu-2\mu) z \operatorname{arctg} \frac{LB}{z\sqrt{L^2 + B^2 + z^2}}$$

Lo cual se escribe como:

$$\rho_z = p \frac{B}{E} [(1-\mu^2)F_1 + (1-\mu-2\mu^2)F_2] = p \frac{B}{E} F_\mu$$



GRÁFICA DE LOS VALORES DE INFLUENCIA PARA \$F_1\$ Y \$F_2\$ PARA LAS FÓRMULAS DE STEINBRENNER



GRÁFICA DE LOS VALORES DE INFLUENCIA PARA F_μ ($\mu = 1/3$) PARA LAS FÓRMULAS DE STEINBRENNER

ANEXO A

ANTECEDENTES

Los antecedentes del presente estudio comprenden los siguientes puntos:

1.- DESCRIPCION Y LOCALIZACION.

Donde se mencionan las características principales del proyecto, tales como, las cargas de análisis y las condiciones iniciales del mismo, y los rasgos mas significativos de la geometria del proyecto, el lugar donde se ubicara, también se elaborara un croquis de ubicación.

2.- EXPLORACION Y MUESTREO.

En este paso, se efectúan los reconocimientos estratigráficos del lugar donde se construirá el proyecto, con lo cual se obtendrán las muestras alteradas e inalteradas, mediante los sondeos de tipo mixto y de pozo a cielo abierto respectivamente, sobre las cuales se realizaran las pruebas de laboratorio necesarias para el análisis de las propiedades mecánicas y la clasificación de los materiales constitutivos del suelo del sitio en cuestión.

3.- PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las pruebas que se realicen sobre las muestras obtenidas, deberan de abarcar lo mas posible las características principales del suelo, tales como la granulometria de los materiales, el contenido de agua, los limites de consistencia, la resistencia al esfuerzo cortante, mediante las pruebas triaxiales, las pruebas de consolidación, los parámetros físicos de los materiales como la cohesión y el ángulo de fricción interna, entre otras.

4.- ESTADOS DE TRABAJO.

Dentro de los estados de trabajo que se analizan, para encontrar la mejor solución al proyecto de acuerdo a las

características de los materiales son los esfuerzos debido al material, así como los asentimientos que sufrirá el suelo bajo el incremento de las cargas aplicadas por la construcción del proyecto y de las expansiones producidas por la recuperación del material debido a las excavaciones efectuadas en el área de trabajo, apoyándose en las pruebas de consolidación para tal efecto.

5.- EMPUJES DE TIERRAS.

En este punto se analizan las cargas que se tendrán sobre los muros de la excavación debido a la presencia del nivel de aguas freáticas, el peso volumétrico de los materiales afectados, la presencia de sobrecargas analizadas de acuerdo al tipo de efecto producido, ya sean repartidas, lineales o concentradas, y el efecto producido por la presencia de una acción sísmica de acuerdo a la zona de influencia.

6.- CAPACIDAD DE CARGA.

El análisis de la capacidad de carga se efectúa a partir de la selección de la estructura de cimentación, a partir de las teorías propuestas para cada uno de los tipos tal como son las losas, las zapatas, los cajones, los pilotes y las pilas.

7.- COMPORTAMIENTO DE TALUDES.

Empleando un criterio propio se selecciona o se elige una teoría de análisis para este punto, de lo cual depende la variación de los resultados y el procedimiento de aplicación, así como de la elección de la inclinación de los taludes, pudiéndose obtener varios resultados, variando los taludes y la teoría de aplicación, eligiendo el mas apropiado

dependiendo de la experiencia, habilidad y las posibilidades del ingeniero civil que realice el proyecto.

8.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este proceso se mencionan las características mas representativas de como se realizara, la construcción de la cimentación, y los trabajos que deberan efectuar para lograr una eficiente funcionalidad y seguridad durante su elaboración, describiendo los procesos de trabajo y especificando las características que se deberan de cumplir para efectuarlos.

LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN.

Se proyecta construir un edificio destinado para ser usado como hotel, constituido por seis niveles y la distribución siguiente: un sótano, planta baja, y cuatro niveles, estructurado por medio de columnas y trabes.

La ubicación del predio es: Calzada de la Viga esquina con Oriente 80, en la colonia Ampliación Asturias, México D. F., según la figura A-1. Siendo un predio de forma regular de 730 m² aproximadamente, este predio se encuentra en zona franca de lago, según la clasificación propuesta por Del Castillo M. R., en el simposio, "El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México", S.M.M.S., en 1978.

El nivel de piso terminado del desplante del sótano será a -2.70 m. con respecto al nivel de banquetta y la distribución de las columnas se presenta en la distancia máxima entre ejes en sentido transversal de 8.00 y de 7.65 m en sentido longitudinal.

Las acciones consideradas en el análisis del estudio son las siguientes:

CARGAS MAXIMAS:

Estas cargas contemplan las cargas permanentes y cargas vivas que tienen una magnitud de 4,883.0 ton., el peso de la cimentación es de 974.0 ton., las cuales se afectan por un factor de carga de 1.4, figura A-2.

CARGAS INSTANTANEAS:

Estas cargas tienen una magnitud de 3,941.0 ton, el peso de la cimentación siguiendo de 974.0 ton., mas el peso

del lastre de 200.0 ton., y un momento de volteo de 11,534.00 ton-m. por el efecto sísmico.

A estas cargas se afectaran por el factor de carga de 1.1, figura A-3.

CARGAS MEDIAS:

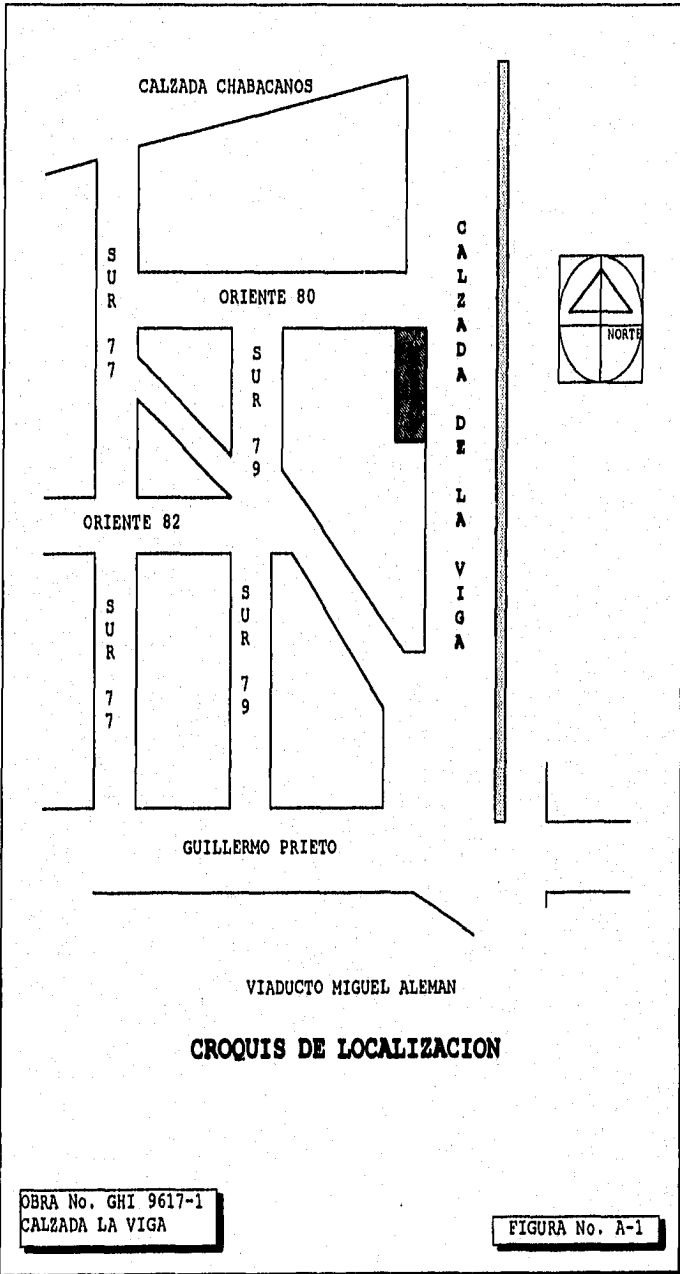
Estas cargas tienen una magnitud de 4,172.0 ton., con una cimentación de 974.0 ton. y afectadas por un factor de 1.0, figura A-4.

Del análisis de cargas anteriores se determina la profundidad de desplante combinando las cargas instantáneas, proporcionando una presión neta aplicada por la cimentación, produciendo una presión unitaria de 7.09 ton/m² uniformemente distribuida por la losa de la cimentación.

Se considero que el subsuelo entre la superficie natural y 4.20 m de profundidad, tiene un peso volumétrico de 1.45 ton/m³, por lo que el peso de los materiales excavados corresponden a una descargas de 6.09 ton/m², lo que da un incremento de presión de 1.0 ton/m², que la estructura transmite al subsuelo.

De lo anterior se obtienen los parámetros iniciales a utilizar en la realización del estudio de Mecánica de Suelos:

$$\begin{aligned} W_{\text{ESTRUCTURA}} &= 7.09 \text{ TON/M}^2 \\ W_{\text{SUELO}} &= 6.09 \text{ TON/M}^2 \\ W_{\text{EST-SUELO}} &= 1.00 \text{ TON/M}^2, \text{ PROF. DESP.} = 4.20 \text{ M} \end{aligned}$$



ANEXO B

MUESTREO Y EXPLORACION

Para conocer y determinar las características estratigráficas y físicas del subsuelo, se realizó un sondeo de tipo mixto a 38 m de profundidad, y para las condiciones de los depósitos superficiales se determinan, con la realización de posos a cielo abierto a 3 m de profundidad denominados SM-1, PCA-1 y PCA-2, respectivamente. Figura B-1

De esta exploración se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas de suelo, sobre las que se efectuaran las pruebas de laboratorio necesarias para el estudio.

De acuerdo a la exploración del subsuelo, en la zona de interés se encontraron los siguientes depósitos naturales de material:

- A.- **Relleno Artificial superficial;** constituido por desechos de demolición, de tipo heterogéneo con una mezcla areno-arcillosa, de espesor variable entre 1.10 y 2.20 m.

- B.- **Costra superficial;** de espesor medio de 4.00 m. constituido por arcillas y limos de los grupos CL y ML, según el SUCS, con un contenido de agua entre el 50 y 75 %, un índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de entre 9 y 20 golpes, de consistencia firme a muy firme, con cohesión de 3 ton/m² y ángulo de fricción interna de 1°; determinados por una prueba triaxial no consolidada-no drenada (TR-UU), con un peso volumétrico de 1.45 ton/m³.

- C.- **Formación arcillosa;** con espesor medio de 30.00 m., constituido por arcilla bentonítica, lentes

de arena, vidrio volcánico y fósiles, con un contenido de agua entre 180 y 425 %, con un IRPE entre 1 y 4 golpes, de consistencia entre muy blanda y blanda, con límites líquido entre 94 y 442 %, plástico entre 35 y 87 %, la cohesión se determinó a través de una prueba TR-UU, cuyo valor es de 3 ton/m², y su resistencia al corte es de 2.2 ton/m² en materiales superficiales y de 5.2 ton/m² en los materiales profundos, con un peso volumétrico variable de entre 1.15 y 1.31 ton/m³.

D.- **Primera capa dura;** ubicada a una profundidad variable entre 36 y 39 m., constituida por un limo-arenoso, con contenido de agua entre 40 y 90 %, un IRPE entre 34 y 50 golpes, de compacidad media y límites líquido del 75 % y plástico del 40 %.

E.- **Formación arcillosa inferior;** con profundidad de hasta 47 m., formada por arcilla bentonítica con un contenido de agua entre 110 y 200 %, y un IRPE de 4 a 10 golpes.

F.- **Depósitos profundos;** a 47 m. de profundidad, constituido de arenas limosas muy compactas, con un contenido de agua del 20 % y un IRPE mayor a 50 golpes.

De la figura B-2 a la B-4 se presentan los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados en campo con las características principales del subsuelo en estudio.

La descripción general del sondeo SM-1 es la siguiente:

PROFUNDIDAD (M)	DESCRIPCION
0.00 - 2.20	Materiales de relleno, constituido de arenas arcillosas, raíces, basura, gravas y restos de demolición, gris y café claro, con contenido de agua de 50%, compacidad media, IRPE de 3 golpes,
2.20 - 5.50	Capas interestratificadas de arena fina limosa, arcilla limosa y arcilla arenosa, contenido de agua del 70%, consistencia variable de media a firme, IRPE de 13 golpes
5.50 - 8.90	Arcilla gris verdosa y café claro, con fósiles calcáreos, contenido de agua del 350%, de consistencia blanda, IRPE de 3 golpes, de límite líquido de 94% y plástico de 35%, con cohesión de 3 ton/m ² , ángulo de fricción interna de 1°, y peso volumétrico de 1.40 ton/m ³
8.90 - 9.40	Arena fina negra poco limosa, con contenido de agua del 30%, de compacidad suelta, IRPE de 5 golpes, con cohesión de 2.5 ton/m ² y peso volumétrico de 1.2 ton/m ³
9.40 - 13.00	Arcilla café rojizo y verdosa, con fósiles calcáreos, contenido de agua de 370%, consistencia muy blanda, IRPE de un golpe, de límite líquido de 442% y plástico de 87%, con cohesión de 2.4 ton/m ² y peso volumétrico de 1.18 ton/m ³ , densidad de sólidos de 2.21.

-
- | | |
|---------------|---|
| 13.00 - 19.00 | Arcilla gris verdosa, con fósiles calcáreos e intercalación de vetas de limo y arena, con contenido de agua variable entre 220 y 400%, un IRPE de un golpe, límites de 184% de líquido y 56% de límite plástico, con cohesión de 2.2 ton/m ² y peso volumétrico de 1.15 ton/m ³ . |
| 19.00 - 23.50 | Arcilla gris y café verdosa, con fósiles calcáreos, con contenido de agua de 200% de consistencia muy blanda, y un IRPE de un golpe, de límite líquido de 212% y plástico de 51%, con cohesión de 2.3 ton/m ² y peso volumétrico de 1.33 ton/m ³ . |
| 23.50 - 24.50 | Arcilla limosa, café rojiza, con fósiles calcáreos y escasa arena fina, con contenido de agua de 75%, de consistencia blanda y un IRPE de 3 golpes, con límite líquido de 150% y plástico de 40%, con cohesión de 2.3 ton/m ² y peso volumétrico de 1.33 ton/m ³ . |
| 24.50 - 36.00 | Arcilla, café y gris verdosa, con fósiles calcáreos, con contenido de agua variable entre 225 y 360%, de consistencia blanda, un IRPE de dos golpes, de límites líquido de 424% y plástico de 80%, con cohesión de 5 ton/m ² y peso volumétrico de 1.5 ton/m ³ . |
| 36.00 - 38.50 | Capa interestratificadas de arcilla limosa y arcilla arenosa, bastante caliza, con contenido de agua de 50%, un IRPE mayor de 39 golpes, con límites líquido de 85% y límite plástico de 32%. |
-

LOCALIZACION DE SONDEO
Y
POZOS A CIELO ABIERTO

CALZADA DE LA VIGA

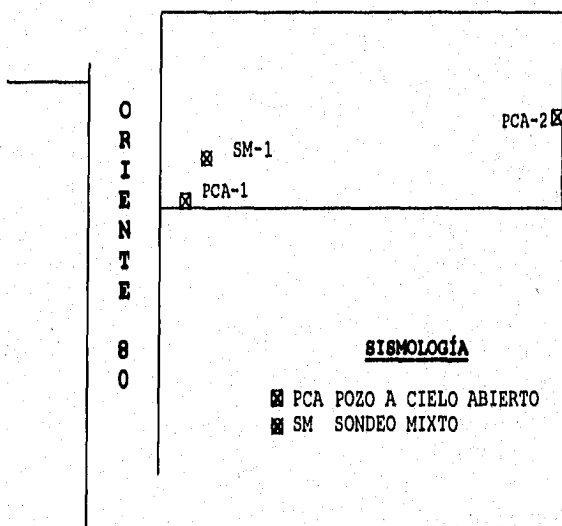
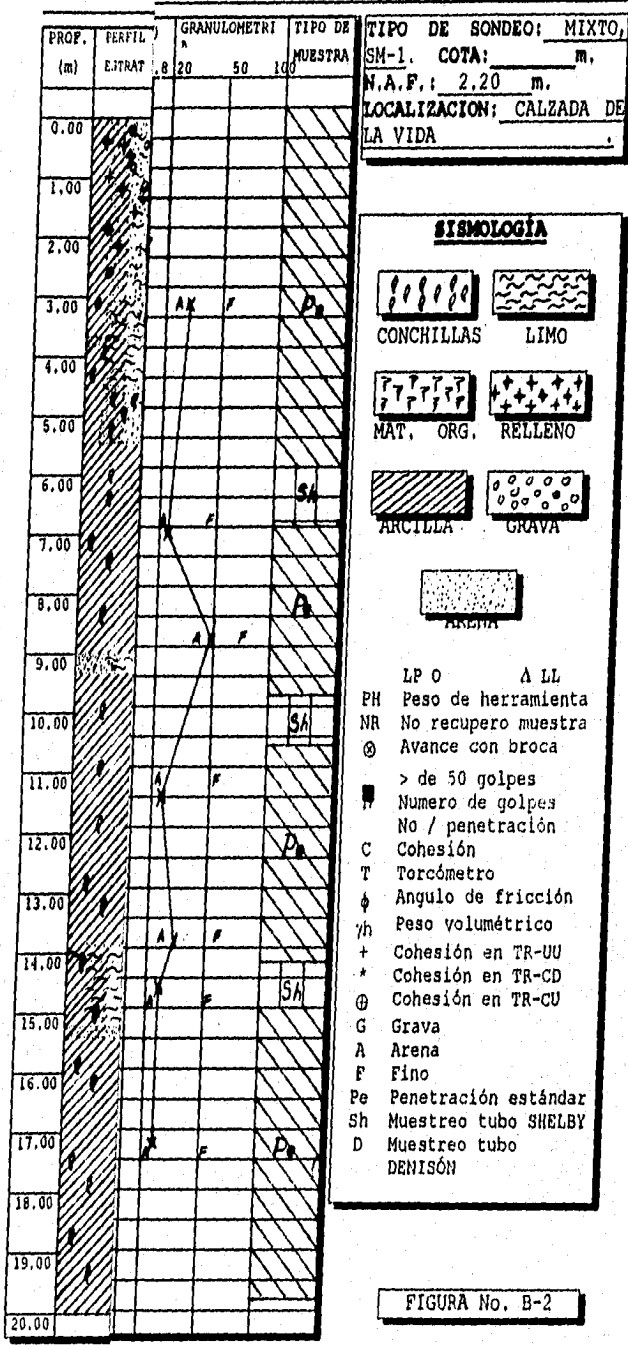
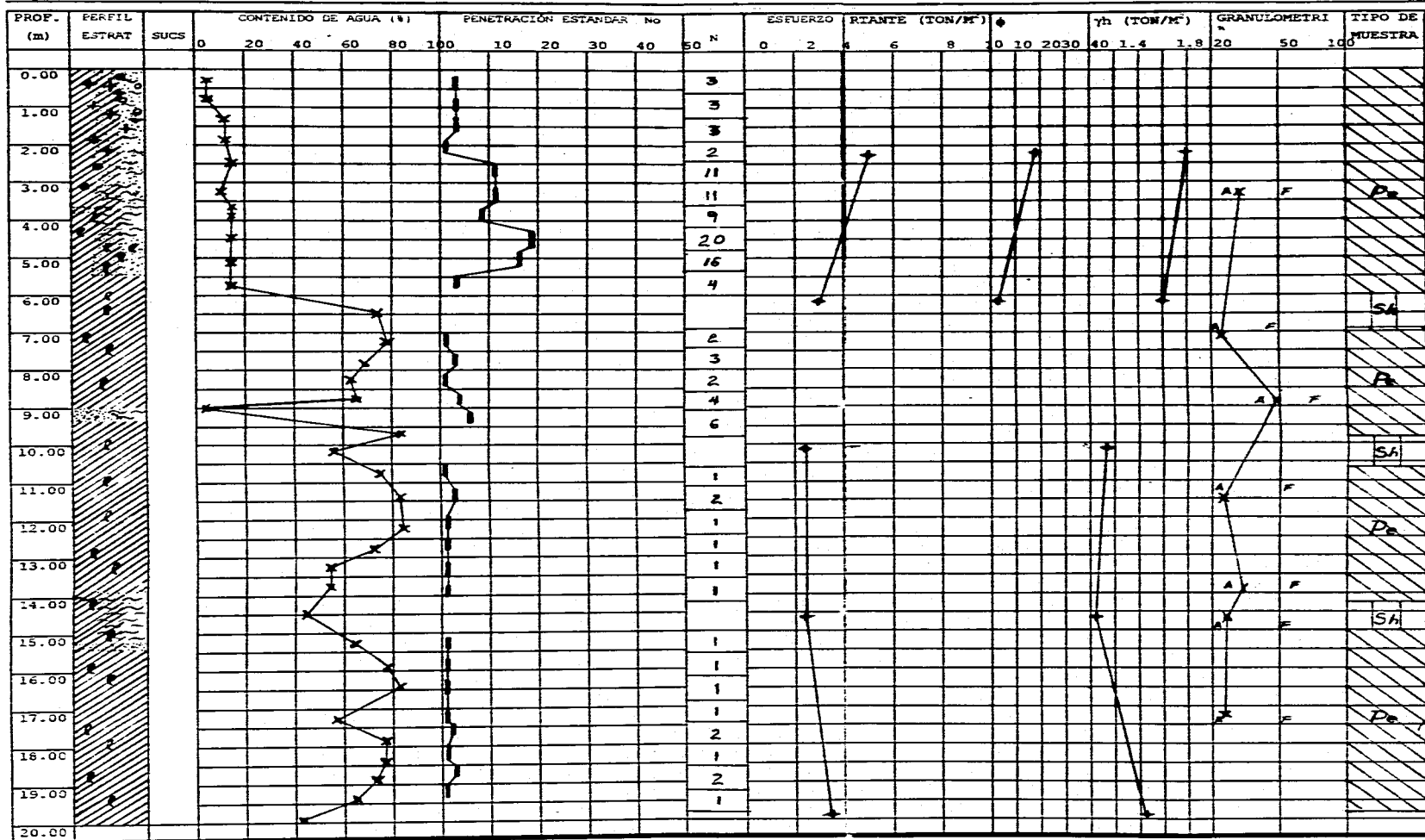


FIGURA No. B-1





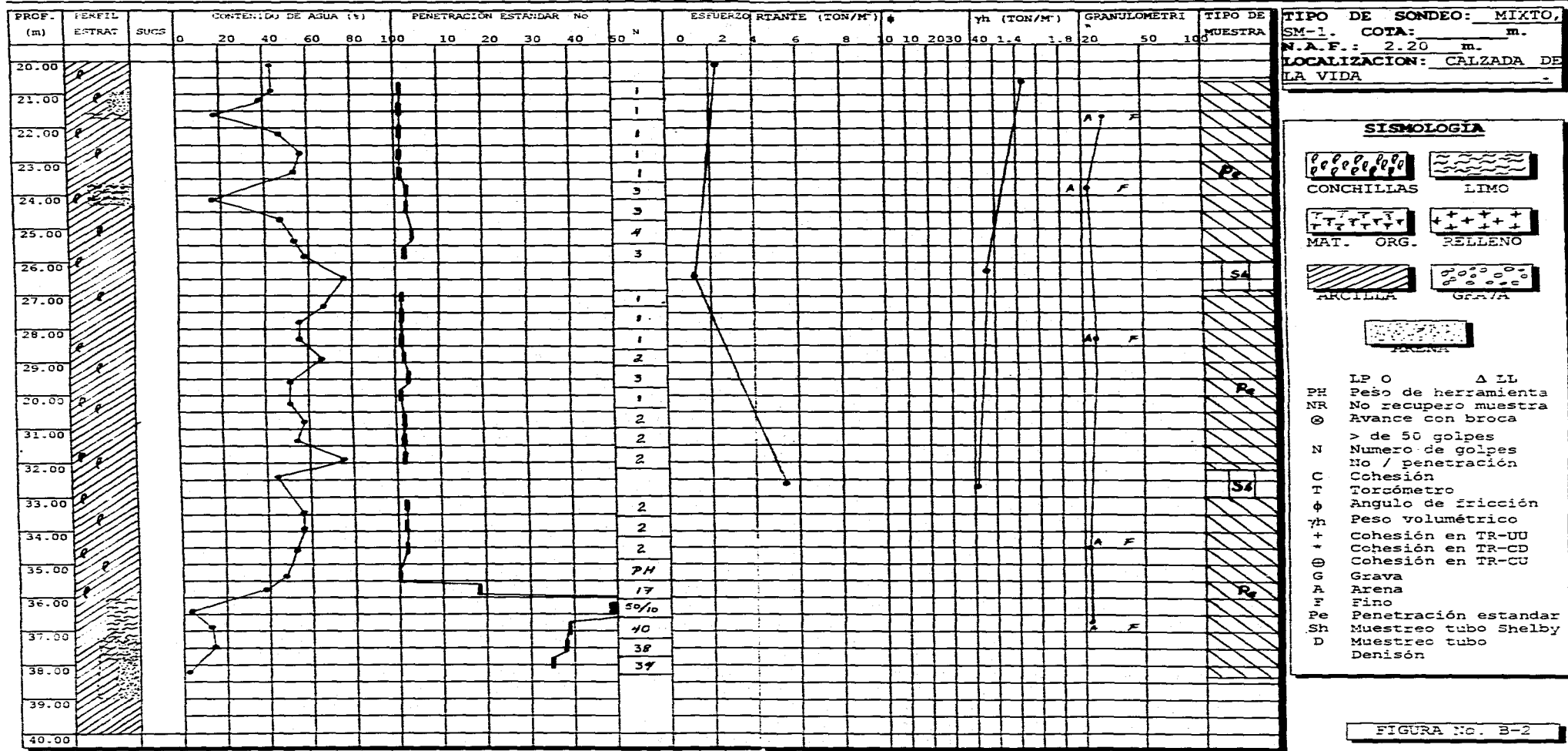
TIPO DE SONDEO: MIXTO,
 SM-1. COTA: _____ m.
 N.A.F.: 2.20 m.
 LOCALIZACIÓN: CALZADA DE LA VIDA

SIMBOLOGÍA

- CONCHILLAS
- LIMO
- MAT. ORG.
- RELLENO
- ARCILLA
- GRAVA
- ARENA

- LP 0 Δ LL
- PH Peso de herramienta
- NR No recupero muestra
- ⊙ Avance con broca
- > de 50 golpes
- Numero de golpes
- No / penetración
- C Cohesión
- T Torcómetro
- φ Angulo de fricción
- γ_v Peso volumétrico
- + Cohesión en TR-UU
- Cohesión en TR-CD
- ⊕ Cohesión en TR-CU
- G Grava
- A Arena
- F Fino
- Pe Penetración estándar
- Sh Muestreo tubo SHELBY
- D Muestreo tubo DENISÓN

FIGURA No. B-2



ANEXO B

EXPLORACIÓN Y MUESTREO



LOCALIZACIÓN: CALZADA LA VIGA
POZO A CIELO ABIERTO: FCA-1

PROF.	ESTRA	DESCIP	PROF. EXTRAC.	CONTENIDO AGUA	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTIC	DENSIDAD SOLIDOS	SUCS	PESO VOL. TON/M ³	COHESION TON/M ²	ANGULO
0.0											
0.1											
0.2											
0.3											
0.4											
0.5											
0.6											
0.7											
0.8											
0.9											
1.0											
0.1											
0.2											
0.3											
0.4											
0.5											
0.6											
0.7											
0.8											
0.9											
2.0											
0.1				64	69	33	2.22	MH	1.42	2.2	21
0.2											
0.3											
0.4											
0.5											
0.6											

FIGURA NO. B-3

EXPLORACIÓN Y MUESTREO

ANEKO B

LOCALIZACIÓN: CALZADA LA VIGA
POZO A CIELO ABIERTO: PCA-2

RELLENO MAT. OR
ARENA
GRAVA

ARCILLA
LIMO

PROF.	ESTRA	DESCIP	PROF EXTRAC.	CONTENIDO AGUA	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTIC.	DENSIDAD SOLIDOS	SUCS	PESO VOL. TON/M ³	CONESTION TON/M ²	ANGULO φ
0.0											
0.1											
0.2											
0.3											
0.4											
0.5											
0.6											
0.7											
0.8											
0.9											
1.0											
0.2											
0.3											
0.4											
0.5											
0.6											
0.7											
0.8											
0.9											
2.0											
0.1											
0.2											
0.3											
0.4											
0.5											
0.6											
			2.1-2.3	48	56	44	2.18	MH	1.50	4.8	19

FIGURA NO. B-4

ANEXO C

ESTADOS DE TRABAJO

En esta sección se determinan las características de trabajo del suelo en estudio, tales como la distribución de esfuerzos, las pruebas de consolidación y los cálculos de los asentamientos y expansiones en el suelo, debido al peso de la estructura y la excavación realizada para alojar la cimentación.

En la figura C-1, se presenta el estado actual de los esfuerzos debido al peso propio del suelo, de acuerdo a la variación de la profundidad con la presión efectiva.

Sobre las muestras inalteradas obtenidas en el sondeo SM-1, se realizaron pruebas de consolidación unidimensional, según las figuras C-2 a C-7.

Realizando la similitud de las pruebas de consolidación y la presión efectiva del suelos se obtiene la curva preconsolidación del suelo, figura C-8.

De donde, el análisis de los depósitos arcillosos, reflejan las siguientes características:

- 1.- Entre la superficie y 5.50 m. de profundidad, los depósitos se encuentran preconsolidados por desecación.
- 2.- De 5.50 a 14.00 y de 15.00 a 36.00 m., existe una presión de preconsolidación de 1.0 ton/m^2 .
- 3.- Entre 14.00 y 15.00 m., se encuentra una presión de preconsolidación de 10.60 ton/m^2 .

Para el calculo de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán durante la excavación, se empleo el criterio de STEINBRENNER, y los módulos de elasticidad obtenidos de la correlación entre las propiedades índices de

los materiales y otros materiales obtenidos por medios geosísmicos, obteniéndose los siguientes parámetros:

PROFUNDIDAD (M)	MODULO DE ELASTICIDAD E(TON/M ²)	RELACIÓN DE POISSON u (adimensional)
4.20 -19.00	550	0.5
19.00 -24.50	650	0.5
24.50 - 36.00	550	0.5
36.00 - 39.00	1500	0.5

Para una descarga de 6.09 ton/m², se obtuvieron las expansiones elásticas que consideran admisibles, según la figura C-9. Las cuales al realizar la construcción de la estructura, obtendrán una recuperación con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga de la excavación para alojar la cimentación.

Los asentimientos que ocurrirán, en la estructura se calcularon a largo plazo, debido al incremento de la presión neta que actúa a partir del nivel de desplante.

El calculo de los asentimientos se efectuó con la teoría descrita anteriormente, tomando en cuenta las cargas actuantes, los incrementos de los esfuerzos del suelo según la teoría de BOUSSINESQ, en base a esto los asentimientos se calculan a partir de las curvas de compresibilidad y las presiones ejercidas en los estratos del suelo.

Los asentamientos se presentan a continuación y las variaciones de estos se describen en la figura C-10:

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 1	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.002	0.00002
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.248	0.00361
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.242	0.00010

5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.232	0.00333
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.213	0.00126
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.192	0.00222
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.163	0.00141
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.153	0.00011
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.133	0.00120
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.112	0.00082
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.102	0.00010
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.097	0.00007

ASENTAMIENTO

0.01425

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS

PUNTO 2

ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.027	0.00021
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.474	0.00675
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.425	0.00017
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.368	0.00521
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.299	0.00175
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.245	0.00282
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.192	0.00166
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.176	0.00013
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.147	0.00133
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.121	0.00088
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.108	0.00010
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.102	0.00007

ASENTAMIENTO

0.02108

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS

PUNTO 3

ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.002	0.00002
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.248	0.00361
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.242	0.00010
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.232	0.00333
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.213	0.00126
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.192	0.00222
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.163	0.00141
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.153	0.00011
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.133	0.00120

11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.112	0.00082
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.102	0.00010
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.097	0.00007

ASENTAMIENTO

0.01425

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS

PUNTO 4

ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.004	0.00003
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.496	0.00705
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.484	0.00020
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.464	0.00652
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.425	0.00247
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.361	0.00435
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.320	0.00275
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.298	0.00022
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.255	0.00228
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.208	0.00152
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.185	0.00017
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.174	0.00013

ASENTAMIENTO

0.02769

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS

PUNTO 5

ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.054	0.00041
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.948	0.01295
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.850	0.00033
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.735	0.01011
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.596	0.00342
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.486	0.00552
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.377	0.00323
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.344	0.00025
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.282	0.00253
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.224	0.00163
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.196	0.00018
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.184	0.00013

ASENTAMIENTO

0.04069

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 6	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.004	0.00003
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.496	0.00705
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.484	0.00020
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.464	0.00652
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.425	0.00247
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.361	0.00435
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.320	0.00275
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.298	0.00022
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.255	0.00228
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.208	0.00152
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.185	0.00017
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.174	0.00013
ASENTAMIENTO						0.02769

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 7	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.137	0.00101
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.001	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.866	0.01192
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.747	0.00029
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.648	0.00898
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.539	0.00311
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.451	0.00514
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.359	0.00307
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.329	0.00024
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.274	0.00245
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.219	0.00160
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.193	0.00018
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.181	0.00013
ASENTAMIENTO						0.03813

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 8	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.107	0.00079
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.896	0.01231
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.730	0.00031

5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.675	0.00933
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.556	0.00320
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.461	0.00525
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.365	0.00312
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.334	0.00024
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.276	0.00247
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.221	0.00161
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.194	0.00018
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.181	0.00013

ASENTAMIENTO	0.03895
---------------------	----------------

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS

PUNTO 9

ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
N _o	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.002	0.00002
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.248	0.00361
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.242	0.00010
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.232	0.00333
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.213	0.00126
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.192	0.00222
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.163	0.00141
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.153	0.00011
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.133	0.00120
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.112	0.00082
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.102	0.00010
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.097	0.00007

ASENTAMIENTO	0.01425
---------------------	----------------

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS

PUNTO 10

ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
N _o	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.027	0.00021
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.474	0.00675
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.425	0.00017
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.368	0.00521
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.299	0.00175
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.245	0.00282
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.192	0.00166
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.176	0.00013

10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.147	0.00133
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.121	0.00088
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.108	0.00010
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.102	0.00007

ASENTAMIENTO 0.02109

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS

PUNTO 11

ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.002	0.00002
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.248	0.00361
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.242	0.00010
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.232	0.00333
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.213	0.00126
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.192	0.00222
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.163	0.00141
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.153	0.00011
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.133	0.00120
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.112	0.00082
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.102	0.00010
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.097	0.00007

ASENTAMIENTO 0.01425

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS

PUNTO 12

ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.123	0.00091
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.881	0.01211
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.758	0.00030
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.648	0.00898
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.521	0.00301
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.420	0.00479
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.318	0.00272
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.286	0.00021
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.230	0.00206
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.180	0.00131
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.157	0.00015
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.146	0.00011

ASENTAMIENTO 0.03665

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 13	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.109	0.00081
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.895	0.01228
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.774	0.00030
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.660	0.00914
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.529	0.00306
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.424	0.00484
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.320	0.00274
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.288	0.00021
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.231	0.00207
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.180	0.00131
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.157	0.00015
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.147	0.00011
ASENTAMIENTO						0.03703

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 14	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.055	0.00041
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.948	0.01295
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.849	0.00033
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.734	0.01010
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.593	0.00341
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.482	0.00548
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.371	0.00317
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.337	0.00025
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.274	0.00245
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.216	0.00157
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.188	0.00018
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.176	0.00013
ASENTAMIENTO						0.04043

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 15	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Po	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.121	0.00089
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.883	0.01213

4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.764	0.00030
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.661	0.00915
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.545	0.00315
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.452	0.00515
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.356	0.00304
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.325	0.00024
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.267	0.00239
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.212	0.00154
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.185	0.00017
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.173	0.00013
ASENTAMIENTO						0.03829

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 16	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.055	0.00041
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.948	0.01295
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.849	0.00033
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.734	0.01010
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.593	0.00341
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.482	0.00548
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.371	0.00317
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.337	0.00025
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.274	0.00245
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.216	0.00157
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.188	0.00018
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.176	0.00013
ASENTAMIENTO						0.04043

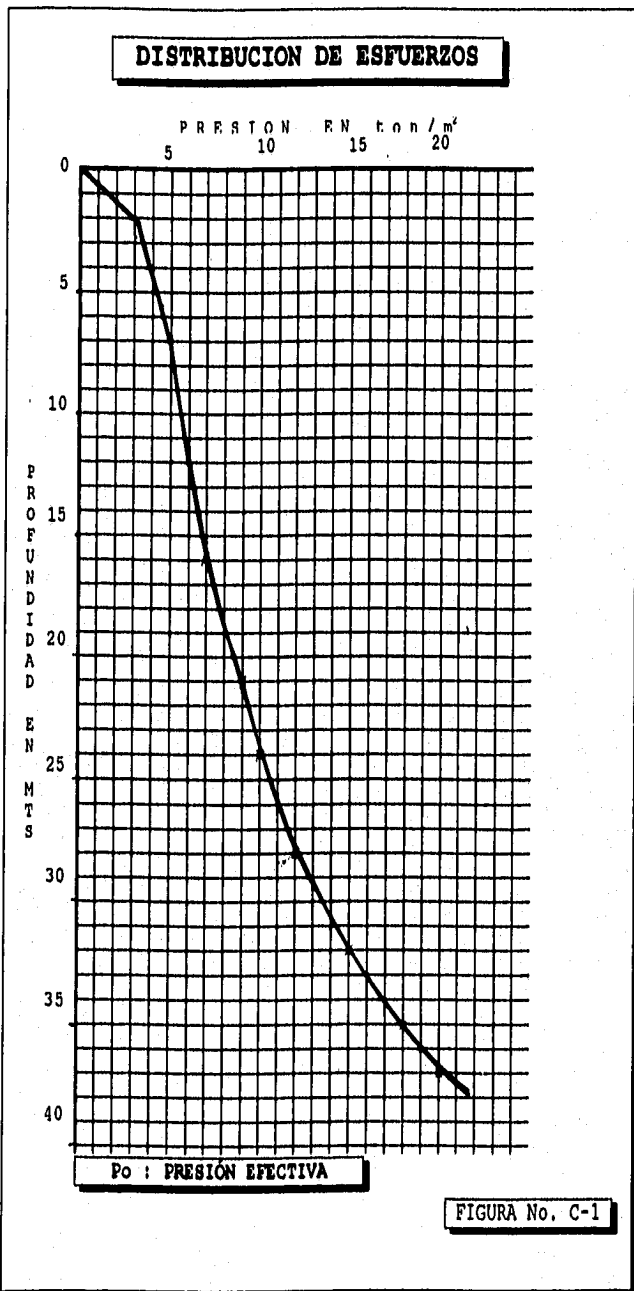
RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 17	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Eo	Po	Pc	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.107	0.00079
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.896	0.01231
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.780	0.00031
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.674	0.00931
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.553	0.00319
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.457	0.00521
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.358	0.00307
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.327	0.00024
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.268	0.00240

11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.212	0.00155
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.186	0.00017
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.174	0.00013
ASENTAMIENTO						0.03867

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS						PUNTO 18	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO	
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)	
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.123	0.00091	
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000	
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.881	0.01211	
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.758	0.00030	
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.648	0.00898	
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.521	0.00301	
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.420	0.00479	
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.318	0.00272	
9	23.00	0.84	9.50	10.90	0.286	0.00021	
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.230	0.00206	
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.180	0.00131	
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.157	0.00015	
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.146	0.00011	
ASENTAMIENTO						0.03665	

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS						PUNTO 19	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO	
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)	
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.109	0.00081	
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000	
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.895	0.01228	
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.774	0.00030	
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.660	0.00914	
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.529	0.00306	
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.424	0.00484	
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.320	0.00274	
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.288	0.00021	
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.231	0.00207	
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.180	0.00131	
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.157	0.00015	
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.147	0.00011	
ASENTAMIENTO						0.03703	

RESULTADOS DE LOS ASENTIMIENTOS					PUNTO 20	
ESTRATO	PROFUNDIDAD	E _o	P _o	P _c	ESFUERZO	ASENTAMIENTO
No	(m)	(AD)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(Ton/M ²)	(m)
1	1.10	1.20	1.70	20.00	0.005	0.00004
2	3.85	1.68	4.00	13.40	0.000	0.00000
3	7.25	8.40	5.10	8.00	0.495	0.00705
4	9.15	0.72	5.40	6.40	0.483	0.00019
5	11.15	9.12	5.70	6.70	0.461	0.00648
6	14.00	6.00	6.40	17.50	0.418	0.00243
7	17.00	8.40	7.40	10.00	0.368	0.00422
8	21.25	4.80	8.80	10.50	0.304	0.00261
9	23.00	0.84	9.50	10.80	0.280	0.00021
10	27.00	7.20	11.40	12.40	0.235	0.00210
11	32.25	6.48	14.80	15.80	0.188	0.00137
12	35.50	4.80	18.20	19.20	0.166	0.00016
13	37.25	1.20	20.20	21.20	0.156	0.00011
ASENTAMIENTO						0.02696



PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA No: 9617-1 SONDEO SM-1 LOCALIZACION CALZ. LA VIGA

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD W(%) e_s S_r (%) P_c (kg./cm²)
 10 6.00 - 6.80 130 3.2 100 0.93

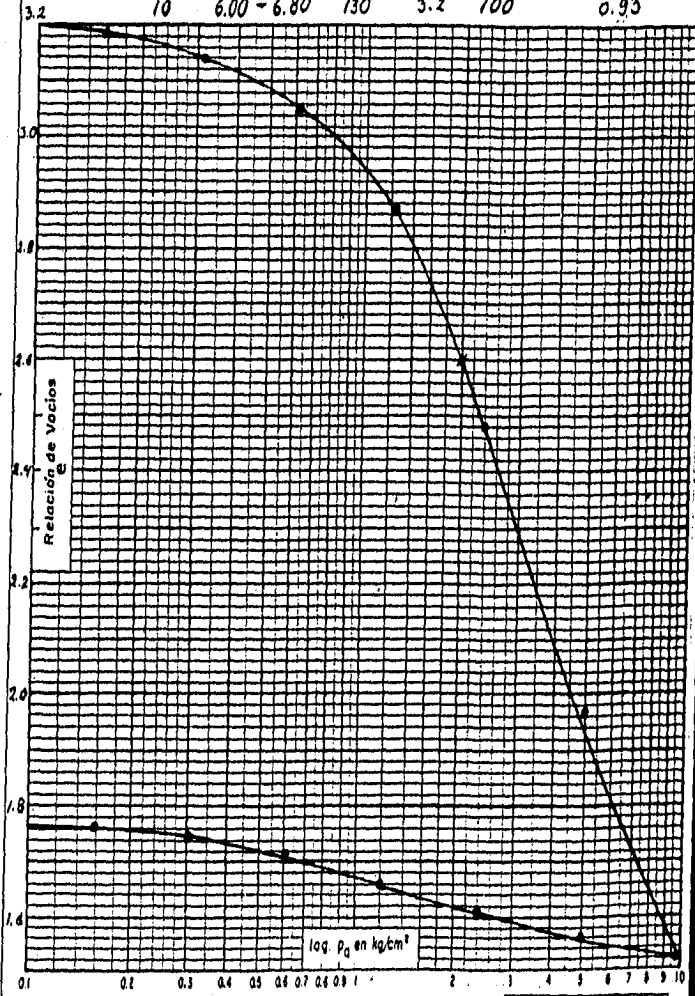


FIGURA No. C-2

PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA No: 9617-1 SONDEO SM-1 LOCALIZACION CALZ. LA VIGA

SIMBOLO MUESTRA	PROFUNDIDAD	W(%)	e_0	Sr(%)	Pc (kg./cm ²)
16	9.80-10.60	131.5	3.4	97	0.55

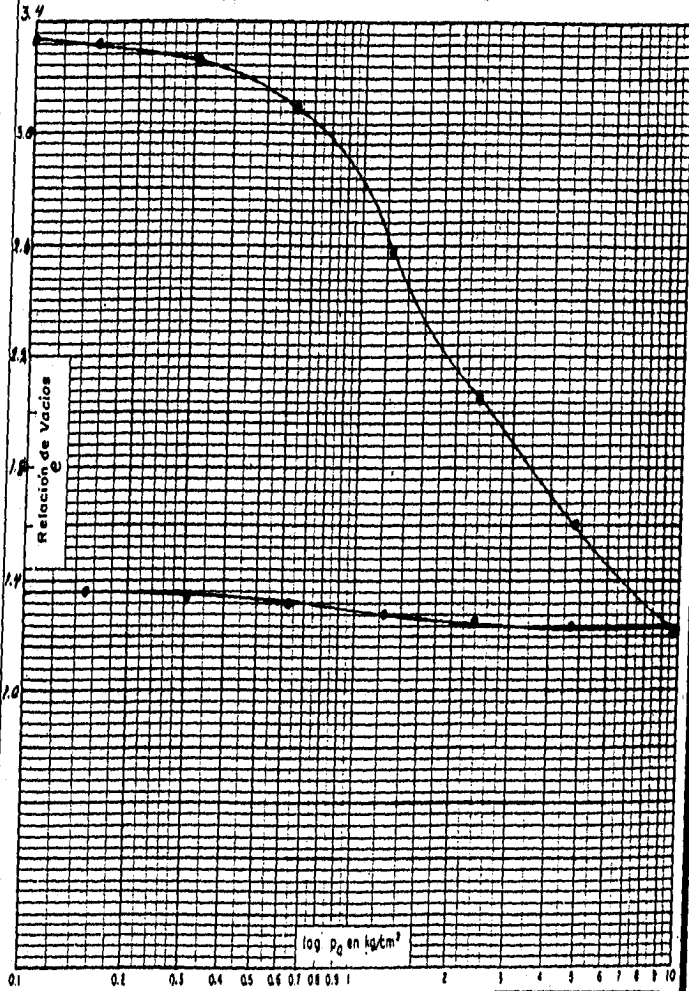


FIGURA No. C-3

PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA No: 9617-1 SONDEO SM-1 LOCALIZACION CALZ. LA VIGA

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD W(%) e_0 Sr(%) P_c (kg./cm²)
 23 14.20-15.00 179 4.7 92 1.75

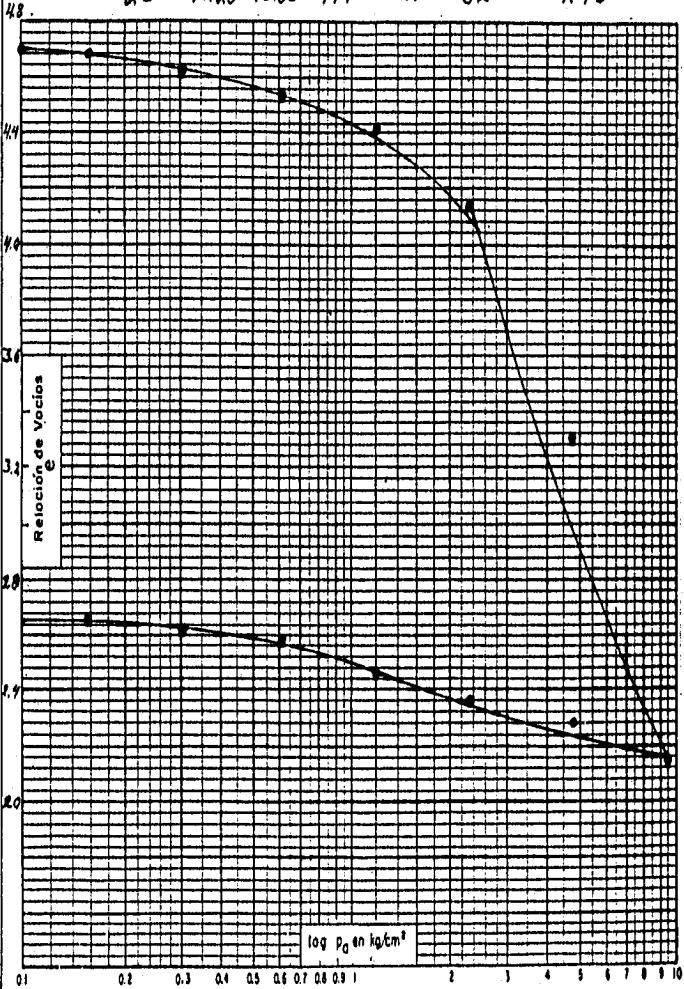


FIGURA No. C-4

PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA No: 9617-1 SONDEO SM-1 LOCALIZACION CALZ. LA VIGA

SIMBOLO MUESTRA	PROFUNDIDAD	W(%)	e_0	Sr(%)	Pc (kg./cm ²)
J2	19.80 - 20.60	220	1.2	101	1.05

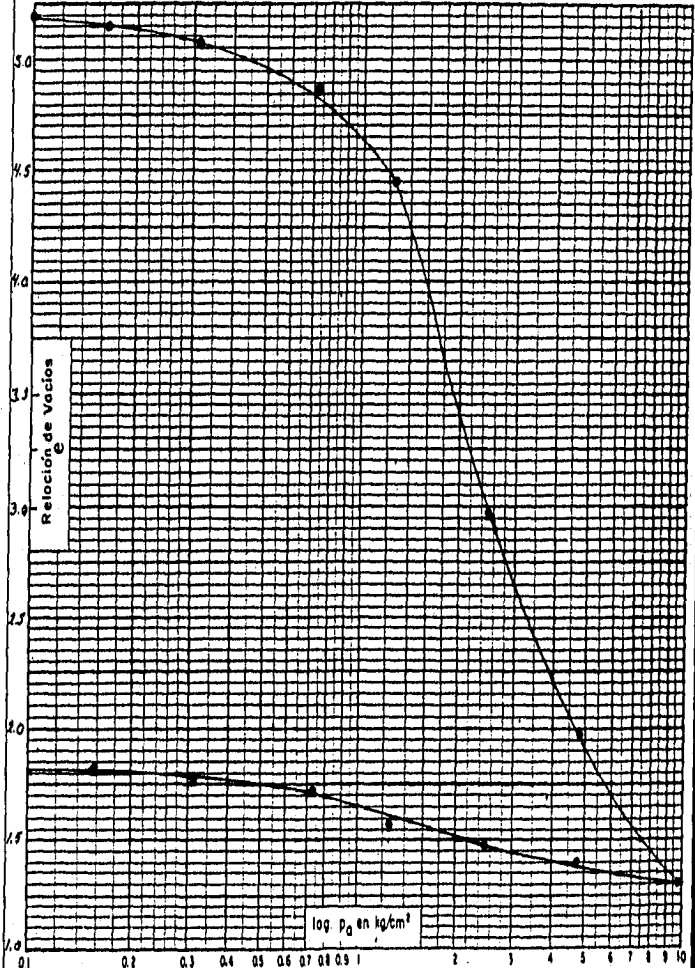


FIGURA No. C-5

PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA No: 9617-1 SONDEO SM-1 LOCALIZACION CALZ. LA VIGA

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W(%)	e_0	Sr(%)	Pc (kg./cm ²)
41	26,00-26,80	306	77	96	1.15	

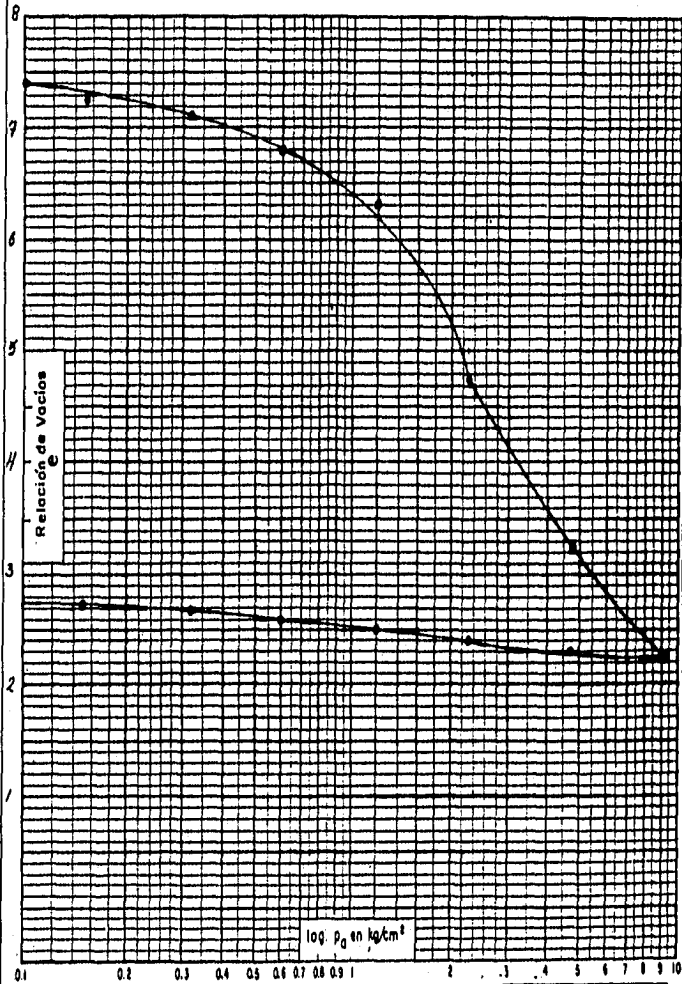


FIGURA No. C-6

PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA No: 9617-1 SONDEO SM-1 LOCALIZACION CALZ. LA VIGA

SIMBOLO MUESTRA	PROFUNDIDAD	W(%)	e _s	Sr(%)	Pc (kg./cm ²)
5/	32.20-33.0	46/	6.2	100	1.60

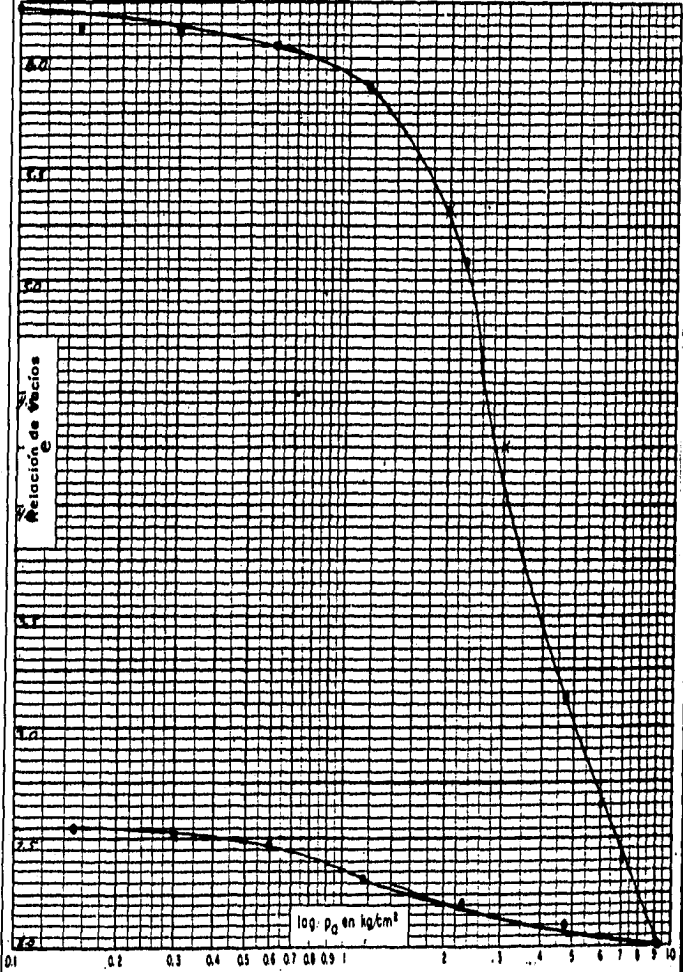
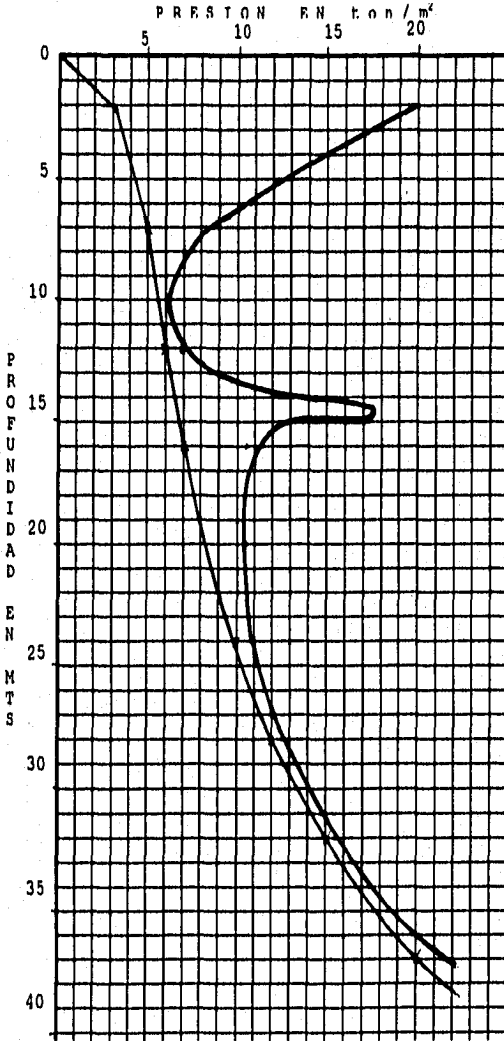


FIGURA No. C-7

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS

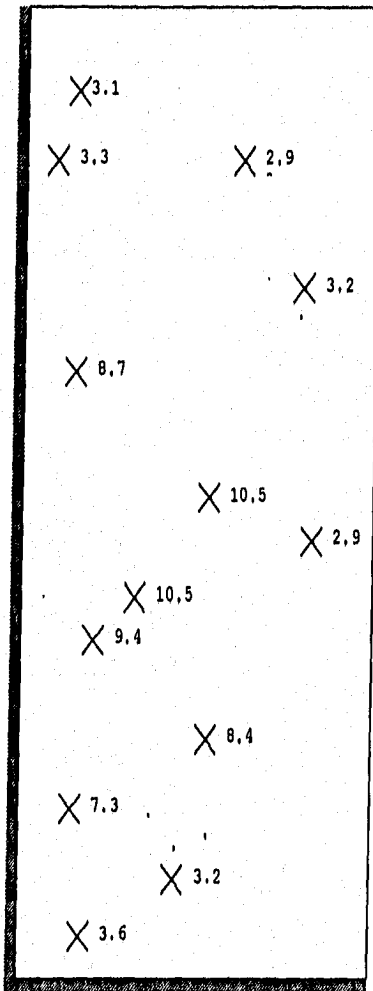


P_o : PRESIÓN EFECTIVA
 P_c : PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN

FIGURA No. C-8

EXPANSIONES ELASTICAS

ORIENTE 80



C
A
L
Z
A
D
A

D
E

L
A
V
I
G
A

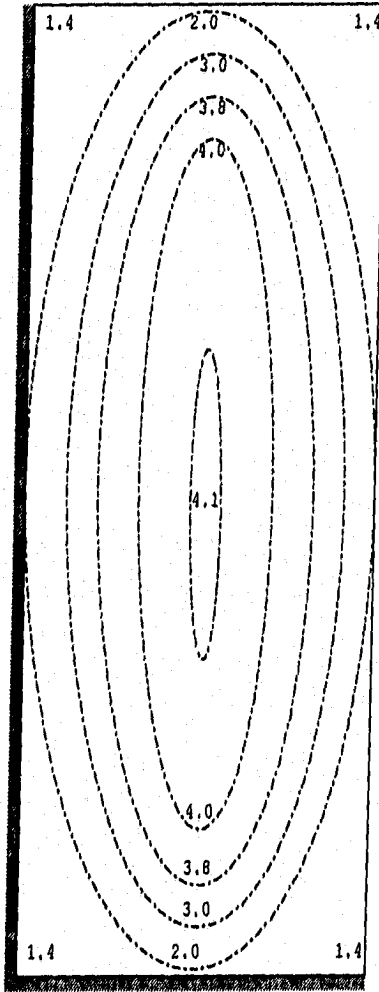
UBICACIÓN DE LAS EXPANSIONES MAXIMAS

COTAS EN CENTIMETROS

FIGURA No. C-9

ASENTAMIENTOS

ORIENTE 60



C
A
L
Z
A
D
A

D
E

L
A

V
I
G
A

CURVAS DE MISMA ELEVACION

COTAS EN CENTIMETROS

FIGURA No. C-9

CAPÍTULO III.

**RESISTENCIA
AL
CORTE
EN
SUELOS****RESUMEN:**

En este capítulo, se engloban los conocimientos necesarios para la realización de las principales pruebas, que se efectúan sobre una muestra de suelo, con el fin de determinar sus propiedades y características de resistencia al esfuerzo cortante, tanto en campo como en laboratorio.

Se presentan también las pruebas realizadas sobre las muestras obtenidas en los sondeos SM-1, PCA-1 y PCA-2, de las cuales se plantean los parámetros físicos del suelo

CONTENIDO:

- 3.1.- TEORÍA DE FALLA EN SUELOS.
- 3.2.- PRUEBAS DE LABORATORIO.
- 3.3.- PRUEBAS DE CAMPO.
- 3.4.- ANEXO D (PRUEBAS DE LABORATORIO).

3.1.- TEORÍA DE FALLA EN SUELOS¹.

Dentro de los aspectos principales de la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica, sobre una masa de suelo, es la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante, la cual determina las características de respuesta de los suelos al ser sometidos a cargas y descargas, así como a efectos requeridos para poder soportar a estas cargas,

Uno de los primeros investigadores que trato de comprender la resistencia de los suelos, al ser sometido a efectos de esfuerzos cortantes, fue el físico francés COULOMB, en el año de 1776. En sus primeros trabajos, trató de reflejar la resistencia al corte en suelos sobre la tensión entre las partículas que lo conforman, aplicando los principios de la fricción entre cuerpos de acuerdo con la mecánica elemental.

Donde un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal "P", se trata de deslizar sobre una superficie rugosa, para lo cual se requiere de una fuerza "F" que a su vez es proporcional a "P".

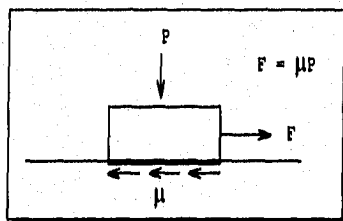


DIAGRAMA DE COULOMB
PARA LA DESCRIPCIÓN
DE LA RESISTENCIA
AL ESFUERZO CORTANTE
EN SUELOS

En esta teoría COULOMB admitió que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de una superficie plana de deslizamiento, donde su resistencia se rige bajo el mecanismo de fricción mencionado; teniendo que en una masa de

1.- G. B. SOWER Y G. F. SOWER, Introducción a la Mecánica de Suelos y cimentaciones, 1972.

suelo con un plano potencial de falla ($A - A'$), el esfuerzo cortante máximo (τ_{max}) y la resistencia al esfuerzo cortante por unidad de área (S) son proporcionales al valor de la presión normal (σ) en el plano ($A-A'$).

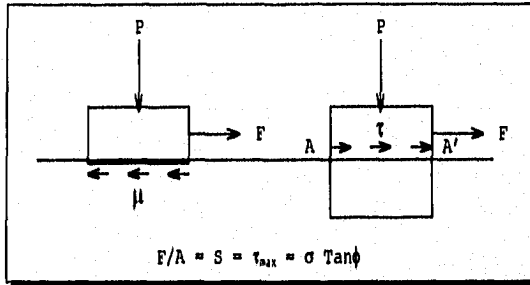


DIAGRAMA DE COMPARACIÓN ENTRE EL MECANISMO
DE FRICCIÓN Y LA IDEA DE COULOMB SOBRE LA
RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

A partir de este teorema, surge una ley de resistencia, la cual determina que la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante τ , alcanza un valor de "S", siendo este:

$$S = \sigma \text{ Tan}\phi$$

Entre los valores de S y $\sigma \text{ Tan}\phi$, COULOMB definió que existe una constante de proporcionalidad, denominada como ángulo de fricción interna (ϕ), la cual depende y varía de acuerdo con el material que compone a un suelo.

Dentro de su teoría COULOMB observó que en otros materiales, tales como la arcilla el comportamiento era distinto, ocurriendo que las arcillas no deslizaban presentando una resistencia al esfuerzo cortante, aunque el esfuerzo debido a la presión normal sea nulo. a este

comportamiento COULOMB lo denominó cohesión, al cual consideró de constante del material,

Con base en que las arcillas francas o puras parecía independiente de la presión normal existiendo solo la cohesión, determinó que la ley de resistencia de los suelos cohesivos sería:

$$S = C$$

Así COULOMB, descubrió que los suelos presentan características mixtas; presentando tanto cohesión como presión entre partículas, en menor o mayor grado, por lo cual desarrollo una teoría combinando las anteriores, planteando una ley de resistencia que puede aplicarse en este tipo de suelos, estableciendo:

$$S = C + \sigma \text{ Tan} \phi$$

Esta teoría se utilizó a lo largo de casi un siglo, al cabo del cual se detectaron ciertas diferencias entre la realidad y la práctica.

Según TERZAGHI, basándose en investigaciones experimentales, sobre las expresiones que planteó COULOMB, donde intervienen la presión total interna deberían de cambiar, empleando la presión interna efectiva, desarrollando la siguiente expresión:

$$S = C + (\sigma - U_n) \text{ Tan} \phi$$

Donde:

U_n representa la presión neutral en el agua.

Esta modificación realizada por TERZAGHI, toma en cuenta la influencia del agua contenida dentro de un suelo, descubriendo que el valor de U_n depende tanto de las

ESTA TESIS NO DEBE
CALIR DE LA BIBLIOTECA

condiciones de carga como de la velocidad de aplicación, distinguiendo una resistencia rápida y una resistencia lenta.

Posteriormente al igual que TERZAGHI, HOURSTEU demostró que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas, propuesto por COULOMB, no era una constante del material, sino que variaba en función del contenido de agua, estableciendo que la ecuación de COULOMB resultaba ser:

$$S = F(w) + (\sigma - U_n) \tan \phi$$

Eliminando la idea de que C fuese una constante.

De este modo se presenta la analogía que hizo MOHR, para la resistencia de los suelos, utilizando los esfuerzos principales.

En la figura 1, se muestra un elemento que se analiza en dos direcciones, estando sometido a esfuerzos cortantes y normales ($\sigma_y > \sigma_x$). Los cuales actúan en el plano EF, el cual forma un ángulo θ con el plano AB.

Para el análisis de los esfuerzos normales y cortantes sobre el plano requerido se deben de recurrir al cuerpo libre formado por este plano (fig. 2), donde σ_n y τ_n son los esfuerzos normal y cortante respectivamente.

Obteniéndose así, el siguiente desarrollo de análisis.

$$EB = EF \cos \theta$$

$$FB = EF \sin \theta$$

Realizando la sumatoria de las fuerzas actuantes sobre el elemento en direcciones N y T se tiene:

$$\sigma_n(EF) = \sigma_x(EF)\sin^2\theta + \sigma_y(EF)\cos^2\theta + 2\tau_{xy}(EF)\sin\theta\cos\theta$$

$$\sigma_n = \sigma_x\sin^2\theta + \sigma_y\cos^2\theta + 2\tau_{xy}\sin\theta\cos\theta$$

$$\tau_n(EF) = -\sigma_x(EF)\text{Sen}\theta\text{Cos}\theta + \sigma_y\text{Sen}\theta\text{Cos}\theta - \tau_{xy}(EF)\text{Cos}^2\theta + \tau_{xy}(EF)\text{Sen}^2\theta$$

$$\tau_n = \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)\text{Sen}2\theta - \tau_{xy}\text{Cos}2\theta$$

Y el ángulo formado entre los planos queda como:

$$\text{Tan}2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{(\sigma_y - \sigma_x)}$$

Obteniendo así, los esfuerzos principales mayor y menor:

Esfuerzo principal mayor.

$$\sigma_n = \sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

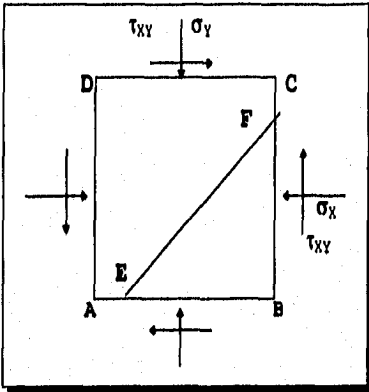
Esfuerzo principal menor.

$$\sigma_n = \sigma_3 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Estos esfuerzos se pueden calcular también por medio del círculo de MOHR (fig. 3), según la expresión:

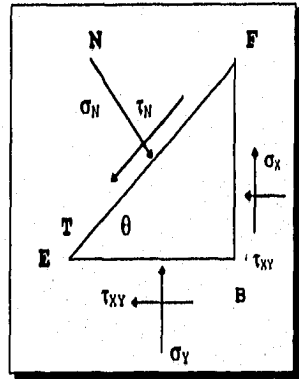
$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Así, se pueden evaluar los esfuerzos principales realizando una unión de métodos como lo indica la figura 4.



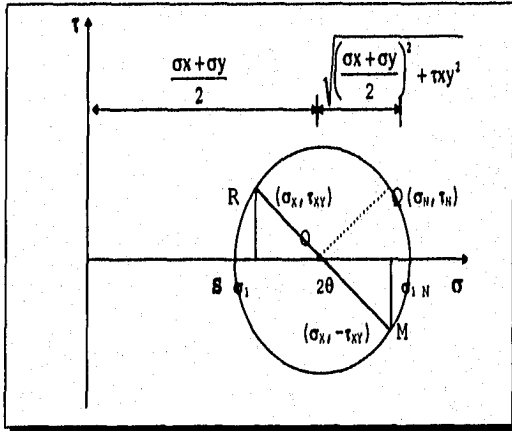
(FIGURA # 1)

ELEMENTO DE SUELO CON ESFUERZOS
NORMALES Y CORTANTES



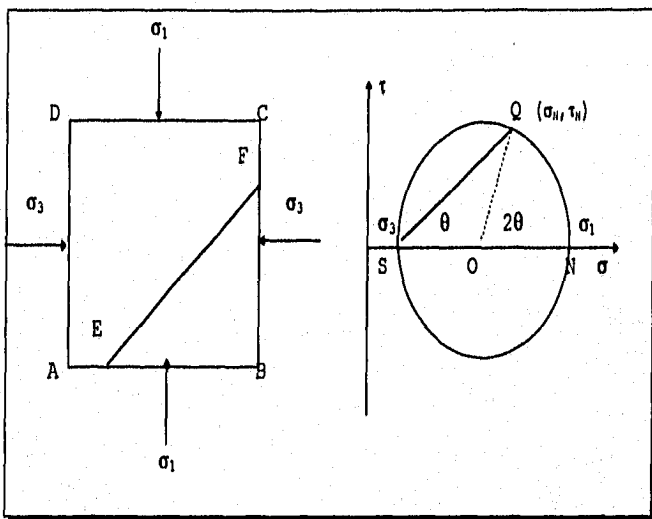
(FIGURA # 2)

DIAGRAMA DE CUERPO
LIBRE EN EFB



(FIGURA # 3)

PRINCIPIOS DEL CIRCULO DE MOHR



(FIGURA # 4)

ESFUERZOS PRINCIPALES Y SU REPRESENTACIÓN
EN EL CIRCULO DE MOHR

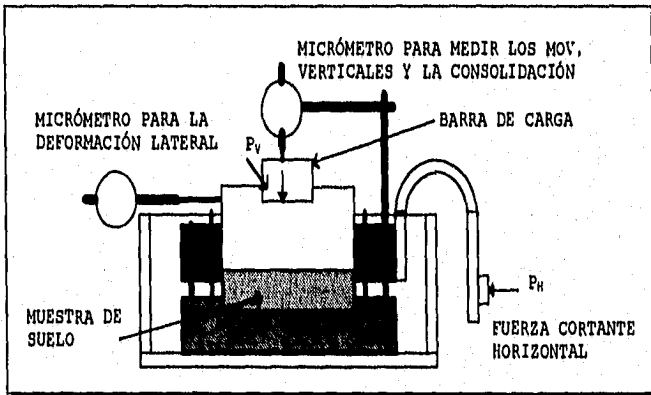
3.2.- PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las pruebas para la determinación del esfuerzo cortante en suelos, se realizan en muestras de suelos inalterados, de tal modo que el procedimiento de las pruebas varía entre una y otra dependiendo de que o cual sea la prueba que se desea realizar sobre la muestra obtenida.

3.2.1.- CORTE DIRECTO.

Esta prueba de corte en suelos fue muy utilizada para determinar su resistencia; estas pruebas fueron sustituidas por las pruebas triaxiales de compresión.

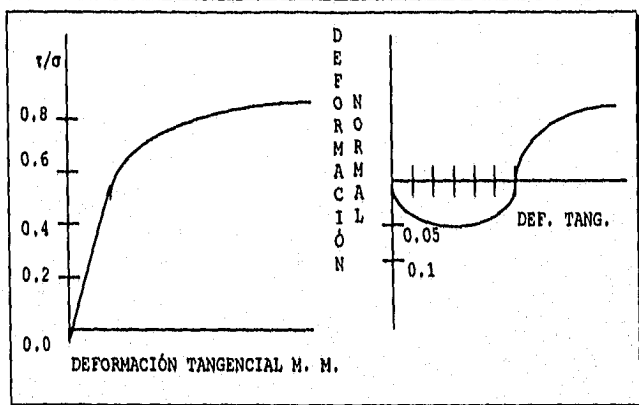
La prueba se realiza con un aparato constituido por dos marcos, uno fijo y otro móvil, los cuales contienen a la muestra del suelo, también consta de dos piedras porosas, colocadas en los extremos de la muestra proporcionando superficies de drenaje del agua contenida en la muestra.



ESQUEMA DEL EQUIPO DE CORTE DIRECTO
EN LABORATORIO

El marco móvil, tiene un mecanismo de carga, el cual puede aplicar cargas o fuerzas, las cuales provocan la falla sobre la muestra en un plano bien definido, así mismo se aplica una carga sobre la cara superior de la muestra, proporcionando una presión normal al plano efectivo de falla, las deformaciones que sufre la muestra en sus direcciones horizontal y vertical, son medidas por micrómetros o extensómetros colocados alrededor de toda la zona donde se encuentra la muestra.

Las variables de realización de esta prueba son el control de los esfuerzos y deformaciones actuantes en la muestra en estudio.



La realización de varias pruebas con variación de la presión normal, pueden trazar gráficas de esfuerzos-deformaciones, basándose en los valores de los esfuerzos normales y los cortantes obtenidos, determinándose así, una línea de falla del material en estudio.

La única desventaja sobre la utilización de estas pruebas, son el desconocimiento de los esfuerzos posibles que actúen en otros planos distintos al de falla.

Estos esfuerzos se pueden determinar en el instante de falla, de tal forma que el círculo de falla es tangencial a la línea de falla.

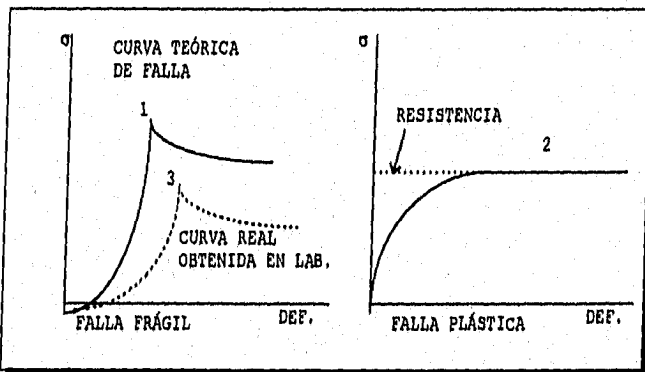
La falla de un material que compone a un suelo, se presenta de acuerdo a las curvas de esfuerzo-deformación antes mencionadas como:

Las curvas # 1 representan una falla frágil, en las cuales, el material al sufrir un esfuerzo máximo definido, su

resistencia desciende al aumentar las deformaciones dentro de su masa.

Las curvas # 2, representan la falla plástica de un material, el cual al sufrir un esfuerzo máximo mantiene su resistencia aunque sufra o exista incremento de las deformaciones presentadas por el material del suelo.

La curva # 3, representa los valores obtenidos en una prueba ensayada de un material de falla frágil.



3.2.2.- PRUEBAS TRIAXIALES.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las pruebas de corte directo y en la actualidad son las más utilizadas para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente estas pruebas pueden variarse a voluntad con respecto a las presiones actuantes a los planos ortogonales que rigen a un espécimen de suelo, pero por sencillez en su realización, los esfuerzos en dos direcciones son iguales,

estos especímenes son cilíndricos y usualmente están sujetos a presiones laterales creadas por un líquido o fluido, del cual se protegen con una membrana impermeable, para lograr un debido confinamiento la muestra se coloca dentro de una cámara cilíndrica y hermética, hecha con cristal de lucita con bases de metal ; en las bases de la muestra se colocan piedras porosas, las cuales se comunican con una bureta exterior, lo cual permite medir los cambios volumétricos de la muestra durante el ensaye. El fluido dentro de la cámara puede tomar cualquier presión deseada por la acción de un compresor. La carga axial sobre la muestra se trasmite a la probeta por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que proporciona el fluido dentro de la cámara es hidrostática y produce los esfuerzos principales e iguales en todas direcciones sobre el espécimen, tanto axiales como laterales, así también actuara la carga axial exterior sobre el espécimen.

La prueba triaxial con mayor uso es; en la que la carga transmitida al espécimen se efectúa por medio del vástago, donde el valor de esta presión ($\Delta\sigma$; incremento del esfuerzo axial), sumada a la presión ejercida por la presencia del fluido (σ_c ; esfuerzo confinante), dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra de suelo (σ_a).

$$\sigma_a = \sigma_c + \Delta\sigma$$

Las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: pruebas de compresión y de extensión.

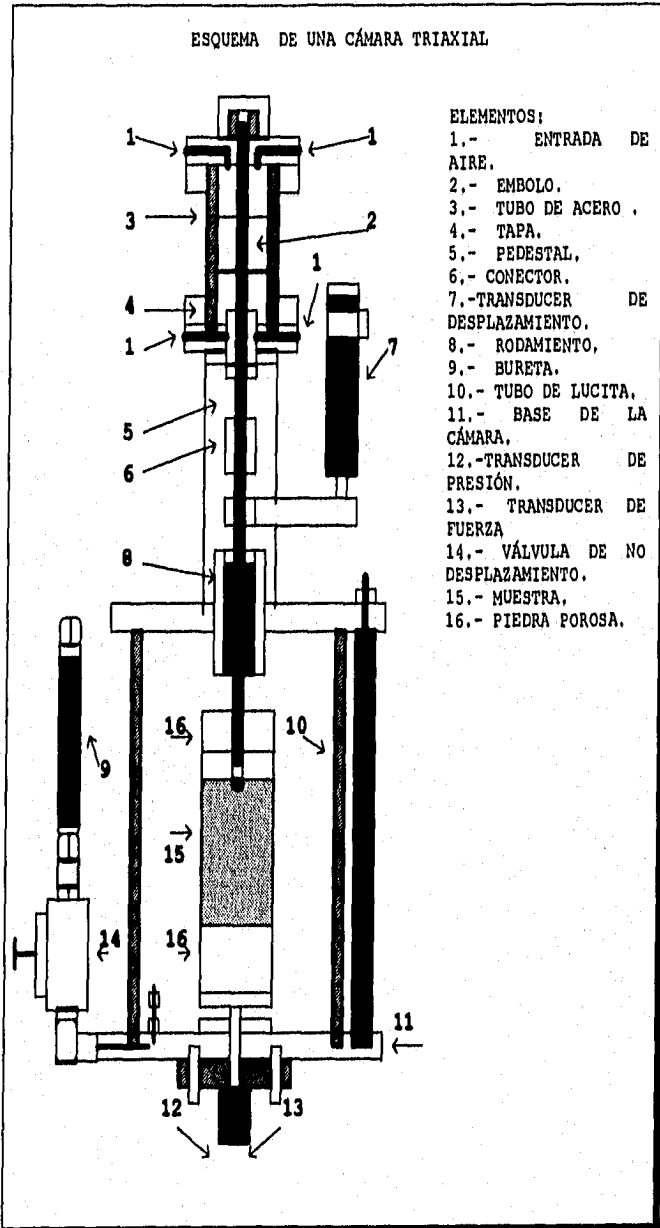
PRUEBAS DE COMPRESIÓN Y EXTENSIÓN	
PRUEBAS DE COMPRESIÓN	PRUEBAS DE EXTENSIÓN
TIPO C. I.	TIPO E. I.
$\sigma_c = \text{CONSTANTE}$ $\sigma_{\text{AXIAL}} = \text{AUMENTA}$	$\sigma_c = \text{CONSTANTE}$ $\sigma_{\text{AXIAL}} = \text{DISMINUYE}$
TIPO C. II.	TIPO E. II.
$\sigma_c = \text{DISMINUYE}$ $\sigma_{\text{AXIAL}} = \text{CONSTANTE}$	$\sigma_c = \text{AUMENTA}$ $\sigma_{\text{AXIAL}} = \text{CONSTANTE}$
TIPO C. III.	TIPO E. III.
$\sigma_c = \text{DISMINUYE}$ $\sigma_{\text{AXIAL}} = \text{AUMENTA}$ (AMBOS SIMULTÁNEAMENTE)	$\sigma_c = \text{AUMENTA}$ $\sigma_{\text{AXIAL}} = \text{DISMINUYE}$ (AMBOS SIMULTÁNEAMENTE)

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , y σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y menor. En una prueba de compresión, el esfuerzo axial será el esfuerzo principal mayor (σ_1), y los esfuerzos menor e intermedio serán iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) correspondiendo a la presión lateral. En una prueba de extensión el esfuerzo axial siempre será el esfuerzo principal menor (σ_3), y los esfuerzos mayor e intermedio serán iguales ($\sigma_1 = \sigma_2$) correspondiendo a la presión lateral. El estado de los esfuerzos se puede considerar constante en un instante en toda la muestra, pudiendo recurrir a la solución gráfica de MOHR, utilizando σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor.

Las pruebas triaxiales están constituidas por dos etapas; la primera es aquella en la que se aplica la presión confinante de cámara (σ_c), durante la cual puede o no permitirse el drenaje de la muestra; en la segunda etapa se carga la muestra sujetándola a esfuerzos cortantes

PRUEBAS TRIAXIALES		
PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TIPOS DE PRUEBA
APLICACIÓN DEL ESFUERZO CONFINANTE σ	INCREMENTO DEL ESFUERZO, AXIAL O RADIAL, PARA LLEGAR A LA FALLA	
DRENES ABIERTOS SE PERMITE LA CONSOLIDACIÓN	SE PERMITE EL DRENAJE EN LA ETAPA DE FALLA	CD
DRENES ABIERTOS SE PERMITE LA CONSOLIDACIÓN	NO SE PERMITE EL DRENAJE EN LA ETAPA DE FALLA	CU
DRENES CERRADOS NO SE PERMITE LA CONSOLIDACIÓN	NO SE PERMITE EL DRENAJE EN LA ETAPA DE FALLA	UU

De la tabla anterior, se describen los procesos básicos de las pruebas triaxiales, determinando que para toda prueba existen dos pasos principales; la aplicación del esfuerzo confinante y el incremento de los esfuerzos axiales y laterales.



3.2.3.- PRUEBAS DE COMPACTACION,

Las pruebas de compactación en el laboratorio se utilizan para determinar las relaciones entre los pesos volumétricos y el contenido de agua en el suelo, al aplicarles una energía de compactación,

Las pruebas de compactación se clasifican de acuerdo a la forma de aplicación de la energía como estáticas, dinámicas y por amasado,

Las pruebas más comunes para compactación son:

- 1.- Prueba estática PORTER.
- 2.- Prueba dinámica PROCTOR estándar.
- 3.- Prueba de amasado tipo HARVARD.

PRUEBA ESTÁTICA PORTER², - esta prueba consiste en seleccionar una muestra de material alterado que pase la malla de 1", y secado al aire o al sol, a este material se le deberá agregar agua de forma gradual e ir mezclando para homogeneizar hasta adquirir una consistencia, tal que al aplicarle una presión con la mano se forme un grumo, sin que existan desmoronamientos o rastros de humedad al soltarla.

Este material se secciona en tres muestras, las cuales se meten en moldes de prueba, compactando o acomodando por medio de golpes concéntricos; a cada muestra se le aplica una carga a velocidad constante durante 5 minutos hasta alcanzar 26,530 kg., y sosteniéndola por un lapso de un minuto, así mismo se descarga en un minuto.

2.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Manual de diseño de Obras Cíviles, TOMO B.2.3., "PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO", 1972.

Las características principales de la prueba son, la existencia de humedad en el borde de la base del molde que indica que la muestra tiene un grado de humedad óptimo, donde se toman los resultados del cálculo del volumen de la muestra, su peso y el contenido de agua presente, a partir de dos fracciones representativas de la muestra misma.

Estos cálculos se efectúan a través de las siguientes expresiones:

$$\gamma_m = W_m / V_m \quad ; \quad \gamma_d = \gamma_m / (1+w)$$

Donde : W_m = Peso de la muestra.

V_m = Volumen de la muestra.

w = Contenido de agua en la muestra.

PRUEBA DINÁMICA PROCTOR ESTÁNDAR³.- para la realización de esta prueba se requieren conocer los estados de consistencia del material a ensayar, así como del contenido de humedad. En esta prueba la muestra se divide en 5 fracciones a las cuales se les agrega el $\pm 2 \%$ y el $\pm 4 \%$ del contenido de humedad, y se guardan dentro de un cuarto húmedo por 24 hrs., una vez transcurrido este tiempo se toman las muestras y se colocan dentro de los moldes, realizando una compactación en capas dentro del molde a cada $1/3$ de la altura del molde, realizándose con veinticinco golpes concéntricos en cada capa, después se enrasa el molde y se toman los pesos, los volúmenes y los contenidos de agua de las muestras.

3.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Manual de diseño de Obras Civiles, TOMO B.2.3., "PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO", 1972.

PRUEBA DE AMASADO TIPO HARVARD⁴,.- esta prueba se realiza en la aplicación de cargas de presión que varían gradualmente de cero a un cierto valor máximo. Esta prueba se utiliza indistintamente en el número de capas y el espesor de estas, las cuales se determinan con respecto a la cantidad del material, y el grado de compactación deseado sobre el requerimiento de proyecto.

Los cálculos para la determinación de los parámetros se efectúan a partir del número de capas determinadas, con las expresiones antes mencionadas.

3.3.- PRUEBAS DE CAMPO.

Las pruebas que se realizan en el sitio donde se encuentra un suelo en estudio para determinar su resistencia al esfuerzo cortante, tienen gran número de variaciones, de acuerdo al número de pruebas que se realicen y al equipo con que se cuente para su ejecución. Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son:

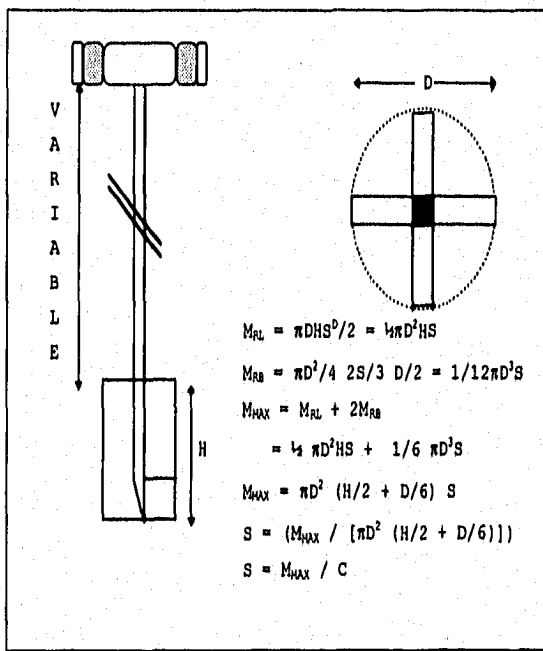
- 1.- Prueba de la veleta.
- 2.- Prueba de la penetración estándar.
- 3.- Prueba de cono eléctrico.
- 4.- Prueba del presiometro.

PRUEBA DE LA VELETA⁵,.- Esta prueba es una manera de estudiar la resistencia al esfuerzo cortante que tienen los suelos cohesivos, la ventaja que presenta esta prueba es su factibilidad de realización sobre muestras de suelo

4.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Manual de diseño de Obras Civiles, TOMO B.2.3., "PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO", 1972.
5.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS, 1992.

depositados de manera natural y sin importar su grado de alteración, esto pues, ya que la veleta se hincan en el estrato de interés.

El aparato utilizado para la realización de esta prueba está constituido por un vástago en cuyo extremo inferior está ligado a la veleta, conformada por lo regular de cuatro espas. Una vez hincada la veleta hasta la profundidad deseada, se le aplica al vástago en su extremo superior un momento torcionante o de giro, que se mide con un mecanismo colocado sobre el vástago.



La prueba se aplica sobre suelos cohesivos plásticos donde se obtendrá una cohesión no drenada, C_u y $\phi = 0$, donde C_u es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo,

medido de acuerdo a los momentos resistentes generados tanto en la base (M_{RB}), como en el área lateral (M_{RL}) del cilindro que forma la veleta.

PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.- Esta prueba permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante un número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro, y obteniendo muestras alteradas para poder identificarlos, conociendo la estratificación y composición del suelo, así como las propiedades físicas e índice del mismo, como lo son: el contenido de humedad, los límites de consistencia y granulometría, entre otros.

Esta prueba se realiza mediante el hincado del penetrómetro estándar de 60 cm con una masa de 63.5 kg., dejándola caer desde 76 ± 1 cm de altura, durante el proceso se cuentan los golpes necesarios para hincar cada uno de los avances de 15, 30 y 15 cm, la resistencia a la penetración de un material se define como el número de golpes, N, necesarios para hincar los 30 cm intermedios. El número de golpes necesarios para hincar estos 30 cm no deberá ser superior a los 50 golpes, ya que de ocurrir esto se suspenderá la prueba y se proseguiría a perforar lo restante por otros medios.

Los resultados más comunes obtenidos en esta prueba son:

- a) Muestras alteradas.
- b) Perfil estratigráfico.
- c) resistencia a la penetración.

PRUEBA DE CONO ELÉCTRICO.- Esta prueba sirve para determinar las variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta y fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir los

cambios de las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El equipo utilizado en esta prueba consiste en un cono con una celda de carga instrumentada con deformómetros con capacidad de 2 toneladas, resolución de ± 1 Kg., durante la prueba las fuerzas desarrolladas en la punta del mismo, son transmitidas por medios de cables a la superficie y que conectados a una central electrónica, se transforman en una señal digital fácil de leer o comprender. El hincado del cono se realiza a presión con una velocidad constante de 1 cm/seg., las lecturas de resistencia se realizan aproximadamente cada 10 cm de profundidad, lo que proporciona con gran precisión los cambios estratigráficos del subsuelo en estudio.

Los parámetros de resistencia al corte de acuerdo al tipo de suelo en que se realiza la prueba son:

SUELOS COHESIVOS.- La resistencia al corte en suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener con la expresión:

$$C_{UV} = q_c / N_k$$

Donde:

C_{UV} = Resistencia al corte no drenada, t/m^2

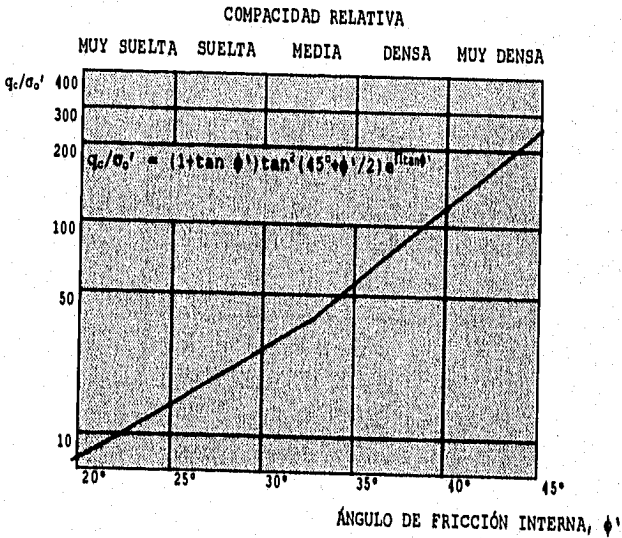
q_c = Resistencia de punta de cono, kg/cm^2

N_k = Coeficiente de correlación

Los valores del coeficiente N_k , determinados para los suelos son:

TIPO DE SUELO	q_c	PRUEBA	
		TRIAJAXIAL UU	COMPRESIÓN SIMPLE
COSTRA SECA	$5 < q_c < 10$	$q_c / 14$	$q_c / 20$
ARCILLAS BLANDAS	$q_c > 5$	$q_c / 13$	$q_c / 16$
LIMOS ARCILLOSOS DUROS	$q_c > 10$	$q_c / 24$	$q_c / 54$

SUELOS FRICCIONANTES.- La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de las arenas finas se muestra en la gráfica siguiente, en la cual se presenta una solución para determinar el valor de ϕ en función de q_c y de σ'_v , donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo.



PRUEBA DEL PRESIÓMETRO.- Esta prueba es utilizada para la obtención de muestras inalteradas consecutivas en suelos arcillosos. Este tipo de prueba se pueden desarrollar sobre cualquier terreno a cualquier profundidad deseada, y de esta prueba se obtienen los parámetros de resistencia y de

deformación del suelo, con los cuales se puede desarrollar el cálculo de la capacidad de carga y los asentamientos de las estructuras de cimentación,

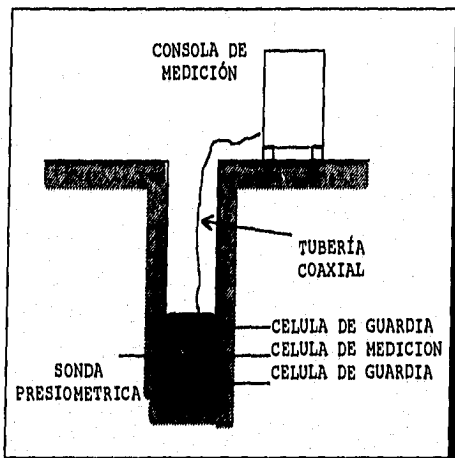
El equipo de prueba esta constituido por: una consola de medición, denominada también como "controlador de presión-volumen" la cual permite controlar y medir la presión volumétrica y los cambios de volumen dentro de la tubería-sonda; una sonda dilatada, esta se compone por tres cámaras conformándose de la siguiente manera, una celda de medición, la cual recibe la presión del fluido transmitida por la consola, y dos células de guardia, colocadas en los extremos del dispositivo; el presiómetro cuenta también con tuberías coaxiales, las cuales sirven de conducción al fluido inyectado desde la consola de medición.

La instalación del dispositivo de prueba se realiza en una perforación en el suelo, de tal forma que las paredes de la misma resulten lo menos alteradas, para obtener los parámetros de un suelo in situ en estado virgen. La presión aplicada a las cédulas, se incrementa según una progresión aritmética de volumen en un periodo a presión constante.

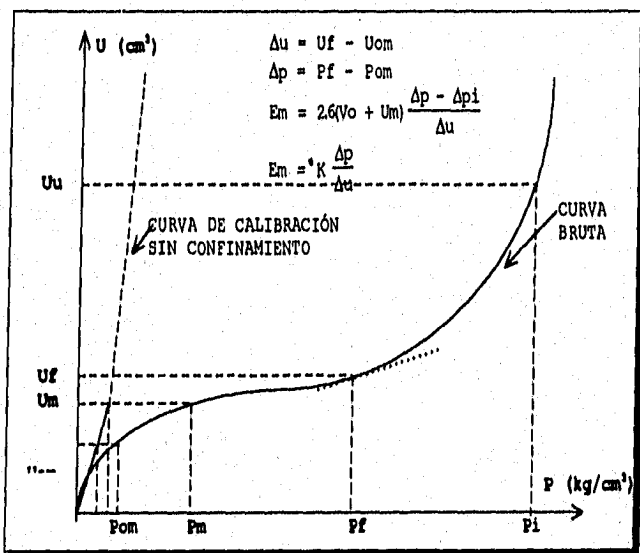
Las características de respuesta de un suelo, se realizan de acuerdo a la interpretación de los diagramas de carga, en cada profundidad calculando las características del modulo de deformación presiométrico y la presión de ruptura o la presión limite que soporta el suelo, a partir de la gráfica siguiente.

El implemento de este tipo de pruebas se remonta hasta los años 30's, donde el primero en desarrollar un dispositivo para realizar cargas laterales dentro de una perforación fue el ingeniero alemán, KÖGLER, apartar de 1955

el francés LOUIS MENARD, desarrollo un prototipo de los elementos que constituyen al presiómetro actual.



ESQUEMA DEL EQUIPO DE PRUEBA DE PRESIÓMETRO



GRÁFICA DE CALIBRACIÓN DE LA CURVA PRESIOMETRICA CLÁSICA

ANEXO D

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante se realizaron sobre muestras inalteradas obtenidas en los sondeos SM-1, PCA-1 y PCA-2. A base del muestreador SHELBY de pared delgada y muestras cúbicas, respectivamente,

Las pruebas que se realizaron son:

- 1.- Compresión axial no confinada, conocida como compresión simple.
- 2.- Compresión triaxial, del tipo no consolidada-no drenada o TR-UU.

La realización de estas pruebas se realizaron de acuerdo a las especificaciones establecidas mediante la S. A. R. H.

De las pruebas, se obtuvo la envolvente de los círculos de MOHR, las cuales definen a la ley de resistencia de los materiales, correspondientes a los estados de esfuerzos máximos, determinados en las pruebas de compresión triaxial.

Los resultados de las pruebas hechas sobre las muestras obtenidas, se describen en las figuras D-1 a D-3.

ANEXO D

CÍRCULOS DE MOHR COMPRESIÓN

9617-1
 OBRA No. GRI : CALZADA DE LA VIGA
 LOCALIZACION : POZO A CIELO ABIERTO PCA-1
 TIPO DE SUELO : FENO DE SOMBINO 2.25 - 2.50 M
 MUESTRA No. 1 PROF.:
 DESCRIPCION : ARCILLA LIMO ARENOSA CAFÉ.

PRUE No	wi %	wf %	ei	ef	Srl %	Srf %	cm t/m	σ t/m	γ t/m	PARAMETR DE RESIST	
										φ	ψ
1	64.2						2.5	65.89	1.39		ψ = 21°
2	64.0						5.0	69.04	1.42		φ = 2.2
3	70.1						10.0	69.90	1.31		
4											
5											

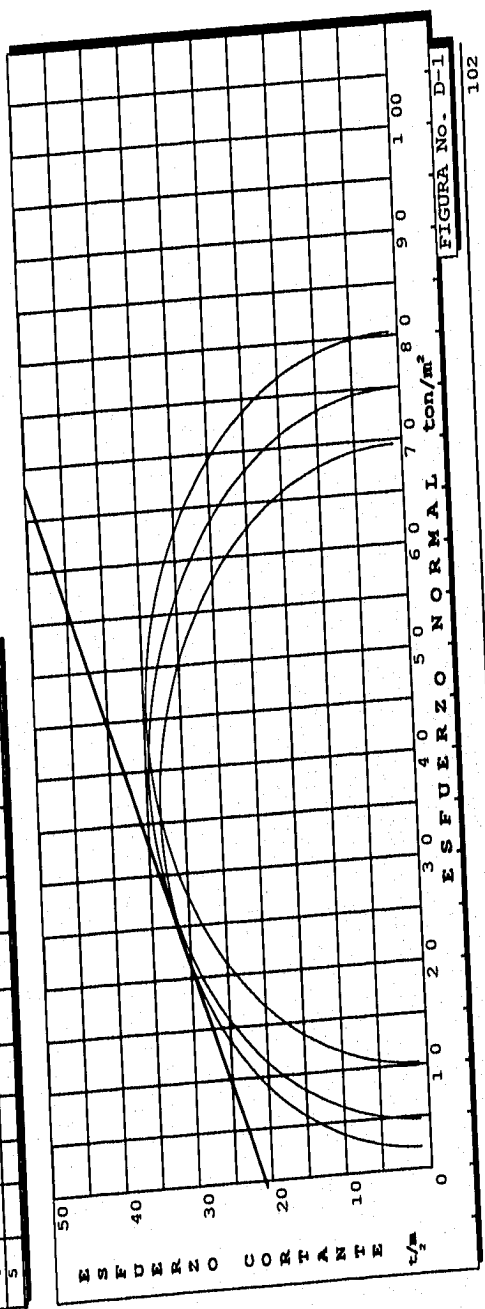


FIGURA NO. D-1
102

CÍRCULOS DE MOHR COMPRESIÓN

CASA No. GMI : 9617-1
 LOCALIZACIÓN : CALZADA DE LA VIGA
 TIPO DE SUELO : FOSO A CIELO ABIERTO PCA-2
 MUESTRA No. : 1 PROF. : 2.70 - 3.00 M
 DESCRIPCIÓN : ARCILLA LIMO CON FOCA ARENA
 FINA CAFÉ OSCURO

PRUE NO	wf %	wl %	ef %	Si	Szf	cm	σ	γ	PARAMETR O RESIST
1	52.5					2.5	15.54	1.60	
2	48.2					5.0	18.24	1.62	$\phi = 19^\circ$
3	50.4					10.0	22.58	1.66	$C = 4.8$
4									t/m^2
5									

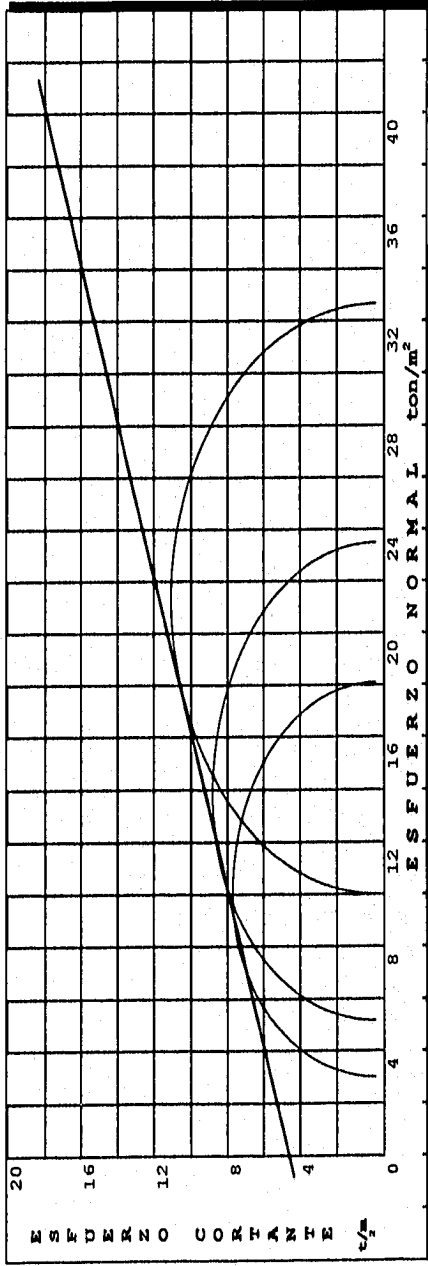


FIGURA No. D-2

CÍRCULOS DE MOHR COMPRESIÓN

CORBA No. GRU : 9617-1
 LOCALIZACION : CALZADA DE LA VIGA
 TIPO DE SONDEO: MKTO SM-1
 HERRERA No. 10 PROF.: 6.00 - 6.80 M
 DESCRIPCION : ARCILLA LIMO ARENOSA.
 GRIS VERDOSA

PRUE NO	wf %	wl %	el %	ef %	Sil %	Sif %	cm t/m	σ t/m	γ t/m	PARAMETER RESIST
1	130.8						2.5	5.55	1.37	
2	129.4						5.0	5.99	1.37	φ = 1°
3	142.8						10.0	6.03	1.30	C = 3.0 t/m ²
4										
5										

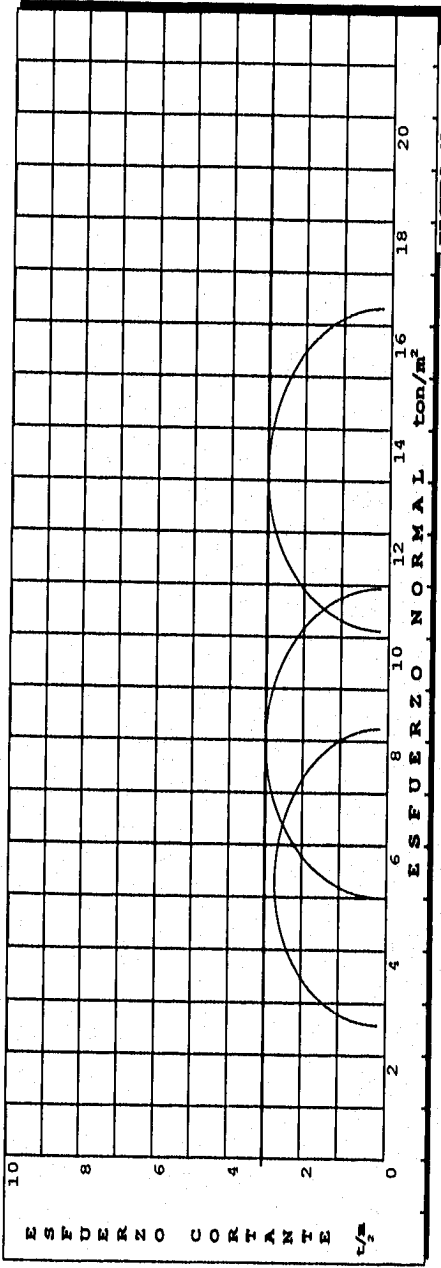


FIGURA No. D-3

CAPÍTULO IV.

**EMPUJE
DE
SUELOS****RESUMEN:**

Este capítulo contiene las principales teorías sobre los empujes ejercidos por un suelo a las estructura de retención, que mas se emplean en la construcción.

Así como el análisis de los empujes establecidos para el estudio de Mecánica de Suelos.

CONTENIDO:

- 4.1.- TEORÍAS BASICAS SOBRE EMPUJES.
- 4.2.- ANÁLISIS DE OBRAS DE PROTECCIÓN
EMPUJES,
- 4.3.- ANEXO E (EMPUJE DE TIERRAS).

4.1.- TEORÍAS BÁSICAS SOBRE EMPUJES.

De acuerdo a las características de trabajo de un suelo, existen varias formas de analizar las estructuras que la sostienen, y a la posición en que se encuentre, ya sea, horizontal, inclinado o vertical. Así mismo, los suelos se pueden presentar no de forma natural, esto es, que los suelos sean de composición residual.

En la práctica existen dos formas de analizar y diseñar un muro, de acuerdo a las limitaciones del proyecto y a la forma de trabajo. La primera, Cuando la estructura debe de mantener un estado de deformaciones nulo o en **reposo**, esto es, que no existan deformaciones en la estructura, tales son los casos de: tanques sumergidos, cajones de cimentación, carcamos de bombeo, entre otras; la segunda, cuando se permitan movimientos de la estructura de retención, creándose dos estados de trabajo, el **activo**, donde el peso del suelo ejerce acción sobre el muro, es decir, donde el suelo empuja al muro, y el **pasivo**, donde se ejerce una acción contraria al estado activo, o donde el suelo es empujado por el muro.

Para la obtención de los empujes que ejerce un suelo sobre una estructura de retención, los investigadores han creado diversas teorías de estudio como RANKINE, COULOMB, CULMAN y TERZAGHI.

4.1.1.- TEORÍA DE RANKINE¹.

Esta teoría establece que un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente

1.- JUAREZ BADILO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

generalizado. De lo anterior se crean dos situaciones de un suelo en estado plástico.

El que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza un valor mínimo de K_a y z , denominado empuje activo.

El que ocurre cuando el esfuerzo horizontal llega a un valor máximo de K_p y z , denominado empuje pasivo.

Donde cada uno es respectivamente:

Estado activo:

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

Estado pasivo:

$$K_p = N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Estado en reposo:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

Estas expresiones son los coeficientes activos, pasivos y en reposo de las presiones que ejercen los suelos sobre las estructuras de retención.

Donde μ corresponde a la relación de POISSON, para los distintas estructuras de los materiales que conforman un suelo.

RELACION DEL MÓDULO DE POISSON APROXIMADO

MATERIAL	μ
ARCILLA HUMEDA	0.10 - 0.30
ARCILLA ARENOSA	0.20 - 0.35
ARCILLA SATURADA	0.45 - 0.50
LIMO	0.30 - 0.35
LIMO SATURADO	0.45 - 0.50
ARENA SUELTA	0.20 - 0.35
ARENA DENSA	0.30 - 0.40
ARENA FINA	0.25 - 0.30
ARENA GRUESA	0.15 - 0.25
ROCA	0.10 - 0.30
CONCRETO	0.15 - 0.25

RANKINE propuso también el análisis de los empujes de un suelo puramente friccionante sobre un elemento de retención:

EMPUJE ACTIVO:

$$E_A = \frac{1}{2N} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

EMPUJE PASIVO:

$$E_P = \frac{1}{2N} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2$$

EMPUJE EN REPOSO:

$$E_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

Suelos en el caso que la superficie del relleno sea un plano inclinado con un ángulo β con la horizontal, los empujes activos y pasivos se calculan como:

EMPUJE ACTIVO:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\text{Cos} \beta \frac{\text{Cos} \beta - \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}}{\text{Cos} \beta + \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}} \right]$$

EMPUJE PASIVO:

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\text{Cos} \beta \frac{\text{Cos} \beta + \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}}{\text{Cos} \beta - \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}} \right]$$

En suelos cohesivos también implemento un criterio de análisis para determinar los empujes causados por este:

EMPUJE ACTIVO:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2 c H$$

EMPUJE PASIVO:

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2 c H$$

EMPUJE EN REPOSO:

$$E_0 = K_0 \gamma H$$

Según RANKINE la altura máxima a que puede llegarse en un corte vertical en un material cohesivo sin necesidad de implementar un soporte es:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma}$$

Así mismo para la determinación de los empujes en suelos cohesivos-friccionantes RANKINE estableció las siguientes expresiones:

EMPUJE ACTIVO;

$$E_a = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2C}{\sqrt{N_\phi}} H$$

EMPUJE PASIVO:

$$E_p = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 + 2C \sqrt{N_\phi} H$$

Siendo la altura crítica de suspensión sin soporte de un suelo cohesivo-friccionante:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma \sqrt{N_\phi}}$$

A continuación se muestra un programa en lenguaje BASIC para los empujes de suelos, el cual se basa en las características que la teoría de RANKINE propone para un talud y un material determinado, este programa puede ser ejecutado en calculadoras programables, que manejen este tipo de lenguajes.

PROGRAMA EN LENGUAJE BASIC

EMPUJE DE SUELOS

TEORIA DE RANKINE

```

5  SET F(3)
10 REM "****EMPUJE DE SUELOS****"
15 REM "****TEORIA DE RANKINE****"
20 INPUT "DAME LA ALTURA H=";H

```

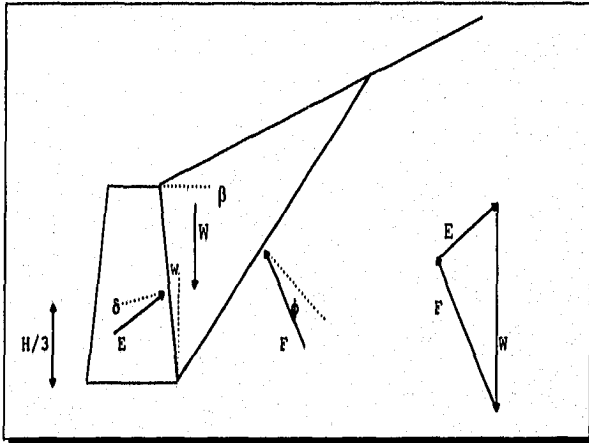
```

25 INPUT "DAME GAMA G=";G
30 INPUT "DAME FI=";F
35 INPUT "DAME C=";C
40 INPUT "DAME Mu=";M
45 INPUT "DAME B=";B
50 LET No=(TAN(45°-F/2))^2
55 LET N=(TAN(45°+F/2))^2
60 LET Ko=M/(1-M)
65 IF B=0 THEN 110
70 PRINT "SUELO FRICCIONANTE"
75 LET Ea=0,5*No*G*H^2
80 LET Ep=0,5*N*G*H^2
85 LET Eo=Ko*G*H^2
90 PRINT "EMPUJE ACTIVO Ea=";Ea
95 PRINT "EMPUJE PASIVO Ep=";Ep
100 PRINT "EMPUJE EN REPOSO Eo=";Eo
105 GOTO 260
110 IF C=0 THEN 200
115 IF F=0 THEN 160
120 PRINT "SUELO COHESIVO FRICCIONANTE"
125 LET Ea=0,5*No*G*H^2-(2*C/SQRN)*H
130 LET Ep=0,5*N*G*H^2+2*C*SQRN*H
135 PRINT "EMPUJE ACTIVO Ea=";Ea
140 PRINT "EMPUJE PASIVO Ep=";Ep
145 LET Hc=4*C*SQRN/G
150 PRINT "ALTURA CRITICA Hc=";Hc
155 GOTO 260
160 PRINT "SUELO COHESIVO"
165 LET Ea=0,5*G*H^2-2*C*H
170 LET Ep=0,5*G*H^2+2*C*H
175 PRINT "EMPUJE ACTIVO Ea=";Ea
180 PRINT "EMPUJE PASIVO Ep=";Ep
185 LET Hc=4*C*G
190 PRINT "ALTURA CRITICA Hc=";Hc
195 GOTO 260
200 PRINT "RELLENO INCLINADO"
205 LET X=COS B
210 LET Y=X^2
215 LET x=(COS F)^2
220 LET Q=X-SQR(Y-X)
225 LET P=X+SQR(Y-X)
230 LET W=X*(Q/P)
235 LET Z=X*(P/Q)
240 LET Ea=0,5*G*H^2*W
245 LET Ep=0,5*G*H^2*Z
250 PRINT "EMPUJE ACTIVO Ea=";Ea
255 PRINT "EMPUJE PASIVO Ep=";Ep
260 PRINT "FIN DEL ANALISIS"
265 END

```

4.1.2.- TEORÍA DE COULOMB².

En esta teoría COULOMB considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña de suelo limitada por un paramento del muro, la superficie del terreno y la superficie de falla potencial dentro del relleno.



MODELO DE COULOMB PARA ESFUERZOS EN SUELOS.

Donde se considera que el equilibrio de la cuña se debe al polígono formado por las fuerzas, W , F , y E , donde al conocerse la magnitud y dirección de W , además de conocer las direcciones E y F , se forma este equilibrio, al cerrarse el polígono de fuerzas.

Este procedimiento de análisis se realiza por tanteos, determinando la cuña crítica que produzca la mayor presión sobre el muro, teniendo también variadas aplicaciones de acuerdo al muro y al terreno.

2.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

Cuando el muro sea liso y vertical $\frac{1}{2} \phi \leq \delta \leq \frac{2}{3} \phi$:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \right]$$

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 k$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen}(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \right]$$

Cuando el muro es de respaldo vertical $\omega = 0$:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen}(\phi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \right]$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen}(\phi + \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \right]$$

Además el relleno es horizontal $\beta = 0$:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen} \phi}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \right]$$

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \frac{\sin(\delta + \phi) \sin \phi}{\cos \delta \cos \beta} \right]^2} \right]$$

Si no hay fricción entre el muro y el relleno $\delta = 0$:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2$$

A continuación se presenta un programa en lenguaje BASIC para la teoría de COULOMB para el empuje de suelos.

PROGRAMA EN LENGUAJE BASIC

EMPUJE DE SUELOS

TEORIA DE COULOMB

```

5  SET F(3)
10 REM "****EMPUJE DE SUELOS****"
15 REM "****TEORÍA DE COULOMB****"
20 INPUT "DAME LA ALTURA H=";H
25 INPUT "DAME GAMA G=";G
30 INPUT "DAME FI=";F
35 INPUT "DAME DELTA D=";D
40 INPUT "DAME REPALDO W=";W
45 INPUT "DAME LA INCLINACIÓN B=";B
50 IF D=0 THEN 260
55 IF F <= D <= 0.66*F THEN 70
60 PRINT "SIN SOLUCIÓN"
65 END
70 IF W=0 THEN 150
75 LET X=(COS(F-W))^2
80 LET X1=COS(D+W)
85 LET X2=(COSW)^2
90 LET X3=COS(W-B)
95 LET X4=SEN(D+F)
100 LET X5=SEN(F-B)
105 LET Y1=COS(W-D)
110 LET Y2=SEN(F+B)
115 LET KA = X/(X2*X1*(1+SQR(X4*X5/(X1*X3))))^2)
120 LET KP = X/(X2*Y1*(1-SQR(X4*X5/(Y1*X3))))^2)
125 LET EA = 0.5*G*H^2*KA
130 LET EP = 0.5*G*H^2*KP

```

```

135 PRINT "EMPUJE ACTIVO EA=";EA
140 PRINT "EMPUJE PASIVO EP=";EP
145 GOTO 280
150 LET X=(COS F)^2
155 LET X1=COS D
160 LET X2=SEN(D+F)
165 IF B=0 THEN 220
170 LET X3=COSEB
175 LET X4=SEN(F-B)
180 LET X5=SEN(F+B)
185 LET KA = X/(X1*(1+SQR(X2*X4/(X1*X3)))^2)
190 LET KP = Y/(X1*(1-SQR(X2*X5/(X1*X3)))^2)
195 LET EA = 0.5*G*H^2*KA
200 LET EP = 0.5*G*H^2*KP
205 PRINT "EMPUJE ACTIVO EA=";EA
210 PRINT "EMPUJE PASIVO EP=";EP
215 GOTO 280
220 LET X3=SENF
225 LET KA = X/(X1*(1+SQR(X2*X3/X1))^2)
230 LET KP = X/(X1*(1-SQR(X2*X5/X1))^2)
235 LET EA = 0.5*G*H^2*KA
240 LET EP = 0.5*G*H^2*KP
245 PRINT "EMPUJE ACTIVO EA=";EA
250 PRINT "EMPUJE PASIVO EP=";EP
255 GOTO 280
260 LET EA = 0.5*G*H^2*(1-SENF)/(1+SENF)
265 LET EP = 0.5*G*H^2*(1+SENF)/(1-SENF)
270 PRINT "EMPUJE ACTIVO EA=";EA
275 PRINT "EMPUJE PASIVO EP=";EP
280 PRINT "FIN DEL ANALISIS"
285 END

```

4.1.3.- TEORÍA DE CULMANN³.

Esta teoría se aplica en suelos de relleno de cualquier forma basándose en la teoría de COULOMB, siendo un método gráfico, permite llegar fácil y rápidamente al valor máximo de empuje ejercido sobre un muro transmitido por un suelo.

Los pasos del método gráfico que propone CULMANN:

1.- Trace una horizontal en el punto A.

3.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

- 2.- En este punto trace una línea ϕ , con un ángulo ϕ .
- 3.- De la línea ϕ , trace la línea θ , con ángulo θ .
- 4.- Se definen los puntos b_i , a una distancia x .
- 5.- Se obtienen los pesos de las cuñas, y a escala sobre la línea ϕ se marcan como a_i .
- 6.- Con una línea paralela a la línea θ , se parte de a_i , llegando a su respectiva línea de falla y se marcan con c_i .
- 7.- Se unen los puntos c_i , formando la curva de CULMANN.
- 8.- Se traza una paralela a la línea ϕ , tangente a la curva de CULMANN, y en el punto tangente a la curva, se determina la cuña crítica de empuje sobre el elemento de retención

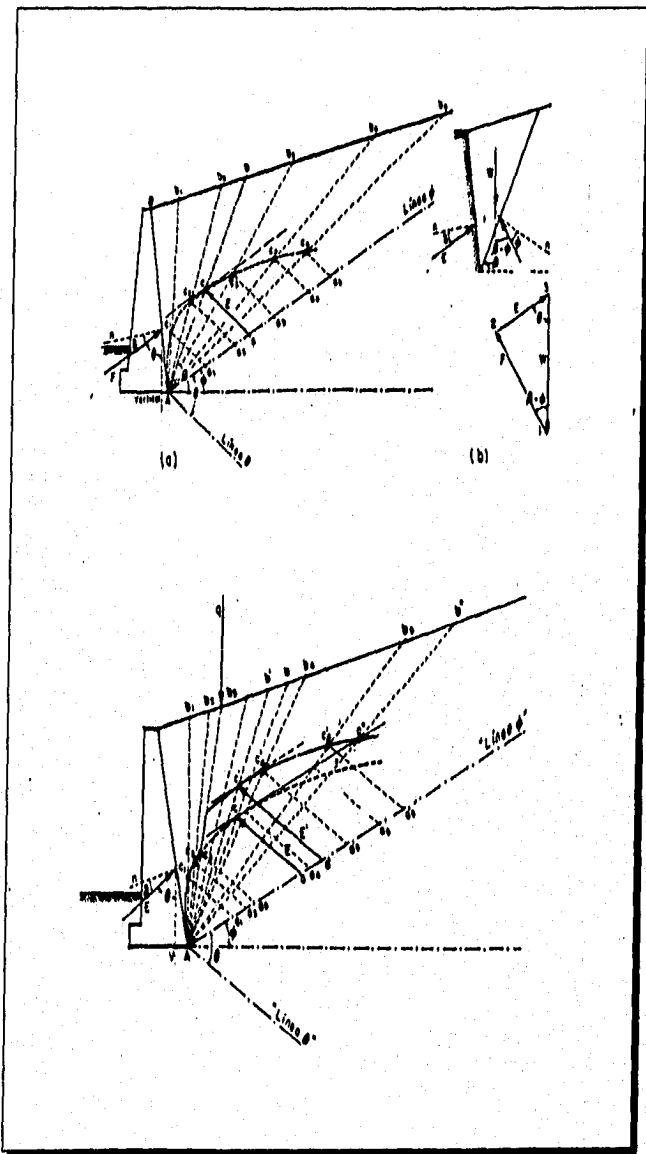
4.1.4.- TEORÍA DE TERZAGHI⁴.

Esta teoría, establece una clasificación del material componente de un suelo, caracterisándolo de acuerdo con su composición granular o de acuerdo a las granulometrias dominantes que existen en un suelo.

La clasificación que realiza TERZAGHI, para el estudio de los esfuerzos sobre un elemento de retención debido a un suelo son:

- 1.- Suelo granular grueso sin finos.
- 2.- Suelo granular grueso con finos limosos.

4.- J. F. MERRITT, Manual del Ingeniero Civil, TOMO II, 1987



ESQUEMA DE LA SOLUCIÓN GRÁFICA DE CULMANN PARA EL
ANÁLISIS DE EMPUJES SOBRE UNA ESTRUCTURA DE
RETENCIÓN.

3.- Suelo residual con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.

4.- Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.

5.- Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos.

Referente a la geometría del relleno y las condiciones de cargas esta teoría considera cuatro aspectos frecuentemente presentes en los suelos.

1.- La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga.

2.- La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel en que se torna horizontal.

3.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobre carga uniformemente repartida.

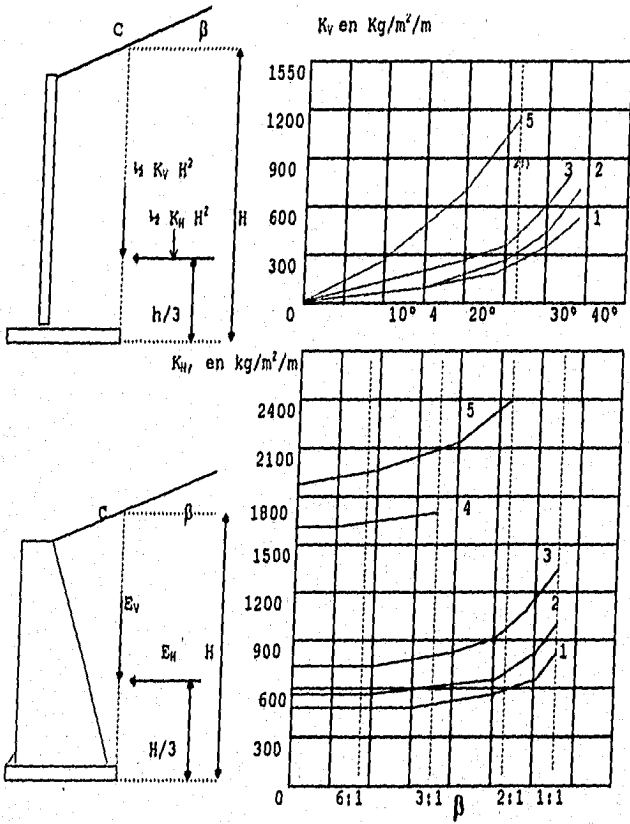
4.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una carga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

La solución a estos análisis realizados por TERZAGHI, se determinan de acuerdo a los siguientes criterios:

En el primer caso se emplean las fórmulas:

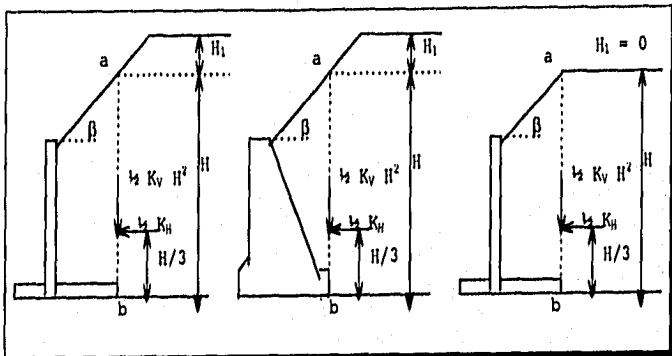
$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \quad , \quad E_V = \frac{1}{2} K_V H^2$$

Las cuales son las componentes horizontal y vertical del empuje, y K_h y K_v se obtienen de las gráficas siguientes:



El empuje se aplica en un tercio de la altura del muro, medida desde el paño inferior de éste.

Para el segundo caso, en donde el suelo presenta un terraplén con remate, el empuje se determina con las gráficas siguientes:



H ₁ /H	TALUD	SUELO I		SUELO II		SUELO III		SUELO IV		SUELO V	
		K _H	K _V	K _H	K _V	K _H	K _V	K _H	K _V	K _H	K _V
0.0	1.5:1	450	0	600	0	750	0	0	0	0	0
	1.75:1	450	0	600	0	750	0	0	0	0	0
	2:1	450	0	600	0	750	0	0	0	1900	0
	3:1	450	0	600	0	750	0	15600	0	1900	0
	6:1	450	0	600	0	750	0	0	0	1900	0
0.2	1.5:1	620	180	750	220	1000	290	0	0	0	0
	1.75:1	560	110	700	130	880	130	0	0	0	0
	2:1	520	100	680	100	810	115	0	0	2150	450
	3:1	490	50	640	70	780	90	1570	0	2050	260
	6:1	460	0	600	0	755	0	0	0	1950	120
0.4	1.5:1	750	308	900	370	1150	540	0	0	0	0
	1.75:1	650	180	680	220	980	270	0	0	0	0
	2:1	600	150	670	140	900	180	0	0	2300	758
	3:1	540	80	620	90	840	100	1600	8	2120	450
	6:1	470	0	600	0	790	0	0	0	2000	220
0.6	1.5:1	890	410	10180	500	1250	600	0	0	0	0
	1.75:1	700	270	830	290	1050	300	0	0	0	0
	2:1	630	200	790	200	950	250	0	0	2390	980
	3:1	580	90	680	100	870	110	1620	0	2190	560
	6:1	500	0	610	0	800	0	0	0	2080	280
0.8	1.5:1	925	500	11000	600	1350	750	0	0	0	0
	1.75:1	750	290	860	310	11000	370	0	0	0	0
	2:1	680	210	800	240	990	300	0	0	2450	1150
	3:1	585	90	710	118	880	150	1600	0	2220	650
	6:1	510	0	630	0	800	0	0	0	2080	300
1.0	1.5:1	950	520	1130	620	1420	760	0	0	0	0
	1.75:1	750	300	880	330	1140	400	0	0	0	0
	2:1	700	215	810	270	1000	310	0	0	2460	1230
	3:1	600	100	720	140	900	160	1600	0	2258	700
	6:1	520	0	640	0	810	0	0	0	2100	350

Para el caso en que la superficie del suelo es horizontal y debe soportar una carga uniformemente repartida, donde la presión horizontal sobre el plano vertical en que actúa el empuje se incrementa uniformemente en:

$$P = Cq$$

Donde; q = valor de la sobrecarga repartida,

C = Coeficiente que se determina con el tipo de relleno.

En el cuarto caso se considera que existe una sobre carga q' , y que la presión ejercida sobre el muro vale:

$$P = C q'$$

Donde q' = valor de la carga repartida.

El valor del coeficiente C se determina como:

TIPO DE SUELO	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

4.2.- OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA EMPUJES.

Existe gran preocupación por los efectos que causan los suelos sobre un talud, esto anterior conocido como empujes de tierras, y la creación de estructuras capaces de resistir dichos empujes tienen variadas aplicaciones, de acuerdo a su funcionamiento y su economía, también influye su procedimiento de elaboración, y el tamaño del talud a proteger y controlar su estabilidad en cualquier situación.

Las estructuras usadas mas frecuentemente, son los muros de contención y retención, las ataguías, tablaestacas y las anclas.

4.2.1.- MUROS⁵.

De acuerdo a las características físicas y de estratificación de los suelos, así como las propias del proyecto, actualmente la determinación de los empujes que actúan sobre muros se realizan bajo las recomendaciones del manual de diseño de obras civiles de la comisión federal de electricidad, tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- 1.- La presión hidráulica sobre el muro.
- 2.- El empuje de la masa de un suelo en condiciones de reposo.
- 3.- La acción de las sobre cargas repartidas en la superficie del terreno natural en un área rectangular continua al muro.
- 4.- Las sollicitaciones sísmicas, expresadas como el peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico correspondiente a la zona de influencia, ya sea de lomas, transición o de lago.

4.2.2.- ATAGUÍAS⁶.

La ataguía es una estructura temporal formada de cualquier material estructural, como tierra, madera, acero o

5.- COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Manual de diseño y construcción de obras civiles, TOMO B.2.4.

6.- T. W. LAMBE Y R. V. WHITMAN, Mecánica de Suelos, 1972

concreto, esta estructura se construye en el área en que se efectuará la excavación.

Este tipo de obras se utilizan para evitar que en una obra de excavación penetre agua o los mismos muros de la excavación, uno de los tipos más simples de ataguías son los terraplenes.

Las características de las ataguías, así como su comportamiento, dependen del material con que se constituyen; mencionando a continuación las más importantes:

1.- ATAGUÍAS DE TIERRA.- Mantienen una excavación seca y soporta grandes presiones.

2.- ATAGUÍAS DE MADERA.- Por la consistencia del material tienen un manejo más práctico, ya que ésta se puede adaptar a las necesidades de dimensiones, puede ser sujeta a tensión y compresión.

3.- ATAGUÍAS DE ACERO.- Resultan más económicas cuando existe la necesidad de proteger taludes muy altos.

4.- ATAGUÍAS DE CONCRETO.- Se emplean cuando en una excavación se presentaran grandes presiones.

Un procedimiento constructivo de ataguías de tierra de los más usados, conforma los siguientes pasos:

a) Hincado de viguetas de acero antes de iniciar la excavación.

b) Colocación de tablas horizontales entre las viguetas durante la excavación.

Otro tipo de ataguías utilizadas son las de paredes curvas con las cuales se evita el contraventeo interno; las ataguías pueden ser construidas ya sea de pared sencilla o pared doble introduciendo tierra entre estas, creando una rigidez de la ataguía.

4.2.3.- TABLAESTACAS⁷.

Las tablaestacas son elementos de retención del suelo, por lo general en fronteras con aguas. Dependiendo de la profundidad de hincado para un tipo de suelo se clasifican en tablaestacas de apoyo fijo y de apoyo móvil, también de acuerdo a sus características de construcción se clasifican en tablaestacas de dragado y de relleno.

Las tablaestacas de dragado, se hincan sobre el terreno natural y después su draga la cara exterior, cediendo espacios a las aguas. Las tablaestacas de relleno, le ganan terreno al nivel de las aguas hincando la estructura, drenando el agua existente en la cara interior y rellenando con algún material seleccionado esta parte hasta el nivel deseado. Así también las tablaestacas se clasifican en tablaestacas ancladas y en cantiliver.

TABLAESTACAS ANCLADAS:

El diseño de las tablaestacas se basa en las siguientes hipótesis:

1.- La tablaestaca con apoyo inferior libre, según la figura, supone que toda la superficie inferior esta sujeta a una presión activa y que en la parte enterrada actúa una presión pasiva.

2.- La tablaestaca con apoyo inferior fijo, las presiones que se ejercen sobre la misma son inversas a las de la tablaestaca con apoyo libre, esto desarrollándose de la siguiente manera; a partir de punto de inflexión b la presión activa queda del lado exterior de la tablaestaca y la pasiva del lado interior.

7.- J. F. MERRITT, Manual del ingeniero civil, TOMO II, 1987

El materia de construcción empleado para tablaestacas son; la madera, el concreto y el acero.

Las tablaestacas de madera son utilizadas para tramos pequeños, en los que actúan cargas laterales ligeras, este tipo de tablaestacas son utilizadas en estructuras temporales en forma de ademes con puntales.

Las tablaestacas de concreto son las más utilizadas en obras, tomando en cuenta para su diseño los esfuerzos creados tanto por el manejo como el hincado de la estructura.

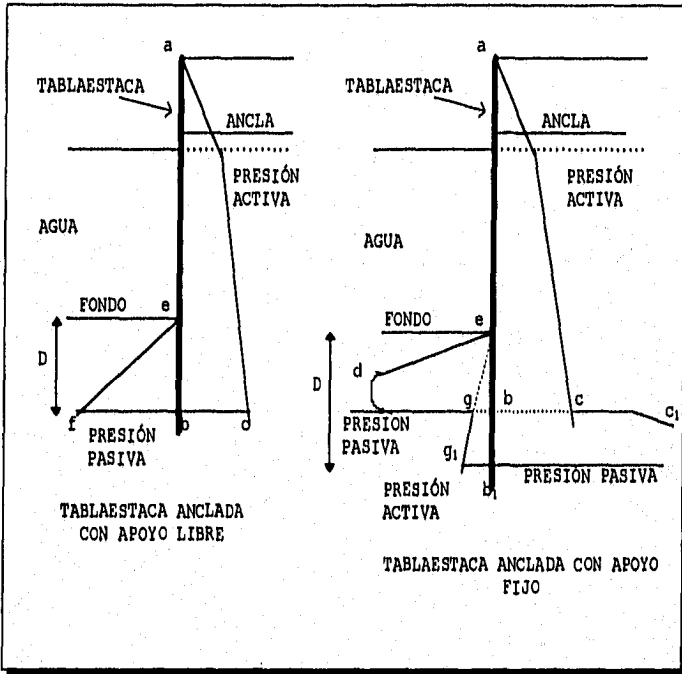
Las tablaestacas de acero, presentan diversas ventajas tales como su peso relativamente más ligero que el concreto, su reutilización, mayor vida de servicio tanto afuera o dentro del N.A.F., penetración dentro de materiales resistentes.

La ventaja de la tablaestacas ancladas, es que el uso de un ancla sujetando la estructura contra el suelo, reduce las deformaciones laterales, el momento flexionante y la profundidad de empotramiento.

TABLAESTACAS EN CANTILIVER:

Las tablaestacas en cantiliver le deben su estabilidad a la profundidad de empotramiento dentro de un suelo, el funcionamiento de estas tablaestacas es similar a una columna larga en cantiliver, la cual resiste la presión lateral producida por el suelo que se encuentre por encima de la línea de dragado.

DIAGRAMA DE TABLAESTACAS ANCLADAS CON APOYOS
LIBRE Y FIJO.

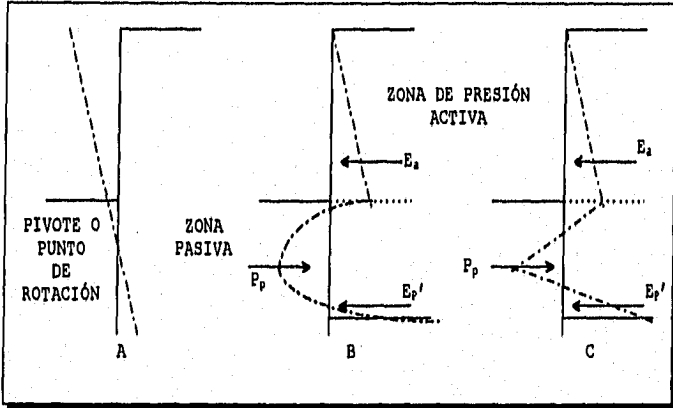


El procedimiento de análisis más simplista para el diseño de tablaestacas, se basan en la elasticidad de la estructura, y en análisis de un elemento finito para conocer las presiones sobre la estructura, como se muestra:

Estas tablaestacas tienen sus procedimientos de análisis, tanto para suelos granulares como para cohesivos.

Las tablaestacas en suelos granulares trabajan de la siguiente forma, del lado del relleno la tablaestaca está sujeta a una presión activa hasta el nivel de la línea de

dragado y bajo el efecto de esta presión el muro de la tablaestaca tiende a rotar, desarrollando presión pasiva en la parte exterior de la tablaestaca por debajo de la línea de dragado.



A) DEFORMACIÓN ELÁSTICA DE UNA TABLAESTACA

B) DIAGRAMA DE LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

C) DIAGRAMA DE PRESIONES SIMPLIFICADO

La solución general de las tablaestacas en cantiliver en suelos granulares se presenta como:

1.- Todas las fuerzas arriba del punto "0", deberán ser remplazadas por una fuerza resultante R_A , localizándose a una distancia y , arriba del punto.

2.- El punto "0", se localiza a una distancia "a", debajo de la línea de dragado, donde la presión sobre la tablaestaca es nula:

$$a = \frac{R_A}{\gamma' \cdot (K'_p - K'_a)} = \frac{R_A}{\gamma' K'_p} = \frac{R_A}{C}$$

3.- La distancia Z puede ser encontrada en función de Y :

$$R_A + (P_p + P''_p)Z/2 - P_p Y/2 = 0$$

Despejando Z se tiene:

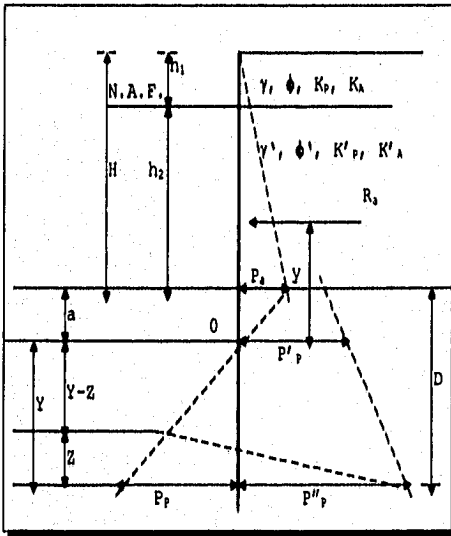
$$Z = (P_p Y - 2 R_A) / (P_p + P''_p)$$

4.- Se realiza una suma de momentos respecto al punto inferior de la tablaestaca:

$$6R_A(Y + y) + Z^2(P_p + P''_p) - P_p Y^2 = 0$$

5.- Se resuelven las ecuaciones para Y, obteniendo:

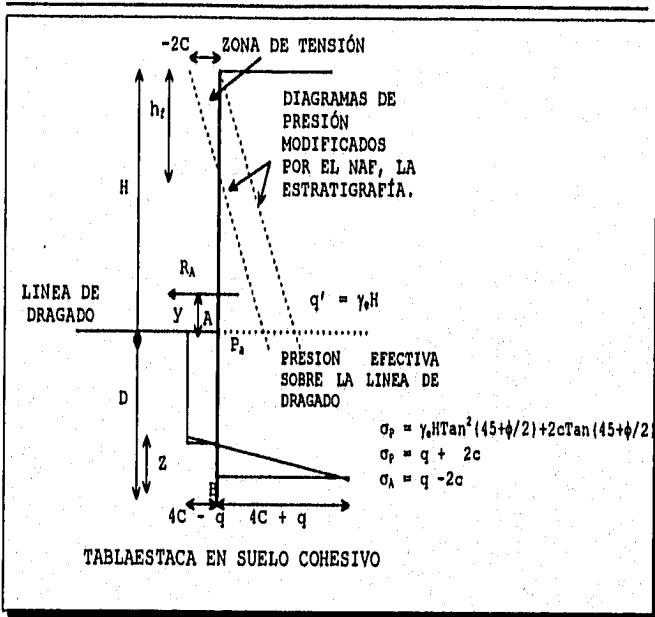
$$Y^3 + Y^2 P'_p / C - Y^2 6R_A / C - Y \{ (6R_A / C^2) (2YC + P'_p) \} - (6R_A Y P'_p + 4R_A^2) / C^2 = 0$$



SI $\phi = \phi'$, ENTONCES
 $K_p = K'_p$ Y $K'_a = K_a$
 $P_p = CY$
 $P'_p = \gamma h_1 K'_p +$
 $(h_2 + a) \gamma' K'_p - \gamma' a K'_a$
 $P''_p = P'_p + CY$
 $D = a + Y$
 $D_{EMPF} = D FS$
 $H_{TOTAL} = H + D_{EMPF}$

DIAGRAMA DE PRESIONES PARA UNA TABLAESTACA
 EN CANTILIVER LOCALIZADA EN UN SUELO
 GRANULAR

Las tablaestacas en suelos cohesivos, se desarrollan similarmente a las ubicadas en suelos granulares, con las variantes de influencia de los suelos cohesivos, tales como la consolidación en zonas de presión pasiva, la formación de grietas de tensión en la zona activa. El análisis de las tablaestacas en suelos cohesivos se basan en:



$$\sigma_A = q' \tan^2(45 - \phi/2) - 2c \tan(45 - \phi/2)$$

$$\sigma_A = q' K_A - 2c \sqrt{K_A}$$

$$\sigma_p = q' \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \tan(45 + \phi/2)$$

$$\sigma_p = q' K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

En el punto "A" sobre el lado izquierdo de la tablaestaca en la línea de dragado, $q' = 0$ y la presión neta en "A" es:

($\gamma_s H K_A$ y $\gamma_s H K_p$, se substituyen por q' cuando $\phi \neq 0$)

$$\sigma_p - \sigma_A = 2c - (q' - 2c) = 4c - q'$$

Ya que $K_A = K_p = 1.0$

En el punto "B" las presiones son:

$$\sigma_A = \gamma_s D - 2c \quad ; \quad \sigma_p = q' + \gamma_s D + 2c$$

$$\sigma_p - \sigma_A = \gamma_s D + q' - 2c - (\gamma_s D - 2c) = 4c + q'$$

La suma de $\Sigma F_H = 0$, para la estabilidad de la tablaestaca, y sacando áreas de los diagramas de presión:

$$R_A + Z/2 (4c - q' + 4c + q') - D(4c - q') = 0$$

$$Z = [D(4c - q') - R_A]/4c$$

También para el equilibrio la suma de momentos en cualquier punto debe ser cero, con respecto a la base:

$$R_A(y + D) + D^2/2 (4c - q') + Z^2/3 4c = 0$$

$$D^2(4c - q') - 2DR_A - [R_A(12c y + R_A)/(2c + q')] = 0$$

La profundidad D , encontrada con esta expresión puede incrementarse de un 20 a un 40 %.

4.2.4.- ANCLAS⁸.

El sistema de anclaje, para contención de suelos o taludes es una técnica austriaca, que primordialmente se utilizo para la construcción de túneles, este metodo de retención de excavaciones particularmente se utiliza en roca, ya que ésta propicia una mayor resistencia, pero se puede implementar en suelos teniendo una variada forma de trabajo tal como la fricción, producida a lo largo de toda la barra del ancla.

El procedimiento de anclaje propicia, que el elemento de sujeción, se introducido al terreno por medio de una perforación o así mismo en alguna fractura dentro de la masa del terreno, complementando la obra con un relleno de la perforación o fractura para lograr un trabajo continuo a lo largo de todo el elemento.

8.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Manual de diseño y construcción de obras civiles, TOMO B.2.4.

Las características de los elementos de anclaje varían de acuerdo a las características de carga, resistencia y de fuerza proporcionadas por el terreno en donde se realizara la excavación y por consiguiente el empleo de estos.

De acuerdo a las características de los elementos de fijación, los parámetros de colocación varían conforme la longitud requerida de anclaje, teniendo como características principales al ángulo de inclinación con respecto a la horizontal teniendo:

Longitud del ancla	ángulo de bisel
2.0 m	45°
3.0 m	30 - 35°
4.0 m	20°

Los principales tipos de anclajes actualmente utilizados se presentan a continuación:

ANCLAJE PUNTUAL: Este tipo de anclaje está ligado a las características mecánicas de la pared del barreno en la zona de anclaje, basándose en los principios de expansión de las zapatas, este procedimiento se utiliza en terrenos poco resistentes.

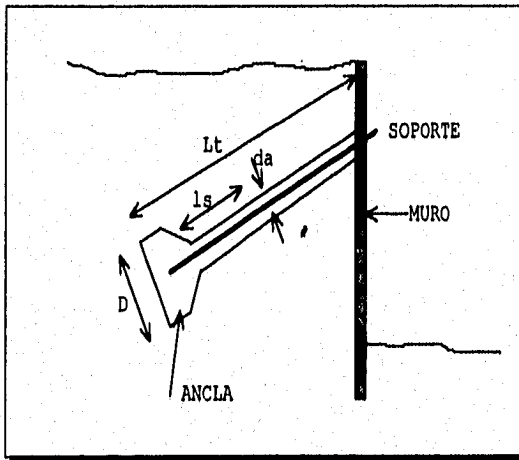
La capacidad de este tipo de anclaje reside desde el fondo de la perforación sobre el área de la campana y a lo largo de la perforación, esta capacidad se calcula según:

$$P_b = A_b p_b + A_s f_g = \pi/4 (d^2 - d_a^2) N_c C + \pi d_a l_s f_g$$

Donde:

P_b = Capacidad de la campana.

- A_b = Área de soporte de la campana.
 p_b = Presión de soporte de la campana.
 d = Diámetro de la campana.
 d_a = Diámetro de la perforación
 N_c = Factor de capacidad de carga.
 C = Cohesión del suelo.
 l_s = Longitud del ancla de fricción.
 f_g = Esfuerzo unitario entre el suelo y el ancla.



ESQUEMA DE DESARROLLO DEL ANCLAJE PUNTUAL.

ANCLAJE REPARTIDO: En este, se basa en los principios de fricción entre cuerpos, ya que el método de hincado del ancla requiere de una mezcla de material, que propicie la adherencia necesaria entre el elemento y el terreno.

La capacidad de un ancla se calcula mediante la expresión:

$$P_s = A_c \cdot f_g = \pi \cdot d_a \cdot l_a \cdot f_g$$

Dónde;

P_s = Capacidad de anclaje (Ton)

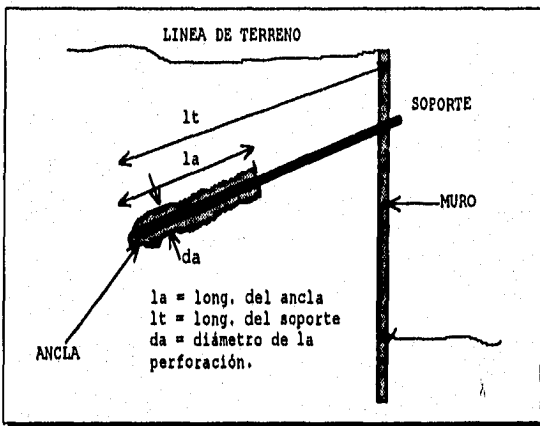
A_c = Área cilíndrica entre la frontera suelo-ancla

f_g = Esfuerzo unitario entre la frontera suelo-ancla.

d_a = Diámetro de la perforación.

l_a = Longitud de la perforación.

Según la figura siguiente:



ESQUEMA DEL DESARROLLO DE UN ANCLAJE REPARTIDO.

Las características principales de las anclas utilizadas para la retención de muros, se basan en el diámetro del ancla, y el área transversal de la misma:

1	150	127.8	102.2	76.7	0.85	2.96
1	160	136.3	109.1	81.8	0.85	2.96
1 1/4	150	187.5	150.0	112.5	1.25	4.40
1 1/4	160	200.0	160.0	120.0	1.25	4.40
1 3/8	150	234.0	187.2	140.4	1.56	5.31

CAPACIDADES COMUNES DE BARRAS ANCLAS
(Kips)

ANEXO E

EMPUJE DE TIERRAS

El empuje de tierras que se presenta en los muros de la cimentación del presente proyecto, se realizaron siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo y considerando que la cimentación del proyecto se a base de un cajón y pilotes, se emplean los siguientes efectos de análisis.

A.- Presión hidráulica que ejerce el agua, expresada como el producto del peso volumétrico por la profundidad.

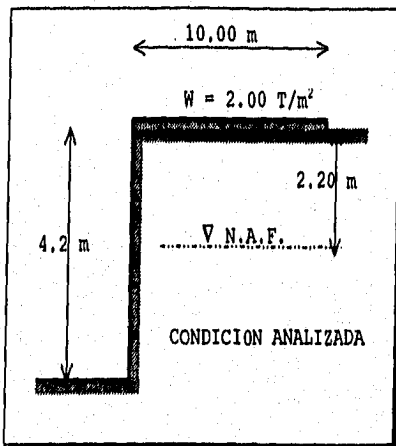
B.- Empuje de la masa del suelo, en la condición de reposo.

C.- La acción de la sobre carga uniforme repartida en la superficie del terreno natural, comprendiendo un área rectangular continua al muro de excavación, obteniéndose los esfuerzos producidos en la parte media del área afectados por un coeficiente de empuje.

D.- Consideración de las condiciones sísmicas, con un coeficiente sísmico correspondiente a la zona del lago de 0.40.

Las características de la cimentación y las condiciones del subsuelo, son las que determinan el efecto del análisis de reposo, estableciendo que por ser una estructura con cajón para su cimentación, esta no debe permitir ningún tipo de movimiento.

El esquema de aplicación del empuje se establece según la figura siguiente:



MATERIAL CONSTITUTIVO

Arenas arcillosas, raíces, basura, y rellenos de demolición, con $w = 50\%$.

Modulo de POISSON aprox. A 0.375, comparable con una arcilla dura.

De acuerdo a la teoría establecida por RANKINE, el coeficiente de empuje en reposo se calcula mediante la relación de POISSON:

$$K_0 = \mu / (1 - \mu) = 0.375 / (1 - 0.375) = 0.60$$

$$K_0 = 0.60$$

El efecto del empuje debido al suelo se calculo como un suelo cohesivo:

Según RANKINE:

$$E_0 = K_0 \gamma H$$

Donde:

$K_0 = 0.60$, Coeficiente de empuje en reposo.

$\gamma = 1.45$, Peso volumétrico del material.

$H = 4.20$ m, Altura del muro.

Por lo que el empuje un suelo, constituido por relleno artificial, y el nivel freático a 2.20 m. de profundidad, sobre un muro de 4.20 m de altura es:

$$EO_{(H = 2.20)} = 0.60 * (1.45) * (2.2) = 1.914 \text{ ton/m}^2$$

$$EO_{(H = 4.20)} = 0.60 * (0.45) * (2.0) = 2.454 \text{ ton/m}^2$$

$$EO_{(\text{SUELO})} = 2.454 \text{ ton/m}^2$$

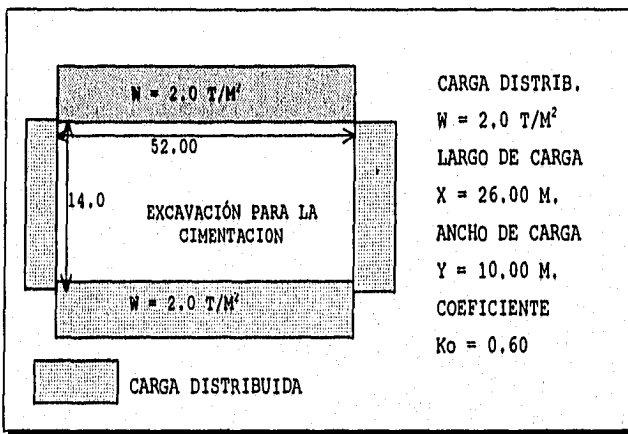
En este caso no se pueden aplicar otras teorías, para resolver el empuje en reposo, ya que es el mismo criterio de aplicación de RANKINE, en todas las teorías existentes.

El empuje del suelo se puede calcular con aproximación, empleando la siguiente tabla:

PROFUNDIDAD (M)	ESPESOR (M)	γ T/M ³	Po ESP+y	Ko ADIMENCI.	PoKo	EMPUJE T/M ²
0.0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1.0	1,0	1,45	1,45	0,60	0,87	0,87
2.0	1,0	1,45	1,45	0,60	0,87	1,74
2.2	0,2	0,45	0,09	0,60	0,054	1,794
3.0	0,8	0,45	0,36	0,60	0,217	2,011
4.0	1,0	0,45	0,45	0,60	0,217	2,228
4.2	0,2	0,45	0,09	0,60	0,054	2,282
			EMPUJE MAXIMO			2,282

El resultado del calculo del empuje debido a la masa de suelo deslizante se muestra en la figura E-1.

El empuje debido al efecto de la sobrecarga, que se encuentra perimetralmente a la excavación, se calcula de acuerdo a la teoría de distribución de esfuerzos propuesta por BOUSSINESQ, para una área uniformemente distribuida, y los siguientes parámetros:



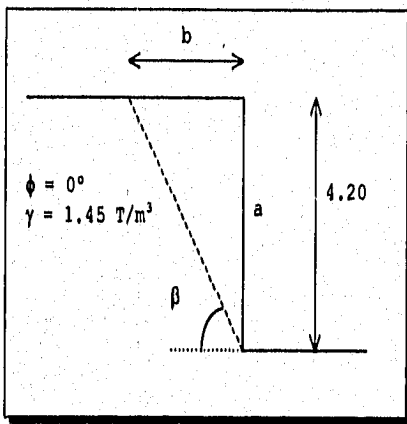
Empleando la tabla siguiente se calculan los empujes debidos a la sobrecarga, y los resultados se muestran en la figura E-1.

PROF. (m)	m	n	Wo	W ton/m ²	σ 2*Wo*W	Ko	σ_z ton/m ²
0.00	∞	∞	0.251	2.00	1.004	0.60	0.600
0.50	52.00	20.00	0.251	2.00	1.004	0.60	0.600
1.00	26.00	10.00	0.251	2.00	1.004	0.60	0.600
1.50	17.33	6.67	0.250	2.00	1.000	0.60	0.600
2.00	13.00	5.00	0.250	2.00	1.000	0.60	0.600
2.20	11.82	4.55	0.2495	2.00	0.998	0.60	0.599
2.50	10.40	4.00	0.249	2.00	0.996	0.60	0.598
3.00	8.67	3.33	0.248	2.00	0.992	0.60	0.595
3.50	7.43	2.86	0.247	2.00	0.988	0.60	0.593
4.00	6.50	2.50	0.245	2.00	0.980	0.60	0.588
4.20	6.19	2.38	0.244	2.00	0.76	0.60	0.586

El empuje debido al efecto de la presión hidráulica calcula como el peso volumétrico del agua por la profundidad, obteniéndose el siguiente análisis; los cálculos del empuje por el agua se muestra en la figura E-1.

PROF. m	E γH	PROF. m	E γH	PROF. m	E γH
0.0		2.2	0,0	4.0	1,8
0.5		2.5	0,3	4.2	2.0
1.5		3.0	0,8	4.5	2.3
2.0		3,5	1,3		

El empuje debido a las solicitaciones sismicas, se calcula a partir de la siguiente figura y las expresiones adjuntas, el resultado del empuje por sismo se presenta en la figura C-1.



$$\beta = 45^\circ + \phi/2$$

$$b = a / \tan \phi$$

$$E_{S1SH} = (C/Q) * W$$

$$P = E_{S1SH} / a$$

Calculando las expresiones anteriores se obtiene:

$$\beta = 45^\circ + \phi/2$$

$$= 45^\circ + 0/2 = 45^\circ$$

$$b = a / \tan \phi$$

$$= 4.20 / \tan 45^\circ = 4.20 \text{ m}$$

$$W = ((b*H)/2) * \gamma$$

$$= ((4.20*4.20)/2)*1.45 = 12.789 \text{ t/m.}$$

$$E_{S1SH} = (C/Q) * W$$

$$= (0.40/3)*12.798 = 1.7064$$

$$P = E_{S1SH} / a$$

$$= 1,7064 / 4,2 = 0,406 \text{ ton/m}^2$$

El resultado final del empuje total que se ejerce sobre el muro de la excavación, es igual a la suma de los empujes debidos a la masa del suelo, a la presión hidráulica, a la sobrecarga y al efecto del sismo, según la figura E-2.

Para el calculo de las estructuras de contención los resultados finales se consideran en la envolvente de PECK, donde el esfuerzo total es igual a la envolvente trapezoidal, con base mayor igual al 75% de la profundidad y la altura es igual a:

$$H = 2*a/(B+b)$$

Donde:

H, es la presión horizontal máxima.

a, volumen de esfuerzos totales, debido a todos los efectos analizados.

B, profundidad máxima de excavación.

b, 0.75 B.

De la envolvente de PECK, figura E-3, el muro de la cimentación soportara esfuerzos diferidos de 2.65 a 7.98 ton/m², los cuales se resuelven calculando el muro para una presión de 7,98 ton/m².

La posibilidad de tener una falla en el fondo de la excavación debida al esfuerzo cortante, se determina mediante la expresión establecida en el reglamento de construcciones del distrito federal, como:

$$Pv Fc + q F'c < C Nc FR$$

donde:

Pv, presión vertical total del suelo extraído, en ton/m².

Fc, Factor de carga igual a 1.40,

q, Sobrecarga superficial igual a 2.00 ton/m².

F'c, Factor de carga igual a 1.10,

C, Cohesión media del material por debajo de la excavación, igual a 3.00 ton/m².

Nc, Coeficiente de capacidad de carga:

Según SKEMPTON:

$$Nc = 5.14 * (1 + 0.25(Df/B) + 0.25(B/L))$$

donde:

Df, Profundidad de desplante.

B, Ancho del cajón.

L, Longitud del cajón.

FR, Factor de resistencia igual a 0.70.

Obteniendo que para una profundidad de desplante igual 4.20 m:

$$Pv = \gamma H = 1.45 * 4.20 = 6.09 \text{ ton/m}^2$$

$$Fc = 1.40$$

$$q = 2.00 \text{ ton/m}^2$$

$$F'c = 1.10$$

$$C = 3.00 \text{ ton/m}^2$$

$$Nc = 5.14 * (1 + 0.25(4.2/14) + 0.25(14/52))$$

$$Nc = 5.87$$

$$FR = 0.70$$

$$6.9 * 1.4 + 2.0 * 1.10 < 3.0 * 5.87 * 0.70$$

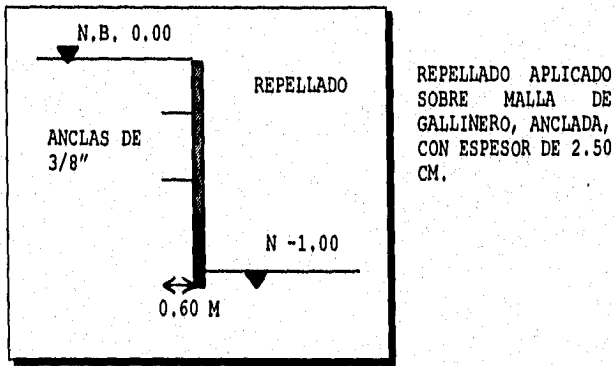
$$10.73 \text{ ton/m}^2 < 12.73 \text{ ton/m}^2$$

El resultado anterior indica que no existirá falla de fondo en la excavación de la cimentación.

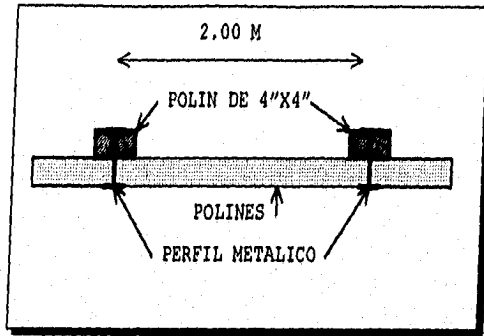
La estructura de retención a utilizar, será un muro a base de tablaestacas, con una profundidad máxima de 4.50 m. de profundidad.

Las características de la tablaestaca a utilizar son las siguientes:

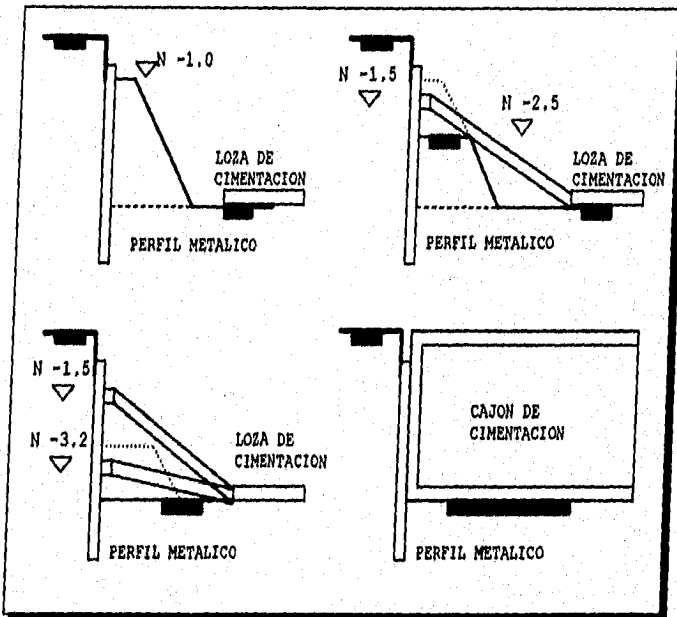
Con la excavación a una profundidad de 1.00 m, se colocara una protección con repellido de mortero de cemento de 2.50 cm de espesor, sobre una malla de alambre tipo gallinero, anclada al talud con varillas de $3/8''$ y 0.60 m. de longitud con una separación de 0.70 m. de eje a eje, según la figura siguiente.



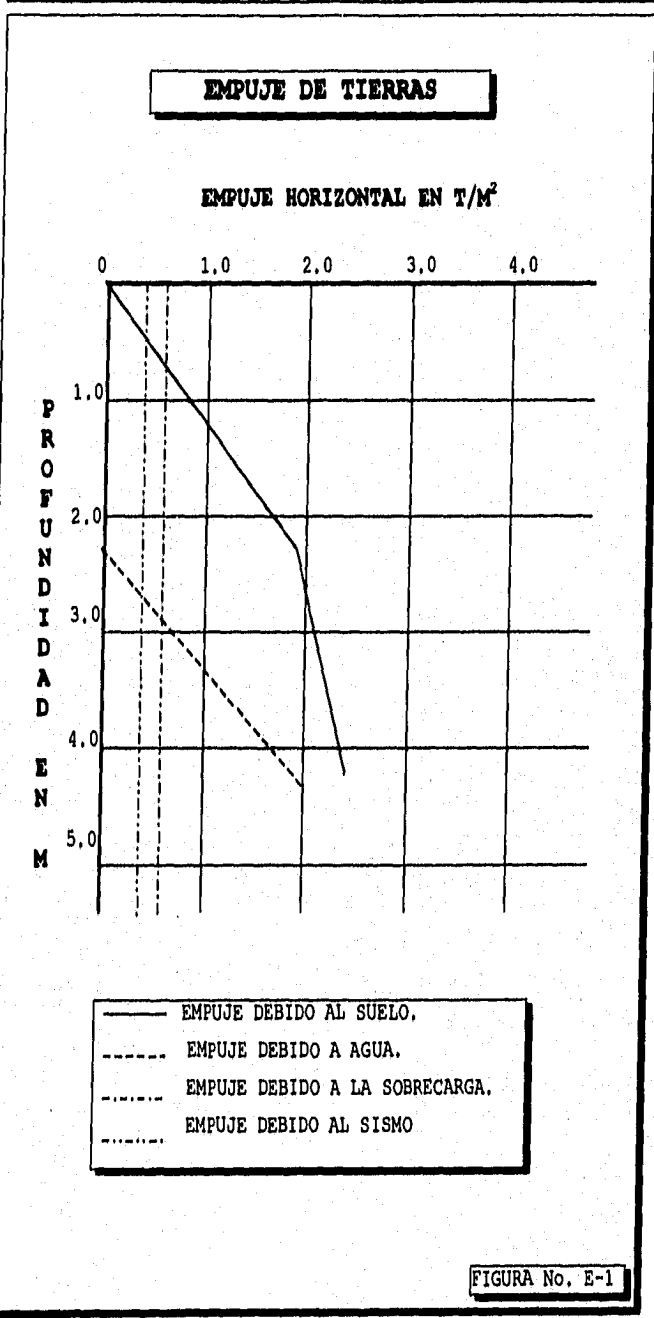
A partir de 0.60 m. de profundidad se hincarán viguetas metálicas de sección I, de 0.20 m de longitud de alma y 5.50 m de longitud, con una separación de 2.00 m. entre las viguetas se colocaran polines de madera de 0.10 m de lado, soportados por troqueles, utilizando una viga de repartición, proporcionando una excavación máxima de 4.50 m según las figuras siguientes.



FUNCIONAMIENTO DEL MURO DE TABLAESTACA

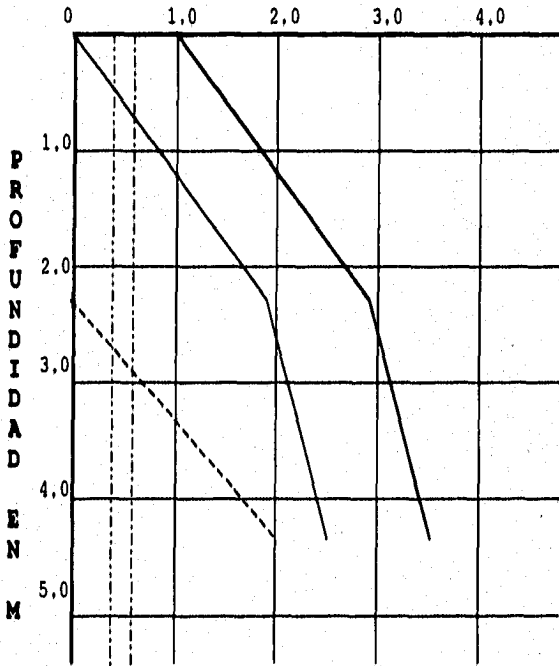


DESARROLLO DE LAS ETAPAS DE EXCAVACION



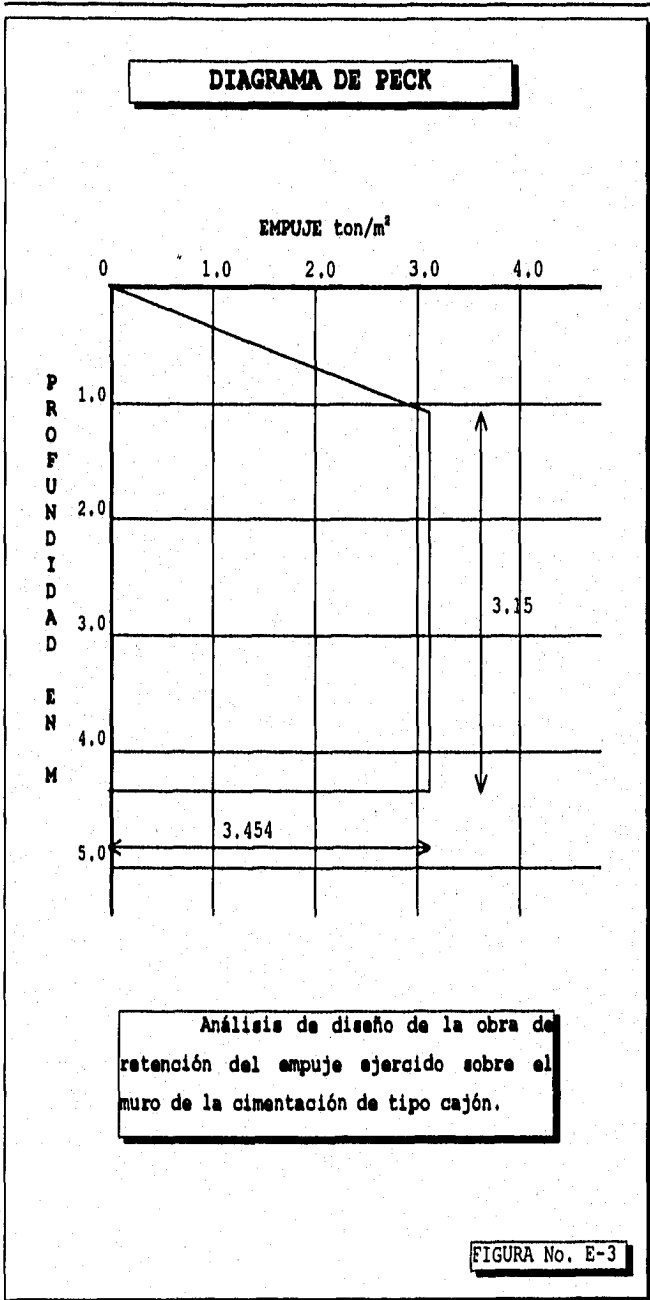
EMPUJE DE TIERRAS

EMPUJE HORIZONTAL EN T/M²



- EMPUJE DEBIDO AL SUELO.
- - - EMPUJE DEBIDO A AGUA.
- · - · EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA.
- · - · EMPUJE DEBIDO AL SISMO.
- EMPUJE TOTAL EFECTICO

FIGURA No. E-2



CAPÍTULO V.

**CAPACIDAD
DE
CARGA
EN
SUELOS****RESUMEN:**

En este capítulo se desarrollan las distintas teorías de capacidad de carga, que han planteado para el análisis de un suelo; así como las especificaciones implementadas en el reglamento de construcciones del distrito federal.

Se presenta también el análisis de la capacidad de carga del suelo en estudio, describiendo el procedimiento de cálculo.

CONTENIDO:

- 5.1.- TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA.
- 5.2.- ANEXO F (CAPACIDAD DE CARGA).

5.1.- TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

Los métodos teóricos más generales para determinar la capacidad de carga de los suelos, tienen sus fundamentos en las matemáticas aplicadas y en la mecánica del medio continuo.

Para la aplicación de las teorías de capacidad de carga se analiza el modelo mecánico de KRISTIANOVICH. Este modelo tiene una representación sencilla, el modelo considera una balanza con un desplazamiento restringido por la fricción de la guía de los platillos, si a esta balanza se le aplica una carga en uno de los platillos, tal que sea suficiente para que venza la fricción existente en la guía de la balanza,

Considerando que el equilibrio crítico de la balanza, el momento en que la balanza pierde su equilibrio con cualquier incremento de carga en cualquiera de los platillos, por muy pequeña que esta sea.

La analogía de la capacidad de carga, de acuerdo a la estabilidad de las estructuras desplantadas sobre un suelo se representa de acuerdo al siguiente análisis:

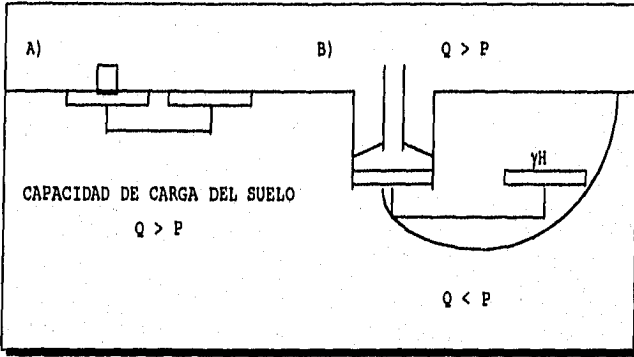
En un platillo de la balanza existe una carga P y se requiere conocer la carga Q que colocada en el otro platillo contrarreste el efecto de P , y mantenga a la balanza en equilibrio crítico, este problema puede tener 2 soluciones:

Teniendo que:

A) $Q < P$

B) $Q > P$

La representación de las soluciones anteriores se presenta a continuación:



MODELO MECÁNICO DE KRISTIANOVICH
PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UN CIMIENTO.

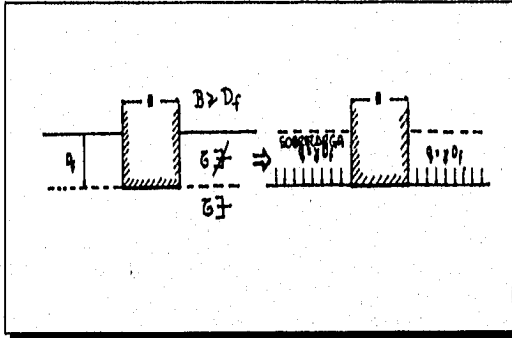
5.1.1.- TEORÍA DE TERZAGHI¹.

Esta teoría implementada por TERZAGHI cubre el caso más general de suelos cohesivo-friccionantes. Siendo la teoría más usada para determinar la capacidad de carga en cimientos poco profundos, aplicándola en donde el cimiento se comporta de la siguiente forma $B \geq D_f$, despreciando la cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo arriba del nivel de desplante como un sobre carga q .

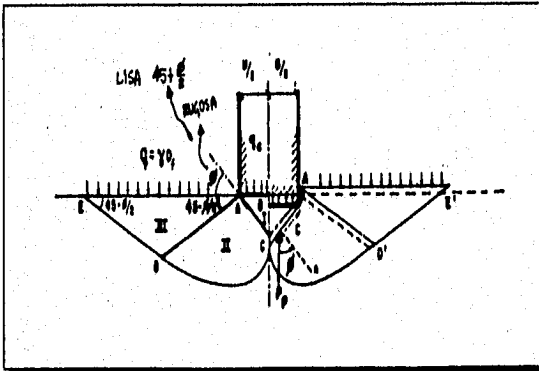
Con base en los estudios de PRANDTL en suelos cohesivos, TERZAGHI extendió el estudio a suelos de tipo cohesivo-friccionante, proponiendo un mecanismo de falla, en el cual la zona I, es una cuña que se mueve como un cuerpo rígido con el cimiento, en dirección vertical hacia abajo; la

1.- JUAREZ BADILO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992.

zona II es la deformación tangencial radial y la zona III es la zona de estado plástico pasivo de RANKINE.



EQUIVALENCIA DEL SUELO SOBRE EL NIVEL DE DESPLANTE CON UNA SOBRE CARGA DEBIDA A SU PESO.



MECANISMO DE FALLA DE UN CIMIENTO CONTINUO POCO PROFUNDO

Para que el cimiento penetra deberán de vencerse las fuerzas resistentes de cohesión y la resistencia pasiva en las superficies AC. Y en el caso de existir una falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ .

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de las fuerzas verticales se obtiene la siguiente expresión:

$$q_c B = 2P_p + 2C_f \text{ Sen } \phi.$$

Donde q_c es la carga de falla en el cimiento.

$$q_c B = 2P_p + 2(Bc/2\text{Cos}\phi) \text{ Sen } \phi.$$

$$q_c = 1/B (2P_p + Bc \text{ Tan } \phi)$$

Donde P_p es $(P_{pc} + P_{pq} + P_{py})$, siendo cada uno la componente de la cohesión en la superficie CDE, la componente de la sobrecarga $q = \gamma D_f$ en la superficie AE y la componente debida a los efectos normales y de fricción en la superficie CDE respectivamente.

Y calculando algebraicamente los valores de P_{pc} , P_{pq} y P_{py} se obtiene que la carga de falla es igual a:

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

Donde q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar la falla del suelo.

N_c , N_q , N_γ , son factores de capacidad de carga, debidos a la cohesión, la sobre carga y al peso del suelo respectivamente.

Esta ecuación es la fundamental dentro de la teoría de TERZAGHI, la cual permite calcular en principio la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita con carga vertical. Los valores de los coeficientes de capacidad de carga se obtienen a través de la gráfica siguiente:

La capacidad de carga última respecto a la falla local queda representada por la expresión siguiente:

$$q_c = 2/3 c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

TERZAGHI propuso una mecánica para el análisis de capacidad de carga para cimientos cuadrados y redondos estableciendo las siguientes expresiones:

CIMIENTO CUADRADO:

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

CIMIENTO CIRCULAR:

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

Estas ecuaciones corresponden a estructuras con carga vertical sin la existencia de una excentricidad.

De la misma forma propuso que para suelos puramente cohesivos, con $C \neq 0$ y $\phi = 0$, los siguientes parámetros:

$$N_c = 5.7, N_q = 1.0, N_\gamma = 0.0$$

A continuación se presenta un programa en lenguaje basic, el cual puede ser ejecutado en procesadores manuales o calculadoras que manejen este tipo de lenguaje, éste programa se elaboro siguiendo la teoría propuesta por TERZAGHI, para el análisis de la capacidad de carga de un suelo, requiriendo de conocer los parámetros propuestos por el mismo TERZAGHI, de este modo el programa desarrolla que tipo de falla se presentara en el suelo, y que tipo de cimentación utilizar en el análisis.

PROGRAMA EN LENGUAJE BASIC

CAPACIDAD DE CARGA

TEORIA DE TERZAGHI

```
5 SET F(3)
10 REM "*** CAPACIDAD DE CARGA ***"
15 REM "*** TEORIA DE TERZAGHI ***"
20 INPUT "DAME C=";C
25 INPUT "DAME FI=";F
30 INPUT "DAME GAMA=";G
35 INPUT "DAME PROF=";Dr
40 INPUT "DAME BASE=";B
45 INPUT "DAME Nq=";Nq
50 INPUT "DAME Nc=";Nc
55 INPUT "DAME Ng=";Ng
60 INPUT "DAME Nq1=";q1
65 INPUT "DAME Nc1=";c1
70 INPUT "DAME Ng1=";g1
75 INPUT "1 OR 2";a
80 ON a GOTO 85, 170
85 INPUT "3 OR 4";a
90 ON a GOTO 95, 115
95 PRINT "FALLA POR CARGA"
100 LET qc=C*Nc+G*Dr*Nq+0.5*G*B*Nq
105 PRINT "CAPACIDAD DE CARGA qc=";qc
110 GOTO 185
115 INPUT "5 OR 6";a
120 ON a GOTO 125, 150
125 PRINT "CIMIENTO CIRCULAR"
130 INPUT "DAME RADIO R=";R
135 LET qc=1.3*C*Nc+G*Dr*Nq+0.6*G*R*Ng
140 PRINT "CAPACIDAD DE CARGA qc=";qc
145 GOTO 185
150 PRINT "CIMIENTO CUADRADO"
155 LET qc=1.3*C*Nc+G*Dr*Nq+0.4*G*B*Ng
160 PRINT "CAPACIDAD DE CARGA qc=";qc
165 GOTO 185
170 PRINT "FALLA LOCAL"
175 LET qc=0.66*C*c1+G*Dr*q1+0.5*G*B*g1
180 PRINT "CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA qc=";qc
185 PRINT "FIN DEL ANALISIS"
190 END
```

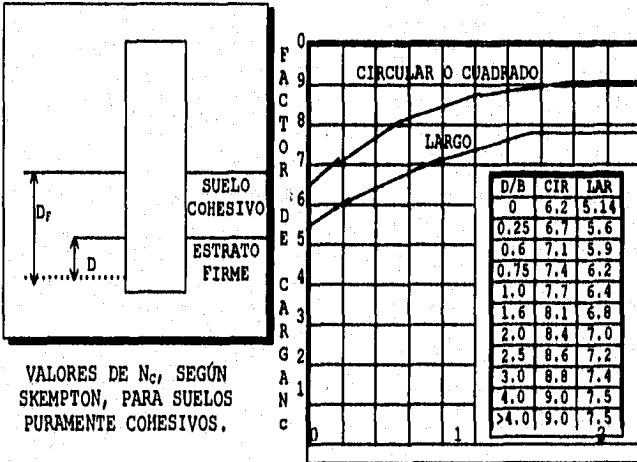
5.1.2.- TEORÍA DE SKEMPTON².

SKEMPTON, desarrollo una teoría de capacidades carga para suelos puramente cohesivos, basándose en las limitaciones de la teoría de TERZAGHI.

SKEMPTON propuso adaptar una expresión para suelos cohesivos, totalmente análoga a la de TERZAGHI, estableciendo la siguiente:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f$$

Donde N_c ya no vale 5,7, sino que varía con respecto a la relación B/D, donde D es la profundidad de desplante del cimiento en un estrato firme y B es el ancho del mismo, desarrollándola a partir de:



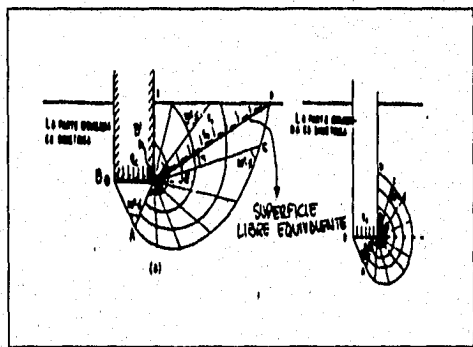
VALORES DE N_c , SEGÚN SKEMPTON, PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.

2.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

5.1.3.- TEORÍA DE MEYERHOF³,

En la teoría que propuso TERZAGHI, no se consideran los esfuerzos que se desarrollan en el suelo por arriba del nivel de desplante de la estructura, tomando a estos solo como cargas flexibles.

MEYERHOF, en su teoría trato de cubrir este defecto de la teoría de TERZAGHI, proponiendo que para cimientos largos las superficie de deslizamiento y la de falla tienen la siguiente forma:

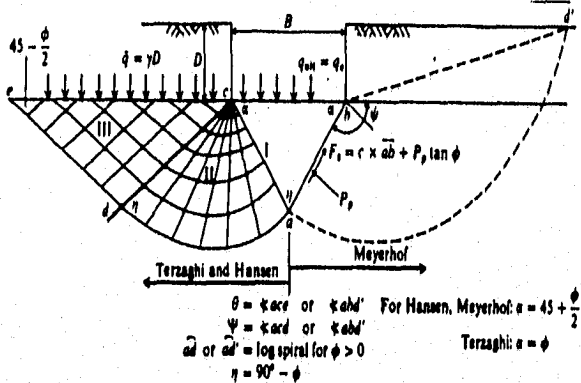


MECANISMOS DE FALLA PROPUESTOS POR
MEYERHOF. A) CIMIENTO A Poca PROFUNDIDAD.
B) CIMIENTO A GRAN PROFUNDIDAD.

Según MEYERHOF los diagramas anteriores se comportan de la siguiente manera:

- 1.- La cuña ABB' es la zona de esfuerzos uniformes, considerada en estado activo de RANKINE.
- 2.- La cuña ABC, es la zona de esfuerzo cortante radial.

3.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992



INTERACCIÓN SUELO-ZAPATA UTILIZADA PARA EL ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN UN CIMIENTO LARGO, A LA IZQUIERDA TERZAGHI, A LA DERECHA MEYERHOF

3.- La cuña BCDE es la zona de transición, donde los esfuerzos varían desde el estado de corte radial hasta un estado plástico pasivo.

4.- La extensión de la zona de estado plástico depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la misma.

5.- La línea BD es la superficie libre equivalente, sobre la cual actúan los esfuerzos normales P_0 , y tangenciales S_0 , correspondientes al material contenido en la cuña BDE.

La expresión que desarrollo MEYERHOF para el análisis de la capacidad de carga la establece como:

$$q_c = C N_c + P_0 N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Siendo esta de su planteamiento original de capacidad de carga.

MEYERHOF, sustituyo su planteamiento original, fundamentándose en el conocimiento empirico, donde plantea

5.1.4.- TEORÍA DE VESÍC⁴.

Dentro de la teoría de VESÍC, surgieron hechos significantes sobre la capacidad de carga de los suelos, su teoría se basa en la relación de un cimiento superficial sobre suelo homogéneo sujeta a cargas verticales concentradas.

En su criterio VESÍC, propuso tres modos de falla del suelo, las cuales se caracterizan por:

A) FALLA DE CORTE GENERAL:

Este tipo de falla se caracteriza por tener un patrón bien definido, con una superficie de deslizamiento continua desde el borde de la cimentación hasta la superficie natural del terreno del lado opuesto. Esta falla según VESÍC es de tipo catastrófica, describiendo una expansión del suelo a los costados del cimiento, produciendo el colapso de la estructura por un solo lado.

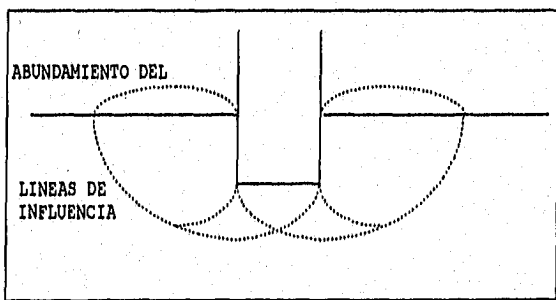


DIAGRAMA DE FALLA EN CORTE GENERAL

4.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

B) FALLA POR PUNZAMIENTO:

Esta falla se caracteriza por un patrón que no es fácil de observar, donde un aumento de carga relacionado con una compresión volumétrica del suelo son el principal causante de la falla. Cuando la presión bajo el cimiento aumenta se produce una ruptura vertical bajo el cimiento, motivo por el cual no se aprecian movimientos previos a la falla.

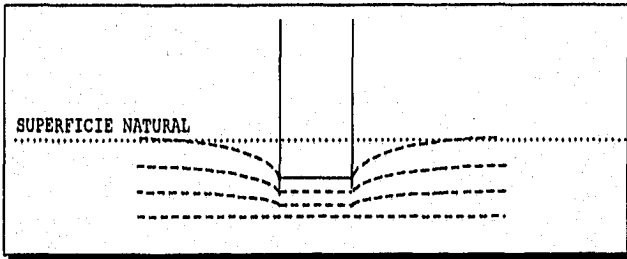


DIAGRAMA DE FALLA POR PUNZAMIENTO

C) FALLA POR CORTE LOCAL:

Esta falla se caracteriza por un mecanismo que solo se define bajo el cimiento, el cual consiste en una cuña y superficies de deslizamiento que empiezan en los bordes de la cimentación, como en la falla general, pero se pierden en algún punto próximo al cimiento sin que exista desarrollo en la superficie del terreno, también se presenta un asentamiento del cimiento, pero sin que se produzca una falla constructiva ni desplome de la estructura.

**TABLAS DE FORMULA Y COEFICIENTES
DE
CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS**

**TABLA 5.1.- ECUACIONES DE CAPACIDAD DE CARGA,
PROPUESTA POR TERZAGHI, MEYERHOF, HANSEN Y VESÍC.**

TERZAGHI: VER TABLA 5.2 PARA VALORES TÍPICOS Y DE K_{py}

$$q_{ULT} = c N_c S_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_y S_y$$

Donde:

$$N_q = a^2 / [2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)]$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_y = [\tan \phi / 2 (K_{py} / (\cos^2 \phi - 1))]$$

CIMIENTO LARGO, REDONDO, CUADRADO,

S_c	1.0 1.3 1.3	
-------	-----------------------	--

S_y	1.0 0.6 0.8	
-------	-----------------------	--

MEYERHOF: VER TABLA 5.3 PARA FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN.

CARGA VERTICAL:

$$q_{ULT} = c N_c S_c d_c + \gamma D_f N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_y S_y d_y$$

CARGA INCLINADA:

$$q_{ULT} = c N_c d_c i_c + \gamma D_f N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_y i_y d_y$$

Donde:

$$N_q = e^{9.8 \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_y = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

HANSEN: VER TABLA 5.5 PARA FACTORES,
GENERAL:

$$q_{ULT} = c N_c S_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D_f N_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_y i_y d_y g_y$$

b_y

CUANDO $\phi = 0$:

$$q_{ULT} = 5.14 S_u (1 + S'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \gamma D_f$$

Donde:

N_q = mismo que MEYERHOF escribió

N_c = mismo que MEYERHOF escribió

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$$

VESÍC; VER TABLA 5.5

Use la ecuación de HANSEN;

N_q = mismo que MEYERHOF escribió

N_c = mismo que MEYERHOF escribió

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

TABLA 5.2.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LA TEORÍA DE TERZAGHI.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	K_γ
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

TABLA 5.3.- FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN PARA LA ECUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA DE MEYERHOF.

FACTOR	VALOR	PARA
FORMA:	$S_c = 1 + 0.2K B/L$	TODO ϕ
	$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1K B/L$	$\phi > 10$

$S_q = S_\gamma = 1$	$\phi = 0$
<hr/>	
PROFUNDIDAD: $d_c = 1 + 0,2\sqrt{K} D_f/B$	TODO ϕ
$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K} D_f/B$	$\phi > 10$
$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
<hr/>	
INCLINACIÓN: $i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$	TODO ϕ
$i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$	$\phi > 10$
$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$
<hr/>	
$K = \tan^2(45 + \phi/2)$	

TABLA 5.4.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LAS TEORÍAS PROPUESTAS POR MEYERHOF, HANSEN Y VESIC.

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma H}$	$N_{\gamma V}$	$N_{\gamma W}$	N_γ/N_{c0}	A
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,431	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	65,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	567,4	871,7	761,3	1,195	0,131

TABLA 5.5.- FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD, INCLINACIÓN DE TERRENO Y BASE, SEGÚN LAS FÓRMULAS DE HANSEN Y VESIC, (H = HANSEN y V = VESIC)

FACTORES DE FORMA:

$$S'_c = 0,2 B/L$$

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) B/L$$

$$S_c = 1 \text{ (CORRIDA)}$$

$$S_q = 1 + B/L \tan\phi$$

$$S_r = 1 - 0.4 B/L$$

FACTORES DE PROFUNDIDAD:

$$d'_c = 0.4 k$$

$$d_c = 1 + 0.4 k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan\phi (1 - \text{Sen}\phi) k$$

$$d_r = 1.00 \text{ para cualquier } \phi$$

$$k = D/B \text{ para } D/B \leq 1$$

$$k = \tan^{-1}(D/B) \text{ para } D/B > 1 \text{ (rad)}$$

FACTORES DE INCLINACIÓN:

$$i'_{c(H)} = 0.5 - 0.5 \sqrt{(1-H/A_c C_c)}$$

$$i'_{c(V)} = 1 - mH/A_c C_c N_c$$

$$i_c = i_q - (1-i_q)/(N_q - 1) \text{ para HANSEN y VESIC}$$

$$i_{q(H)} = [1 - 0.5H/(V + A_c C_c \cot\phi)]^5$$

$$i_{q(V)} = [1 - H/(V + A_c C_c \cot\phi)]^m$$

$$i_{r(H)} = [1 - 0.7H/(V + A_c C_c \cot\phi)]^5; \quad (\eta = 0)$$

$$i_{r(H)} = [1 - (0.7 - \eta/450^\circ)H/(V + A_c C_c \cot\phi)]^5; \quad (\eta > 0)$$

$$i_{r(V)} = [1 - H/(V + A_c C_c \cot\phi)]^{m+1}$$

$$m = m_b = (2 + B/L)/(1 + B/L); \quad H \text{ paralela a } B$$

$$m = m_L = (2 + L/B)/(1 + L/B); \quad H \text{ paralela a } L$$

FACTORES DE TERRENO: BASE Y PENDIENTE.

$$g'_c = \beta^\circ/147^\circ$$

para VESIC use $N_r = -2 \text{ Sen } \beta$ para $\phi = 0$

$$g_c = 1 - \beta^\circ/147^\circ$$

$$g_{q(H)} = g_{r(H)} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

$$g_{q(V)} = g_{r(V)} = (1 - \tan \beta)^2$$

FACTORES DE BASE INCLINADA:

$$b'_c = \eta^\circ / 147^\circ$$

$$b_c = 1 - \eta^\circ / 147^\circ$$

$$b_{q(H)} = \exp(-2\eta \tan\phi)$$

$$b_{\gamma(H)} = \exp(-2.7 \eta \tan\phi)$$

$$b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = (1 - \eta \tan\phi)^2$$

5.1.5.- APLICACIÓN DEL REGLAMENTO DEL D.F.⁵

De acuerdo al reglamento de construcciones del distrito federal, las cimentaciones que sean empleadas en construcciones dentro del distrito federal y zonas conurbadas a esté, deberán de cubrir su capacidad de carga, a partir de los límites de falla y de servicio, para cada uno de los tipos existentes de cimentaciones tales que:

CIMENTACIONES SUPERFICIALES:

ESTADO LÍMITE DE FALLA.

Para suelos cohesivos:

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + P_v$$

Para suelos friccionantes:

$$\Sigma Q F_c / A < [P_v(N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + P_v$$

Dónde:

$\Sigma Q F_c$: Suma de acciones verticales en el nivel de desplante afectado por su factor de carga.

A : Área del cimiento, m².

P_v : Presión vertical total a la profundidad

5.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL, Normas Técnicas Complementarias, "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES".

- de desplante por peso propio del suelo,
t/m².
- γ : Peso volumétrico del suelo.
- C_u : Cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial no-consolidado, no-drenado (UU).
- B : Ancho del cimientto.
- N_c : Coeficiente de capacidad de carga, dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$$
- N_q : Coeficiente de capacidad de carga:

$$N_q = \exp\{\pi \tan \phi\} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$
- N_γ : Coeficiente de capacidad de carga:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$$
- F_R : Factor de resistencia.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:

Para el estado límite de servicio, las cimentaciones de tipo someras, deben de cumplir con ciertos asentamientos a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \Delta z$$

Donde:

- ΔH : Asentamiento de un estrato de espesor H.
- e_0 : Relación de vacíos inicial.
- Δe : Variación de la relación de vacíos bajo el incremento del esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z.
- Δz : Espesores de los estratos elementales en los esfuerzos pueden considerarse

uniformes

CIMENTACIONES SOMERAS:**ESTADO LÍMITE DE FALLA:**

Este tipo de cimentaciones tienen un sentido más claro de verificación de su estabilidad, tanto como en las cimentaciones superficiales como en la existencia del efecto de flotación, teniendo en consideración del nivel freático; así como también la posibilidad de la falla local o generalizada del suelo bajo la existencia de una carga inducida por sismo.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:

Para la consideración del estado de servicio y funcionamiento de un cimentación de este tipo se deben de tomar en cuenta los siguientes puntos:

- a) Los movimientos instantáneos producidos por la carga total transmitida al suelos por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación ocurrida por la combinación de acciones,
- c) Los movimientos diferidos debido al incremento de carga en el contacto cimentación-suelo.

CIMENTACIONES PROFUNDAS:

Este tipo de cimentaciones tales como los pilotes deben de cubrir las especificaciones de diseño, las cuales se describen de acuerdo al tipo de pilote a utilizar, siendo de fricción o de punta.

ESTADO LÍMITE DE FALLA;

PILOTES DE FRICCIÓN:

La estabilidad de este tipo de cimentaciones se verifica a partir de la supervisión del grupo completo de pilotes, así como para cada uno, debiendo cumplir con la desigualdad de la suma de acciones verticales:

$$\Sigma Q F_c < R$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$: suma de las acciones verticales, peso propio de la subestructura, de los pilotes, y el efecto de la fricción negativa.

R : Capacidad de carga del sistema constituido por los pilotes de fricción más losa o zapatas; el cual se considera igual o mayor a los valores siguientes:

$$C_f = A_l f F_r ; \text{ con } F_r = 1$$

$$F_r = 0.7(1-s/5), \text{ factor de resistencia.}$$

s = solicitaciones sísmicas y actuantes sobre los pilotes.

C_f = Capacidad de adherencia.

A_l = Área lateral del pilote.

f = adherencia lateral pilote-suelo.

PILOTES DE PUNTA:

De este tipo de pilotes, la verificación de su capacidad de carga se establece desde la sumatoria de las acciones verticales desarrollada para los pilotes de fricción, tomando en cuenta las siguientes expresiones:

PARA SUELOS COHESIVOS:

$$C_p = (C_u N_q^* F_r + P_v) A_p$$

PARA SUELOS FRICCIÓNANTES:

$$C_p = (p_v N_q^* F_r + P_v) A_p$$

Donde:

- C_p : Capacidad por punta. T
 A_p Área transversal de la pila o pilote.
 P_v Presión vertical total debido al peso del suelo a la profundidad de desplante,
 P_v Presión vertical efectiva.
 C_u Cohesión aparente, en t/m²
 N_c^* Coeficiente de capacidad de carga debido a:

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

- ϕ_u Ángulo de fricción aparente.
 N^* Coeficiente de capacidad de carga
 $N^* = N_{MIN} + L_o (N_{MAX} - N_{MIN}) / [4B \tan(45^\circ + \phi/2)]$
 Cuando $L_o/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$, o $N^* = N_{MAX}$
 Cuando $L_o/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$,

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{MAX}	12.5	26	55	132	350
N_{MIN}	7	11.5	20	39	78

- L_o Longitud del pilote empotrada en el estrato resistente.
 B Ancho o diámetro del pilote.
 ϕ Ángulo de fricción interna,
 F_R Factor de resistencia igual a 0.35

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:

PILOTES DE FRICCIÓN:

Las deformaciones producidas en las cimentaciones con pilotes de fricción se estiman, bajo la consideración de la penetración del pilote en el estrato resistente y las deformaciones del suelo que lo soporta. Así como la fricción

negativa y la interacción del hundimiento regional y las excentricidades de cargas.

PILOTES DE PUNTA:

Este tipo de cimentaciones considera las deformación propia de los pilotes bajo las acciones de las cargas actuantes, así como la fricción negativa y la ocurrida en los estratos bajo el nivel de apoyo. También como la consolidación previsible en el estrato de desplante en el caso del hundimiento regional.

ANEXO F

CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga del suelo, en el que se alojara la estructura de cimentación del proyecto análisis, se calcula mediante los criterios de SKEMPTON y los estados de falla en condiciones dinámicas y estáticas.

Analizando la condición de cargas máximas, de acuerdo al criterio de SKEMPTON, y considerando que los materiales predominantes, son cohesivos se aplica la siguiente expresión:

$$R F_R = C N_c F_R + P_v$$

Donde:

C, Cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla, igual a 3.00 ton/m².

N_c, Coeficiente de capacidad de carga:

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

Siendo:

D_f, Profundidad de desplante.

B, Ancho del cajón.

L, Longitud del cajón.

F_R, Factor de reducción en cargas estáticas, igual a 0.70.

P_v, Presión vertical del suelo, a la profundidad de desplante, igual a 6.09 ton/m².

Sustituyendo en la expresión:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25(4.2/14) + 0.25(14/52))$$

$$N_c = 5.87$$

$$R F_R = C N_c F_R + P_v$$

$$R F_R = 3.00 * 5.87 * 0.70 + 1.00$$

$$R F_R = 13.33 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga total será igual a la carga unitaria por la superficie total de desplante, obteniendo:

$$R F_R = 13.33 \text{ ton/m}^2 * 730 \text{ m}^2$$

$$R F_R = 9731.00 \text{ ton.}$$

De acuerdo a la condición estática de cargas, por el estado límite de falla, la cimentación propuesta deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$\Sigma Q F_c < R F_R$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$, Suma de acciones verticales en la condición analizada, multiplicada por un factor de carga igual a 1.40.

$R F_R$, capacidad de carga total.

Desarrollando la expresión en la condición de cargas máximas, se obtiene:

$$Q = (4,883 \text{ ton} + 974 \text{ ton}) * 1.4$$

$$Q = 8,200 \text{ ton.}$$

Por lo que, la condición estática de la capacidad de cargas se encuentra en situación estable, debido a que:

La suma de cargas aplicadas multiplicadas por un factor de carga es menor a las cargas resistidas en una superficie de área.

$$8,200.00 \text{ ton} < 9,731.00 \text{ ton}$$

Para la condición dinámica de cargas de acuerdo al límite de falla, se consideran las cargas instantáneas, y se utiliza la siguiente expresión:

$$W_T F_c - W_c < F_R A_R q_1 (1 - (0.12 F_c a_0 b \gamma) / F_R C)$$

Donde:

W_T , Carga total de la estructura.

F_c , Factor de carga, igual a 1.10

W_c , Peso del suelo desplazado:

$$W_c = \gamma D_f A$$

Donde:

γ , Peso volumétrico del suelo.

D_f , Profundidad de desplante.

A , Área de apoyo de la cimentación.

F_R , Factor de resistencia, igual a 0.70.

A_R , Área de contacto reducida:

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

Donde:

B , Ancho del cajón.

e , Excentricidad:

$$e = M / w$$

M , Momento de volteo.

w , Peso total de la estructura.

q_1 , Presión de contacto a la falla:

$$q_1 = C N_c$$

C , Cohesión media de los materiales,
igual a 3.00 ton/m².

N_c , Coeficiente de carga, igual 5.87.

a_0 , Aceleración horizontal:

$$a_0 = C / Q$$

C , Coeficiente sísmico, 0.40 para zona
de lago.

Q , Factor de ductilidad, igual a 3.0

b , Distancia mínima de (d , 1.2h, 20m)

d , Ancho del área reducida de contacto,
en la dirección analizada.

h , profundidad desde el desplante hasta
la capa dura.

γ , Peso volumétrico del suelo desde el desplante hasta la profundidad b , igual a 1.25 ton/m^3 .

C , Cohesión media igual a 3.00 ton/m^2 .

Sustituyendo en la expresión, se obtiene la condición dinámica para el estado límite de falla, para cargas instantáneas.

$$W_r F_c - W_c < F_R A_R q_1 (1 - (0.12 F_c a_o b \gamma) / F_R C)$$

Teniendo como:

$$W_r = 3,941.00 \text{ ton} + 974.00 \text{ ton} = 4,915.00 \text{ ton.}$$

$$W_c = 1.45 \text{ ton/m}^3 * 4.20 \text{ m} * 730.00 \text{ m}^2 = 4,446.00 \text{ ton}$$

$$A_R = (14.0 \text{ m} - 2(2.35)) * 52.0 \text{ m} = 438.60 \text{ m}^2$$

$$e = 11,534 \text{ ton-m} / 4,915.00 \text{ ton} = 2.35 \text{ m.}$$

$$q_1 = 3.00 \text{ ton/m}^2 * 5.87 = 17.61 \text{ ton/m}^2$$

$$a_o = 0.40 / 3 = 0.133$$

$$b = 9.80 \text{ m}$$

$$d = 14.00 - 4.2 = 9.80 \text{ m}$$

$$h = 36.00 - 4.2 = 31.80 \text{ m}$$

$$C = 3.00 \text{ ton/m}^2.$$

RESULTANDO:

$$4,915(1.10) - 4,446 = 960.50 \text{ ton}$$

$$5961.34 * (1 - (0.215 / 2.10)) = 5,351.00 \text{ ton.}$$

Y siendo la desigualdad:

$$960.50 \text{ ton} < 5,351.00 \text{ ton.}$$

Por lo que la cimentación propuesta para el proyecto, es estable en condiciones estáticas y dinámicas, con respecto al estado límite de falla en acción de cargas máximas e instantáneas.

CAPÍTULO VI: COMPORTAMIENTO DE TALUDES

RESUMEN:

En este capítulo se encuentran los principales métodos y teorías de análisis de estabilidad de taludes, así como los métodos de campo más usuales para lograr la estabilidad de un talud.

Se emplea también el análisis del comportamiento de los taludes, de acuerdo al criterio establecido por JAMBU.

CONTENIDO:

- 6.1.- FALLAS EN TALUDES.
- 6.2.- ESTABILIDAD DE SUELOS.
- 6.3.- MÉTODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE UN TALUD.
- 6.4.- ANEXO G (ESTABILIDAD DE TALUDES).
- 6.5.- ANEXO H (PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO).

6.- COMPORTAMIENTO DE TALUDES.

Los taludes son superficies inclinadas respecto de la horizontal, que puedan adoptar permanentemente a estructuras de tierra, estableciéndolos como naturales causados por laderas y artificiales producidos por efecto de un corte y terraplén.

6.1.- FALLAS EN TALUDES¹.

La falla en un talud, ya sea de origen natural o artificial, puede ocurrir por varias causas como: deslizamiento superficial, por erosión, por licuación, por capacidad de carga del terreno y por movimientos del cuerpo del talud.

Las fallas más comunes que se presentan en una pared de un talud, son: por deslizamientos superficiales, por deslizamientos en laderas sobre superficies de falla preexistentes, y por movimientos del cuerpo del talud.

A) FALLA POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL.

Cualquier tipo de talud esta sujeto a fuerzas, que propician que las partículas o ciertas porciones del cuerpo del suelo próximo a la frontera de la pared del talud, se deslicen hacia abajo, este fenómeno es más intenso en las proximidades de la superficie inclinada del talud, debido a la falla de presión normal confinante, causado por un aumento de cargas actuantes en la corona del talud o por la reducción de la resistencia del material que conforma al talud.

Las principales características de descripción de este fenómeno se reflejan en la inclinación de elementos

1.- T. W. LAMBE Y R. V. WHITMAN, Mecánica de suelos, 1972.

situados tanto al pie del talud, como sobre la superficie inclinada, como ejemplo los arboles, postes, en movimientos relativos y en fracturas de bardas y muros.

B) FALLA POR DESLIZAMIENTO EN LADERAS SOBRE SUPERFICIES DE FALLAS PREEXISTENTES.

Este tipo de falla se presenta en un talud describiendo un movimiento de material, producido por un proceso de deformación causado por esfuerzos cortantes en las partes mas profundas, llegando a producir grandes superficies de fallas.

C) FALLA POR MOVIMIENTO DEL CUERPO DEL TALUD.

Este tipo de falla puede ocurrir con movimientos bruscos afectando a grandes masas del suelo, produciendo fallas que tengan considerables profundidades dentro de su cuerpo.

Este fenómeno es considerado como movimiento de tierras, diferenciándolos por su presentación dentro del cuerpo del talud; ocurriendo en forma curva, en la que el movimiento del talud ocurre a lo largo de está, denominándola falla de rotación, clasificándose como de superficie del talud o locales, de pie del talud, y de fondo.

También se denominan de traslación a lo largo de superficies débiles localizadas en el cuerpo del talud o en los terrenos de cimentación, este tipo de paneles débiles tienen una estructura horizontal o con muy poca inclinación.

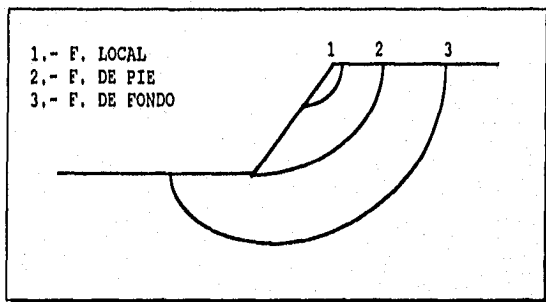


DIAGRAMA DE FALLAS POR MOVIMIENTOS DEL
DEL TALUD POR ROTACIÓN

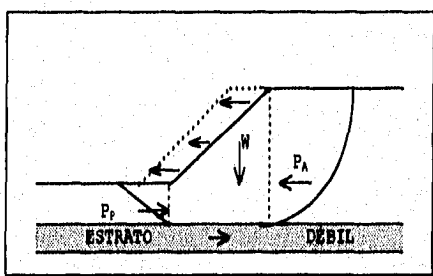


DIAGRAMA DE FALLA POR TRASLACIÓN

6.2.- ESTABILIDAD DE TALUDES.

Existen distintos métodos de estabilización del cuerpo de un talud que se basan en los componentes mecánicos de los suelos utilizados para conformar un talud o terraplén, así como los de la cimentación del mismo.

Dentro de los mas utilizados se encuentran el método de masa, el método sueco, el método de dovelas, el método de JAMBU, y el método de volteo.

6.2.1.- MÉTODO DE MASA².

El método de masa para estabilizar un talud especifica dos procedimientos para el análisis de acuerdo al tipo de suelo que compone al talud, siendo para un suelo homogéneo puramente cohesivo (con $\phi = 0$ y $C \neq 0$), y para un suelo homogéneo cohesivo-friccionante.

SUELO HOMOGÉNEO CON $\phi = 0$ y $C \neq 0$

Este método supone que:

- 1.- La resistencia al corte no drenada, es constante con la profundidad y esta dada por $F = R = C_u$.
- 2.- La superficie de falla es circular cilíndrica.
- 3.- Se escoge un plano potencial de falla AED, con radio r .
- 4.- El centro del círculo de falla es "O".
- 5.- Se considera un espesor unitario, y el peso del suelo arriba del plano de falla es W :

$$W = W_1 + W_2$$

$$W_1 = (\text{AREA FCDEF})\gamma$$

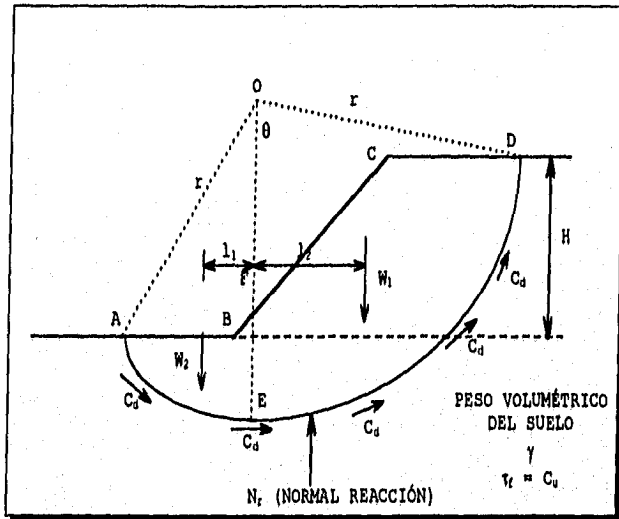
$$W_2 = (\text{AREA ABFEA}) \gamma$$

La falla del talud puede ocurrir por deslizamiento de la masa de suelo, ya que el momento de la fuerza actuante con respecto a "O", que causa la inestabilidad es:

$$M_A = M_D = W_1 l_1 - W_2 l_2$$

Donde; l_1 y l_2 son los brazos de palanca.

2.- K. V. TERZAGHI AND R. B. PECK, Soil mechanics in engineering practice, 1967



ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD EN SUELO
HOMOGÉNEO ($\phi = 0$)

La resistencia a deslizar, se origina de la cohesión, actuando a lo largo de toda la superficie potencial de falla. Al ser C_0 la cohesión necesaria para evitar la falla por deslizamiento, el momento resistente que se creará por la fuerza con respecto al punto "O" es:

$$M_R = C_0 r^2 \theta_{RAD}$$

Y estableciendo un equilibrio de la masa del suelo, se crea una igualdad entre $M_A = M_R$

$$C_0 r^2 \theta_{RAD} = W_1 l_1 - W_2 l_2$$

$$C_0 = (W_1 l_1 - W_2 l_2) / r^2 \theta_{RAD}$$

Así el factor de seguridad en contra el deslizamiento es:

$$FS = C_u / C_0$$

Este método se emplea sobre una superficie arbitraria, y establece que la superficie crítica es aquella

en que la relación C_u / C_0 es mínima, por lo cual se deben escoger varias superficies y conocer su FS,

FELLENIOUS y TAYLOR, resolvieron analíticamente el problema de la estabilidad en círculos críticos, donde se debe desarrollar una cohesión (C_0), expresada por la relación:

$$C_0 = \gamma H (m)$$

Donde m es el número de estabilidad.

Cuando en un talud se presenta la altura crítica establecida por $H = H_{CR}$ y $C_0 = C_u$, tienen la relación tal que el $FS = 1$, considerando que:

$$C_u = \gamma H_{CR} (m) \quad ; \quad H_{CR} = C_u / \gamma m$$

Los valores del número de estabilidad según TAYLOR, para distintos ángulos de taludes (β), los estableció en las siguientes gráficas (figura 1). Así también TAYLOR determinó algunos aspectos sobre estas:

- 1.- Si $\beta > 35^\circ$, el círculo crítico es siempre de falla de pie. (según la figura 2)
- 2.- $D = \text{Prof. al estrato firme/altura del talud}$
 $D = H'/H$
- 3.- cuando sea una falla general, su posición se establece con la figura 3.

FELLENIOUS, investigó el caso de cuando $\beta < 53^\circ$ para todos los círculos críticos, describiéndolos como fallas por pie de talud, donde su localización se basa en las figuras 4 y 4a.

SUELOS HOMOGÉNEOS CON $\phi > 0^\circ$

El método de masa para el análisis de suelos homogéneos con un ángulo de fricción interna $\phi > 0^\circ$, basa su procedimiento en la ley de resistencia, $\tau_t = C + \sigma \text{Tan}\phi$; donde se analiza un arco (AC), que pasa por el pie del talud y que su centro de giro se apoya en O, y conociendo el peso de la cuña del suelo en base de un espesor unitario.

Donde la cohesión desarrollada en la distancia AC se denomina C_d , y la fuerza de la cohesión resultante C_d será la cohesión desarrollada por la longitud del arco AC, (fig. B)

$$C_d = C_b (AC)$$

La resultante C_d actúa en dirección paralela a la cuerda AC y a una distancia a del centro O, implementándose como;

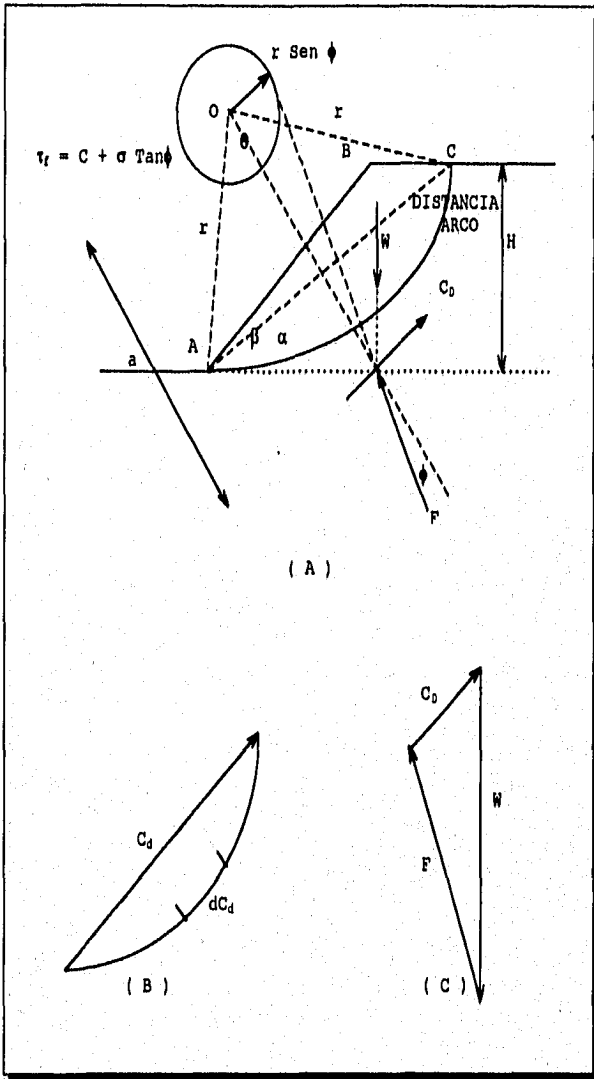
$$C_d (a) = C_b (AC)^{\text{ARCO}} r$$

$$a = C_b (AC)^{\text{ARCO}} r / C_d = C_b (AC)^{\text{ARCO}} r / C_b AC$$

$$a = (AC)^{\text{ARCO}} r / AC$$

La fuerza F , resultante de las fuerzas normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento, pasa por el punto de intersección de las líneas de acción del peso W y de C_d .

Si se llega a desarrollar toda la fricción sobre la superficie del deslizamiento, la línea de acción de la fuerza F describe un ángulo ϕ con respecto a la normal del arco, y será tangente a un círculo con centro en O y de radio igual a $r \text{Sen}\phi$, conociéndolo como círculo de fricción.



ANÁLISIS DE UN TALUD EN SUELO HOMOGÉNEO CON $\phi > 0$

Con el conocimiento de las líneas de acción de las fuerzas W , C_d y F , se crea un polígono de fuerzas (fig. C), de donde se puede calcular la cohesión desarrollada como:

$$C_D = C_d / AC$$

Esta magnitud se desarrolla para una superficie de falla escogida, por lo cual se deben de concretar varios tanteos para encontrar la superficie de deslizamiento mas critica a lo largo de la cual se desarrolle la máxima cohesión, la cual se queda como:

$$C_D = \gamma H [f(\alpha, \beta, \theta, \phi)]$$

Cuando se cumple el equilibrio critico con: $F_c = F\phi = F_s = 1$, $H = H_{CR}$ y $C_D = C$, se tiene que:

$$C/\gamma H_{CR} = f(\alpha, \beta, \theta, \phi) = m$$

Donde m es el número de estabilidad.

PARA $\beta > 53^\circ$, TODOS LOS CÍRCULOS SON DE PIE.

PARA $\beta < 53^\circ$
 CÍRCULO DE PIE =
~~FALLA~~ DE PIE DE TALUD.

CÍRCULO DE MEDIO-PUNTO FALLA GENERAL

CÍRCULO DE TALUD =
 FALLA DE CUERPO

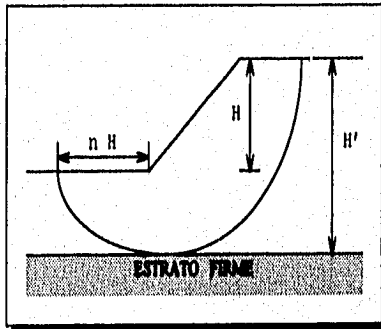


FIGURA 1.A.- DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA UN CÍRCULO DE FALLA TÍPICO DE MEDIO-PUNTO

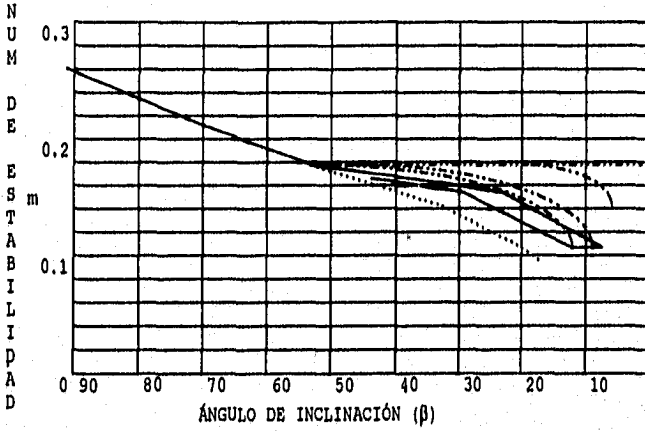


FIGURA 1.B.- GRÁFICA $\beta V_s m$

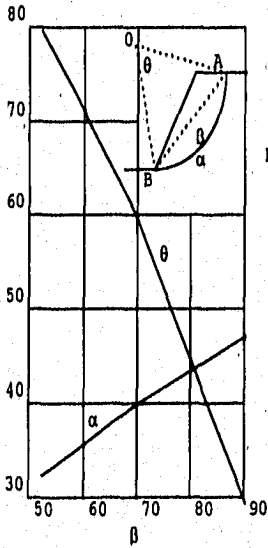


FIGURA 2
LOCALIZACIÓN DEL CENTRO DEL
CÍRCULO CRÍTICO PARA
 $\beta > 53^\circ$

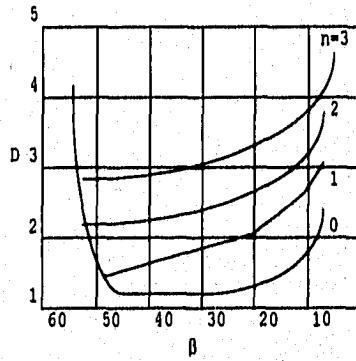


FIGURA 3
LOCALIZACIÓN DEL CÍRCULO
DEL MEDIO-PUNTO

n	β	α_1	α_2
1.0	45	28	37
1.5	33.68	26	35
2.0	26.57	25	35
3.0	18.43	25	35
5.0	11.32	25	37

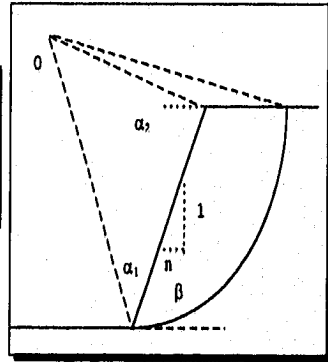


FIGURA 4 Y 4A.- LOCALIZACIÓN DEL CENTRO PARA CÍRCULOS DE FALLA DE PIE DE TALUD PARA $\beta < 53^\circ$

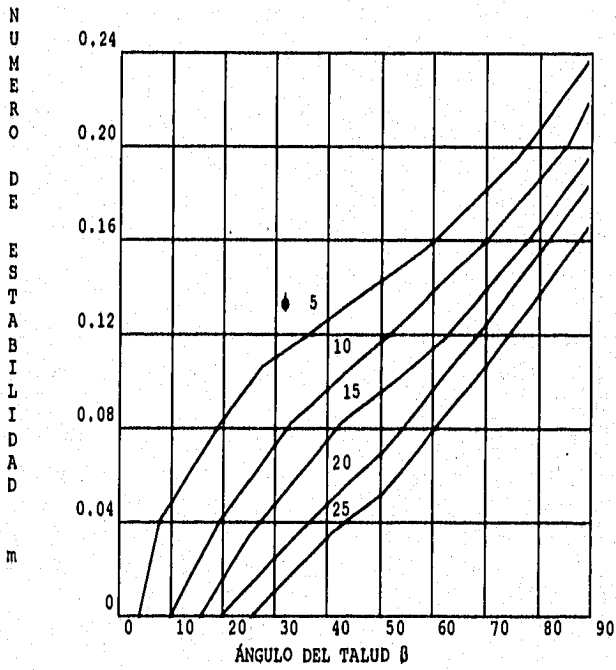


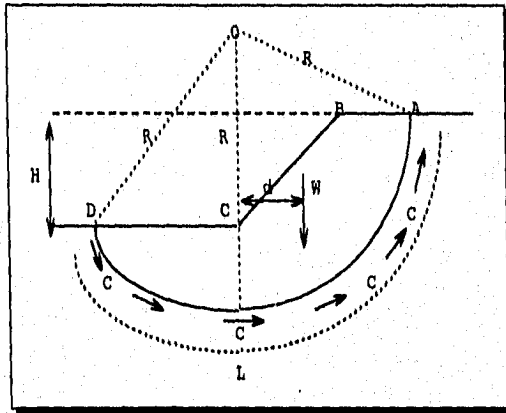
FIGURA 5.- GRÁFICA DEL NÚMERO DE ESTABILIDAD VS. ÁNGULO DEL TALUD, PARA TODO $\phi > 0$

6.2.- MÉTODO SUECO³

Este método abarca todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes en donde se presenta la falla por rotación, considerando las superficies de falla cilíndricas.

Este método se basa principalmente en el comportamiento de los suelos puramente cohesivos y de suelos con fricción y cohesión, denominando a este último método de dovelas.

El método utilizado en suelos puramente cohesivos, se basa en taludes homogéneos con su cimentación, donde la resistencia al esfuerzo cortante se expresa con la ley de $S = C$.



Considerando un arco de circunferencia con centro en "O" y radio "R" como la traza de una superficie susceptible de falla. Donde las fuerzas actuantes sobre la masa, que producen un movimiento, son el peso del suelo correspondiente el área ABCD, mas cualquier otra sobre carga que actúe sobre la corona del talud. Estas fuerzas producen

3.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

un momento respecto al eje normal "O", definido como el momento motor de esas fuerzas, calculado como:

$$M_m = Wd$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de suelo, están comprendidas dentro de los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de falla supuesta como:

$$M_R = CLR$$

Donde M_R es el momento resistente,

C es la cohesión

L es la longitud de AD

R es el brazo de palanca

Si existiera una sobrecarga se tiene que:

$$M_m = Wd + qd'$$

Por lo que el factor de seguridad FS, se calculará como:

$$F.S. = M_R/M_m = CLR/Wd \geq 1.5$$

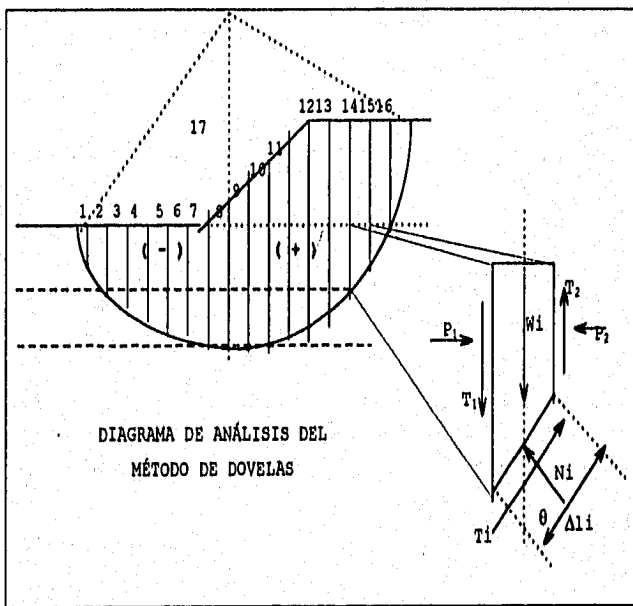
El instante de falla incipiente se presenta cuando $M_m = M_R$, considerando que en general la $\Sigma Wd = CLR$, comprendiendo que Σ es la suma algebraica de los momentos respecto a "O" de todas las fuerzas actuantes de la carga del suelo y las sobrecargas accionadas sobre el talud.

Así mismo el factor de seguridad es la relación entre los momentos actuantes sobre el talud, o de las fuerzas actuantes sobre el, caracterizándolo con un valor de 1.5, el cual es factible para lograr una estabilidad, pero el método se basa en un calculo de tanteos para conseguir el menor FS posible, pasando primeramente por el pie del talud y después por la base del mismo, obteniendo para cada uno el FS, siendo el mas critico el menor encontrado.

6.3.- MÉTODO DE DOVELAS⁴.

Este método se utiliza en el análisis de estabilidad de taludes conformados por suelos con cohesión y fricción, en los cuales describen su resistencia al esfuerzo cortante bajo la ley de $S = C + \sigma \text{Tan}\phi$.

Este método propone un círculo de falla a elección, donde la masa de tierra deslizante se divide en dovelas con un número arbitrario de estas, procurando tener el mismo espesor, para cuestión del análisis.



Donde W_i es el peso de la dovela de espesor unitario.

N_i es la reacción normal del suelo en Δl_i .

4.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

T_i es la reacción tangencial del suelo en Δl_i .

P_1, P_2 son las fuerzas normales ejercidas por la dovela.

T_1, T_2 son las fuerzas tangenciales de las dovelas,

El procedimiento de este método hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarrestan, siendo iguales en magnitud con sentidos opuestos, y de la misma forma actúan las fuerzas T_1 y T_2 , propiciando que cada dovela sea independiente a las otras, y que las fuerzas N_i y T_i forman un equilibrio con W_i .

El coeficiente (N_i / T_i) se toma como valor aproximado de la presión normal (σ_i) actuante sobre el arco Δl_i . Y con el valor de σ_i se emplea la ley de resistencia al esfuerzo cortante, determinando la resistencia que se opone en la base de cada dovela.

Se puede calcular el valor del momento motor debido al peso de la dovela como:

$$M_m = R \sum T_i$$

El momento resistente, se obtiene debido al esfuerzo cortante S_i que se desarrolla en la superficie de deslizamiento, valiendo:

$$M_R = R \sum S_i \Delta l_i$$

Por lo que el Factor de Seguridad se expresa como:

$$FS = M_R / M_m = R \sum S_i \Delta l_i / R \sum T_i$$

Para un análisis mas efectivo se desarrolla la siguiente tabla:

DOVELA	AREA	PESO	θ	SEN θ	COS θ	Ti	Ni	Δli	σ_i	Si	Si Δli
--------	------	------	----------	--------------	--------------	----	----	-------------	------------	----	----------------

Donde:

$$T_i = \text{Sen } \theta W_i$$

$$N_i = \text{Cos } \theta W_i$$

$$\Delta li =$$

$$\sigma_i = N_i / \Delta li$$

$$S_i = C + \sigma_i \text{Tan}\phi$$

A continuación se desarrolla un programa en lenguaje basic, el cual puede ser ejecutado por sistemas computerizados, tales como procesadores portátiles o calculadoras programables. Este programa desarrolla el análisis de estabilidad de taludes por el método de dovelas, considerando un numero ilimitado de estratos y de dovelas, comprendiendo solo la necesidad de conocer los parámetros fundamentales del suelo como son: el ángulo de fricción interna, la cohesión y la altura del estrato.

PROGRAMA EN LENGUAJE BASIC.

ESTABILIDAD DE TALUDES

METODO DE DOVELAS

```

5  SET F(3)
10 PRINT "****METODO DE DOVELAS****"
15 INPUT "NUMERO DE DOVELAS N=";N
20 INPUT "NUMERO DE DOVELAS NEGATIVAS";X
25 INPUT "NUMERO DE DOVELAS POSITIVAS";Y
30 INPUT "IZQUIERDAS NEGATIVAS SI O NO";A$
35 INPUT "NUMERO DE ESTRATOS ES=";ES
40 DIM CO(N); CA(N); FI(N); TET(N); HIP(N); SE(N);
   CO(N); Ti(N); Ni(N); ESF(N); Si(N); SH(N);
   W(ES); Wi(N,ES); WT(N); A(N,ES)
45 FOR M=1 TO ES
50 PRINT "ESTRATO";M:INPUT "GAMA"; W(M)
55 NEXT M
60 FOR I = 1 TO N
65 FOR M = 1 TO ES
70 PRINT "DOVELA";I:"ESTRATO";M:INPUT "AREA";A(I,M)
75 NEXT M

```

```

80 NEXT T
85 FOR I = 1 TO N
90 PRINT "DOVELA"; I; INPUT "C.O."; CO(I)
95 INPUT "C.A."; CA(I)
100 INPUT "C"; C(I)
105 INPUT "Fi"; FI(I)
110 NEXT I
115 FOR I = 1 TO N
120 WT(I)=0
125 FOR H = 1 TO ES
130 Wi(I,H)=W(H)*A(I,H)
135 PRINT "DOVELA"; I; "ESTRATO"; H; "Wi="; Wi(I,H)
140 WT(I)=WT(I)+Wi(I,H)
145 NEXT H
150 PRINT "Wi="; WT(I)
155 NEXT Y
160 Tic=0; SHc=0
165 FOR J = 1 TO N
170 TET(J)=ATN(CO(J)/CA(J))
175 HIP(J)=SQR((CO(J))^2+(CA(J))^2)
180 SE(J)=SIN(TET(J))
185 CO(J)=COS(TET(J))
190 Ti(J)=SE(J)*WT(J)
195 IF A$="NO" THEN 220
200 IF J>X THEN 230
205 Ti(J)=-Ti(J)
210 GOTO 230
220 IF J<=Y THEN 230
225 GOTO 205
230 NI(J)=CO(J)*WT(J)
235 ESF(J)=Ni(J)/HIP(J)
240 Si(J)=C(J)+(ESF(J)*TAN(FI(J)))
245 SH(J)=Si(J)*HIP(J)
250 Tic=Tic+Ti(J)
255 SHc=SHc+SH(J)
260 NEXT J
265 FOR a = 1 TO N
270 PRINT CHR$(140); a; "="; TET(a)
275 PRINT "SENO"; a; "="; Se(a)
280 PRINT "COSENO"; a; "="; Co(a)
285 PRINT "Ti"; a; "="; Ti(a)
290 PRINT "Ni"; a; "="; Ni(a)
295 PRINT CHR$(238); "Li"; a; "="; HIP(a)
300 PRINT CHR$(142); a; "="; ESF(a)
305 PRINT "Si"; a; "="; Si(a)
310 PRINT "Si"; CHR$(238); "Li"; a; "="; SH(a)
315 NEXT a
320 FS=SHc/ABS(Tic)
325 PRINT CHR$(132); "Ti="; Tic
330 PRINT CHR$(132); "Si="; CHR$(238); "Li"; SHc
335 PRINT "fs="; FS
340 END.

```

6.2.4.- MÉTODO DE JAMBU⁵.

El método que expone N. JAMBU, es aplicable a taludes donde el material constitutivo del suelo de cimentación es igual al del cuerpo del talud, provocando la falla al pie del talud o en la base, refiriéndose únicamente a la falla por rotación del cuerpo del talud.

JAMBU, expresa el valor del factor de seguridad, con respecto de círculos de falla presentados en el pie del talud, principalmente en suelos homogéneos, desarrollando la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{N_s c}{\gamma_n H}$$

Donde:

N_s es el número de estabilidad que se obtiene de la gráfica siguiente.

El valor de N_s depende el parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual se expresa como:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{yH}{c} * \text{tg } \phi$$

JAMBU, define los parámetros x_0 y y_0 , los cuales determinan la posición del centro del círculo crítico de pie del talud, basándose en cotas cartesianas desde el pie del talud hasta la posición imaginario del círculo de falla, expresándolos como relaciones de altura:

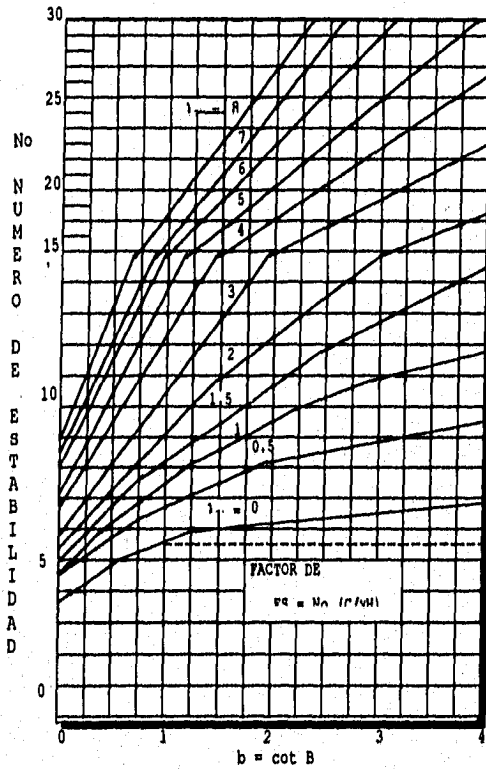
$$x = x_0 H$$

$$y = y_0 H$$

Estos factores se obtienen a partir del parámetro $\lambda_{c\phi}$, y la gráfica siguiente:

5. - JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ, Mecánica de suelos, TOMO II, "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 1992

Así mismo JAMBU, determina que el factor de seguridad depende de la fricción y la cohesión, del material constitutivo, determinando la proporción de la fricción y la cohesión a través de la gráfica siguiente y el parámetro λ_c :



NÚMEROS DE ESTABILIDAD ASOCIADOS A CÍRCULOS CRÍTICOS POR EL PIE DEL TALUD SEGUN JAMBU

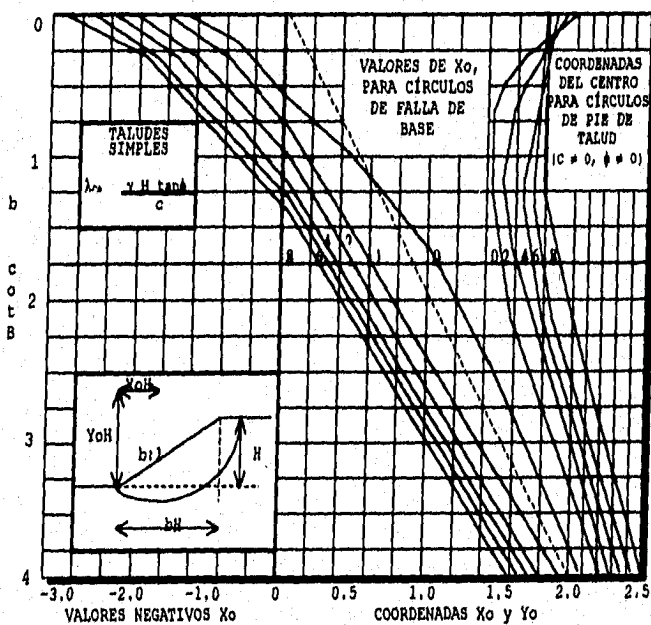
6.3.- MÉTODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD SOBRE TALUDES.

Existen diversos métodos y formas de lograra la estabilización de un talud, los cuales dependen tanto de la

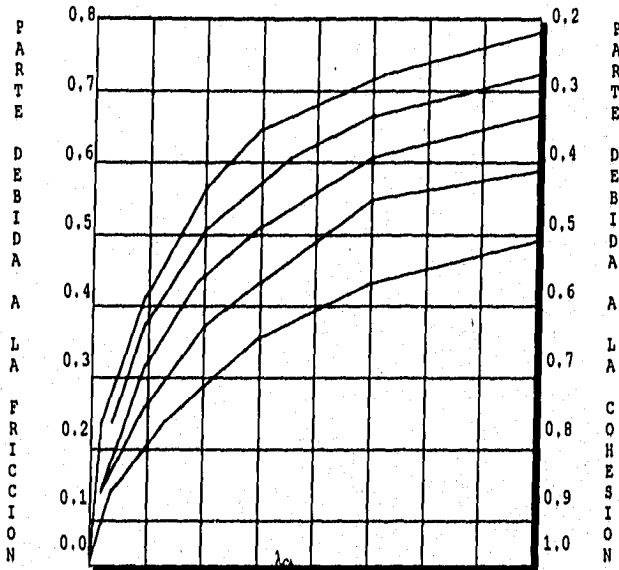
economía como de la estabilidad requerida y el tipo de suelo que conforma al cuerpo del talud.

Los métodos mas usuales para lograr la estabilización de los taludes son:

- A) TENDER TALUDES.
- B) BERMAS LATERALES.
- C) EMPLEO DE MATERIALES LIGEROS.
- D) CONSOLIDACIÓN PREVIA DE SUELOS COMPRESIBLES.
- E) EMPLEO DE MATERIALES ESTABILIZANTES.
- F) EMPLEO DE MUROS DE RETENCIÓN.
- G) PRECAUCIONES DE DRENAJE.
- H) EMPLEO DE ELEMENTOS DE RETENCIÓN ANCLADOS



COORDENADAS DE LOS CENTROS DE LOS CIRCULOS CRÍTICOS POR EL PIE DEL TALUD, SEGUN JAMBU.



CONTRIBUCIÓN DE LA FRICCIÓN Y LA COHESIÓN AL FACTOR DE SEGURIDAD, SEGÚN JAMBU.

Tender taludes puede ser el caso más práctico para estabilizar taludes, pero esto no solo se aplica en los materiales arcillosos; donde la estabilidad depende directamente de la altura del talud, y en los materiales granulares es muy práctico lograr una estabilización del talud, en suelos donde se desarrolla la cohesión y la fricción el tender taludes como el incremento de la altura propicia un aumento en la estabilidad del talud. Así mismo esta práctica se imposibilita cuando la superficie de soporte no es muy grande para poder desarrollar el talud.

La creación de bermas naturales a lo largo del pie del talud, puede ser un método efectivo cuando la longitud de

desarrollo del talud no es muy grande, y también cuando la altura del talud es de consideración, la creación de bermas produce dos momentos de incremento de la estabilidad; uno, al colocar el material sobre el pie del talud, disminuye el momento motor del cuerpo del talud; dos, se aumenta el momento resistente, propiciado una resistencia al peso de la masa deslizante del cuerpo del talud.

Realizar una consolidación a un suelo que sirve de cimentación para soportar un talud, así como del mismo talud, puede tener un gran costo puesto que lograr este fenómeno implica un gran número de estudios y de procedimientos desde el más simple como colocar el material previamente en el lugar donde se construirá el terraplén, como el más sofisticado que puede ser la extracción del agua subterránea o la inyección de mezclas cementantes,

El empleo de muros de retención para lograr la estabilidad de un talud, tiene una gran probabilidad de ser el mejor de todos los métodos, pero su único inconveniente es que no se pueden desarrollar grandes alturas con dimensiones mínimas capaces de resistir los esfuerzos transmitidos por el suelo, así este procedimiento llega a tener grandes costos de elaboración, tanto en su fabricación como en su diseño.

La utilización de accesos de drenaje dentro de la masa de un talud, es de gran desempeño sobre materiales que requieren estar lo más seco posible para evitar expansiones del material, este método se utiliza mucho en zonas donde las precipitaciones son constantes o que el nivel del NAF influye considerablemente sobre el talud, este procedimiento reduce los efectos del agua del suelo sobre las estructuras de retención tales como los muros y el concreto lanzado.

La utilización de elementos o materiales estabilizantes para mejorar la resistencia del suelo, logra ser de variables resultados debido a los materiales que componen al talud, pero este procedimiento llega a tener costos elevados.

Los elementos de retención anclados, tales como el concreto lanzado, tienen gran uso gracias a que se pueden desarrollar grandes alturas y tener un costo relativamente económico, otro procedimiento es el colocar malla sobre la pared del muro para minimizar la invasión de zonas en el pie del talud por fragmentos de este mismo tal es el caso de las carreteras.

ANEXO G
ESTABILIDAD
DE
TALUDES

La estabilidad del talud, de la cimentación del proyecto se verifica, mediante la comprobación de la expresión propuesta en el reglamento de construcciones del distrito federal, de acuerdo al criterio de análisis desarrollado por JAMBU.

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

Donde:

F_c , Factor de carga, igual a 1.40

γ , Peso volumétrico del material.

H , Altura máxima de excavación.

q , Sobrecarga superficial, igual 2.0 ton/m²

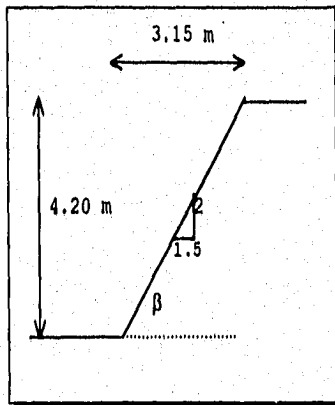
U_q , Factor de reducción debido a la sobrecarga, q/H .

N_o , Numero de estabilidad.

C , Cohesión mas baja en la altura de la excavación.

F_R , Factor de reducción, igual 0.80.

Considerando que se formaran taludes de 1.5:2.0, de acuerdo a las siguientes características:



$$\lambda_{c\phi} = (\gamma H/C) \operatorname{tg} \phi$$

$$\lambda_{c\phi} = 0$$

$$b = \cot \beta = 88.90$$

Empleando la gráfica de JAMBU, para conocer el numero de estabilidad, utilizando el factor anterior.

$$N_o = 6.90$$

Teniendo que:

$$F_c = 1.40.$$

$$\gamma = 1.45 \text{ ton/m}^3$$

$$H = 4.20 \text{ m}$$

$$q = 2.00 \text{ ton/m}^2$$

$$Uq = 2\gamma/H = 0.69$$

$$N_0 = 6.90$$

$$C = 3.00 \text{ ton/m}^2$$

$$F_R = 0.80$$

De lo anterior, se calcula:

$$1.40 * (1.45 * 4.2) + 2.0 < 0.69 * 6.9 * 3.0 * 0.8$$

$$10.53 < 11.43 \text{ ton/m}$$

Por lo que la excavación, se tendrá que realizar con taludes de 1.5 : 2.00 (horizontal, vertical), para mantener una estabilidad segura en los taludes.

El valor del factor de seguridad que se tendrá con estos taludes será, según JAMBU,

$$F_s = N_0 C / \gamma H$$

$$F_s = 6.9 * 3.0 / (1.45 * 4.2) = 3.40$$

ANEXO H

**PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO**

El procedimiento constructivo de la excavación que alojara la estructura de cimentación, se realizo de acuerdo a las características geométricas de la cimentación, las condiciones estratigráficas y físicas del subsuelo.

Para eliminar los restos de cimentaciones antiguas, se efectuara una excavación de 1.00 m de profundidad, proporcionando taludes verticales en las colindancias del predio, protegiendo contra intemperismo y desconchamientos locales, mediante un repellado de mortero de cemento, de 2.5 cm de espesor sobre una malla de alambre de tipo gallinero, anclada con varilla de 3/8" y 0.60 m de longitud a una separación máxima de 0.70 m.

Se hincaran viguetas metálicas de sección tipo I, de 0.20 m de longitud de alma y 5.50 m de longitud, a partir de 0,50 de profundidad con respecto del nivel libre de banqueta y una separación de 2.00 m. Estas viguetas formaran parte del muro de ataguia, revestido con polines de madera con sección de 0.10 * 0.10 m y soportada por troqueles colocados mediante una viga de repartición, la cual permita excavar hasta 4,50 m de profundidad sin peligro alguno.

Una ves hincadas las viguetas, se excavara la zona central, hasta lograr la profundidad de desplante de la loza de cimentación, dejando en los linderos del predio una banqueta de 0.50 m de ancho con taludes de 1.5:2.0 (horizontal, vertical).

La excavación será efectuada por medios mecánicos desde la profundidad de 1.00 m hasta 3.90 m para evitar remoldeo del material de apoyo a la cimentación y el ultimo tramo se efectuara por medios manuales.

Una vez alcanzando el nivel máximo de excavación y colocar la losa de cimentación central, se efectuara el retiro de los taludes perimetrales en tramos alternados de 4.00 m de ancho, en los primeros tramos de ataque, el talud se retirara en dos partes, retirando el material y colocando una viga de repartición primero a una profundidad de 1.50 m colocando los troqueles, después se colocara la segunda viga de repartición a 3.20 m de profundidad, del mismo modo se ataque el segundo grupo de tramos.

Una vez terminada la excavación y teniendo muros verticales se termina la construcción de la losa de cimentación y los muros de colindancias, manteniendo los troqueles les hasta la construcción de las estructuras que tomen la cargas trasmitida por el suelo.

CAPÍTULO VII:
CONCLUSIONES

La Mecánica de Suelos, al centrarse en el estudio del comportamiento de los suelos que se encuentran sujetos a cargas y efectos, se encarga de determinar sus propiedades reales, de acuerdo a su composición física y mecánica, estableciendo las características predominantes de los materiales que lo componen, dependiendo de la ubicación y el origen de los mismos.

El hecho de que, los suelos no sean homogéneos, por la composición de los materiales que lo componen, isotropico por los cambios de materiales, propician que las hipótesis atribuidas a los medios elásticos no puedan ser utilizadas en un medio, tal que este no cumpla con las características como lo son los suelos. Teniendo como lo mas importante de que estos no sean elásticos ni linealmente elásticos, hace a los suelos materiales muy lejanos de ser ideales, tal como lo maneja la teoría de la elasticidad.

La relación entre las estructuras y el suelo, es de gran importancia, por lo que es el motivo conocer las propiedades físicas y mecánicas de estos últimos. La obtención de estas propiedades dependen de las teorías y conocimientos expuestos sobre la Mecánica de Suelos, de las cuales se pueden concluir un sin número de cuestiones, tales como su empleo o su desempeño en el campo de trabajo como en la practica del laboratorio.

Donde la asimilación de las teorías como la capacidad de carga, la resistencia al esfuerzo cortante, los empujes de una masa de suelo, deben de tomarse con reserva; puesto que la aplicación simplista de estas, puede ser de gran influencia en la práctica y creación de errores, tales

que, pongan en peligro no solo a la estructura, sino también a los usuarios de las mismas,

Otro de los efectos del conocimiento de las teorías y su aplicación, es sino el mas importante si el mas peligroso, es el establecer y crear un criterio en el estudiante de ingeniería civil para la comprensión de los resultados y el modo de contrarrestar estos efectos, esto es, debido a que en la formación del ingeniero no se le inculca un modo preestablecido para la aplicación de los criterios de análisis para la obtención de los parámetros y saber cual es el mejor modo de solucionar los problemas que se puedan presentar en la construcción de una estructura sobre y dentro de un suelo, debido a las características estratigráficas del mismo,

En relación a los programas de computadora desarrollados en este trabajo, se debe mencionar que su aplicación para el análisis de un suelo, no siempre es posible su ejecución, puesto que requieren de parámetros físicos del suelo, los cuales se establecen dentro del mismo análisis, como lo son el contenido de agua, la cohesión existente, el ángulo de fricción interna, entre otros. También cabe mencionar que estos, mas haya de hacer posible su aplicación en el campo o en gabinete, se recomienda solo su uso dentro del aula, y que no se deben de tomar como aplicación certera de las teorías, para poder obtener resultados que determinan un buen análisis del suelo, tales como la resistencia al corte, capacidad de carga y empujes sobre un muro como ejemplo; y como una ayuda practica para el estudio de la Mecánica de suelos.

El fin de la estructuración de este trabajo, es dar una visión de las características que se deben fundamentar,

para elaborar el estudio de un suelo y las propiedades de su comportamiento mecánico y físico.

La determinación de las propiedades de un suelo se expresan, a partir de la capacidad, la experiencia y la astucia del ingeniero para poder trabajar con los suelos en condiciones equivalentes a las naturales sin alterar su estado, así como para poder analizar e interpretar los resultados obtenidos en campo y en el laboratorio.

BIBLIOGRAFIA

- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ - "MECÁNICA DE SUELOS" -
TOMO I - FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS -
EDITORIAL LIMUSA - MÉXICO 1992.
- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ - "MECÁNICA DE SUELOS" -
TOMO II - TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE
SUELOS - EDITORIAL LIMUSA - MÉXICO 1992.
- K. V. TERZAGHI AND R. B. PECK - "SOIL MECHANICS IN
ENGINEERING PRACTICE" - WILEY AND SON INC. 1967,
- G. B. SOWERS Y G. F. SOWERS - "INTRODUCCION A LA MECANICA
DE SUELOS Y CIMENTACIONES" - LIMUSA-WILEY 1972.
- G. P. TSCHBOTARIOFF - "MECANICA DE SUELOS" -EDITORIAL
AGUILAR 1958.
- T. W. LAMBE Y R. V. WHITMAN - "MECANICA DE SUELOS" -
EDITORIAL LIMUSA-WILEY 1972.
- J. F. MERRITT - "MANUAL DEL INGENIERO CIVIL" - TOMO II -
EDITORIAL MCGRAW HILL - MEXICO 1987.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD - "MANUAL DE DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES" - TOMO B.2.2. -PRUEBAS
DE LABORATORIO Y CAMPO - MÉXICO 1972.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD - "MANUAL DE DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES" - TOMO B.2.4. -
PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS - MÉXICO
1972.