

Nº 37
2EJ.



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

RESISTENCIA AL CORTE
Y DEFORMACION DE LOS SUELOS

T E S I S
Que para obtener el Título de :
I N G E N I E R O C I V I L
P r e s e n t a :
EMILIO FLORES CERVANTES

México, D.F.

1992

FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PRÓLOGO

El presente trabajo es el complemento de los apuntes *Fundamentos de Mecánica de Suelos*, Vol. I, elaborados por el Ing. Felipe Andrade Gutiérrez, como parte del material de apoyo didáctico en la enseñanza de la asignatura de "Geotecnia II"; materia que se impartió hasta 1990 en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, dentro del plan de estudios de la carrera de Ingeniero Civil.

En el volumen antecedente se trataron los siguientes temas:

- Capítulo 1 "Introducción a la mecánica de suelos"
- Capítulo 2 "Identificación y clasificación de suelos"
- Capítulo 3 "Estado de esfuerzos geostáticos en la masa de suelo"
- Capítulo 4 "Flujo de agua en suelos"

Con el propósito de cubrir íntegramente el programa de la materia se presenta la siguiente tesis con el desarrollo de los capítulos 5 y 6, que corresponden a la deformación y a la resistencia de los suelos, respectivamente. De esta manera se abarca en su totalidad los conceptos de la denominada mecánica de suelos teórica.

Aun cuando ya no se imparte la asignatura debido a la modificación y renovación en los planes de estudios de la Facultad, el volumen I, sirve de apoyo a la asignatura de "Geología y comportamiento suelos"; y esta tesis a la materia de "Mecánica de Suelos"; materias que sustituyeron a las antiguas Geotecnia I y II, respectivamente.

Finalmente, la elaboración de material como apuntes, series de ejercicios, simuladores, modelos físicos y otros, con el propósito de facilitar el proceso enseñanza-aprendizaje, cumple con uno de los grandes objetivos de nuestra universidad que es la de formar profesionales de alto nivel académico.

CONTENIDO

CAPITULO 5 DEFORMACIÓN EN LOS SUELOS.

5.1	GENERALIDADES	1
5.2	PRINCIPIOS BÁSICOS DE LA DEFORMACIÓN DE SUELOS	1
5.2.1	DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA	2
5.2.2	DETERMINACIÓN DE LAS RELACIONES ENTRE EL ESFUERZO Y LA DEFORMACIÓN DE LOS SUELOS	4
5.3	TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN	8
5.3.1	ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA UNIDIMENSIONAL	8
5.3.2	SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA UNIDIMENSIONAL	14
5.4	PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	22
5.4.1	TIPOS DE CONSOLIDÓMETROS	22
5.4.2	PROCEDIMIENTO DE PRUEBA	25
5.5	COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS	40
5.5.1	CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD DE ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS	40
	a) Arcillas normalmente consolidadas de baja a mediana sensibilidad	41
	b) Arcillas normalmente consolidadas de alta sensibilidad	44
5.5.2	ARCILLAS PRECONSOLIDADAS	45
5.5.3	COMPRESIBILIDAD EN SUELOS NO SATURADOS	46
5.6	COMPRESIBILIDAD DE LAS ARENAS	47
5.7	ASENTAMIENTOS	48
5.7.1	ASENTAMIENTOS INSTANTÁNEOS	50
	a) Asentamiento instantáneo bajo una carga concentrada	51
	b) Asentamiento instantáneo bajo cargas distribuidas	52
5.7.2	ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACION PRIMARIA	54
	a) Velocidad de consolidación	58
	b) Métodos para acelerar la consolidación	62

5.7.3	ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA	63
5.7.4	CONTROL DE LOS ASENTAMIENTOS	66
5.8	EXPANSIONES	70
	Ejemplo de aplicación	74

CAPITULO 6 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LOS SUELOS.

6.1	GENERALIDADES	89
6.2	ESTADO DE ESFUERZO EN UN ELEMENTO DE SUELO	89
6.2.1	DEFINICIÓN DE ESFUERZO	89
6.2.2	ESFUERZOS PRINCIPALES	95
6.3	CÍRCULO DE MOHR PARA ESFUERZOS	97
6.3.1	CONSTRUCCIÓN Y APLICACIÓN DEL CÍRCULO DE MOHR	98
6.4	TEORÍAS DE FALLA EN LOS SUELOS	104
6.4.1	TEORÍA DE COULOMB	106
6.4.2	TEORÍA DE MOHR	107
6.4.3	TEORÍA DE MOHR-COULOMB	108
6.4.4	SIGNIFICADO FÍSICO DE LA TEORÍA DE FALLA DE MOHR-COULOMB	110
6.5	RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRUESOS	112
6.5.1	MECANISMO DE DEFORMACIÓN Y FALLA	112
6.5.2	CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN	113
6.5.3	ENVOLVENTE DE FALLA PARA SUELOS GRUESOS	115
6.5.4	RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS GRUESOS SATURADOS	117
6.5.5	RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS GRUESOS PARCIALMENTE SATURADOS	120
6.6	RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS FINOS	121
6.6.1	RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS FINOS PARCIALMENTE SATURADOS	125
DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE		
6.7	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL LABORATORIO	126
6.7.1	PRUEBA DE CORTE DIRECTO	126
6.7.2	PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL	128

6.7.3	PROCEDIMIENTO DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL	132
6.7.4	RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES DE COMPRESIÓN EN SUELOS SATURADOS	135
	A) PRUEBA LENTA O CONSOLIDADA-DRENADA (CD)	136
	B) PRUEBA RÁPIDA CONSOLIDADA O CONSOLIDADA-NO DRENADA (CU)	139
	C) PRUEBA RÁPIDA O NO CONSOLIDADA-NO DRENADA (UU)	142
	D) PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE O DIRECTA	144
6.7.5	RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES EN SUELOS NO SATURADOS	147
6.7.6	RESISTENCIA EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS Y TOTALES	148
	A) Criterio de esfuerzos efectivos	148
	B) Criterio de esfuerzos totales	150
6.8	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL CAMPO	151
6.8.1	PRUEBA DE VELETA 'IN SITU'	152
6.8.2	PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTANDAR	154
	Ejemplos de aplicación	159
	BIBLIOGRAFÍA	166

CAPITULO 5: DEFORMACIÓN EN LOS SUELOS.

5.1 GENERALIDADES.

Unos de los principales problemas planteados por los agregados térreos, es el correspondiente a los hundimientos o expansiones que experimentan cuando se les sujeta a un incremento de esfuerzos. En la mayoría de los suelos, estas deformaciones no se producen simultáneamente, sino que están en función del tiempo, por lo que es posible que el agrietamiento de una estructura se presente años más tarde de su erección; de ahí, que en este capítulo se presenten los aspectos fundamentales de la deformación de estos materiales.

5.2 PRINCIPIOS BÁSICOS DE LA DEFORMACIÓN DE SUELOS.

Los agregados térreos, al igual que todos los materiales, se deforman cuando se someten a una modificación en sus condiciones de esfuerzo.

La deformación como proceso, consta de dos componentes, una debida al cambio de volumen y otra al cambio de forma.

El cambio de volumen o deformación volumétrica se produce cuando la distancia entre los puntos del material cambia, manteniendo su posición relativa; todo sucede como si estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional. Así, en la figura 5.1 se observa que durante el cambio de volumen la forma se conserva.

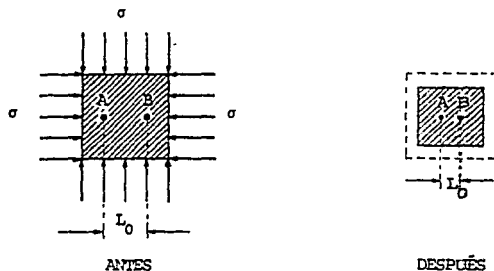


FIG. 5.1 REPRESENTACION DE LA DEFORMACION VOLUMETRICA.

Quando la posición relativa de los puntos se modifica sin variar la distancia, se tiene un cambio de forma o distorsión, en el cual se mantiene constante el volumen. Lo anterior se ilustra en la figura 5.2

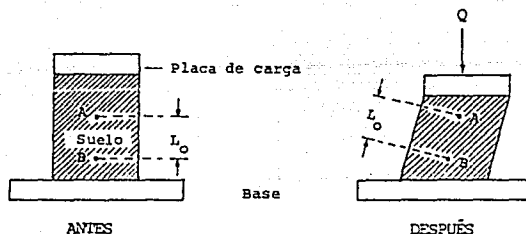


FIG. 5.2 REPRESENTACION DE LA DISTORSION.

En los suelos ambas componentes de la deformación se presentan, sin embargo, el cambio de volumen recibe mayor importancia en un gran número de casos reales.

5.2.1. DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA.

El cambio de volumen que experimenta un suelo tras sujetarlo a un incremento de esfuerzos está en función de tres causas:

- 1.- Deformación y/o ruptura de los granos minerales.
- 2.- Deformación del agua.
- 3.- Reacomodamiento de las partículas sólidas.

La ruptura de los granos solo es importante a partir de un nivel de esfuerzos elevado.

La deformación de las partículas y del agua es mínima y prácticamente despreciable al compararla con el reacomodo de los granos.

En consecuencia, el cambio de volumen se debe principalmente al movimiento relativo de las partículas del suelo, las nuevas posiciones de éstas traen por resultado una modificación en el volumen de vacíos y la expulsión de parte de los fluidos del suelo.

En general, la deformación volumétrica consta de dos etapas:

- 1.- deformación inicial.
- 2.- deformación diferida.

El cambio de volumen inicial o instantáneo, se manifiesta en todos los suelos cuando se les aplica un incremento de esfuerzo, sin importar las condiciones de humedad prevaletientes. En la mayoría de los casos, esta componente de la deformación se anula al retirar la carga que la produce.

La deformación diferida consta de las componentes primaria y secundaria.

En un suelo con saturación parcial o total, la deformación diferida primaria se debe a un cambio en las condiciones de presión en el agua, cuyo mecanismo se explica mediante el empleo de la analogía mecánica de Terzaghi. Este proceso de deformación es lento ya que el movimiento del agua de los huecos depende del nivel de presiones actuante, del espesor y/o la permeabilidad del agregado.

La componente secundaria se debe a cualquiera de las dos siguientes causas:

- 1.- Flujo plástico de las partículas, a partir de un cierto grado de avance en la deformación diferida primaria.
- 2.- Ruptura de los granos de cualquier suelo sin importar sus condiciones de humedad, cuando los esfuerzos actuantes en los puntos de contacto son mayores que los resistentes.

Cuando los esfuerzos inducidos producen una disminución de volumen en función del tiempo, debido a un aumento de presiones en

el agua, o sobrepresiones, el fenómeno se conoce como proceso de consolidación.

Por el contrario, se tiene un proceso de expansión cuando el volumen del suelo aumenta por la disminución de las presiones en el agua, o subpresiones.

En gran cantidad de ocasiones, el proceso de consolidación se manifiesta únicamente en dirección vertical, ya que los granos ubicados en cualquier plano paralelo al topográfico conservan sus posiciones horizontales relativas, dando lugar a la consolidación unidimensional o unidireccional.

En estas condiciones, las partículas no experimentan movimientos laterales y el volumen de la masa del suelo disminuye.

5.2.2 DETERMINACIÓN DE LAS RELACIONES ENTRE EL ESFUERZO Y LA DEFORMACIÓN DE LOS SUELOS.

Una de las características más representativas de un material, es el conjunto de datos de un proceso de incitación-respuesta, que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo-deformación. La determinación correcta de éstas y su evolución con el tiempo es importante en el diseño de muchas estructuras.

Si los suelos fueran homogéneos, isótropos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento haciendo uso de las constantes elásticas como el módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν), sin embargo éstos no cumplen con las hipótesis anteriores. Por eso, para la gran mayoría de los problemas en donde interviene el suelo, la mejor manera para conocer las relaciones esfuerzo-deformación, es medir directamente en una prueba de laboratorio dichas características.

Existen un gran número de pruebas cada una con diferentes maneras de aplicar los esfuerzos y de producir por consiguiente deformaciones. El uso de alguna de ellas dependerá del grado de aproximación a las condiciones del suelo en la naturaleza. Las principales son las siguientes:

1.- Prueba de compresión hidrostática o isotrópica.

Se aplica al espécimen un estado de esfuerzo hidrostático, es decir, esfuerzos iguales actuando en todas direcciones. Este ensayo es muy poco utilizado y sirve para determinar deformaciones volumétricas exclusivamente. Las características de la prueba se muestran en la fig. 5.3.

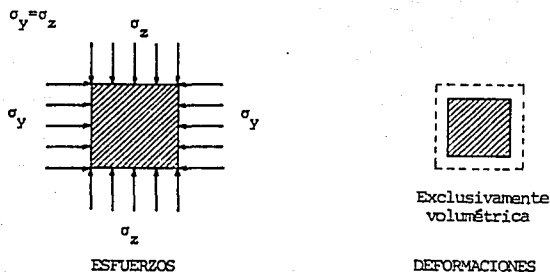


FIG. 5.3 CARACTERISTICAS DE LA PRUEBA DE COMPRESION ISOTROPA

2.- Pruebas de compresión triaxial.

Son las más utilizadas, en teoría se pueden determinar las propiedades de resistencia y todas las relaciones entre el esfuerzo y la deformación. Lo anterior se debe a que en estos ensayos se obtienen todas las combinaciones posibles de esfuerzo normal y tangencial tras variar los esfuerzos principales.

En esas pruebas, los esfuerzos principales son idénticos en cualquier dirección horizontal, ya que se generan por medio de sobrepresiones en el agua. Los conceptos anteriores se ilustran en la figura 5.4

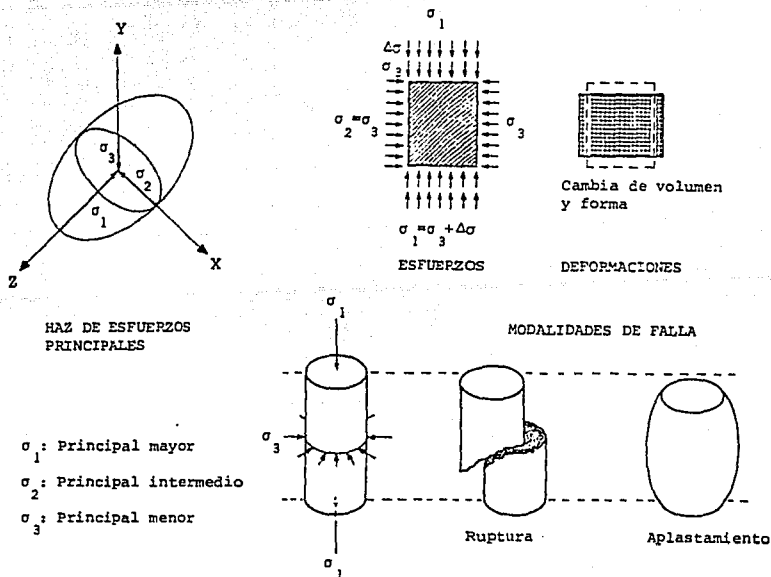


FIG. 5.4 COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN COMPRESION TRIAXIAL.

Como modalidad, se tiene una prueba de compresión simple cuando al material no se le aplica presión de confinamiento.

3.- Prueba de compresión confinada o de consolidación.

En esta prueba el confinamiento lateral es total y no se permite desplazamientos horizontales. Se hace disminuir el volumen por acortamiento de altura, pero sin cambio en la sección transversal, por lo tanto se presenta deformación volumétrica como desviadora. Esta prueba representa el comportamiento de ciertas condiciones de campo muy frecuentes, tales como las correspondientes a la formación de los agregados por sedimentación natural. La figura 5.5 ilustra las características de la prueba mencionada.

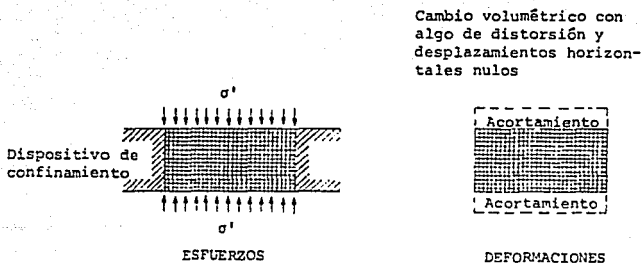


FIG. 5.5 COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN COMPRESION CONFINADA.

4.- Prueba de corte directo.

Un espécimen de pequeña altura en comparación a su área transversal se somete a un esfuerzo normal conocido y se lleva a la falla aplicando una fuerza rasante. Dan una idea de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos pero en la actualidad ha sido sustituida por las pruebas de compresión triaxial. La fig. 5.6 muestra las características de la prueba.

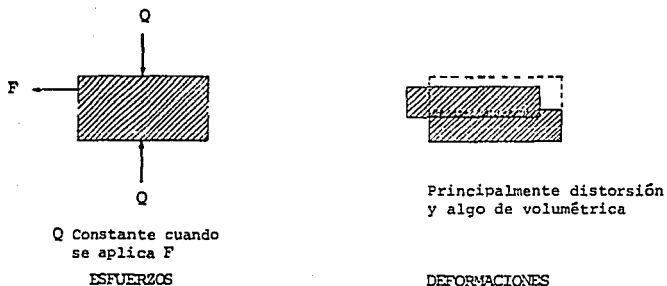


FIG.5.6 PRUEBA DE CORTE DIRECTO.

Los detalles de las pruebas triaxiales y su relación con la resistencia al corte de los agregados se presentan en el capítulo 6, y los correspondientes a la compresión confinada se describen en el tema 5.4.

Una vez que se ha seleccionado el tipo de prueba, el cálculo riguroso de ciertos parámetros de la deformación se hace mediante modelos teóricos.

El modelo matemático que se usa para estudiar la deformación diferida se llama teoría de la consolidación.

5.3 TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN.

A continuación se presenta la deducción de la ecuación de la consolidación primaria unidimensional o ecuación de Terzaghi, a cuya solución será referida al estudio de la compresibilidad de los suelos finos y de las arenas.

5.3.1. ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA UNIDIMENSIONAL.

El siguiente desarrollo, se supone que la consolidación primaria unidimensional parte de las hipótesis enlistadas a continuación:

- 1.- El agua y las partículas sólidas son incompresibles.
- 2.- Es válida la ley de Darcy.
- 3.- El flujo del agua es no establecido.
- 4.- El coeficiente de permeabilidad es constante
- 5.- El elemento diferencial está drenado por dos caras.
- 6.- La temperatura es constante.
- 7.- El espesor del elemento diferencial es reducido comparado con sus dimensiones horizontales, de ahí que el incremento del esfuerzo inducido sea constante y la distribución de las sobrepresiones en el agua sea igual en todas las secciones.
- 8.- Los cambios volumétricos son pequeños.
- 9.- No se consideran los efectos producidos por la consolidación secundaria, los que pueden causar errores importantes a partir del sesenta por ciento de la consolidación primaria.

Si se confinan lateralmente el elemento diferencial de suelo, no se manifiestan desplazamientos horizontales y el flujo del agua solo se produce en dirección vertical, en ambos sentidos. En esos términos, la ecuación 4.56 adopta la siguiente forma:

$$k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(S_r \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial S_r}{\partial t} \right) \quad \dots 5.1$$

En la deducción de la ecuación general diferencial del flujo del agua en suelos se estableció, mediante la posibilidad número 2 que por ser S_r constante y e variable se presenta un proceso de consolidación cuando la relación de vacíos decrece, o de expansión cuando aumenta.

Así, si se considera como válida dicha posibilidad por reflejar lo que acontece en un gran número de casos reales, en los cuales, además, el grado de saturación es próximo o igual al cien por ciento, la ecuación 5.1 se simplifica.

$$S_r = 1.0 \quad (\text{suelo saturado}) \quad \dots 5.2$$

$$\frac{\partial S_r}{\partial t} = 0.0 \quad (\text{por ser } S_r \text{ constante}) \quad \dots 5.3$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.2 y 5.3 en 5.1 se obtiene:

$$k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \dots 5.4$$

Al graficar en escala aritmética el esfuerzo efectivo en el eje de las abscisas y el volumen de vacíos representado por e en el eje de las ordenadas, se obtiene la curva de compresibilidad mostrada en la figura 5.7, donde la pendiente de cualquier punto se define como coeficiente de compresibilidad, a_v .

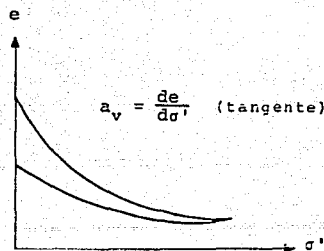


FIG. 5.7 CURVA DE COMPRESIBILIDAD.

La pendiente a_v tangente, vale:

$$a_v = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \quad \dots 5.5$$

El valor del coeficiente de compresibilidad depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del mismo. Físicamente mide la razón de variación de la relación de vacíos con el esfuerzo. Un alto a_v , caracteriza a un suelo muy compresible, mientras que uno bajo es propio de un suelo no susceptible de grandes cambios cuando aumenta el esfuerzo.

Sustituyendo la ecuación 5.5 en 5.4

$$k_x \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = - \frac{a_v}{1 + e} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad \dots 5.6$$

El módulo de variación volumétrica, m_v , dado por la ecuación 5.7, se define como el recíproco del módulo de rigidez confinado, E_c , del suelo.

$$m_v = \frac{1}{E_c} \quad \dots 5.7$$

y:

$$E_c = \frac{\partial \sigma'}{\partial \epsilon_v} \quad \dots 5.8$$

donde c_v es la deformación volumétrica unitaria.

Sean:
$$\delta c_v = \frac{\partial v_t}{V_t} \quad \dots 5.9$$

$$v_t = 1 + e \quad \dots 5.10$$

por lo que
$$\delta v_t = \delta e \quad \dots 5.11$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.10 y 5.11 en 5.9 se obtiene lo siguiente:

$$\delta c_v = \frac{\delta e}{1 + e} \quad \dots 5.12$$

Ahora se sustituye la ecuación 5.12 en 5.8

$$E_c = \frac{\delta \sigma'}{(\delta e / (1 + e))} \quad \dots 5.13$$

Operando:

$$E_c = \frac{\delta \sigma'}{\delta e} (1 + e) \quad \dots 5.14$$

En seguida se sustituye la ecuación 5.5 en 5.14

$$E_c = \frac{1 + e}{a_v} \quad \dots 5.15$$

Al comparar las ecuaciones 5.7 y 5.15 se obtiene que:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad \dots 5.16$$

Tomando en consideración que el volumen inicial del elemento de suelo está dado por la ecuación 5.10, el coeficiente de variación volumétrica, expresa físicamente la compresibilidad del suelo relacionándolo con su volumen inicial.

Cuando se sustituye la ecuación 5.16 en 5.6 resulta:

$$k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = - m_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad \dots 5.17$$

A continuación se obtiene la diferencial total de la ecuación 3.32

$$\partial\sigma = \partial\sigma' + \partial u_N \quad \dots 5.18$$

Ya que el esfuerzo total es constante su diferencial total es igual a cero.

$$\partial\sigma = 0 \quad \dots 5.19$$

Por otra parte, la diferencial total de u_N se obtiene a partir de la ecuación 3.33

$$\partial u_N = \partial u_w + \partial u \quad \dots 5.20$$

La presión hidrostática también es constante, por lo que su diferencial es igual a cero.

$$\partial u_w = 0.0 \quad \dots 5.21$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.19, 5.20 y 5.21 en 5.18 resulta:

$$\partial\sigma' = -\partial u \quad \dots 5.22$$

En seguida se sustituye la ecuación 5.22 en 5.17

$$kz \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad \dots 5.23$$

La carga hidráulica total es igual a la suma de las cargas de posición, presión y velocidad.

$$H = z + \frac{u_N}{\gamma_w} + \frac{V_r^2}{2g} \quad \dots 5.24$$

donde g es la aceleración de la gravedad.

El régimen del flujo es laminar por prevalecer la ley de Darcy, razón por la cual la carga de velocidad se hace tan pequeña que se desprecia. Así, al obtener la derivada de H respecto a z en la ecuación 5.24 resulta:

$$\frac{\partial H}{\partial z} = 1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u_N}{\partial z} \quad \dots 5.25$$

La derivada de u_N se obtiene mediante las ecuaciones 5.20 y 5.21

$$\frac{\partial u_N}{\partial z} = 0 + \frac{\partial u}{\partial z} \quad \dots 5.26$$

Sustituyendo la ecuación 5.26 en 5.25:

$$\frac{\partial H}{\partial z} = 1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad \dots 5.27$$

La segunda derivada respecto a z de la ecuación 5.27 es:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots 5.28$$

Ahora, se sustituye la ecuación 5.28 en 5.23

$$\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad \dots 5.29$$

Se define como coeficiente de consolidación, C_v , de acuerdo con lo siguiente:

$$C_v = \frac{k_z}{m_v \gamma_w} \quad \dots 5.30$$

Así, al sustituir la ecuación 5.30 en 5.29 se obtiene la ecuación de la consolidación primaria unidimensional.

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad \dots 5.31$$

Esta ecuación establece la relación entre la presión en exceso de la hidrostática, u , la profundidad y el tiempo, además permite conocer la distribución de las sobrepresiones en el suelo durante un proceso de consolidación unidireccional con flujo vertical. A continuación, se presentan las bases para la solución de la ecuación anterior.

5.3.2 SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA UNIDIMENSIONAL.

Las sobrepresiones en el agua del suelo cambian conforme transcurre el proceso de consolidación. Así, para estudiar dicho proceso se supone (como se muestra en la figura 5.8), que el material está en contacto con varios tubos piezométricos ubicados a diversas alturas, en los cuales el nivel del líquido se modifica con el paso del tiempo.

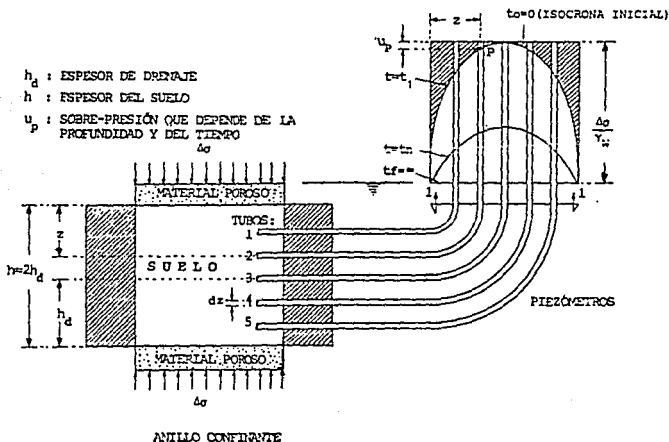


FIG. 5.8 EVOLUCION DEL PROCESO DE CONSOLIDACION PRIMARIA UNIDIMENSIONAL

Tras aplicar el incremento de esfuerzo al elemento, en el instante t_0 igual a cero, el agua experimenta una sobrepresión que vale $u_0 = \Delta\sigma$. Para ello, el líquido asciende en todos los tubos hasta el nivel $\Delta\sigma/\gamma_w$, dando origen a la curva isócrona inicial correspondiente al momento mencionado. Una curva de ese tipo representa el estado de los sobrepresiones en los piezómetros para un tiempo dado.

La consolidación del suelo comienza en los extremos, que están en contacto con el material poroso más permeable, y continúa hacia el interior. Así, en los primeros instantes del proceso la porción central conserva las alturas piezométricas iniciales, mientras que en los bordes disminuyen para adoptar la configuración mostrada mediante la curva isócrona del tiempo $t=t_1$.

En etapas posteriores, la consolidación evoluciona de acuerdo con las características de la isócrona para $t=t_n$ y finaliza cuando $t=t_r$, momento en el que las sobrepresiones se disipan completamente, recuperando el agua sus condiciones hidrostáticas.

Mediante la figura 5.9 se muestra con mayor detalle lo que acontece en los tubos piezométricos.

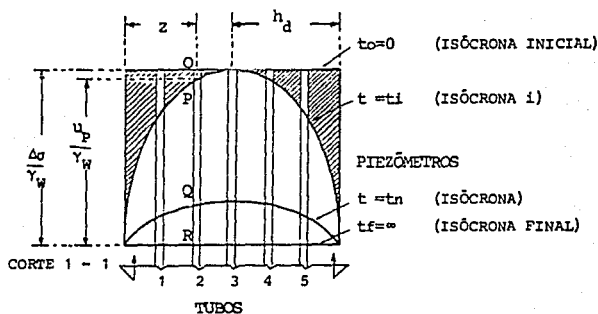


FIG. 5.9 ALTURAS PIEZOMETRICAS Y SOBREPRESIONES DURANTE LA CONSOLIDACION PRIMARIA UNIDIMENSIONAL.

La sobrepresión u_0 en el tubo 2, asociado al tiempo $t=t_0$ está dada por al segmento \overline{OR} , esto es:

$$u_0 = \frac{\overline{OR}}{\gamma_w} = \Delta\sigma \quad \dots 5.32$$

En el instante $t=t_n$ la sobrepresión vale:

$$u_0 = \frac{\overline{QR}}{\gamma_w} \quad \dots 5.33$$

Así, como el incremento de esfuerzo inducido se mantiene constante en todo el proceso de consolidación, en la isócrona n el segmento \overline{OQ} representa el esfuerzo efectivo que tiene el suelo en ese tiempo y nivel.

$$\Delta\sigma'_0 = \frac{\overline{OQ}}{\gamma_0} \quad \dots 5.34$$

Para todo tiempo se cumple lo siguiente:

$$\overline{OR} = \overline{OQ} + \overline{QR} \quad \dots 5.35$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.32, 5.33, y 5.34 en 5.35 se obtiene:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'_0 + u_0 \quad \dots 5.36$$

Para determinar la magnitud de la sobrepresión u_0 que actúa en el punto Q del tubo 2 durante el tiempo $t=t_n$, se debe integrar la ecuación 5.31

Tras cumplir las condiciones de frontera establecidas por medio de las ecuaciones 3.28, 3.29 y 3.30, se obtiene el valor de u_0 en términos de la serie convergente que se muestra a continuación:

$$u_0 = \Delta\sigma \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{A} \operatorname{sen} \left[\frac{A}{2} \frac{z}{h_d} \right] e^{\left(\frac{A^2 C_v t}{4 h_d^2} \right)} \right\} \quad \dots 5.37$$

donde

$$A = (2n + 1) \pi \quad \dots 5.38$$

e = base de los logaritmos naturales.

A la relación entre los esfuerzos inducidos efectivo y total se lo conoce como grado de consolidación que se define en términos de la relación:

$$U_{z_x} = 100 \left[\frac{\Delta\sigma'}{\Delta\sigma} \right] \quad \dots 5.39$$

El valor de U_{z_x} corresponde a lo que sucede en el punto del suelo ubicado a la profundidad z , después de que ha transcurrido cierto tiempo durante el proceso de consolidación.

Sustituyendo las ecuaciones 5.32 y 5.34 en 5.39 se obtiene para el punto Q del tubo 2 lo siguiente:

$$U_{z_x} = \frac{\overline{OQ}}{\overline{OR}} \quad \dots 5.40$$

En las aplicaciones prácticas de la teoría de Terzaghi, el valor de U_{z_x} actuando en un punto dado de la masa del suelo es de poca importancia. Es más conveniente conocer la magnitud del grado medio de consolidación, U_x , cuyo valor es más representativo por estar directamente relacionado con el porcentaje de asentamiento que se alcanza en un tiempo dado.

Aislando la isócrona n se construye la figura 5.10:

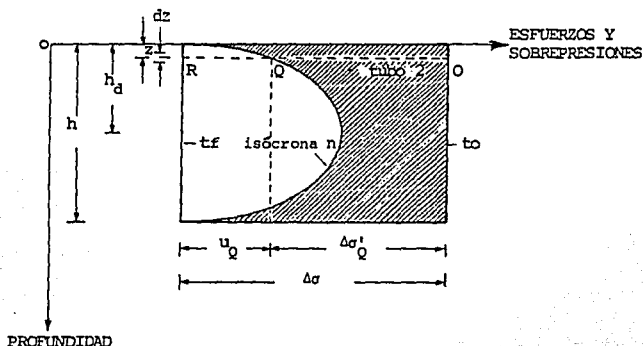


FIG. 5.10 DETERMINACION DEL GRADO MEDIO DE CONSOLIDACION.

En esas condiciones U_x vale:

$$U_x = 100 \left(\frac{\int_0^{2h_d} (\Delta\sigma - u_0) dz}{\Delta\sigma \cdot 2 h_d} \right) \quad \dots 5.41$$

Tras efectuar el desarrollo de la ecuación 5.41 se obtiene:

$$\int_0^{2h_d} (\Delta\sigma - u_0) dz = \int_0^{2h_d} \Delta\sigma dz - \int_0^{2h_d} u_0 dz \quad \dots 5.42$$

$$\int_0^{2h_d} \Delta\sigma dz = \Delta\sigma \cdot 2 h_d \quad \dots 5.43$$

Para resolver la integral de $u_0 dz$ se toma en cuenta la ecuación 5.37

$$\int_0^{2h_d} u_0 dz = \int_0^{2h_d} dz \left\{ \Delta\sigma \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{A} \operatorname{sen} \left[\frac{A}{2} \frac{z}{h_d} \right] e^{\left(\frac{A^2 C_v t}{4 h_d} \right)} \right\} \right\} \quad \dots 5.44$$

La solución es:

$$\int_0^{2h_d} u_0 dz = \Delta\sigma \cdot 2 h_d \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{8}{A} e^{\left(\frac{A^2 T_v}{4} \right)} \right\} \quad \dots 5.45$$

En la ecuación 5.45, T_v es el factor tiempo, adimensional, el cual involucra a todas las variables del proceso de consolidación. Su valor es:

$$T_v = \frac{C_v t}{h_d^2} \quad \dots 5.46$$

A continuación, se sustituyen las ecuaciones 5.43 y 5.45 en 5.41 para obtener lo siguiente:

$$U_x = 100 \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \left(\frac{8}{A^2} e^{-\left(\frac{A^2 T_v}{4}\right)} \right) \right\} \dots 5.47$$

La ecuación 5.47 da por resultado los valores tabulados en el cuadro 5.1, con los que se construye la curva teórica de consolidación, mostrada fuera de escala en la figura 5.11

T	U%
0.000	0
0.008	10
0.018	15
0.031	20
0.049	25
0.071	30
0.096	35
0.126	40
0.159	45
0.197	50
0.238	55
0.287	60
0.342	65
0.405	70
0.477	75
0.565	80
0.684	85
0.848	90
1.127	95
∞	100

CUADRO 5.1 VALORES PARA LA RELACION TEORICA ENTRE T_v Y U_x

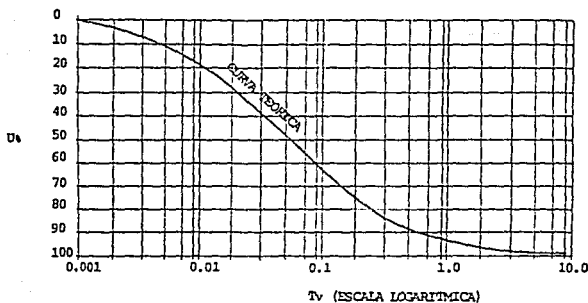


FIG. 5.11 REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA CURVA TEORICA DE CONSOLIDACION.

U_v se aproxima asintóticamente a cien, de ahí que la consolidación teórica nunca se completa.

DRENAJE SIMPLE.

La solución de la ecuación de Terzaghi sigue siendo válida cuando se tiene drenaje por una sola cara del suelo, la superior o inferior.

Sea a la figura 5.12 donde se muestra las condiciones de flujo en el proceso de consolidación.

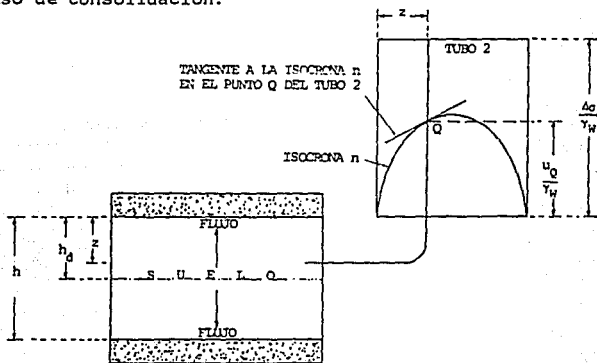


FIG. 5.12 DRENAJE POR DOS CARAS EN EL PROCESO DE CONSOLIDACION.

De acuerdo con el criterio de Dupuit, el gradiente hidráulico i_0 es igual a la pendiente de la recta tangente a la isócrona n en el punto Q.

$$i_0 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{u_0}{z} \quad \dots 5.48$$

Observando la figura 5.12, se aprecia que si la pendiente es positiva, el flujo del agua en el suelo se da en dirección a la cara superior. Cuando la pendiente es negativa, el líquido circula hacia la cara de salida inferior.

La pendiente en la porción intermedia de todas las isócronas es igual a cero, lo cual indica que no hay gradiente hidráulico para que circule el agua. Así, la parte central del suelo puede ser considerada como una frontera impermeable.

De lo anterior, se concluye que en los casos de drenaje simple, las curvas isócronas constan de la mitad de su longitud, razón por la cual el espesor del drenaje, h_d , se hace igual al del suelo, esto es:

$$h_d = h \quad \dots 5.49$$

Sustituyendo la ecuación 5.49 en 5.46 se llega a las siguientes expresiones:

$$T_v = \frac{C_v t}{h^2} \quad (\text{drenaje simple}) \quad \dots 5.50$$

$$T_v = \frac{C_v t}{(h/2)^2} \quad (\text{drenaje doble}) \quad \dots 5.51$$

En las ecuaciones anteriores se despeja el tiempo.

De 5.50:

$$t = \frac{T_v h^2}{C_v} \quad (\text{drenaje simple}) \quad \dots 5.52$$

De 5.51:

$$t = \frac{T_v h^2}{4 C_v} \quad (\text{drenaje doble}) \quad \dots 5.53$$

Al observar los resultados de las ecuaciones 5.52 y 5.53 se concluye que en un estrato con drenaje simple, el tiempo necesario para alcanzar cierto grado de consolidación es cuatro veces mayor al transcurrido cuando el drenaje es doble.

5.4. PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

La prueba de consolidación unidimensional, que se ejecuta con relativa facilidad, fue desarrollada por Terzaghi para estudiar el comportamiento mecánico de los agregados finos.

El ensayo sirve para determinar la relación entre el esfuerzo, el tiempo y la deformación. El espécimen que se va a probar, es un cilindro de poca altura, el cual se confina lateralmente con un anillo de bronce. En ambas caras del material se colocan dos piedras porosas. El conjunto así formado, se instala en la cazuela del aparato de prueba, denominado consolidómetro o edómetro.

Los incrementos de esfuerzo inducidos al suelo se aplican en dirección vertical. Así, como el anillo confinante impide los desplazamientos laterales, las deformaciones axiales resultan ser iguales a los cambios volumétricos de la muestra.

5.4.1. TIPOS DE CONSOLIDÓMETRO.

Existen dos tipos de consolidómetros, el de anillo fijo y el de anillo móvil, cuyas características se muestran en la fig. 5.13

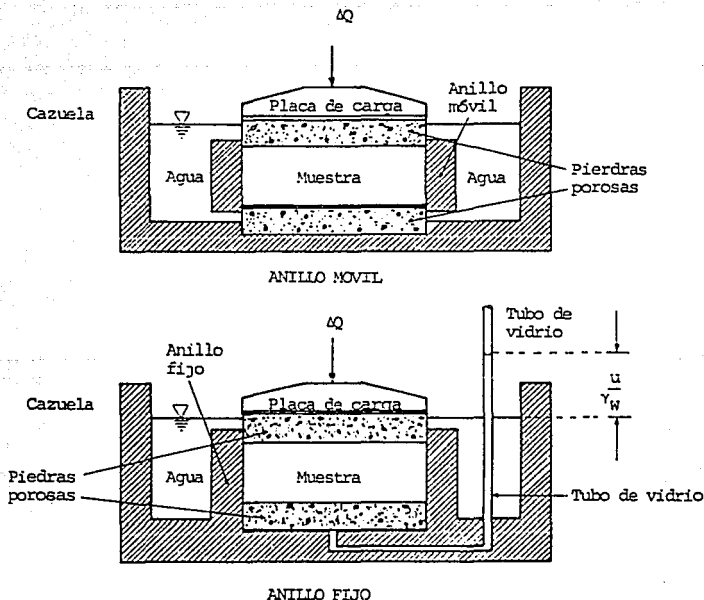


FIG.5.13 TIPOS DE CONSOLIDOMETRO.

En el aparato de anillo móvil, el elemento confinante está desligado de la cazuela, por lo que no se pueden medir las sobrepresiones del agua.

En el otro mecanismo de prueba, la cazuela y el anillo están unidos, lo que permite conectar en la parte inferior un tubo de vidrio para determinar los valores de u , conforme transcurre el tiempo.

No obstante, las sobrepresiones observadas no coinciden con los cálculos, debido a que parte de la carga aplicada al suelo se transmite por fricción al anillo en ambos aparatos.

El efecto anterior, se debe a las fuerzas tangenciales generadas entre el material y el elemento confinante, al producirse los desplazamientos verticales.

La fricción lateral afecta el estado uniaxial de las deformaciones y no permite que la fuerza aplicada sea constante en todo el espesor del suelo.

En el aparato del dispositivo fijo, el movimiento relativo entre el material y el anillo se produce hacia la parte inferior, por lo cual la fricción actúa hacia arriba. Por lo anterior, en la figura 5.14 se observa que al aplicar una carga ΔQ en la superficie de la muestra de espesor h , en la base se produce una fuerza cuyo valor es:

$$\Delta Q_b = \Delta Q - h \mu \pi D \quad \dots 5.54$$

donde:

ΔQ_b : fuerza actuante en la base.

μ : coeficiente de fricción.

D : diámetro del suelo.

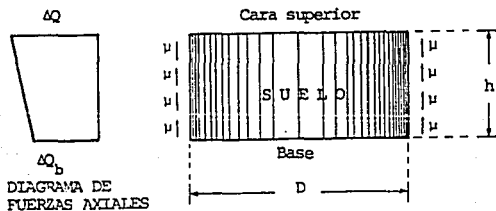


FIG.5.14 FRICCIÓN EN EL CONSOLIDÓMETRO DE ANILLO FIJO.

En el aparato de dispositivo móvil, el desplazamiento relativo se produce hacia arriba entre la parte central y la cara superior, y hacia abajo entre el centro y la base. Así, la fricción actúa desde los extremos, dando por resultado una fuerza en la porción intermedia que vale:

$$\Delta Q_c = \Delta Q - 1/2 h \mu \pi D \quad \dots 5.55$$

donde

ΔQ_c : fuerza actuante en la parte central del suelo.

Los detalles se muestran en la figura 5.15

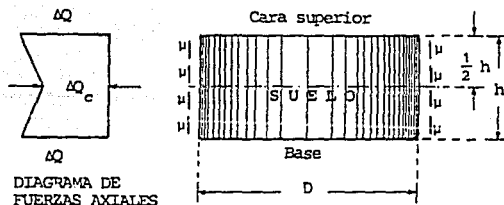


FIG. 5.15 FRICCIÓN EN EL CONSOLIDÓMETRO DE ANILLO MÓVIL.

El efecto de la fricción es menor en el dispositivo móvil, por lo que el consolidómetro de anillo fijo solo se continúa empleando para hacer pruebas indirectas de permeabilidad en suelos con valores de k menores de 1×10^{-7} cm/s.

Aunado a lo anterior, para reducir la fricción lateral las muestras se preparan con una relación entre la altura y la longitud que va de uno a tres, hasta uno a cuatro.

5.4.2. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.

La secuencia detallada que se presenta a continuación corresponde al consolidómetro de anillo móvil.

1.- Mediante el elemento confinante y una cuchilla se labra la muestra de suelo, cuya altura es de 2 centímetros. El espécimen se fabrica con un diámetro que oscila entre 7.5 y 8 centímetros, por lo cual el área transversal resulta de 44.18 y 50 centímetros cuadrados en cada caso.

2.- En ambas caras del suelo se colocan las piedras porosas y el conjunto se instala dentro de la cazuela del consolidómetro. A continuación se llena el recipiente con agua y se tapa para que el líquido no se pierda por evaporación.

3.- Se monta la cazuela en el consolidómetro. El aparato, que se muestra en la figura 5.16, es una palanca mecánica, con un marco de carga usado en la aplicación de los incrementos de esfuerzo a la muestra y para instalar en él un extensómetro con el cual se miden las deformaciones asociadas a los cambios de volumen.

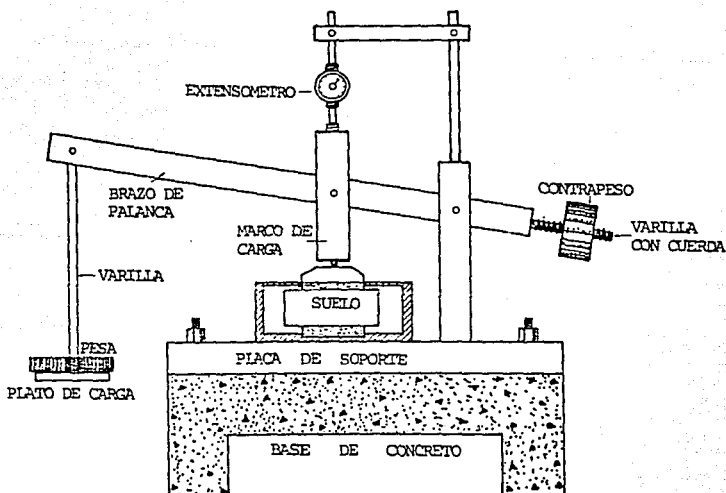
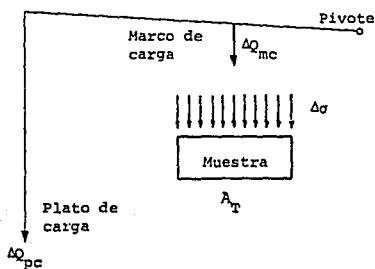


FIG.5.16 REPRESENTACION DE UN CONSOLIDOMETRO

4.- Se aplican los esfuerzos inducidos mediante una serie en la que cada uno de ellos duplica la magnitud del $\Delta\sigma$ previo. Lo anterior se debe a que si cada incremento es el doble del aplicado anteriormente, se obtienen gráficas de los tiempos en logaritmo contra las lecturas del extensómetro que se parecen a la curva teórica de consolidación.

Así, una secuencia de carga habitual es la siguiente: 0.125, 0.25, 0.50, 1.0, 2.0, 4.0, y 8.0 kg/cm².

Es común que la relación del brazo de palanca sea de uno a diez, por lo cual para determinar la magnitud del peso por aplicar en el aparato de carga se sigue el procedimiento cuyos principios se muestran en la figura 5.17



ΔQ_{mc} : Fuerza en el marco de carga

ΔQ_{pc} : Fuerza en el plato de carga

$$\Delta Q_{mc} = \Delta\sigma A_T \quad \dots 5.56$$

$$\Delta Q_{pc} = \frac{\Delta Q_{mc}}{10} \quad \dots 5.57$$

FIG. 5.17 DETERMINACION DEL PESO POR COLOCAR EN EL PLATO DE CARGA.

Para evitar que los especímenes de suelos muy blandos fluyan a través del espacio libre entre las piedras porosas y el anillo confinante, el primer incremento de esfuerzo se aplica por

6.- La mejor manera de representar los valores que se anotan en el cuadro 5.2 consiste en graficar por cada $\Delta\sigma$, los tiempos en el eje de las abscisas a escala logarítmica, contra las lecturas del extensómetro en el eje de las ordenadas a escala natural. Al resultado obtenido se le conoce como curva de consolidación de laboratorio asociada al incremento $\Delta\sigma$ aplicado.

Si se imagina que el suelo sigue rigurosamente la teoría vista en 5.4, el grado de consolidación U_x y las lecturas del extensómetro, así como el factor tiempo T_v y t , estarían relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad por lo que la curva teórica y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes difiriendo únicamente en el modelo de escalas empleado.

En realidad dicha curva concuerda con la teórica hasta el setenta por ciento de la deformación primaria, para posteriormente adoptar la tendencia de una línea recta inclinada, la cual representa al fenómeno de la consolidación secundaria.

Así, cuando en la gráfica se define esa recta, se aplica el siguiente incremento. El proceso descrito continúa hasta completar el ciclo de carga dado por la serie del punto 4.

7.- En la descarga, se retiran los esfuerzos inducidos de la siguiente manera: 6.0, 1.0, 0.5, 0.25, 0.125 kg/cm². Tras retirar el último incremento $\Delta\sigma$, se deja expandir a la muestra hasta que no registre ninguna variación de lecturas en el extensómetro, lo cual ocurre por lo común en un lapso de 24 horas.

8.- Para cada curva de consolidación se obtiene las lecturas del extensómetro asociadas al cero y al cien por ciento de deformación primaria. Para ello se tiene dos modalidades, la de Casagrande y la de D. W. Taylor.

En cuanto al procedimiento de Casagrande, en la figura 5.18 se muestra la posición de ambos valores en la curva de consolidación.

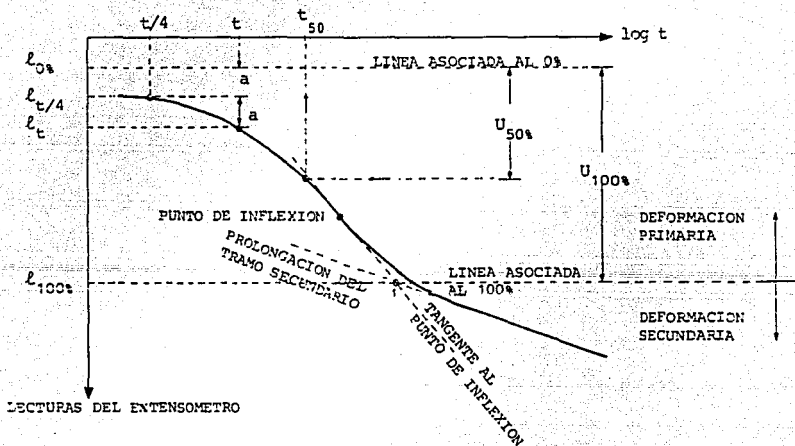


FIG. 5.18 OBTENCIÓN DEL CERO Y CIENTO PORCIENTO DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA. MÉTODO DE CASAGRANDE.

Para ubicar la línea asociada al cero por ciento, se escoge un tiempo t arbitrario que este situado en un modo notorio antes del 50% de consolidación primaria. El tiempo t escogido se divide entre cuatro y a continuación se obtienen las ordenadas l_t y $l_{t/4}$, correspondientes a t y a $t/4$, a cuya diferencia se denota con la letra a . Así, debido a las propiedades de las parábolas, es como a una distancia a arriba de $l_{t/4}$, se localiza la línea mencionada.

Es aconsejable repetir esta construcción varias veces partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

El punto 1 representa razonablemente bien a la frontera arbitraria entre las consolidaciones primaria y secundaria. Su posición se

obtiene mediante la intersección de la tangente que pasa por el punto de inflexión del tramo de deformación primaria y la prolongación hacia el eje de las ordenadas de la recta que describe a la compresión secundaria.

Una vez trazados los límites del 0% y 100% de consolidación se hace evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra alcance el 50% de consolidación. Este valor del tiempo t_{50} juega un papel importante en cálculos que se detallarán más adelante.

En las curvas de consolidación no siempre se presentan las condiciones necesarias para aplicar el procedimiento de Casagrande. En estos casos, se aplica la solución de Taylor tras construir gráficas como la mostrada en la figura 5.19, con la raíz cuadrada del tiempo en el eje de las abscisas y las lecturas del extensómetro como ordenadas, ambas en escala natural.

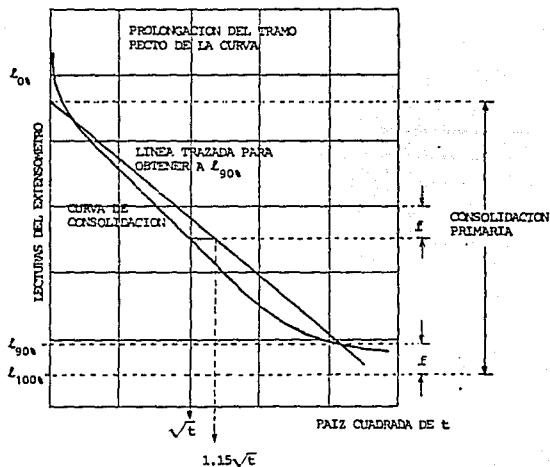


FIG. 5.19 OBTENCION DEL CERO Y CIEN PORCIENTO DE CONSOLIDACION PRIMARIA. METODO DE TAYLOR.

Al prolongar el tramo recto de la curva, hasta hacerlo coincidir con el eje de las ordenadas se obtiene el punto que representa la lectura del cero por ciento de consolidación.

Por otra parte, para determinar la lectura asociada al noventa por ciento, se traza una línea con origen en $\ell_{0\%}$, cuya pendiente sea 1.15 veces la del tramo previamente mencionado, la cual toca a la curva de consolidación en $\ell_{90\%}$.

A continuación, se divide la diferencia de lecturas obtenidas en nueve fracciones, f , tal como lo muestra la ecuación 5.58

$$f = 1/9 (\ell_{0\%} - \ell_{90\%}) \quad \dots 5.58$$

Así, a una distancia f bajo $\ell_{90\%}$ se tiene la lectura correspondiente al cien por ciento.

9.- Para cada incremento de carga $\Delta\sigma$, obtener la deformación lineal de la muestra, δ_1 , y determinar el espesor comprimido h_1 . La deformación lineal queda representada por la diferencia entre la lectura del extensómetro antes de iniciar la prueba y la correspondiente al 100% de consolidación asociada al $\Delta\sigma$ considerado.

De manera que:

$$\delta'_1 = \ell_0 - \ell_{100\%} \quad \dots 5.59$$

donde

δ'_1 : deformación lineal para el incremento de esfuerzo i .

ℓ_0 : lectura del extensómetro al inicio de la prueba.

$\ell_{100\%}$: lectura del extensómetro para el 100% de consolidación asociada al incremento de esfuerzo i

Es común, que el valor de δ' tenga que ser corregido por efectos de compresión propios del aparato de prueba, para ello es preciso

obtener una curva de calibración del mismo, es decir, una curva que de las deformaciones propias de éste sin muestra. Estas deformaciones deberán restarse a las obtenidas en la ecuación 5.59 a fin de obtener las deformaciones reales de la muestra. Por lo tanto:

$$\delta_1 = \delta'_1 - \beta_1 \quad \dots 5.60$$

donde

δ_1 : deformación lineal corregida.

β_1 : corrección por compresión del aparato.

Así, el espesor comprimido, h_1 , para cada incremento de esfuerzo se obtiene mediante la ecuación 5.61

$$h_1 = h - \delta_1 \quad \dots 5.61$$

Es importante señalar que h es el espesor inicial de la muestra antes de la prueba.

10.- Se calcula la altura teórica de los sólidos h_s . Con ella y el espesor comprimido h_1 de la muestra, se obtienen el espesor de vacíos h_v , correspondiente a cada incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$. Para ello, de la ecuación 2.15 se despeja al volumen de sólidos.

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o} \quad \dots 5.62$$

Además: $V_s = h_s A_r \quad \dots 5.63$

Sustituyendo la ecuación 5.63 en 5.62 se obtiene la altura mencionada:

$$h_s = \frac{W_s}{A_r S_s \gamma_o} \quad \dots 5.64$$

donde

W_s : se expresa en gramos.

A_r : se expresa en centímetros cuadrados.

γ_0 : se expresa en gramos por cada centímetro cúbico.

h_s : se obtiene en centímetros y posteriormente se multiplica por diez para expresarlo en milímetros.

El espesor de vacíos para cada incremento de carga queda definido por la ecuación 5.65

$$h_{v_1} = h_1 - h_s \quad \dots 5.65$$

11.- Obtener la relación de vacíos e_1 asociada al incremento de esfuerzo i .

De la ecuación 2.5 se define a la relación de vacíos como:

$$e_1 = \frac{V_{v_1}}{V_s} \quad \dots 5.66$$

Además $V_{v_1} = h_{v_1} Ar \quad \dots 5.67$

y $V_s = h_s Ar \quad \dots 5.68$

Sustituyendo las ecuaciones 5.68 y 5.67 en 5.66 se obtiene:

$$e_1 = \frac{h_{v_1}}{h_s} \quad \dots 5.69$$

Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de esfuerzo actuante en el espécimen.

Los resultados de los puntos 9, 10 y 11 se anotan en el formato del cuadro 5.3 donde la columna 3 y 4 corresponde a la ecuación 5.59 y a los valores de β_i respectivamente; la ecuación 5.60 que representa a la deformación lineal real le corresponde la columna 5, la ec. 5.61 que define al espesor comprimido queda representada por la columna 6, y finalmente, el espesor y la relación de vacíos (ecuaciones 5.65 y 5.69, respectivamente) por las columnas 7 y 8.

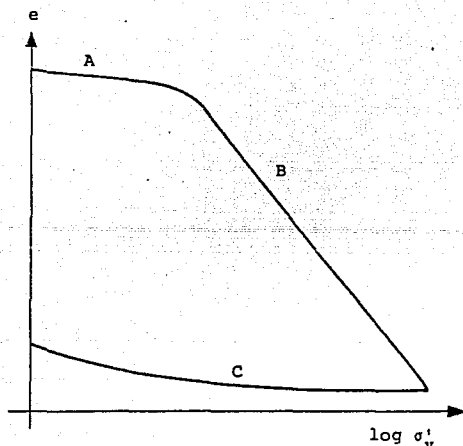


FIG. 5.20 CURVA DE COMPRESIBILIDAD.

En la curva se definen tres tramos diferentes, el A, conocido como línea de recompresión o recarga, comienza en forma horizontal y su curvatura es progresiva alcanzando un máximo en la proximidad con el tramo B. El B o tramo virgen, que es generalmente recto y con él se llega al final de la etapa de carga en la prueba. Y el C o tramo de descarga en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes, en esta etapa se tiene una recuperación de la muestra.

La línea de recompresión representa la deformabilidad del suelo bajo presiones que ya ha experimentado. La línea virgen representa la deformabilidad del suelo bajo presiones que nunca ha soportado. En la transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado en su historia geológica. Este esfuerzo se le denomina de preconsolidación (σ'_p) y

juega un papel muy importante.

Sin embargo, dicha transición es gradual y no se puede determinar a simple vista. El doctor A. Casagrande desarrolló un procedimiento gráfico para la determinación de σ'_p . El método se ilustra en la figura 5.21

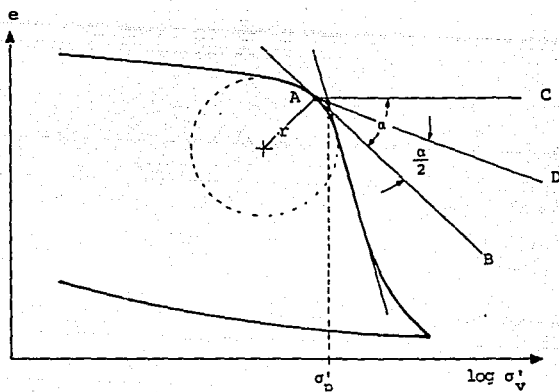


FIG. 5.21 DETERMINACION DE LA PRESION DE PRECONSOLIDACION

- 1.- Se localiza el punto de mayor curvatura (A) y se traza por él la tangente \overline{AB} a la curva y la horizontal \overline{AC} .
- 2.- Se traza la bisectriz \overline{AD} del ángulo BAC.
- 3.- Se prolonga la línea virgen hasta cortar a la bisectriz. El punto de intersección define a la presión de preconsolidación.

Un suelo normalmente consolidado es aquel en que la magnitud de la presión efectiva inicial es igual a la presión de

preconsolidación; se le denota con las siglas NC. Mientras que un suelo preconsolidado, es aquel en que la magnitud de la presión efectiva inicial es menor a la de la presión de preconsolidación y se le denota con las siglas OC.

La aplicación práctica más importante de este concepto radica en el análisis de asentamientos.

13.- Se traza la curva C_v -log σ'_v .

De la ecuación 5.52 que corresponde a una condición de drenaje del espécimen por una cara, se despeja el coeficiente de consolidación, esto es:

$$C_v = \frac{T_v h_e^2}{t} \quad \dots 5.70$$

Esta ecuación puede aplicarse considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación primaria de dicha muestra. En efecto, $T_{v_{50}}=0.197$ según se deduce de la curva teórica, t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala U_x en la curva de consolidación de laboratorio (tal como se hizo en el punto 8 con el método de Casagrande), y h_e es el espesor efectivo del espécimen en el momento que alcanzó es grado de consolidación. El valor de h_e debe calcularse como promedio de los espesores comprimidos inicial y final en ese incremento de carga, es decir, con los valores de h_i del cuadro 5.3, h_e se define como:

$$h_e = \frac{h_i + h_{i-1}}{2} \quad \dots 5.71$$

Entonces

$$C_{v_1} = \frac{T_{v_{50}} h_e^2}{t_{50}} = \frac{h_e^2}{5 t_{50}} \quad \dots 5.72$$

El subíndice i se debe a que la ecuación anterior puede usarse para cada incremento de carga, así pues, se tienen diferentes valores de C_v . Es entonces posible dibujar una gráfica de C_v contra presión efectiva aplicada, obtenida como media aritmética de la presión inicial y final. (fig. 5.22)

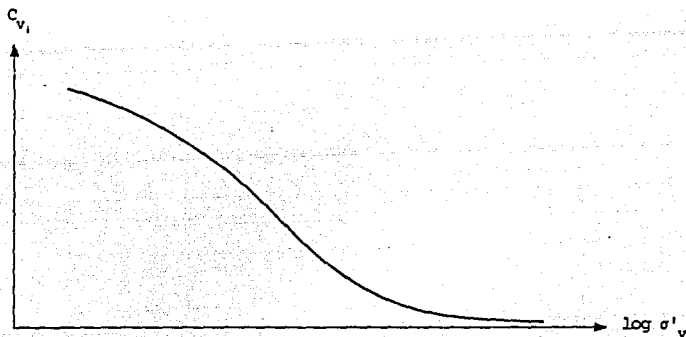


FIG. 5.22 CURVA DE $C_v - \log \sigma'_v$

En el caso de que los valores del 0% y 100% de consolidación hayan sido obtenidos por medio del método de Taylor, conviene calcular C_v con la expresión:

$$C_{v_1} = \frac{T_{v_{90}} h_s^2}{t_{90}} = \frac{0.848 h_s^2}{t_{90}} \quad \dots 5.73$$

El método de Taylor suele proporcionar un valor más grande de C_v que el método logarítmico, siendo este último el que suele preferirse.

Cabe señalar que si se trata de una muestra drenada por ambas caras debe usarse para el cálculo de C_v las ecuaciones vistas para drenaje doble.

La curva C_v -log σ'_v tiene especial importancia en el cálculo de la evolución del asentamiento, como se verá más adelante.

En resumen, en una prueba de consolidación completa se obtienen, tanto en el tramo de carga como para la descarga, las curvas de la relación de vacíos y coeficiente de consolidación en función de las presiones efectivas aplicadas, así como la carga de preconsolidación.

5.5 COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS.

La compresibilidad se define como la capacidad de un cuerpo para reducir su volumen al aumentar la presión a la que está sometido. En la gran mayoría de las estructuras construidas sobre arcilla, la deformación debida a cambio de volumen, es mucho más importante que la debida por cambio de forma, esto es, porque los desplazamientos horizontales son nulos.

Lo anterior se reafirma, si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arena o grava o de materiales más rígidos, o si aun siendo grueso, contiene gran cantidad de capas delgadas de arena.

En estos casos las características de compresibilidad pueden analizarse realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre muestras representativas del suelo.

Esta prueba, como ya se ha estudiado, arroja como resultado la curva de compresibilidad característica de ese suelo, de manera, que a continuación se estudiará dicha curva para diferentes tipos de arcilla.

5.5.1 CARACTERÍSTICAS DE COMPRESIBILIDAD DE ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS.

En este tema se estudian a aquellas arcillas que nunca estuvieron sometidas a presiones verticales mayores que las

existentes en la actualidad. Tales arcillas se conocen como normalmente consolidadas.

La experiencia indica que el contenido de agua, w , de estas arcillas se encuentra próximo al límite líquido W_{Lx} . Si w está muy por debajo de W_{Lx} , la sensibilidad de la arcilla es excepcionalmente baja, por lo contrario, si w es muy encima de W_{Lx} la arcilla tiene alta sensibilidad.

a) Arcillas normalmente consolidadas de baja a mediana sensibilidad.

En la figura 5.23 se muestra una curva típica $e-\log \sigma'_v$ de una muestra inalterada. La curva se señala con K_v .

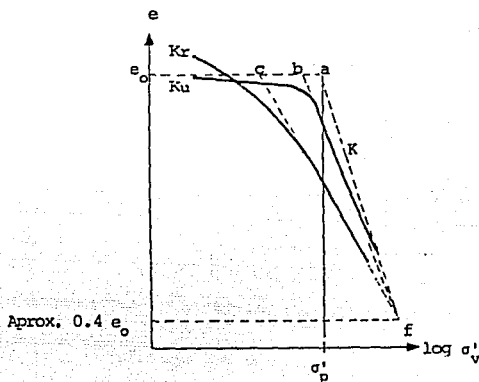


FIG. 5.23 CURVAS TÍPICAS DE COMPRESIBILIDAD PARA MUESTRAS INALTERADAS Y REHOLDEADAS DE ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA DE BAJA SENSIBILIDAD.

Las coordenadas del punto a representan la relación de vacíos e_0 y la presión efectiva σ'_p (de preconsolidación) correspondientes al suelo en el campo.

Durante la extracción de la muestra, la presión que soporta la arcilla se reduce a un valor pequeño, mientras que la humedad no aumenta significativamente. Por tanto la relación de vacíos e_0 es

idéntica a la que tiene la arcilla en el campo. En la figura este proceso se representa por la línea a-e.

Si la presión en la muestra aumenta en el ensayo de consolidación hasta llegar σ'_p , la curva debe pasar por el punto a a menos que las condiciones de laboratorio difieran con las del terreno. En realidad K_v pasa siempre por debajo de a, porque siempre las muestras resultan un poco alteradas.

El tramo de recompresión de la curva K_v es una línea recta que al ser prolongada hacia arriba intersecta a la horizontal trazada por a en el punto b. Para arcillas normalmente consolidadas, b siempre se encuentra situado a la izquierda de a.

Si a la misma muestra de arcilla se mezcla con agua y se somete a una prueba de consolidación se obtiene en el sistema e-log q_v , la curva K_r . Esta curva es casi una recta por debajo del punto c y su inclinación es algo menor que la parte recta de K_v .

La línea K que representa la relación real entre e y log σ'_v en el terreno debe pasar por el punto a, sin embargo, ninguna de las curvas de laboratorio, pasa por dicho punto, por lo tanto la obtención de esta línea sólo puede ser extrapolando los resultados de laboratorio. Esto es, en las dos líneas K_v y K_r sus prolongaciones inferiores rectas se cortan en un punto f, es común que este punto le corresponda una relación de vacíos igual a 0.4e₀ como se ve en la figura. Es por eso que parece razonable suponer que la línea K se extiende de a a f. La línea así obtenida, se llama línea de consolidación en el terreno.

La línea K puede ser expresada por la ecuación:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v_0}} \quad \dots 5.74$$

en la cual C_c (coeficiente sin dimensiones), llamado índice de compresión y es igual a la tangente de la línea K. (fig 5.24)

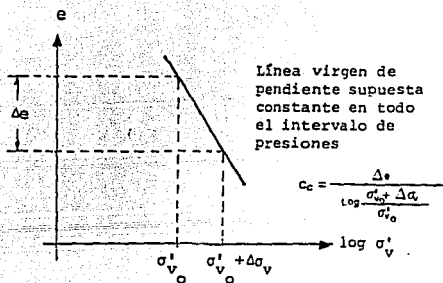


FIG 5.24 COEFICIENTE DE CONSOLIDACION

Skempton en 1944 y otros encontraron una correlación entre W_L y C_c para arcillas amasadas, expresada por la fórmula:

$$C_c = 0.007 (W_L - 10\%) \quad \dots 5.75$$

Para arcillas normalmente consolidadas con sensibilidad baja el valor de C_c aumenta en 30%, quedando:

$$C_c = 0.009 (W_L - 10\%) \quad \dots 5.76$$

Las ecuaciones anteriores permiten trazar el tramo virgen de la curva K siempre y cuando se conozca la presión efectiva inicial y la relación de vacíos asociada. Es de gran importancia porque se puede calcular el asentamiento de una estructura si se conoce solamente el W_L .

Es importante señalar, que estas fórmulas para el trazo empírico de la curva de compresibilidad deben emplearse con una medida de aproximación y nunca en substitución de una prueba de consolidación.

b) Arcillas normalmente consolidadas de alta sensibilidad.

Los resultados de una prueba de consolidación de una arcilla de alta sensibilidad (S_u mayor de 8) se parece a la curva K_u de la fig. 5.25.

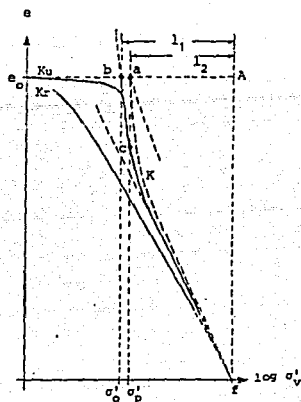


FIG. 5.25 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD PARA MUESTRAS INALTERADAS Y REMOLDEADAS DE ARCILLA DE ALTA SENSIBILIDAD.

La línea permanece casi horizontal hasta una presión casi igual a σ'_p en cuyo momento gira hacia abajo abruptamente que parece representar un colapso estructural de la arcilla. La curva pasa luego por un punto de inflexión y su pendiente disminuye.

La curva K puede determinarse si se obtiene el punto b sobre la línea $a-e$. Esto se logra extendiendo hacia arriba la tangente a la línea K_u en el punto de inflexión c , a continuación se traza por el punto f una recta vertical que intersecta $a-e$ en el punto A . La curva K se construye de manera que para cualquier valor de e , la relación entre la distancia de K a $f-A$ y la distancia de K_u a $f-A$ se iguala a:

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{a A}{b A} \quad \dots 5.77$$

El incremento de presión a-b representa la presión máxima que puede añadirse al suelo sin excitar los grandes y espectaculares asentamientos asociados a la rama inclinada de la curva.

Por otro lado en este tipo de arcillas el método aproximado del cálculo de K, dado por la expresión 5.74, no es aconsejable.

5.5.2 ARCILLAS PRECONSOLIDADAS.

Se denomina a una arcilla preconsolidada cuando alguna vez en su historia geológica fue sometida a una presión mayor de la que tiene en el terreno actualmente. Esta pérdida de presión pudo haber sido ocasionada por algún proceso como la erosión, el paso del hielo o bien por desecación debida a que la arcilla estuvo temporalmente al aire. La fig. 5.26 muestra la curva de compresibilidad típica para una muestra en la que además en una etapa avanzada de la prueba de consolidación ha sido descargada y vuelto a cargar.

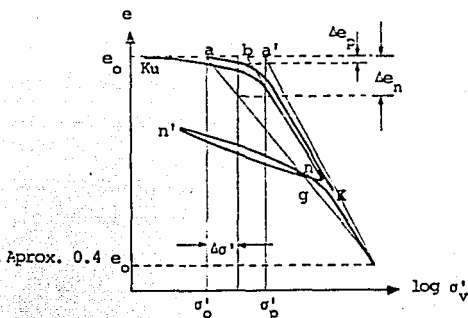


FIG. 5.26 CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA UNA ARCILLA PRECONSOLIDADA.

El punto a' que corresponde a la relación de vacíos e y a la presión σ'_p , representa el estado de la arcilla en el campo antes de la preconsolidación.

Al presentarse algún proceso de los antes mencionados, la presión se redujo y la relación de vacíos aumentó ligeramente por expansión hasta llegar al punto a . Por lo tanto, este punto representa el estado de la arcilla en el momento actual.

La curva de campo debe pasar cerca de a' porque antes de la preconsolidación, la relación de vacíos de campo tendría que haber sido representada por $a'f$. No es fácil construir la curva K de campo porque la presión σ'_p ya no se conoce; la presión actual es solamente σ'_0 . Sin embargo, se advierte que la curva K_v para presiones mayores de σ'_0 , consiste de dos segmentos conocidos.

El primero corresponde a una curva de recompresión, mientras que el segundo tiene la pendiente del tramo virgen, por lo tanto el quiebre entre los segmentos corresponde a la carga de preconsolidación σ'_p .

Estas consideraciones sugieren un procedimiento para obtener de manera aproximada la curva de compresibilidad K , que corresponde a las condiciones del terreno. Esto es, en la prueba de consolidación debe efectuarse un ciclo de descarga y recompresión para obtener una curva K_v como la de la fig. 5.26

La presión σ'_p de preconsolidación puede ahora obtenerse por el método de Casagrande. Luego empezando por el punto a se traza parte de la curva continuando en dirección paralela a la curva de recompresión n/g hasta aproximadamente a la mitad de la abscisa de σ'_p . A continuación se dirige la curva hacia el punto f siguiendo la forma de K_v , obteniéndose así la curva K .

El cálculo de la curva mediante los métodos empíricos de la fórmula 5.74 con un límite líquido dado conduce a valores comprendidos entre 4 y 10 veces mayores que los reales, por lo que su uso es incierto.

5.5.3. COMPRESIBILIDAD EN SUELOS NO SATURADOS.

Al aplicar una carga a un suelo parcialmente saturado la deformación volumétrica inicial es debida a los gases. Esta

deformación ocasiona que las partículas de suelo soproten una parte de la carga y en consecuencia el valor inicial de u sea menor en comparación con un suelo saturado.

Si el incremento de carga es suficiente para comprimir todo el aire, el suelo quedará totalmente saturado y entonces cualquier aumento de carga será soportado íntegramente por el fluido intersticial.

La presión de poro inicial puede obtenerse por la ecuación de Hamilton-Brahatz.

$$u_0 = \frac{P_a \Delta V}{V_g + h V_a - \Delta V} \quad \dots 5.78$$

- donde P_a : presión atmosférica en kg/cm^2
 u_0 : presión de poro inicial en kg/cm^2
 ΔV : Deformación volumétrica en % del volumen inicial.
 V_g : Volumen de gas en % del volumen total del suelo.
 V_a : Volumen del agua en % del volumen total del suelo.
 h : Constante de Henry (0.02 para aire a 20°C).

La ecuación anterior es solamente válida para las siguientes condiciones: la reducción de volumen es producto exclusivamente a los gases y se considera que los fluidos de la muestra no pueden escapar. Por estas consideraciones arbitrarias no es muy exacta y da en general valores conservadores.

Si se permite el drenaje, la presión u se disipa y la carga es soportada por las partículas del suelo, por lo que un cálculo cuantitativo detallado es muy difícil.

5.6 COMPRESIBILIDAD DE LAS ARENAS.

El comportamiento esfuerzo-deformación de la arena y de la arcilla es semejante, pero esta última es mucho más compresible.

Las curvas e - $\log \sigma'_v$ para una arena confinada lateralmente se parece a las de las arcillas preconsolidadas, las arenas bien graduadas son menos compresibles que las uniformes y además las compuestas por partículas redondeadas, son usualmente menos compresibles que las de partículas angulares.

En cuanto a la disminución de volumen, aproximadamente el 80% ocurre en forma instantánea cuando el suelo es seco, el resto del decremento ocurre a lo largo del tiempo a causa del retardamiento producido por la fricción entre partículas. Si los vacíos están llenos de agua, la deformación volumétrica instantánea puede retardarse un poco debido a la dificultad que tiene el agua para fluir; esta deformación también se retarda cuando la masa de suelo es grande. Pero en general, el comportamiento de un suelo granular seco coincide prácticamente con el comportamiento de un suelo saturado debido a la permeabilidad elevada.

Una arena compacta aun sin presión está en un estado más compacto que una arena suelta con presión máxima, el único modo de lograr un cambio estructural es por vibrado, varillado u otro medio dinámico equivalente.

Al adicionar a la arena partículas finas (aun con pequeños porcentajes) sus características de compresibilidad tienden a asemejarse a las de los suelos finos.

5.7 ASENTAMIENTOS.

El efecto más importante producto de la deformación volumétrica en los suelos, es el asentamiento que pueda sufrir las estructuras que se construyen sobre los mismos.

El asentamiento tiene importancia por tres razones:

- 1) Aspecto.
- 2) Condiciones de servicio.
- 3) Daños a la estructura.

El asentamiento altera el aspecto de una estructura al provocar grietas en muros exteriores y en los aplanados de las paredes interiores.

Interfiere con el servicio cuando por ejemplo, afecta el funcionamiento de maquinaria especial como grúas, bombas, compresores e inclusive unidades de seguimiento como radares que pierden precisión.

Puede producir la falla estructural de un edificio aunque su factor de seguridad por resistencia al corte sea elevado.

En general los asentamientos se clasifican en tres tipos:

- a) asentamiento uniforme.
- b) asentamiento no uniforme o diferencial.
- c) vuelco o inclinación.

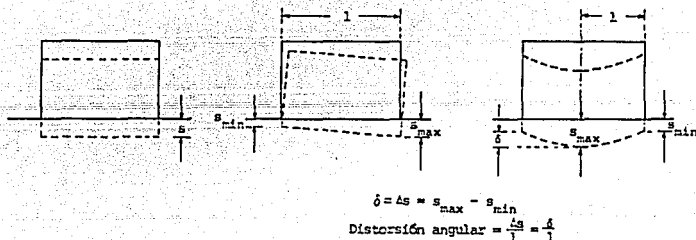


FIG. 5.27 TIPOS DE ASENTAMIENTOS. a) ASENTAMIENTO UNIFORME. b) ASENTAMIENTO NO UNIFORME. c) VUELCO.

Un edificio sobre una placa estructural muy rígida sufre un asentamiento uniforme, la magnitud del asentamiento total (s) es crítica cuando es superior a 15 ó 20 cm, ocasionando problemas en las conducciones (de gas, agua o alcantarillado) conectadas a la estructura.

El asentamiento diferencial, δ , es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo y se caracteriza por la distorsión angular, que se obtiene cuando se divide el asentamiento diferencial entre la distancia horizontal. Este asentamiento se produce por: a) presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo; o b) presiones diferentes sobre el terreno; o c) condiciones del terreno heterogéneas.

En el giro o vuelco se presenta cuando toda la estructura tiene una misma distorsión angular.

Como no se puede evitar el asentamiento, lo más que se puede hacer es limitarlo a valores permisibles particulares de cada

proyecto. La magnitud del asentamiento admisible (s_{perm}), dependerá principalmente del tamaño, tipo y uso de la estructura, así como tipo de cimentación y causa del asentamiento en el terreno; también es importante la ubicación puesto que no es lo mismo que tenga a su alrededor otras construcciones o que si no las tiene.

En el tema 5.2.1 se mencionó que la deformación volumétrica consta de dos etapas, de la deformación inicial y de la diferida, por lo tanto, el asentamiento total estará constituido por las componentes ocasionadas por la deformación instantánea y el producto de la consolidación primaria y secundaria. De manera que:

$$s = s_i + s_c + s_s \quad \dots 5.79$$

donde

- s_i : asentamiento instantáneo o elástico.
- s_c : asentamiento por consolidación primaria.
- s_s : asentamiento por consolidación secundaria.

Los asentamientos instantáneos ocurren de horas a algunos días después de la aplicación de la carga y además se anulan al retirarla; por lo que pueden estimarse por métodos elásticos.

Los asentamientos por consolidación se subdividen en primarios y secundarios. Los primeros son dependientes del tiempo en razón de que el drenaje de agua de los poros debe acompañar al asentamiento. Mientras que los secundarios son función del flujo plástico de las partículas y de la ruptura de las mismas.

A continuación se estudiarán los conceptos para la estimación de cada uno de éstos.

5.7.1 ASENTAMIENTOS INSTANTÁNEOS.

La teoría de la elasticidad permite la solución de problemas de deformación siempre y cuando se hagan hipótesis de este comportamiento, es decir, que el material se considere como homogéneo, isótropo y linealmente elástico.

Los suelos en general no satisfacen con estas condiciones por lo que las soluciones obtenidas tienen un valor muy discutible,

además de que no se cumplen las hipótesis referentes a las constantes elásticas, esto es, lo que en los suelos pudiera considerarse como módulo de elasticidad (E), aumenta con la profundidad, depende del confinamiento, de la densidad del suelos y de otros factores. Por lo que se refiere al módulo de Poisson (ν) es muy difícil de medir, además de que no tiene el sentido específico que se le atribuye en otros ramos de la ingeniería.

Sin embargo, una de las aplicaciones más importantes de dicha teoría, es la de la obtención de esfuerzos inducidos por una sobrecarga (Teoría de Boussinesq), en la que se han obtenido resultados muy satisfactorios comparados con los de la realidad.

Otra de las aplicaciones importantes, es la del cálculo de los asentamientos instantáneos que ocurren al actuar una carga en un suelo que pudiera considerarse como elástico. Entre éstos se cuentan con algunas arcillas preconsolidadas o normalmente consolidadas cuando el estrato es de poco espesor y también en suelos arcillosos cementados que prácticamente no se consolidan por el cementante.

A continuación se analizarán estos tipos de asentamientos elásticos para diversas condiciones de carga.

a) Asentamiento instantáneo bajo una carga concentrada.

Si se considera una carga vertical concentrada actuando en la frontera de un medio elástico semi-infinito (fig. 3.11), el asentamiento de un punto a la profundidad z y de radio vector R puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$s_1 = \frac{\Delta Q}{2\pi E} (1+\nu) \left[2(1-\nu) + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right] \frac{1}{R} \quad \dots 5.80$$

donde s_1 representa el asentamiento instantáneo bajo la carga y ΔQ la magnitud de la fuerza concentrada.

Para puntos bajo la carga:

$$s_1 = \frac{\Delta Q}{2\pi E z} (1+\nu) (3-2\nu) \quad \dots 5.81$$

b) Asentamiento instantáneo bajo cargas distribuidas.

Si se considera el caso de una superficie circular uniformemente cargada (fig.3.21), donde r es el radio de la misma y Δq la magnitud del esfuerzo aplicado, el asentamiento bajo el centro del área está dada por:

$$s_1 = \frac{\Delta q r}{E} (1 - \nu^2) I_w \quad \dots 5.82$$

donde I_w es el factor de influencia que toma el valor de $\pi/2$ para cimentaciones rígidas y de 2 para flexibles.

Para cargas distribuidas sobre superficie rectangular de ancho B y largo L , el cálculo del asentamiento bajo un esquina del rectángulo queda dado por:

$$s_1 = \frac{\Delta q B}{E} (1 - \nu^2) I_w \quad \dots 5.83$$

donde I_w toma los valores de el cuadro 5.4 para cimentaciones rígidas.

GEOMETRIA DEL CIMIENTO	FACTOR DE INFLUENCIA
Cuadrada	0.82
Rectangular	
L/B=1.5	1.06
L/B=2.0	1.20
L/B=5.00	1.70
L/B=10	2.10
L/B=100	3.40

CUADRO 5.4 FACTORES DE INFLUENCIA PARA LA ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS.

Se observa que al aumentar L/B , I_w se incrementa gradualmente de manera indefinida. Así pues, para una zapata corrida apoyada sobre un terreno elástico de profundidad infinita, experimentaría un asentamiento infinito. En problemas reales los estratos de suelo no son de profundidad infinita, ni las zapatas corridas tienen longitud infinita; Steinbrenner resolvió este problema tomando en

consideración estos factores. De manera que s_1 puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$s_1 = \frac{\Delta q B}{E} \left[(1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2 \right] \dots 5.84$$

F_1 y F_2 están en función de D/B y L/B y pueden obtenerse de la fig 5.28, donde D es el espesor del estrato, considerado a partir de la profundidad del desplante.

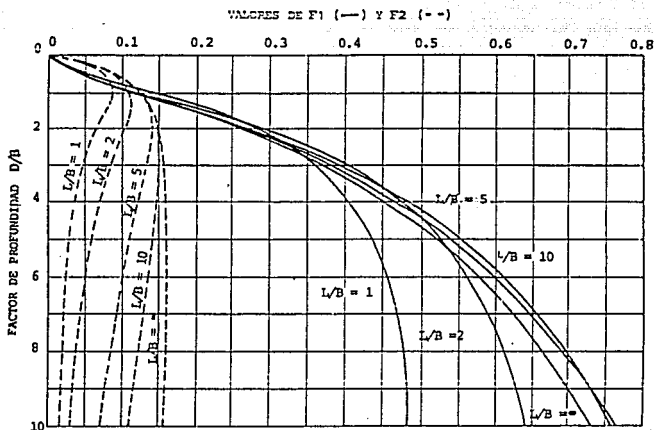


FIG. 5.28 FACTORES F_1 Y F_2 PARA LA ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS.

Los asentamientos de puntos no situados en la esquina del área rectangular y para cualquier forma de superficie cargada que se pueda dividir en rectángulos, pueden obtenerse utilizando el método de superposición tal como se explicó en el capítulo 3 respecto al cálculo de esfuerzos inducidos por una sobrecarga.

Para el caso de suelos constituidos por diferentes estratos, se procede a calcular el asentamiento para cada uno de ellos con sus respectivos E y ν ; y en seguida se suman los efectos parciales

para obtener el asentamiento total instantáneo.

5.7.2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.

La aplicación más importante de la teoría de la consolidación unidimensional es el cálculo del asentamiento que se presenta en un estrato y el análisis de la evolución de éste en el tiempo.

El asentamiento total por consolidación primaria inducido por una sobrecarga, puede determinarse a partir de la figura 5.29. En ésta se compara el asentamiento del estrato de suelo de espesor h con el cambio de altura de una muestra de suelo cuya altura inicial es de $1+e_0$.

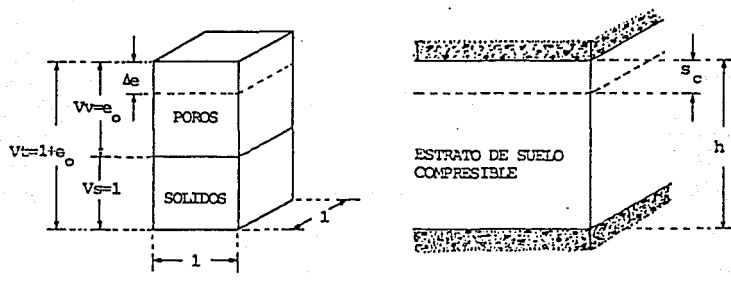


FIG. 5.29 ESTIMACION DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACION PRIMARIA.

La reducción en el espesor del estrato se determina por la proporción:

$$\frac{s_c}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$s_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} h \quad \dots 5.85$$

donde s_c es el asentamiento por consolidación primaria.

La ecuación 5.85 sugiere un método simple para valuar los asentamientos en un caso práctico a partir de los diagramas de esfuerzo y usando la curva de compresibilidad obtenida de una prueba de consolidación. En seguida se detallará el procedimiento para un suelo en particular.

Las figuras 5.30 y 5.31 muestran respectivamente los diagramas de esfuerzos iniciales y el bulbo de esfuerzos inducidos por la sobrecarga, para el caso de un suelo compuesto de diferentes estratos en donde se calculará el asentamiento del estrato k.

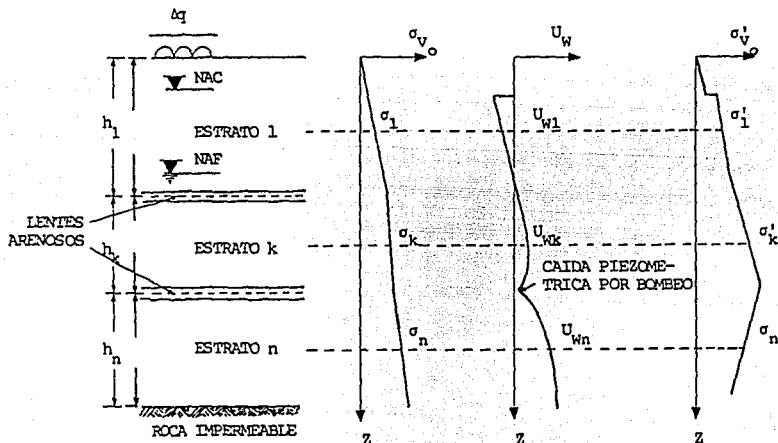


FIG. 5.30 DIAGRAMAS DE ESFUERZOS TOTALES, EFECTIVOS Y NEUTRALES PARA UN SUELO COMPUESTO DE VARIOS ESTRATOS.

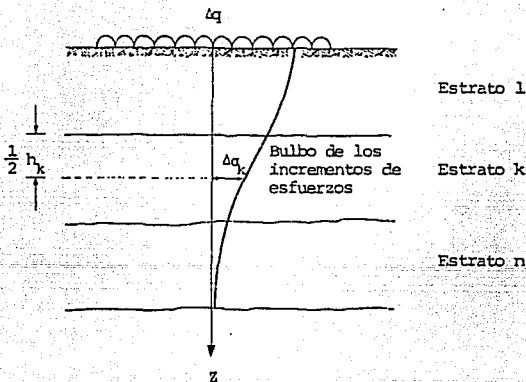


FIG. 5.31 BULBO DE INCREMENTO DE ESFUERZOS PRODUCTO DE LA SOBRECARGA.

El asentamiento se calcula usando el esfuerzo inicial promedio, el incremento de esfuerzo promedio y la curva de compresibilidad representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad.

El esfuerzo efectivo inicial promedio en cada estrato es igual al esfuerzo inicial en la mitad del estrato, ya que los esfuerzos aumentan en proporción directa con la profundidad. Sin embargo, el incremento de esfuerzo promedio no es igual al esfuerzo en la mitad del estrato, porque la relación entre el incremento de esfuerzo y la profundidad no es lineal (véase el bulbo de presiones inducidas).

Si el estrato es de poco espesor y relativamente profundo, es suficiente usar los esfuerzos en la mitad del estrato como promedio, pero si el estrato es más grueso que el ancho del cimiento y su profundidad es menor que dos veces el ancho del mismo se debe dividir el estrato en varias capas y calcular el esfuerzo promedio para cada una. Para este caso el incremento de esfuerzo promedio de calcula con la siguiente ecuación:

$$h \Delta\sigma'_m = \Delta z \left(\frac{\Delta\sigma'_{z1} + \Delta\sigma'_{zn}}{2} + \Delta\sigma'_{z2} + \dots + \Delta\sigma'_{z(n-1)} \right) \dots 5.86$$

donde h : espesor del estrato.

$\Delta\sigma'_m$: incremento de esfuerzo promedio.

Δz : espesor de las capas en que se dividió el estrato.

$\Delta\sigma'_{z1}$: incremento de esfuerzo en la frontera superior de la capa i .

La relación de vacíos inicial que corresponde al esfuerzo efectivo inicial promedio y el cambio en la relación de vacíos producto del incremento de esfuerzo promedio se toman directamente de la curva de compresibilidad tal y como se muestra en la figura 5.32

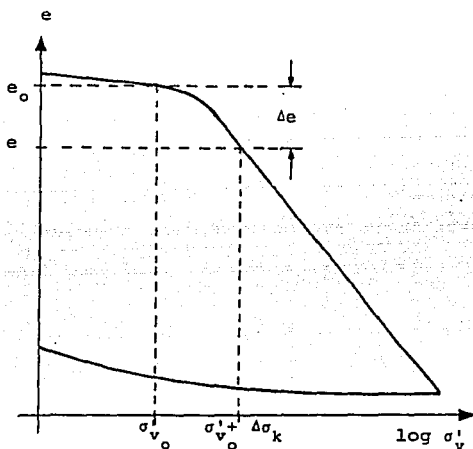


FIG. 5.32 OBTENCION DE LA VARIACION DE LA RELACION DE VACIOS USANDO LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD REPRESENTATIVA DEL ESTRATO K.

El asentamiento para el estrato k de espesor h_k se determina por la fórmula 5.87

$$s_{ck} = h_k \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \dots 5.87$$

De tal manera que el asentamiento total por consolidación primaria de la masa de suelo será la suma de los asentamientos de cada estrato, esto es:

$$s_c = \sum_{i=1}^n s_{ci} \quad \dots 5.88$$

En algunos caso especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior, por ejemplo, en el caso de un estrato de pequeño espesor en que el coeficiente m_v y $\Delta\sigma'$ pudieran considerarse constantes para el intervalo de presiones, puede escribirse que:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \quad \text{y} \quad m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$$

sustituyendo ambas expresiones en la ecuación 5.85, se obtiene:

$$s_c = \Delta h = m_v \Delta\sigma' h \quad \dots 5.89$$

La ecuación 5.89 goza de gran popularidad innecesaria, dada sus limitaciones no siempre tomadas en cuenta por los que la usan.

a) Velocidad de consolidación.

Además de calcular la magnitud del asentamiento total primario, es necesario conocer su evolución con respecto al tiempo. La clave para estimar la velocidad del asentamiento radica en la selección de un valor adecuado del coeficiente de consolidación C_v , pero

este parámetro varía considerablemente en un mismo suelo. Lo anterior se lleva a cabo observando la velocidad de consolidación de una muestra sometida a una prueba de consolidación.

En el tema 5.4.2. donde se analizó a dicha prueba se especificó que existen dos métodos para determinar C_v a partir de las curvas de consolidación: el método de Casagrande y el de Taylor, resultando diferentes valores de C_v correspondientes a cada incremento de esfuerzo, por lo tanto, era posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, tal y como se hizo en esa sección.

Para el caso de un problema real de un suelo sujeto a un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma'$ y una vez obtenida la curva C_v - $\log \sigma'_v$, se tomará como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por el $\Delta\sigma'$, de la forma como se muestra en la figura 5.33

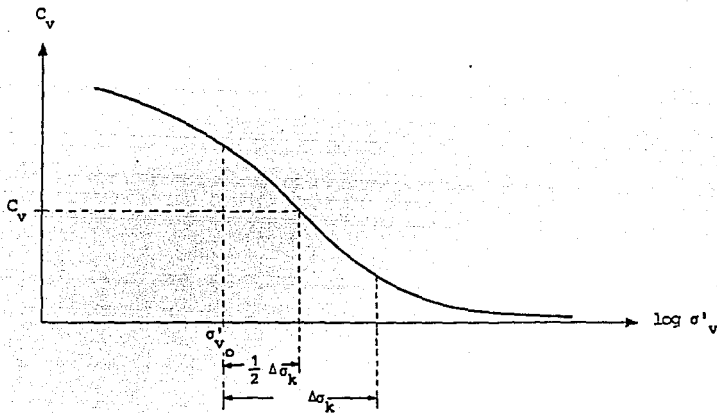


FIG. 5.33 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION PARA UN CASO PARTICULAR.

Con el C_v del suelo las ecuaciones 5.52 y 5.53 puede aplicarse según las condiciones de drenaje ya expuestas.

$$t = \frac{h^2}{C_v} T_v \text{ (drenaje simple)} \quad \dots 5.90$$

$$t = \frac{h^2}{4 C_v} T_v \text{ (drenaje doble)} \quad \dots 5.91$$

Así, dando valores a T_v , por ejemplo los que figuran en la cuadro 5.1 pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación U_x correspondientes a esos factores tiempo.

Por otro lado, en una muestra de suelo se admite que las deformaciones son proporcionales al grado de consolidación. Así, si s_t representa el asentamiento ocurrido en un tiempo t podrá escribirse que:

$$\left(\frac{s_t}{s_c} \right) 100 = U_x$$

Por lo tanto

$$s_t = s_c \left(\frac{U_x}{100} \right) \quad \dots 5.92$$

Es decir, que el asentamiento en cada tiempo es igual al total que ha de producirse por el grado de consolidación que el estrato ha alcanzado en este tiempo.

En ese sentido, con los valores de U_x obtenidos al sustituir T_v en las ecuaciones 5.90 y 5.91 pueden en definitiva tabularse valores del asentamiento (ec. 5.92) que corresponden a distintos tiempos según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla puede graficarse con los tiempos en escala

logarítmica como abscisas y los asentamientos asociados como ordenadas en escala natural, obteniendo así, una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo para un estrato considerado. (fig. 5.34)

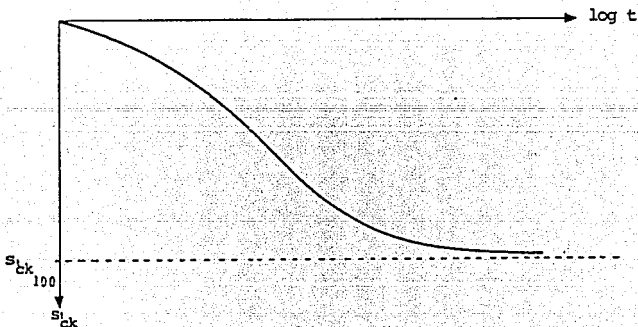


FIG. 5.34 CURVA DE LA EVOLUCION DEL ASENTAMIENTO PARA UN ESTRATO CONSIDERADO.

En el caso de que se trate de un suelo constituido por diferentes estratos, las curvas de evolución del asentamiento de cada uno de ellos se superponen, para obtener la curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo de la masa de suelo, en ella las ordenadas son la suma de las ordenadas de las curvas de cada estrato.

Si se hacen nivelaciones en campo, es posible obtener la curva de evolución del asentamiento real que se compara con la curva obtenida en gabinete con el objeto de verificar la calidad de la teoría. De estudios realizados en este sentido, se sabe que los asentamientos reales son menores que los calculados.

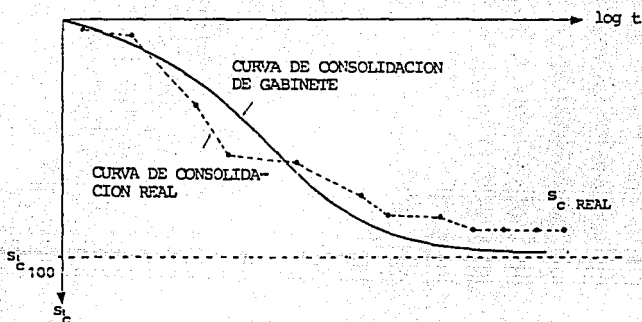


FIG. 5.35 CURVAS DE EVOLUCION DEL ASENTAMIENTO DE GABINETE Y REAL PARA TODA LA MASA DE SUELO.

No hay que olvidar que la teoría se basa en la prueba de consolidación, en donde se supone que las constantes de consolidación de laboratorio son las mismas que rigen el proceso real mucho más lento, debido a estas diferencias y a otras, los asentamientos previstos difieren de los reales, pero a pesar de que este procedimiento envuelve errores su aproximación es suficiente para los casos prácticos.

b) Metodos para acelerar la consolidacion primaria.

En la fórmula $t = \frac{h^2 T_v}{C_v}$, el tiempo de consolidación está en razón directa del cuadrado de la distancia máxima que una molécula del agua recorre hasta llegar a la zona permeable. Por lo tanto, al disminuir esta distancia, se reduce también el tiempo de consolidación.

Se suele utilizar pozos verticales llenos de arena u otras formas de drenes verticales para este propósito. Los primeros en

utilizarlos con resultados positivos fueron O.J. Porter y R.A. Barron, en California. La figura 5.36 ilustra los drenes que usaron.

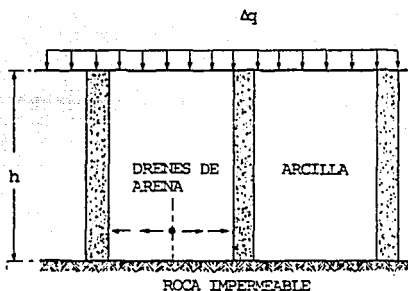


FIG.5.36 DRENES DE ARENA VERTICALES

La consolidación por drenes supone un flujo radial. La teoría se basa en una deformación unidimensional junto con un flujo de agua tridimensional.

Otra manera de disminuir el tiempo de consolidación, es aumentando C_v , que a su vez es función de la permeabilidad, de ahí que cualquier procedimiento que aumente la permeabilidad, disminuye el tiempo de consolidación.

5.7.3 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA.

Estrictamente hablando, la consolidación primaria es la reducción de la relación de vacíos producto de las disipaciones del exceso de presión hidrostática. Sin embargo, aun cuando se ha

completado este fenómeno el suelo continúa comprimiéndose bajo la acción de la carga exterior, a una velocidad mucho menor pero por un periodo considerable. Esta compresión es la consolidación secundaria o creep que parece ser el resultado del flujo plástico de las partículas de suelo y posiblemente de la fractura progresiva de las mismas.

Este efecto se refleja notablemente en las curvas de consolidación en la manera que difieren con la curva teórica U_z-T_v . Mientras que la teórica se aproxima a una asíntota horizontal correspondiente al 100% de consolidación primaria, la de laboratorio se asemeja a una recta inclinada con pendiente casi constante. Esta recta es lo que se considera como intervalo de compresión secundaria.

El régimen de la consolidación secundaria depende del incremento del esfuerzo $\Delta\sigma$ y de las características del suelo, como veremos a continuación.

En la figura 5.37 se presentan curvas de consolidación para un mismo suelo al que se lleva a una misma carga final pero utilizando incrementos de carga diferente.

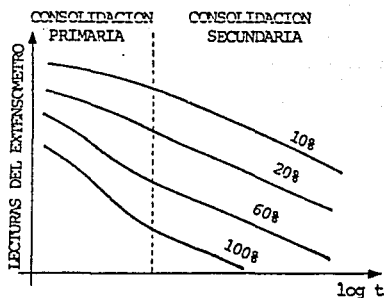


FIG. 5.37 COMPARACION DE LAS CURVAS DE CONSOLIDACION SECUNDARIA USANDO DIFERENTES INCREMENTOS DE CARGA.

Se observa que mientras menor sea el incremento en cuanto a porcentaje de la carga precedente, menor clara resulta la transición entre los efectos primario y secundario. Es por eso que en una prueba de consolidación se aplican incrementos de carga lo más grande posibles para obtener una curva de consolidación que no resulte distorsionada por el efecto secundario (incremento en el que cada uno duplica la carga total precedente).

Es importante señalar que en todos los casos, la compresión secundaria está representada por líneas rectas paralelas, de esta manera, bastará para obtenerla, un incremento único de carga durante un tiempo suficiente para determinar su pendiente.

En suelos inorgánicos la compresión secundaria no tiene gran importancia. El efecto aumenta con el contenido de materia orgánica en un suelo, al grado que puede ser una parte importante de la consolidación. Por ejemplo, para suelos altamente orgánicos tales como la turba la consolidación primaria ocurre en forma instantánea y el asentamiento de una estructura desplantada sobre ésta se deberá en su totalidad a la consolidación secundaria

La magnitud de la consolidación secundaria se expresa en términos de $C\alpha$ denominado como coeficiente de consolidación secundaria y representa la pendiente de la parte final de la curva de consolidación a escala semilogarítmica (fig. 5.33). De manera que:

$$C\alpha = \frac{s_s/h}{\log(t_2/t_1)}$$

$$s_s = h C\alpha \log(t_2/t_1) \quad \dots 5.93$$

donde s_s es el asentamiento por consolidación secundaria, t_1 es el tiempo para que se termine la compresión primaria y t_2 cualquier tiempo posterior.

El cuadro 5.5 da valores típicos de esta pendiente.

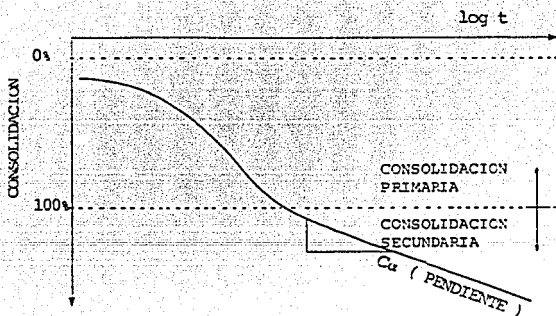


FIG. 5.38 DEFINICION DE C_{α}

TIPO DE SUELO	C_{α}
Arcilla normalmente consolidadas	0.005 0.02
Suelos muy plásticos; suelos orgánicos	0.03 o mayor
Arcillas sobreconsolidas	menor de 0.001

CUADRO 5.5 VALORES TÍPICOS DE C_{α}

5.7.4 CONTROL DE LOS ASENTAMIENTOS.

La cimentación de una estructura debe cumplir con dos condiciones: primero, debe ser adecuadamente segura contra la falla dentro de la masa de suelo y segundo, la deformación de la misma no debe poner en peligro su funcionamiento.

La primera condición se analiza en el estudio de la capacidad de carga del suelo, tema que queda fuera del alcance de este trabajo.

En lo que se refiere a la deformación; si se cumple que el asentamiento total es menor o igual al permisible se procede a una cimentación somera y se aprovecha mejor las propiedades del suelo. Por lo contrario, si no se cumple, es evidente que debe utilizarse algún método para controlar los asentamientos por consolidación.

Una de las alternativas es la de disminuir la magnitud de la sobrecarga con el objeto de que los incrementos de esfuerzos sean menores y por tanto menor la deformación, sin embargo, lo anterior implica en el caso de una estructura, construirla con materiales más ligeros o modificar su proyecto para disminuir cargas.

Otra de las alternativas más utilizadas es la excavar en la misma área que va a ser ocupada por la sobrecarga un volumen del suelo de apoyo cuyo peso sea igual a la magnitud de dicha sobrecarga, es decir, que si se excava una suficiente cantidad de suelo no habrá ningún asentamiento. Este tipo de cimentación se la denomina totalmente compensada.

En el caso de permitir alguna deformación menor o igual a la permisible la cimentación se le denomina parcialmente compensada.

Para hacer una compensación total o parcial se obtiene primero el nivel de desplante ($D_{r_{max}}$) en el cual la deformación sea nula. Para ello se utiliza el diagrama de esfuerzos totales iniciales si se trata de un cajón cerrado o el diagrama de esfuerzos efectivos en el caso de un cajón abierto de cimentación. (fig. 5.39).

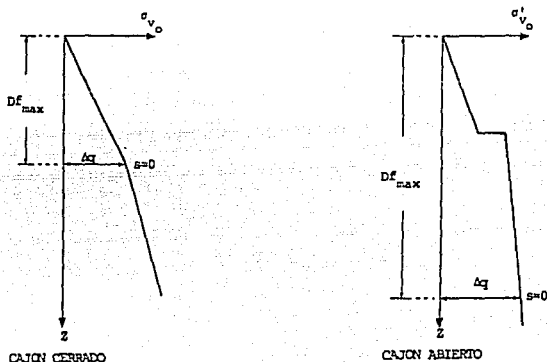


FIG. 5.39 DETERMINACION DEL NIVEL DE DESPLANTE EN QUE LA DEFORMACION SEA NULA.

El nivel $D_{r_{max}}$ queda determinado cuando a una profundidad z la

magnitud de la sobrecarga Δq sea igual al esfuerzo total o efectivo según sea el caso.

Si se deseara desplantar la estructura a ese nivel, teóricamente no existiría deformación y en consecuencia asentamiento, sin embargo en muchas ocasiones no es posible compensar totalmente, debido a lo costoso de la excavación, por lo que se prefiere compensar parcialmente desplantando la estructura a un nivel menor o igual del que determina el asentamiento permisible.

Para determinar el nivel de desplante permisible, Dr_{perm} , se procede por tanteos. Una manera fácil de ubicarlo aproximadamente es la de suponer que el asentamiento tiene una variación lineal con la profundidad como se muestra en la figura 5.40

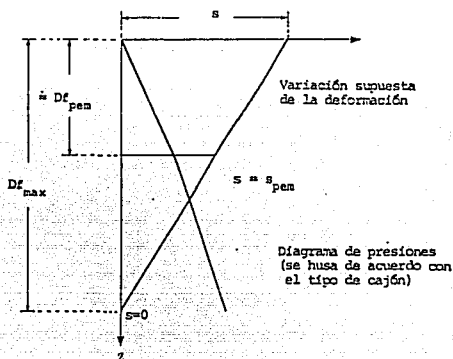


FIG. 5.40 DETERMINACION DEL NIVEL DE DESPLANTE PARA LA DEFORMACION PERMISIBLE.

Por triángulos semejantes:

$$\frac{Dr_{max}}{s} = \frac{Dr_{max} - Dr_{perm}}{s_{perm}}$$

despejando Dr_{perm} se obtiene:

$$Df_{pen} \doteq Df_{max} \left(1 - \frac{S_{pen}}{S} \right) \quad \dots 5.94$$

Por lo tanto, la sobrecarga neta que actúa en el nivel de desplante permisible, será la diferencia entre la sobrecarga inicial y el esfuerzo total o efectivo a esa profundidad.

$$\Delta q_n = \Delta q - \sigma_0 \quad (\text{cajón cerrado}) \quad \dots 5.95$$

$$\Delta q_n = \Delta q - \sigma_0' \quad (\text{cajón abierto}) \quad \dots 5.96$$

Para estimar los incrementos de esfuerzo inducidos por la sobrecarga neta, necesarios para el cálculo del asentamiento, el valor de $z=0$ de la teoría de Boussinesq coincide con el nivel de desplante permisible tal como se muestra en la figura 5.38

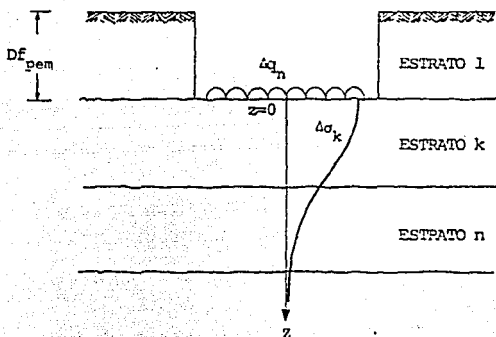


FIG. 5.41 BULBO DE PRESIONES INDUCIDAS POR LA SOBRECARGA NETA

Es importante señalar, que podrá considerarse que los diagramas de esfuerzo total, efectivo y de presiones hidrostáticas iniciales no varían, siempre y cuando se tenga control del agua del subsuelo y el tiempo que transcurra desde la excavación hasta la compensación del material excavado sea corto. En caso contrario se presentarían expansiones en el fondo de la excavación.

5.8 EXPANSIONES.

Es de interés el poder determinar la expansión que tiene lugar en aquellos casos en que el suelo es descargado. Este problema es en esencia similar al del cálculo de asentamientos y en cierta medida con las ideas expuestas se puede desarrollar un procedimiento análogo. Sin embargo la expansión presenta algunas situaciones que son convenientes analizar.

Sea un suelo arcilloso, homogéneo y de superficie horizontal, en el cual el nivel freático coincide con la superficie del terreno. En la fig. 5.42 se presentan con líneas punteadas los diagramas de esfuerzos neutrales, efectivos y totales.

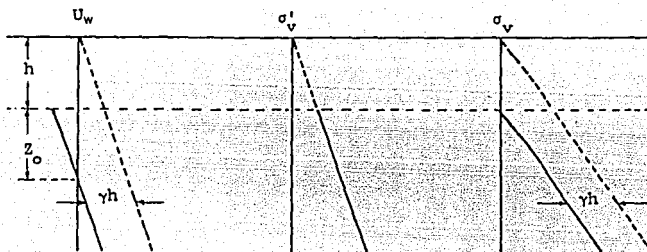


FIG. 5.42 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS BAJO EL FONDO DE UNA EXCAVACION DE EXTENSION INFINITA.

Si se efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita, el esfuerzo total removido será γh y el diagrama se reducirá en esa cantidad; como los esfuerzos efectivos

no pueden cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo tomará toda la descarga, disminuyendo su diagrama de presiones también en la misma magnitud.

La nueva presión neutra a esa profundidad será:

$$\gamma_w h - \gamma h = \gamma' h$$

es decir, que se produce una tensión igual al esfuerzo efectivo a la profundidad h.

Los diagramas de los esfuerzos después de la excavación se muestran con las líneas llenas en la misma figura.

Por ser la excavación de extensión infinita, la ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución es hidrostática y por tanto de equilibrio. El agua no fluirá en ninguna dirección, en este caso no existirá ninguna expansión.

Es importante observar que el abatimiento del nivel freático es teóricamente de inmediato a la remoción del material, así, basta con excavar el suelo a la profundidad h (en extensión infinita) para lograr que este nivel se abata al valor $h + z_0$.

En el caso de que existiera en el subsuelo un manto arenoso acuífero en el que se mantenga la presión del agua, se iniciará a partir del instante de la excavación un proceso de expansión; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero.

En los casos reales no existen excavaciones de extensión infinita, en la fig. 5.43 se presenta el caso de una excavación finita realizada en un medio arcilloso; el nivel freático se considera a una profundidad h_0 a partir de la superficie.

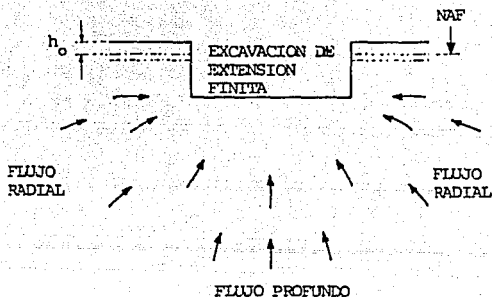


FIG. 5.43 ESQUEMA DEL FLUJO DE AGUA HACIA UNA EXCAVACION DE EXTENSION FINITA.

El efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que habrá de ser calculada en los diferentes puntos usando la teoría de Boussinesq, por ejemplo.

Esto provoca un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación, dando como resultado una expansión mayor en el centro del fondo de ésta, que irá disminuyendo hacia la periferia y según se profundice en la masa de arcilla.

El proceso de expansión será mucho más rápido si bajo la excavación hay estratos permeables que funcionen como abastecimientos de agua.

Para reducir al mínimo la velocidad de expansión en la práctica se ha recurrido al uso de tablestacados más o menos profundos en los bordes de la excavación para impedir el flujo radial y permitir sólo el vertical, mucho más lento; también se ha utilizado pozos de bombeo para abatir en puntos próximos a la excavación el nivel freático.

El proceso de expansión analizado es unidimensional y el flujo de agua es vertical, por lo que los datos del tramo de descarga de una prueba de consolidación son aplicables, esto es, antes de realizar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad z está sometido a un esfuerzo efectivo $\sigma'_0 = \gamma'z$ y pasará al final de la expansión a un esfuerzo σ'_1 que podemos conocer por la teoría de Boussnesq. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad z se le hace la prueba de consolidación llegando a una carga máxima de σ'_0 y descargándola después a partir de ese valor hasta σ'_1 como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación de Δe y calcular la expansión con la ecuación 5.85 del asentamiento:

$$s_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h \quad \dots 5.97$$

donde ahora s_c será la expansión por extensión primaria.

Los conceptos de a_v , m_v y C_v de la teoría de consolidación tienen sus correspondientes análogos para la descarga y pueden ser utilizados de manera similar.

Por otro lado, el proceso de expansión al igual que al de compresión tiene dos componentes: la expansión producto de la disipación de subpresiones en el agua, que se acaba de analizar y la ocasionada instantáneamente por la deformación inicial.

La expansión instantánea puede calcularse de manera similar que el asentamiento instantáneo por la fórmula de Steinbrenner:

$$s_i = \frac{\Delta q B}{E} \left[(1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2 \right] \quad \dots 5.98$$

donde ahora s_i es la expansión instantánea. Los valores de F_1 y F_2 pueden obtenerse de la figura 5.28 como se hizo en el cálculo de los asentamientos instantáneos.

Ejemplo de aplicación.

6.1 Sean la estratigrafía y los diagramas de esfuerzos del ejemplo 3.1 indicados en la figura 5.1.1

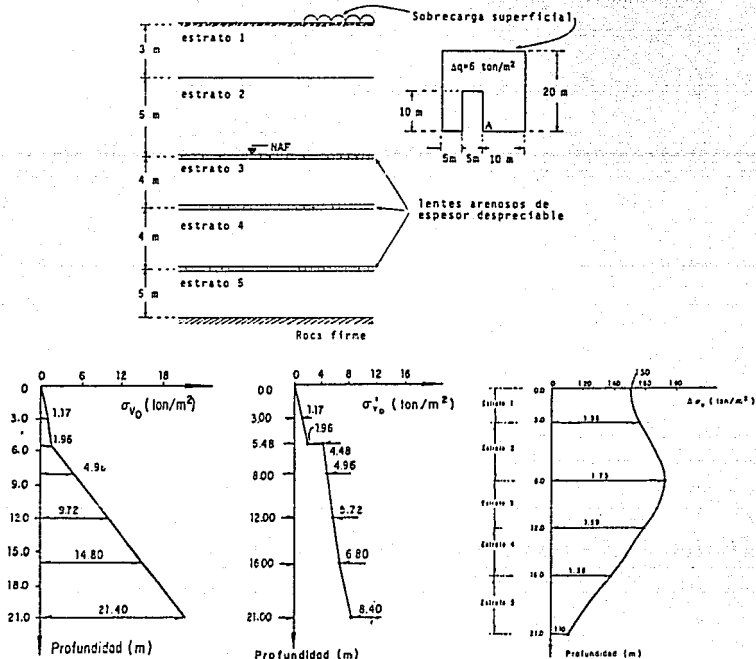


FIG. 5.1.1

A) Se pide determinar el nivel de desplante de la estructura de manera que el asentamiento total en el punto A sea menor o igual al permisible de 8 cm.

B) Calcular el tiempo necesario para que la masa de suelo alcance en dicho punto el 80% de la deformación total.

Solución.

A) El primer paso es estimar la deformación total para las condiciones iniciales de carga, a fin de determinar si ésta se encuentra dentro del rango especificado.

En ese sentido, el asentamiento total (s) se calcula mediante la ecuación 5.79

$$s = s_1 + s_c + s_s \quad \dots 1$$

donde

s_1 : asentamiento instantáneo

s_c : asentamiento por consolidación primaria

s_s : asentamiento por compresión secundaria

A continuación se procede a calcular cada uno de los asentamientos.

1) Estimación del asentamiento instantáneo.

Usando el criterio de Steinbrenner para cargas distribuidas sobre una superficie rectangular de ancho B y largo L, el asentamiento instantáneo bajo una esquina queda dado por la ecuación 5.84:

$$s_1 = \frac{\Delta q B}{E} \left[(1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2 \right]$$

... 2

F_1 y F_2 son funciones de las relaciones D/B y L/B, donde D es el espesor del estrato considerado a partir de la profundidad de desplante. La figura 5.28 proporciona dichos valores.

El uso de la ecuación 2 está restringido para suelos constituidos por un estrato, por lo que es necesario hacer ciertas consideraciones para medios estratificados.

Debido a que los módulos de elasticidad y de Poisson dependen del tipo de suelo, de la profundidad, del tipo de prueba para determinarlos y además de que no tienen el sentido específico como en otras ramas de la ingeniería, para este ejemplo, la masa de

suelo se supondrá homogénea con un espesor de estrato de 21 m, considerando un valor de $E= 300 \text{ kg/cm}^2$ y un $\nu= 0.5$. Los valores anteriores de las constantes elásticas son promedios obtenidos para suelos saturados.

Para determinar el asentamiento instantáneo bajo el punto A, las dimensiones de la sobrecarga se tienen que ajustar para obtener 3 porciones rectangulares cuyos bordes coincidan con el sistema x-y, debido a que la expresión anterior corresponde al efecto de la esquina de un rectángulo cargado. (fig. 5.1.2)

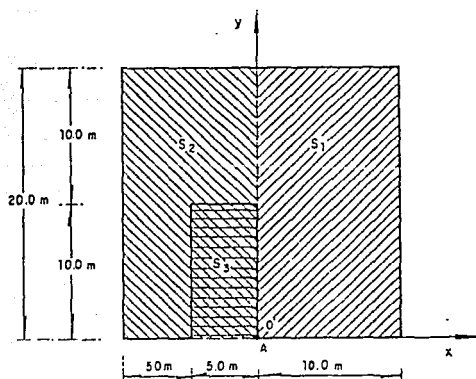


FIG. 5.1.2

De esta forma, el asentamiento será la suma de los efectos producidos por las superficies S_1 y S_2 menos el de la superficie S_3 que no está cargada. (tal y como se hizo en la obtención de los esfuerzos inducidos en el ejercicio 3.1).

Las dimensiones de las superficies cargadas, así como las relaciones D/B y L/B para el uso de la ecuación 2 se muestran en el cuadro 5.1.1

Superficie	Dimensiones		Relaciones	
	B (m)	L (m)	D/B	L/B
S ₁	10.00	20.00	21/10	2.00
S ₂	10.00	20.00	21/10	2.00
S ₃	5.00	10.00	21/5	2.00

CUADRO 5.1.1

Las dimensiones de S₁ y S₂ son iguales, por lo que basta obtener el efecto de alguna de ellas y considerarlo dos veces.

En el cuadro 5.1.2 se resume los resultados de sustituir los valores en la ecuación 2.

Superficie	Δq (ton/m ²)	B (m)	F ₁	F ₂	S _i (cm)
S ₁ ó S ₂	6.00	10.0	0.31	0.10	0.47
S ₃	6.00	5.0	0.48	0.06	0.36

CUADRO 5.1.2

Por lo tanto, el asentamiento instantáneo total es:

$$s_1 = 2 (0.47) - 0.36 = 0.58 \text{ cm} \quad \dots 3$$

2) Estimación del asentamiento por consolidación primaria.

Para calcular la deformación por consolidación primaria se seguirá el procedimiento visto en la sección 5.7.2 para el caso de un suelo constituido por diferentes estratos. En ese sentido, el asentamiento primario de cada estrato queda determinado por la siguiente expresión:

$$s_{ck} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h_k \quad (\text{ecuación 5.87}) \quad \dots 4$$

donde

s_{ck} : asentamiento primario del estrato k

h_k : espesor del estrato k

Por lo tanto, el asentamiento total por consolidación primaria será la suma de los efectos parciales de todos los estratos, es decir:

$$s_c = \sum_{i=1}^n s_{ci} \quad (\text{ecuación 5.88}) \quad \dots 5$$

Sin embargo, la aplicación de la ecuación 4 requiere del conocimiento de las magnitudes de los esfuerzos promedios a la profundidad media del estrato, así como la curva de compresibilidad representativa de las características del mismo.

El esfuerzo inicial promedio y el incremento de esfuerzo promedio se obtienen directamente de los diagramas que se muestran en la figura 5.1.1 y que fueron calculados en el ejemplo 3.1

Para el caso de la curva de compresibilidad es necesario realizar una prueba de consolidación unidimensional a una muestra de suelo extraída en el estrato considerado.

Así, para obtener el asentamiento total primario es necesario extraer muestras representativas de cada estrato y someterlas a pruebas de consolidación unidimensional, es decir, que para un suelo constituido por 5 estratos como el del ejemplo, se tendrán 5 curvas de compresibilidad.

A continuación se presentan los resultados de una prueba de consolidación unidimensional realizada a una muestra de suelo del estrato 4, tomando en consideración que para los demás estratos la secuencia de cálculo es la misma.

Las figuras 5.1.3 a 5.1.10 muestran las curvas de consolidación correspondientes a cada incremento de carga al que fue sometido la muestra. Para todos los casos se ha determinado las lecturas del cero y cien por ciento de consolidación primaria por el método de Casagrande y en el caso de $\Delta\sigma=1.00 \text{ kg/cm}^2$, dichas lecturas también han sido obtenidas por el método de Taylor. (fig. 5.1.8)

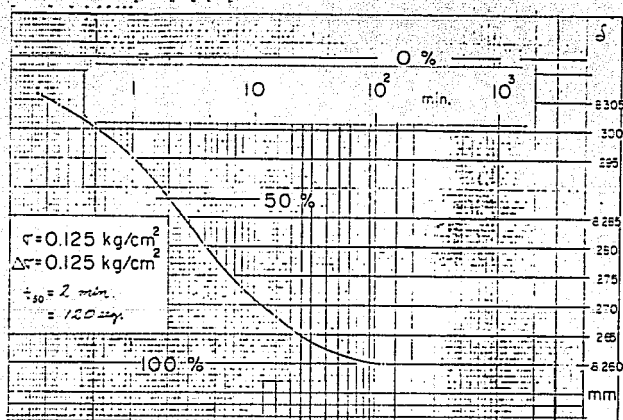


FIG. 5.1.3

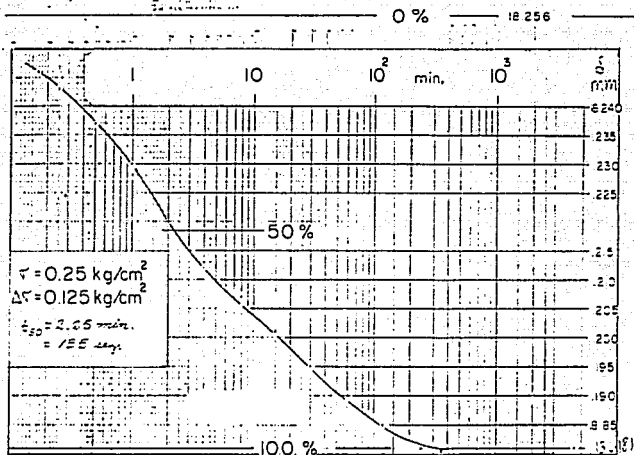


FIG. 5.1.4

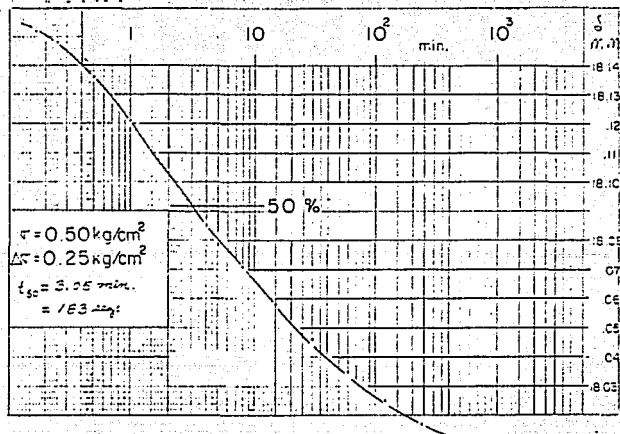


FIG. 5.1.5

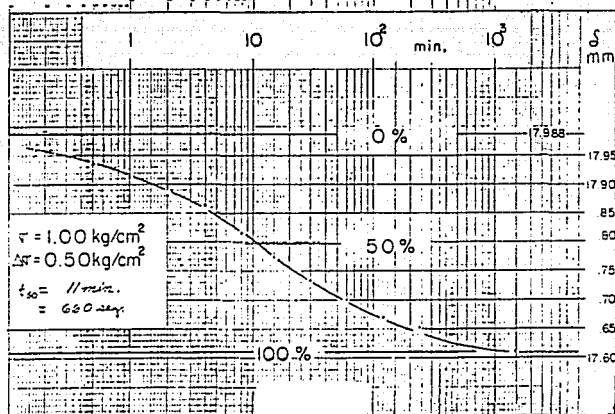


FIG. 5.1.6

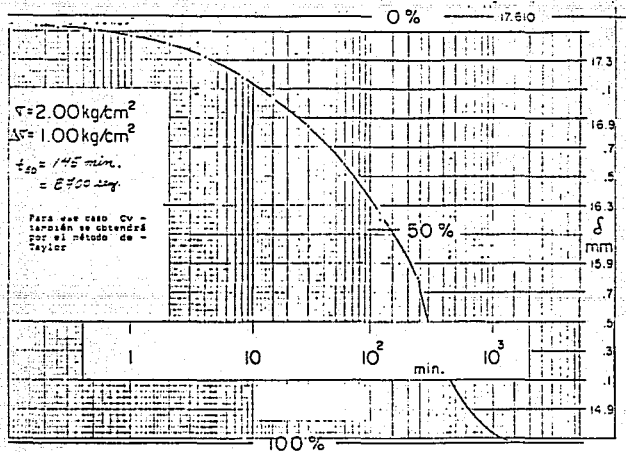


FIG. 5.1.7

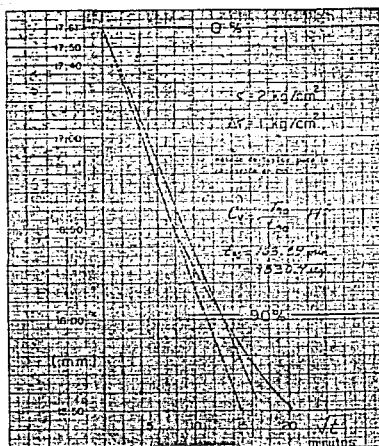


FIG. 5.1.8

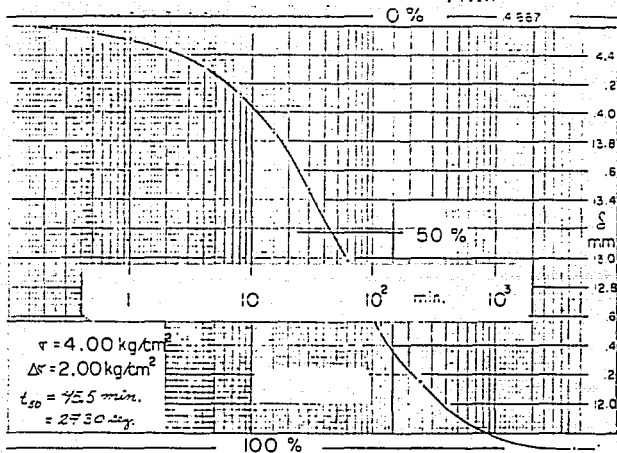


FIG. 5.1.9

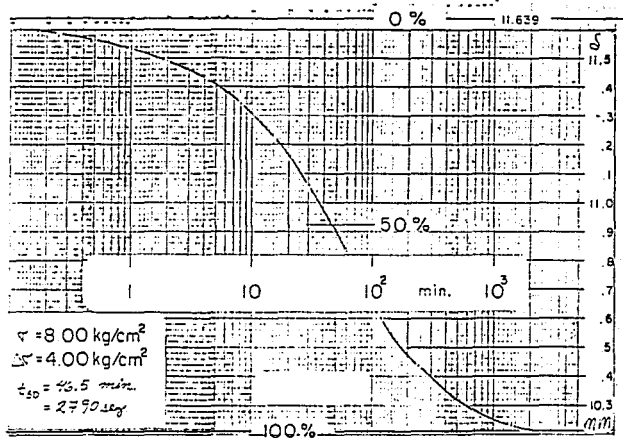


FIG. 5.1.10

OBRA: _____
 LOCALIZACION: _____
 ENSAYE No. : _____ SONDEO No: _____
 MUESTRA No. : _____ PROF: _____
 DESCRIPCION : _____

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
 DE MÉXICO



CONSOLIDOMETRO No. : _____
 DURACION DE LA PRUEBA: _____

CONSOLIDACION
 (RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS)

Intervalo de tiempo entre incremen
 tos de carga usado en los cálculos

FECHA: _____
 OPERADOR: _____
 CALCULISTA: _____

DATOS GENERALES:

At: _____ (cm²) Wlx: _____
 Ss: _____ Wpx: _____
 Ws: _____ (gr) IPax: _____
 h : 15.00 (mm) eo : 5.10

$$hs = \frac{10 Ws}{At Ss \gamma_o} = 0.15 \text{ mm}$$

ESFUERZO APLICADO	LECT. FINAL EXTENSO METRO	DEF. LINEAL DE LA MUEST.	CORR. POR COM PRESION DEL AP.	DEF. CORRE-GIDA	ESP. COMPRI-MIDO	ESP. DE VACIOS	RELAC. DE VACIOS
σ'_i kg/cm ²	l_{100i} mm	δ'_i mm	β_i mm	δ_i mm	h_i mm	h_{v_i} mm	e_i
0	12.320	0	0	0	15.00	15.00	1.00
0.125	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
0.250	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
0.375	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
0.500	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
0.625	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
0.750	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
0.875	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
1.000	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
1.125	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
1.250	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
1.375	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
1.500	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
1.625	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
1.750	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
1.875	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
2.000	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
2.125	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
2.250	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
2.375	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
2.500	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
2.625	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
2.750	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
2.875	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
3.000	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
3.125	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
3.250	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
3.375	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
3.500	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
3.625	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
3.750	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
3.875	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
4.000	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
4.125	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
4.250	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
4.375	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
4.500	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
4.625	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
4.750	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
4.875	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
5.000	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
5.125	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
5.250	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
5.375	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
5.500	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
5.625	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
5.750	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
5.875	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
6.000	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
6.125	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
6.250	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
6.375	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
6.500	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
6.625	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
6.750	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
6.875	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
7.000	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
7.125	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
7.250	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
7.375	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
7.500	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
7.625	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
7.750	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
7.875	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00
8.000	12.320	0.000	0.000	0.000	15.00	15.00	1.00

1 2 3 4 5 6 7 8

OBSERVACIONES: _____

Con los datos de las figuras anteriores es posible llenar la hoja de resumen de datos y cálculos que se muestra en el cuadro 5.1.3 con la que se construye la curva de compresibilidad característica del estrato 4. (fig. 5.1.11)

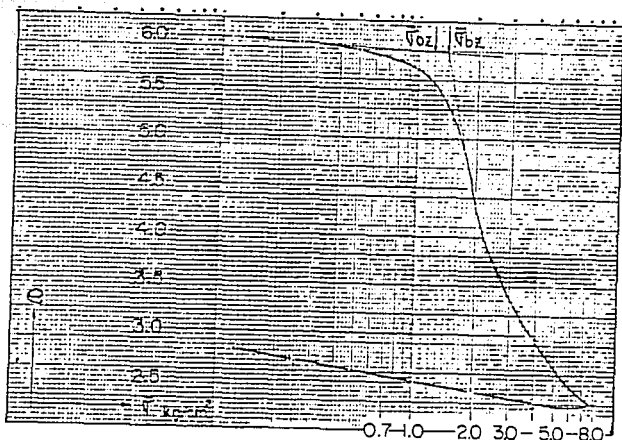


FIG. 5.1.11 CURVA DE COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO 4

Para calcular el asentamiento primario del estrato 4, se obtiene de la curva de compresibilidad la variación de la relación de vacíos (Δe) con el esfuerzo efectivo inicial promedio, $\sigma'_{v0} = 0.626$ kg/cm^2 , y el incremento de esfuerzo promedio, $\Delta \sigma'_v = 0.150$ kg/cm^2 , tal y como se presenta en la figura 5.32 de la teoría. Así, substituyendo estos los valores en la ecuación 4 se tiene:

$$s_{c4} = \frac{5.850 - 5.780}{1 + 5.850} (400) = 4.09 \text{ cm}$$

De manera similar, con las curvas de compresibilidad representativas de cada estrato que se muestran a continuación, se calculan los correspondientes asentamientos primarios. El cuadro 5.1.4 muestra el resumen de los cálculos.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

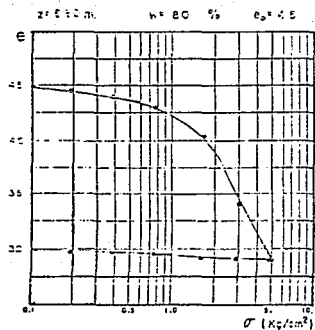
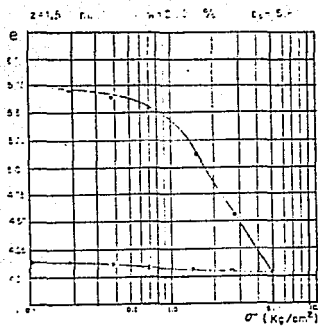


FIG. 5.1.12 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD DE LOS ESTRATOS 1 Y 2

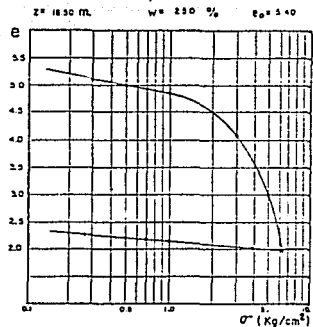
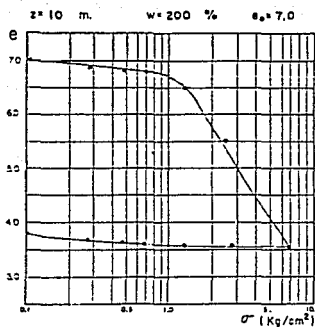


FIG. 5.1.13 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD DE LOS ESTRATOS 3 Y 5

ESTRATO	σ'_{v_0} (kg/cm ²)	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	e_0	e	h_k (cm)	s_{c_i} (cm)
1	0.0585	0.150	5.75	5.70	300	2.22
2	0.4480	0.169	4.38	4.35	500	2.79
3	0.5340	0.168	6.81	6.77	400	2.05
5	0.7600	0.129	4.90	4.85	500	4.23

CUADRO 5.1.4 CALCULOS DE LOS ASENTAMIENTOS PRIMARIOS

Sustituyendo los valores de s_{c_i} en la ecuación 5 se obtiene el asentamiento por consolidación primaria.

$$s_c = 2.22 + 2.79 + 2.05 + 4.09 + 4.23$$

$$s_c = 15.38 \text{ cm} \quad \dots 6$$

3) Estimación del asentamiento por compresión secundaria.

Debido a que la estimación de este asentamiento aún no ha sido cuidadosamente estudiada (como se explicó en la teoría de este capítulo), para calcularlo se harán las siguientes consideraciones:

- i) La masa de suelo se supone homogénea con un espesor de 21 m
- ii) El coeficiente de consolidación secundaria, $C\alpha$, es igual a 0.005.
- iii) La consolidación primaria se ha completado en 10 años

Con esta condiciones se estimará el asentamiento secundario para 15 años.

Así, sustituyendo los valores en la ecuación 5.93 se obtiene:

$$s_s = h C\alpha \log (t_2/t_1) \quad (\text{ecuación 5.93}) \quad \dots 7$$

$$s_s = (21) (0.005) \log (15/10) = 0.018 \text{ m}$$

$$s_s = 1.8 \text{ cm}$$

Finalmente, sustituyendo los valores de las ecuaciones 3, 6 y 7

en la expresión 1, se obtiene el asentamiento total.

$$s = 0.58 + 15.38 + 1.80 = 17.76 \text{ cm} \quad \dots 8$$

Esta deformación es mayor que 8 cm por lo que se hace necesaria una compensación parcial.

Suponiendo que se tiene un cajón de cimentación cerrado, el nivel de desplante para que la deformación sea nula ($D_{r_{max}}$) se determina a partir del diagrama de esfuerzos totales, resultando ser de 8.87 m. (fig. 5.1.14)

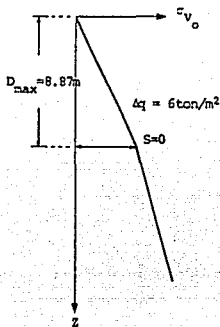


FIG. 5.1.14

Para obtener el nivel de desplante permisible en el cual la deformación sea de 8 cm, se considera que la variación de las deformaciones con la profundidad es lineal. De esta forma $D_{r_{pem}}$, se obtiene aproximadamente mediante la ecuación 5.94:

$$D_{r_{pem}} = D_{r_{max}} \left(1 - \frac{S_{pem}}{S} \right) \quad (\text{ec. 5.94}) \quad \dots 9$$

$$D_{r_{pem}} = 8.87 (1 - 0.08/0.1776) = 4.87 \text{ m}$$

Del resultado anterior, se propone que la compensación parcial sea hasta los 6 m de profundidad. En ese sentido, es necesario volver

a determinar los incrementos de esfuerzos inducidos por la sobrecarga neta. Dicha sobrecarga resulta de restarle a la sobrecarga inicial el esfuerzo total que se tiene a esa profundidad, es decir:

$$\Delta q_n = \Delta q - \sigma_{v_o} \quad (\text{ecuación 5.95}) \quad \dots 11$$

$$\Delta q_n = 6 - 1.98 = 4.02 \text{ ton/m}^2$$

Con el valor de Δq_n se calculan los incrementos de esfuerzos tomando en consideración que el valor de $z=0$ de la teoría de Boussinesq se ubica a una profundidad de 6 m a partir de la superficie del terreno. (fig. 5.1.15)

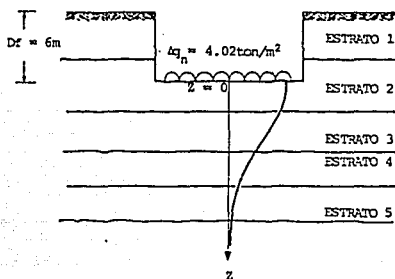


FIG. 5.1.15

Siguiendo el procedimiento del ejemplo 3.1, la superficie cargada se tiene que ajustar para obtener 3 porciones rectangulares; bajo esta condiciones y debido a que S_1 y S_2 tienen las mismas dimensiones, el esfuerzo inducido en el punto A se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\Delta \sigma_v = 2\Delta \sigma_{v1} - \Delta \sigma_{v3} \quad \dots 11$$

Para fines del este problema se calculará los incrementos de esfuerzo a la profundidad media de los estratos. Los cuadros 5.1.5 y 5.1.6 muestran los cálculos.

- Superficies S₁ y S₂

z (m)	m	n	A	B	C	ϕ (rad)	ϕ_c (rad)	$\Delta\sigma_v, \Delta\sigma_v2$ (ton/m)
0.00								1.01
1.00	10.0	20	400	501	4x10	-0.22	2.92	1.00
4.00	2.5	5	25	32.25	156.2	-0.85	2.89	0.98
8.00	1.25	2.5	6.2	8.81	9.8	-1.51	1.62	0.87
12.50	0.8	1.6	2.6	4.20	1.6	1.11	1.11	0.71

CUADRO 5.1.5

- Superficie S₃

z (m)	m	n	A	B	C	ϕ (rad)	ϕ_c (rad)	$\Delta\sigma_v3$ (ton/m ²)
0.00								1.01
1.00	5.0	10	100	126	2500	-0.44	2.70	1.00
4.00	1.25	2.5	6.2	8.81	9.8	-1.51	1.62	0.87
8.00	0.62	1.2	1.6	2.95	.61	0.85	0.85	0.59
12.50	0.4	0.8	0.6	1.80	0.1	0.46	0.46	0.37

CUADRO 5.1.6

Al aplicar la ecuación 11 a los valores de los cuadros anteriores se obtienen los esfuerzos inducidos por la sobrecarga neta de 4.02 ton/m² en el punto A:

z (m)	$\Delta\sigma_v$ (ton/m ²)
0.00	1.00
1.00	1.00
4.00	1.09
8.00	1.15
12.50	1.05

CUADRO 5.1.7

A continuación se procede a determinar los diferentes asentamientos para las nuevas condiciones de carga.

1) Estimación del asentamiento instantáneo.

Para calcularlo se modifican las relaciones D/B de las superficies S₁, S₂ y S₃. En el cuadro 5.1.8 se presentan los resultados de los asentamientos instantáneos.

Superficie	Δq (ton/m ²)	B (m)	D/B	F ₁	F ₂	S _i (cm)
S ₁ ó S ₂	4.02	10.0	15/10	0.225	0.11	0.23
S ₃	4.02	5.0	15/5	0.41	0.08	0.21

CUADRO 5.1.7

Por lo tanto, el asentamiento instantáneo total es:

$$s_i = 2 (0.23) - 0.21 = 0.25 \text{ cm}$$

2) Estimación del asentamiento por consolidación primaria.

Con los valores de $\Delta \sigma_v$ inducidos por la sobrecarga neta y las curvas de compresibilidad de cada estrato se obtienen los nuevos asentamiento primarios.

ESTRATO	σ'_{v_0} (kg/cm ²)	$\Delta \sigma_v$ (kg/cm ²)	e ₀	e	h _k (cm)	s _{cl} (cm)
2	0.4480	0.100	4.38	4.36	200	0.74
3	0.5340	0.109	6.81	4.78	500	1.54
4	0.6260	0.115	5.80	5.77	400	1.76
5	0.7600	0.105	4.90	4.88	500	1.69

CUADRO 5.1.9

El asentamiento total por consolidación primaria es:

$$s_c = 0.74 + 1.54 + 1.76 + 1.69 = 5.73 \text{ cm}$$

3) Estimación del asentamiento por compresión secundaria.

Sustituyendo los valores producto de la compensación parcial en la ecuación 7 se obtiene:

$$s_s = (15) 0.005 \log(15/10) = 0.013 \text{ m} = 1.30 \text{ cm}$$

Por lo que, el asentamiento total producto de la sobrecarga neta es:

$$s = 0.25 + 5.73 + 1.30 = 7.28 \text{ cm}$$

Este último valor es menor que el asentamiento permisible de 8 cm, por lo que se acepta el nivel de desplante propuesto de 6 m. Finalmente, es importante señalar que el asentamiento por consolidación primaria es aproximadamente el 80% de la deformación total.

B) Para calcular el tiempo en que ocurre el 80% de la deformación total de la masa de suelo, es necesario determinar los tiempos en que se presentan cada tipo de asentamiento en el proceso de la deformación.

El asentamiento instantáneo ocurre de inmediato, por lo que basta calcular el tiempo necesario para que se complete la deformación por consolidación primaria para determinar el 80% de la deformación total.

- Estimación del tiempo en que ocurre la consolidación primaria.

En la sección 5.7.2 se mencionó que para estimar la velocidad de consolidación, era necesario, seleccionar un valor adecuado del coeficiente de consolidación, C_v .

Sin embargo, este parámetro varía considerablemente en un mismo suelo, por lo que se procedía a determinarlo con la curva C_v -log σ'_v obtenida de una prueba de consolidación unidimensional. De esta manera, si se trata de un suelo constituido por varios estratos se tendrá una curva C_v -log σ'_v por estrato. En ese orden de ideas, a continuación se obtendrá la curva C_v -log σ'_v del estrato 4.

De la estratigrafía de la masa de suelo mostrada en la fig. 5.1.1, se observa que para el estrato 4 prevalece la condición de drenaje por ambas caras, en ese sentido, la curva se determinará con los resultados de la prueba de consolidación y usando las ecuaciones correspondientes al drenaje doble:

$$C_v = \frac{T_v h_e^2}{4 t} \quad (\text{drenaje doble}) \quad \dots 12$$

donde h_e es el espesor comprimido efectivo del espécimen en el momento que alcanzó ese grado de consolidación.

$$h_e = \frac{h_1 + h_{1-1}}{2} \quad (\text{ecuación 5.71}) \quad \dots 13$$

Así, con los valores de h_1 de la hoja de resumen de datos y cálculos y los datos correspondientes al 50% de consolidación de las curvas se obtienen los valores de C_v . En efecto, $T_v=0.197$, t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala $U\%$ en las curvas de consolidación. El cuadro 5.1.10 se resume el proceso.

ESFUERZO (kg/cm ²)	h_1 (mm)	t_{50} (seg)	h_e (mm)	$C_v \times 10^{-4}$ (cm ² /seg)
0.000	15.000	0		
0.125	14.942	120	14.971	9.3750
0.250	14.870	135	14.906	8.2690
0.500	14.717	183	14.794	6.0414
1.000	14.336	660	14.523	1.6410
2.000	11.426	8700?	12.881	0.1181?
2.000	método Taylor			
4.000	8.470	2730	12.881	0.4432
8.000	7.055	2790	9.948	0.2391
			7.763	0.1286

CUADRO 5.1.10

Con los valores de C_v se construye la curva $C_v - \log \sigma'_v$ del estrato 4 :

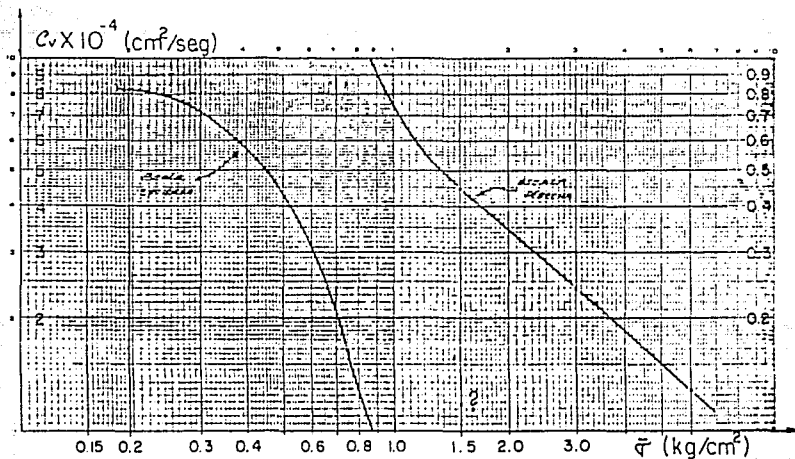


FIG 5.1.16

Se tomará como valor de C_v del estrato a el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por el $\Delta\sigma$, como se muestra en la figura 5.33 de la teoría, resultando un valor de $C_v = 2.2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$.

Una vez obtenido el coeficiente de consolidación puede aplicarse la ecuación 5.91:

$$t = \frac{h^2}{4 C_v} T_v \quad (\text{drenaje doble}) \quad \dots 14$$

donde h es el espesor del estrato considerado.

Dando valores de T_v se obtienen valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo y además usando la ecuación 5.92 se puede calcular la deformación asociada en ese instante.

$$s_t = s_c \left(\frac{U_x}{100} \right) \quad \dots 15$$

El cuadro 5.1.11 muestra el proceso para el estrato 4.
 ($h_4=400\text{cm}$, $s_{c_4}=1.76\text{cm}$)

T_v	t días	U%	s_i (cm)
0.000	0	0	0.000
0.031	65.24	20	0.352
0.127	267.26	40	0.704
0.287	603.96	60	1.056
0.565	1188.97	80	1.408
1.127	2371.63	95	1.672

CUADRO 5.1.11

De manera similar con las curvas $C_v\text{-log } \sigma'_v$ de cada estrato se obtienen los coeficientes de consolidación y por lo tanto, la evolución de los asentamientos con el tiempo.

- Estrato 2. ($h_2 = 200\text{cm}$, $C_v = 4.05 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{seg}$, $s_{c_2} = 0.74\text{cm}$)

T_v	t días	U%	s_i (cm)
0.000	0	0	0.000
0.031	221.48	20	0.148
0.127	907.35	40	0.296
0.287	2050.47	60	0.444
0.565	4036.64	80	0.592
1.127	8051.84	95	0.703

CUADRO 5.1.12

Estrato 3. ($h_3 = 400\text{cm}$, $C_v = 3 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{seg}$, $s_{c_3} = 1.54\text{cm}$)

T_v	t días	U%	s_i (cm)
0.000	0	0	0.000
0.031	47.84	20	0.308
0.127	195.99	40	0.616
0.287	442.90	60	0.924
0.565	871.91	80	1.232
1.127	1739.20	95	1.463

CUADRO 5.1.13

Estrato 5 ($h_s = 500\text{cm}$, $C_v = 5 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{seg}$, $s_{c5} = 1.69 \text{cm}$)

T_v	t días	U%	s_t (cm)
0.000	0	0	0.000
0.031	179.40	20	0.338
0.127	734.95	40	0.676
0.287	1660.88	60	1.014
0.565	3269.66	80	1.352
1.127	6521.99	95	1.606

CUADRO 5.1.14

Al graficar los tiempos contra las deformaciones de los cuadros se obtienen las curvas de evolución del asentamiento con respecto al tiempo, que al superponerlas se determina la curva para toda la masa de suelo.

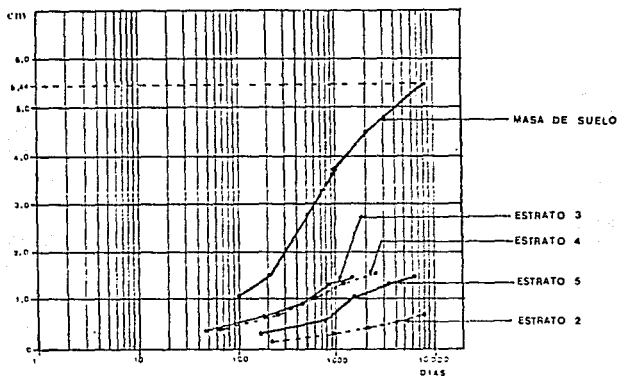


FIG. 5.1.17

Para determinar el tiempo en que sucede el 80% de la deformación total, se determina el tiempo necesario para que la consolidación primaria se complete, así, entrando a la gráfica con el 95% de s_c , es decir, $s_c = 5.44 \text{cm}$ se obtiene un valor de $t = 8,052 \text{ días}$.

CAPITULO 6: RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LOS SUELOS.

6.1 GENERALIDADES.

Para el diseño de una obra de ingeniería es necesario conocer las propiedades de los materiales que intervienen en la misma. Una de las funciones más importantes del estudio de estas propiedades es la de predecir la magnitud de los esfuerzos producto de cargas exteriores, es decir, cuando un material (incluyendo al suelo), se somete a esfuerzos bajo la acción de una carga se producen deformaciones; la naturaleza de la deformación depende de la resistencia del material y en mayor medida de la combinación de los esfuerzos actuantes, de manera que si se aumenta la magnitud de éstos se alcanza un punto en cual dicho material falla, en ese momento se desintegrará o se deformará continuamente con un pequeño o nulo aumento del esfuerzo.

Las estructuras construidas por el ingeniero civil transmiten al terreno esfuerzos, que eventualmente pueden llegar a sobrepasar la resistencia del mismo. A diferencia de otros materiales como el acero y el concreto, la falla de los suelos no se debe a una simple tensión o compresión, sino que es función de un gran número de factores que hacen posible una amplia variedad de deformaciones, además de que no es fácil definir su punto de falla o ruptura.

No obstante, la reacción del suelo a los esfuerzos es el punto más importante para el proyecto de cimentaciones, terraplenes, taludes y estructuras de contención, por lo que se hace necesario el estudio de los factores que intervienen en la resistencia de los suelos.

6.2. ESTADO DE ESFUERZO EN UN ELEMENTO DE SUELO.

6.2.1. DEFINICIÓN DE ESFUERZO.

Considérese un cuerpo continuo que se encuentre en equilibrio por un sistema de fuerzas externas, haciendo un corte según un plano δ de dirección cualquiera (fig. 6.1), se obtienen dos porciones. La figura 6.2 muestra el diagrama de cuerpo libre de la

porción en estudio.

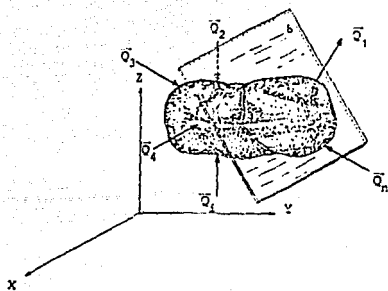


FIG. 6.1

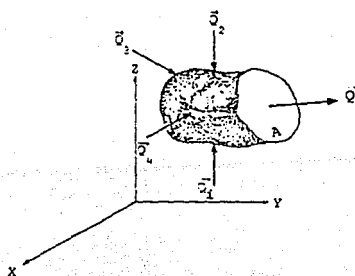


FIG. 6.2

La fuerza \vec{Q} es la resultante que equilibra a las fuerzas externas que actúan en la porción separada. Al cociente de dividirla entre la magnitud del área cortada A , se le denomina esfuerzo medio en el área A .

$$\vec{s}_a = \frac{\vec{Q}}{A}$$

...6.1

Ahora considérese sobre el mismo corte, una fracción de área ΔA en el entorno del punto P , como en la siguiente figura:

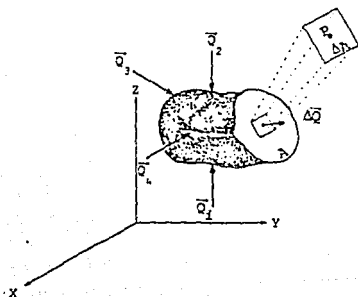


FIG. 6.3.

La fuerza resultante $\Delta \vec{Q}$ puede ser diferente a \vec{Q} tanto en magnitud, dirección y sentido, por lo que no son proporcionales. Dividiendo $\Delta \vec{Q}$ entre ΔA se obtiene el esfuerzo medio en el área ΔA .

$$\vec{s}_{m1} = \frac{\Delta \vec{Q}}{\Delta A} \quad \dots 6.2$$

Se observa que el valor del esfuerzo depende del área considerada, por tanto es conveniente tomar el límite cuando el área tiende a cero.

$$\vec{s} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{Q}}{\Delta A} = \frac{d\vec{Q}}{dA} \quad \dots 6.3$$

A este último vector se le denomina esfuerzo en el punto P asociado al plano δ .

El esfuerzo \vec{s} se puede descomponer en dos vectores; uno perpendicular al plano que se llama esfuerzo normal, $\vec{\sigma}$ (sigma) y otro que actúa en la superficie del plano denominado esfuerzo cortante, $\vec{\tau}$ (tau). (fig. 6.4)

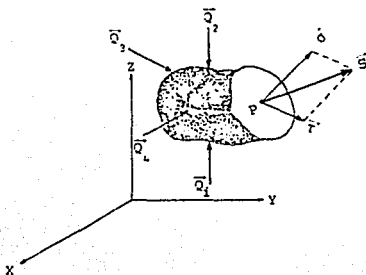


FIG. 6.4. ESFUERZOS NORMAL Y CORTANTE EN UN PUNTO P ASOCIADO AL PLANO δ .

Por lo tanto:

$$\vec{S} = \vec{\sigma} + \vec{\tau} \quad \dots 6.4$$

Como por el punto P pueden pasar un número ilimitado de planos existen una infinidad de esfuerzos, uno ligado a cada plano. Es necesario entonces especificar el plano en que se desea calcular el esfuerzo.

Para obtener el esfuerzo asociado a un plano de dirección cualesquiera aislemos un volumen elemental del cuerpo continuo, como el mostrado en la fig. 6.5, en él, el subíndice del esfuerzo normal indica el eje al cual este esfuerzo es paralelo; los esfuerzos cortantes se designan con dos subíndices: el primero indica la dirección de la normal al plano donde actúa y el segundo la dirección del eje al cual es paralelo el esfuerzo cortante. No se muestran los esfuerzos en los tres planos alejados del lector, por claridad del dibujo y debido a que son iguales pero de direcciones opuestas.

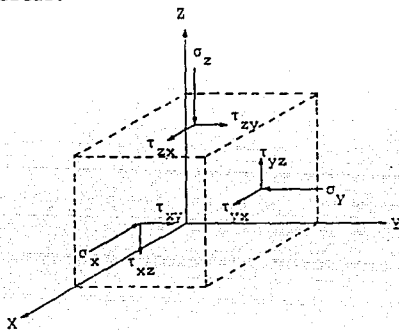


FIG 6.5 ESFUERZOS EN UN VOLUMEN DIFERENCIAL

La figura anterior representa el estado general de esfuerzo de un elemento diferencial ubicado en un sistema tridimensional; sin embargo, en el caso de un elemento de suelo, se da lugar a un sistema de esfuerzos mucho más sencillo, en el cual no existen esfuerzos tangenciales sobre los planos verticales y horizontales de dicho elemento. En tal caso los esfuerzos se denominan geostáticos. (fig. 6.6a)

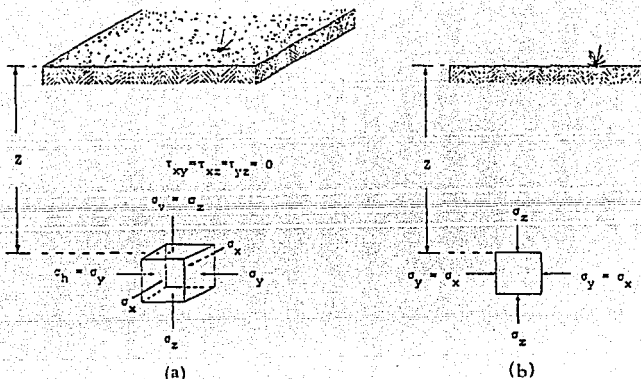


Fig. 6.6 ESTADO DE ESFUERZOS EN UN ELEMENTO DE SUELO. (a) ESFUERZOS GEOSTATICOS. (b) ESTADO DE ESFUERZO PLANO.

De ahí que el esfuerzo normal vertical (σ_z), puede calcularse simplemente considerando el peso propio del suelo por encima de la profundidad en estudio, tal como vió en el tema 3.3.

En lo que se refiere a los esfuerzos normales horizontales, además de que no existen esfuerzos tangenciales en las caras de los planos donde actúan, ha resultado conveniente suponer que sean iguales ($\sigma_x = \sigma_y$), debido a que en sentido horizontal el suelo confina con igual presión. Los resultados de campo indican que aunque la suposición no es estrictamente correcta, no introduce un gran error y simplifica bastante el análisis. De manera que nos conduce al estudio de un estado de esfuerzo plano tal como se muestra en la figura 6.6b.

En ese orden de ideas, en seguida se estudiará el estado general de esfuerzo plano, en donde si se presentan esfuerzos tangenciales en el elemento y luego se comentará el caso particular de un elemento de suelo.

Para obtener las expresiones de los esfuerzos normal y cortante para un estado general de esfuerzo plano, se hará uso del de la cuña ABC del elemento diferencial de la fig. 6.7.

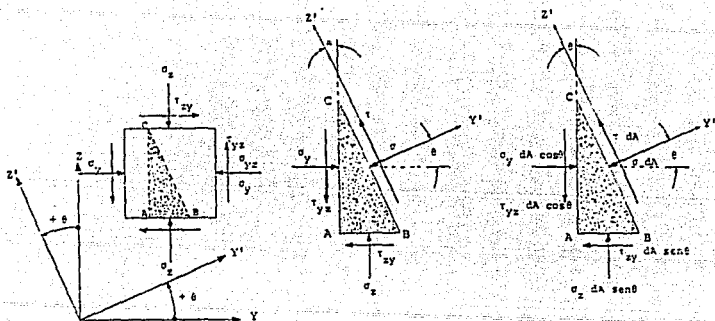


FIG. 6.7 ELEMENTO PARA DEDUCIR LAS FORMULAS DE LOS ESFUERZOS EN UN PLANO INCLINADO, PARA UN ESTADO GENERAL DE ESFUERZOS.

Considérese ahora un plano BC que tiene su normal a un ángulo θ con el eje y . El ángulo θ , que localiza al eje y' , es positivo cuando se mide desde el eje y hacia el eje z y en sentido contrario a las manecillas del reloj. El esfuerzo normal, σ , y el esfuerzo cortante, τ , que actúan en ese plano pueden hallarse a partir de las ecuaciones de equilibrio de la cuña.

En la figura el plano BC tiene una área dA y forma un ángulo θ con el eje vertical por lo que las áreas de las caras AC y AB serán $dA \cos \theta$ y $dA \sin \theta$, respectivamente.

Sumando fuerzas en sentido del eje y' se obtiene:

$$\begin{aligned} \Sigma F_{y'} = 0, \quad \sigma dA &= \sigma_y dA \cos \theta \cos \theta + \sigma_x dA \sin \theta \sin \theta \\ &\quad - \tau_{yz} dA \cos \theta \sin \theta - \tau_{xy} dA \sin \theta \cos \theta \\ \sigma &= \sigma_y \cos^2 \theta + \sigma_x \sin^2 \theta - 2 \tau_{yz} \sin \theta \cos \theta \end{aligned}$$

Es común expresar la ecuación anterior en función del ángulo doble. Para ello se presentan a continuación las identidades trigonométricas del seno y coseno para dicho ángulo.

$$\cos^2 \theta = (1 + \cos 2\theta) / 2$$

$$\sin^2 \theta = (1 - \cos 2\theta) / 2$$

$$\sin \theta \cos \theta = \sin 2\theta / 2$$

sustituyendo estas expresiones en la ecuación del esfuerzo normal

se obtiene:

$$\sigma = \sigma_y \frac{(1 + \cos 2\theta)}{2} + \sigma_z \frac{(1 - \cos 2\theta)}{2} - \tau_{yz} \sin 2\theta$$

$$\sigma = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \cos 2\theta - \tau_{yz} \sin 2\theta \quad \dots 6.5$$

De la misma manera, sumando fuerzas en el sentido z' :

$$\Sigma F_{z'} = 0, \quad \tau \, dA = \sigma_y \, dA \cos\theta \sin\theta - \sigma_z \, dA \sin\theta \cos\theta + \tau_{yz} \, dA \cos\theta \cos\theta - \tau_{yz} \, dA \sin\theta \sin\theta$$

$$\tau = (\sigma_y - \sigma_z) \sin\theta \cos\theta + \tau_{yz} (\cos^2\theta - \sin^2\theta)$$

que al sustituir las expresiones para ángulo doble resulta:

$$\tau = \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \sin 2\theta + \tau_{yz} \cos 2\theta \quad \dots 6.6$$

Las ecuaciones 6.5 y 6.6 son las expresiones generales para obtener los esfuerzos normal y cortante de cualquier plano inclinado que forme su normal un ángulo θ con el eje abcisas, nótese que se basan en los principios de la mecánica y no tienen que ver nada con las propiedades del material.

Para un estado de esfuerzos tridimensional como el de la fig. 6.5, los esfuerzos asociados a distintas direcciones en un punto dado, pueden obtenerse por una extensión de la teoría presentada en los párrafos anteriores; sin embargo, dicho caso queda fuera del alcance de este trabajo.

En el caso de un elemento de suelo sometido a esfuerzos geostáticos, las expresiones anteriores se reducen suprimiendo el término del esfuerzo tangencial. Es importante señalar que para este sistema de esfuerzos, es decir, donde no existen esfuerzos tangenciales, el esfuerzo normal vertical se considera máximo y el esfuerzo normal horizontal mínimo, de manera que tiene especial interés el determinar sus magnitudes, así como los planos en los que estos se presentan. Dichos esfuerzos se denominan principales.

6.2.2. ESFUERZOS PRINCIPALES.

Para determinar el valor máximo o mínimo de esfuerzo normal y el plano en que éstos actúan, la ecuación 6.5 se deriva con respecto a θ y se iguala a cero, esto es:

$$\frac{d\sigma}{d\theta} = -\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} 2 \sin 2\theta - 2\tau_{yz} \cos 2\theta = 0$$

Por lo tanto:

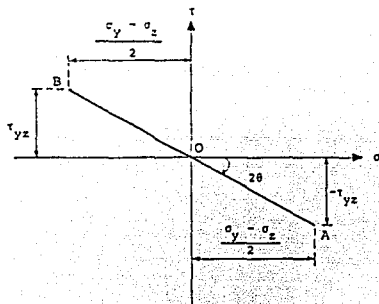
$$\tan 2\theta = \frac{-\tau_{yz}}{(\sigma_y - \sigma_z)/2}$$

...6.7

Esta última ecuación tiene dos raíces para 2θ que difieren en 180° . Por lo tanto pueden obtenerse dos valores de θ ; uno entre 0° y 90° y otro entre 90° y 180° . Uno de ellos localiza el plano para el esfuerzo normal máximo y el otro para el esfuerzo normal mínimo.

Obsérvese que si se desea conocer los planos donde no actúan esfuerzos cortantes, la ecuación 6.6 se iguala a cero, dándonos la misma expresión que la ecuación 6.7; por tanto se llega a la conclusión que en los planos donde se presentan los esfuerzos normales máximo y mínimo no existen esfuerzos cortantes. Estos planos se denominan planos principales y a los esfuerzos que actúan sobre éstos, esfuerzos principales.

Es posible obtener los valores de los esfuerzos principales, sustituyendo en la ecuación 6.5 las raíces, sin embargo se pueden deducir fórmulas generales sustituyendo las funciones seno y coseno para ángulo doble dado por la ecuación 6.7. que se muestran en la siguiente figura:



$$\tan 2\theta = \frac{-\tau_{yz}}{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)}$$

$$\sigma_{\lambda} = \overline{OB} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}$$

$$\sin 2\theta = \frac{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}}$$

$$\cos 2\theta = \frac{-\tau_{yz}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}}$$

FIG. 6.8 FUNCIONES DE ANGULOS PARA ESFUERZOS PRINCIPALES.

Haciendo lo anterior y simplificando se llega a la expresión:

$$\sigma = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \cos 2\theta - \tau_{yz} \operatorname{sen} 2\theta$$

$$\sigma = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \frac{(\sigma_y - \sigma_z)/2}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}} - \tau_{yz} \frac{-\tau_{yz}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{1 \text{ ó } 3} = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \quad \dots 6.8$$

Donde σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 el esfuerzo principal menor.

Cuando los esfuerzos en el terreno son geostáticos el esfuerzo vertical σ_z , es igual al esfuerzo principal mayor σ_1 ; y el esfuerzo horizontal σ_y al esfuerzo principal menor σ_3 . Lo anterior tiene especial importancia debido a que los conceptos son así aplicados en las pruebas de compresión triaxial, como se verá más adelante.

En el caso tridimensional además del esfuerzo principal mayor, σ_1 y del esfuerzo principal menor, σ_3 ; existe otro esfuerzo principal independiente, perpendicular a ambos denominado esfuerzo principal intermedio, σ_2 . Sin embargo, como ya se mencionó ha resultado conveniente suponer, por el efecto de confinamiento de igual presión en esa dirección, que $\sigma_2 = \sigma_3$ interesándonos solamente los esfuerzos en planos perpendiculares al plano principal intermedio, con lo cual se justifica el análisis de una condición plana de esfuerzos.

6.3 CÍRCULO DE MOHR PARA ESFUERZOS.

El estado de esfuerzo bidimensional se puede representar gráficamente en un sistema coordenado, en el cual el eje de las abscisas representen los esfuerzos normales y el de las ordenadas los esfuerzos cortantes, sin embargo, se plantea el problema de encontrar en este sistema coordenado, el lugar geométrico de los puntos que representen los esfuerzos actuantes.

El problema se resuelve a partir de las ecuaciones 6.5 y 6.6 que pueden escribirse como:

$$\sigma - \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} = \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \cos 2\theta - \tau_{yz} \sin 2\theta \quad \dots 6.9$$

$$\tau = -\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \sin 2\theta - \tau_{yz} \cos 2\theta \quad \dots 6.10$$

Elevando al cuadrado las ecuaciones anteriores y sumándolas se obtiene:

$$\left(\sigma - \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \right)^2 + \tau_{yz}^2 \quad \dots 6.11$$

Que es la ecuación de una circunferencia con centro en el punto $((\sigma_y + \sigma_z)/2, 0)$ y de radio $\sqrt{((\sigma_y - \sigma_z)/2)^2 + \tau_{yz}^2}$. Esta representación gráfica se conoce como círculo de Mohr y todo punto de éste corresponde a una pareja (σ, τ) para una orientación particular de un plano inclinado.

6.3.1. CONSTRUCCIÓN Y APLICACIÓN DEL CÍRCULO DE MOHR.

El círculo de Mohr se utiliza como una alternativa rápida para la determinación de los esfuerzos normal y cortante de un plano inclinado dado un estado de esfuerzo inicial. Como ayuda para su aplicación se recomienda el siguiente procedimiento para su construcción.

1) Hacer un croquis del elemento dibujando en sus caras los esfuerzos normal y cortante iniciales (fig.6.9a), e indicar el signo adecuado de los esfuerzos.

Como la mayoría de los agregados térreos no resisten esfuerzos de tensión o pueden soportarlos en magnitudes pequeñas, en mecánica de suelos se establece la convención de que éstos sean negativos y los de compresión positivos. Por otra parte, los esfuerzos cortantes se rigen por el momento que ocasiona el par en el elemento diferencial: positivo si provoca giro en sentido contrario a las manecillas del reloj y negativo en caso contrario. Las figuras 6.9b y 6.9c muestra la convención de signos de los

esfuerzos utilizados en mecánica de suelos.

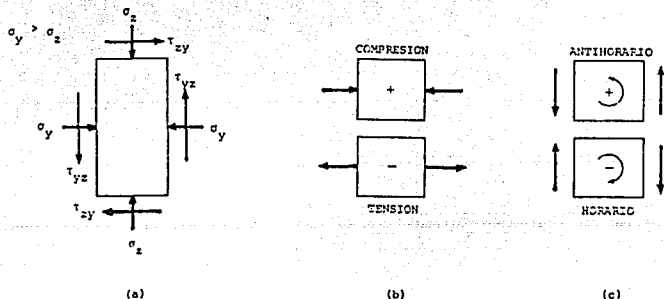


FIG. 6.9 CONVENCION DE SIGNOS DE LOS ESFUERZOS SEGUN LA MECANICA DE SUELOS.

2) Establecer el sistema de ejes coordenados (σ, τ) y localizar el centro C del círculo a una distancia $(\sigma_y + \sigma_z)/2$ del origen.

3) Del croquis del elemento consideremos que $\sigma_y > \sigma_z$, por lo que podemos conocer los denominados puntos de control A y B.

El punto A del círculo corresponde a los esfuerzos sobre la cara derecha del elemento, es decir, cuando $\theta = 0^\circ$ y el eje y' coincide con el eje y . Para este punto siguiendo la convención de signos antes vista se tiene por coordenadas $(\sigma_y, +\tau_{yz})$, ya que corresponde a un esfuerzo normal de compresión y a un esfuerzo cortante asociado que genera al elemento un giro en sentido contrario a las manecillas del reloj.

De manera similar, el punto B que corresponde a los esfuerzos sobre la cara superior del elemento, cuando $\theta = 90^\circ$ y el eje y' coincide con el eje z , tiene por coordenadas $(\sigma_z, -\tau_{yz})$.

4) Unir el centro C con los puntos de control A y B, obteniéndose así el diámetro de la circunferencia.

5) Trazar la circunferencia. (fig. 6.10)

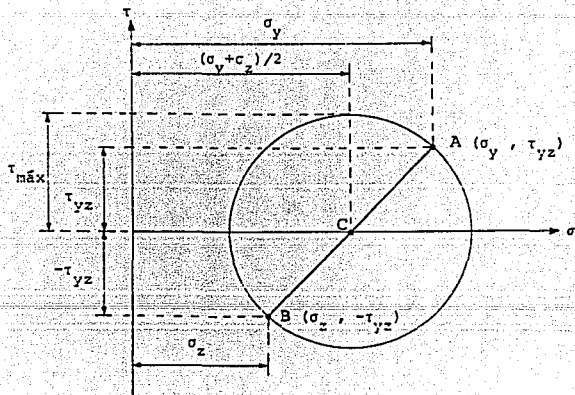


FIG 6.10 CONSTRUCCION DEL CIRCULO DE MOHR

Del trazo del círculo de Mohr se llegan a las siguientes conclusiones:

1.- En los puntos donde el círculo corta con el eje horizontal, se tiene que $\tau = 0$, es decir, se presentan los esfuerzos principales.

2.- El esfuerzo cortante máximo es numéricamente igual al radio del círculo y el esfuerzo normal asociado al valor del centro C.

Para determinar los esfuerzos normal y cortante que actúan en un plano cuya normal forma un ángulo θ con el eje de las abscisas (fig. 6.11a), se pueden seguir dos métodos alternativos:

En el primero, sólo es necesario medir un ángulo igual 2θ en sentido contrario a las manecillas del reloj a partir del punto A, como se muestra en la fig 6.11b; situando así el punto P, cuyas coordenadas (σ, τ) representan los esfuerzos buscados. Es importante señalar que se mide a partir del punto de control A, porque éste corresponde a los esfuerzos que actúan sobre la cara derecha del elemento, es decir, para la condición de $\theta = 0^\circ$.

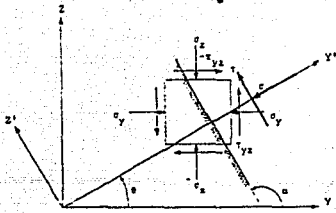


FIG. 6.11a

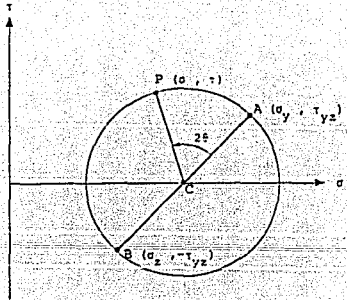


FIG. 6.11b

FIG. 6.11 PROCEDIMIENTO PARA LA OBTENCION DE LOS ESFUERZOS NORMAL Y CORTANTE USANDO EL CIRCULO DE MOHR.

El otro método corresponde a la obtención del polo de los esfuerzos, para éste se hará uso de la figura 6.12 y del siguiente procedimiento:

- 1.- A partir del punto A se traza una paralela al plano donde actúa σ_y .

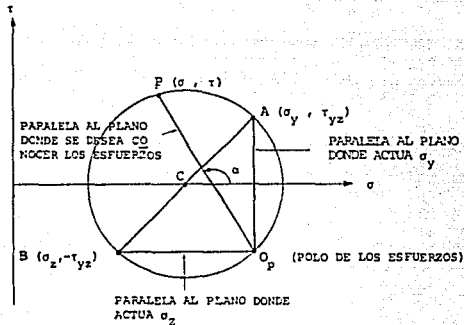


FIG. 6.12 PROCEDIMIENTO DEL POLO PARA LA OBTENCION DE LOS ESFUERZOS NORMAL Y CORTANTE USANDO EL CIRCULO DE MOHR.

2.- A partir del punto B se traza una paralela al plano donde actúa σ_z .

3.- Las dos rectas se intersectan en un punto (O_p) sobre el círculo de Mohr, dicho punto se denomina polo de los esfuerzos.

4.- A partir del polo, se traza una paralela al plano donde se desea encontrar los esfuerzos normal y cortante que actúan en él.

5.- Las coordenadas del punto de intersección de la paralela al plano con el círculo de Mohr, el punto P, corresponden a los esfuerzos buscados.

Se observa que los resultados son los mismos en ambos métodos. La ventaja de la noción del polo radica, en que una vez obtenido, será posible pasando por él paralelas a diferentes direcciones, encontrar puntos en el círculo cuyas coordenadas representen los esfuerzos asociados a planos en esas direcciones.

Cabe mencionar, que el empleo del círculo de Mohr de esta manera equivale a aplicar las ecuaciones teóricas 6.5 y 6.6, sin embargo, es importante señalar que el ángulo θ que se utiliza para determinar los esfuerzos según las ecuaciones anteriores, no corresponde al ángulo α que localiza al plano inclinado. La diferencia radica en que el primero representa el ángulo que forma el esfuerzo normal con el eje de las abscisas y el segundo, el que forma el plano donde está actuando este esfuerzo con el mismo eje.

De manera que si se quiere verificar los resultados de los procedimientos gráficos con los obtenidos de las ecuaciones teóricas se debe tener cuidado con el ángulo θ y lo que éste representa.

En la representación gráfica de tres dimensiones, se puede utilizar el procedimiento anterior para obtener los esfuerzos en otro plano perpendicular a uno de los planos principales, por ejemplo, para el caso visto que es un elemento situado en el plano 1-3 (fig. 6.13a), el círculo de Mohr correspondiente pasa por σ_1 y σ_3 .

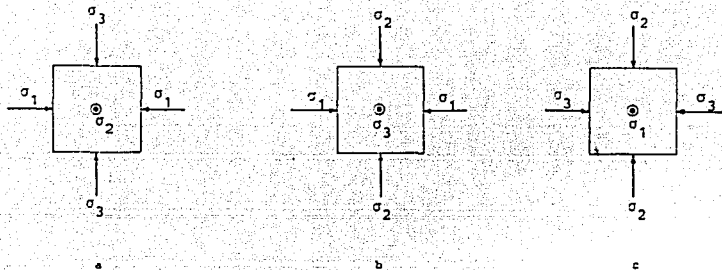


FIG. 6.13 VISTAS DE UN ELEMENTO SEGUN DIFERENTES EJES PRINCIPALES

De manera similar, se pueden obtener los esfuerzos a un plano perpendicular al plano principal mayor usando σ_2 y σ_3 (fig. 6.13b), o bien a un plano perpendicular al plano principal menor usando σ_1 y σ_2 (fig. 6.13c); por lo tanto se tiene en general tres círculos de Mohr asociados a un punto, cada uno de los cuales representa los esfuerzos a uno de los planos principales. Así los tres círculos resultan tangentes entre sí, de modo que uno de ellos envuelve a los otros dos. (fig. 6.14).

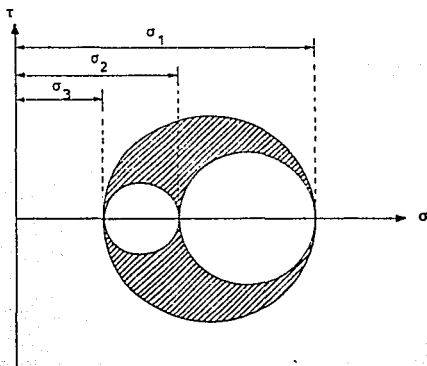


FIG. 6.14 CIRCUNFERENCIA DE MOHR PARA ESFUERZOS EN TRES DIMENSIONES

El área sombreada entre las circunferencias representa los esfuerzos combinados en planos que son oblicuos a los tres planos principales. Los esfuerzos actuantes máximos quedan definidos por la circunferencia envolvente de mayor diámetro, por lo tanto, la circunferencia $\sigma_1 - \sigma_3$ y el plano que ella representa (perpendicular al plano principal intermedio) es de gran importancia en la mayoría de los problemas de resistencia del suelo.

6.4. TEORÍAS DE FALLA EN LOS SUELOS.

Para establecer una teoría de falla del suelo, cabe definir lo que se entiende por teoría de falla y aún mas por el concepto de falla mismo. En términos generales, no existe una definición clara para este concepto, puesto que puede significar el principio de un comportamiento inelástico del material o el momento de ruptura del mismo, por mencionar dos de las interpretaciones más comunes. En ocasiones el concepto puede estar ligado a factores económicos e inclusive a estéticos o de preferencia personal, a tal grado que varíe radicalmente de persona a persona.

No obstante a estas complejidades no es difícil pensar que para cada caso en concreto un grupo de especialistas llegue a concordar en una definición de falla, por ejemplo, si se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba de laboratorio en particular.

Sin embargo, siempre surgirá la pregunta si las normas adoptadas garantizan la causa por la que falla un material, pues es claro, que si no se define, no podrá decirse si una estructura fallará en una situación determinada, la respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla.

Los criterios de falla suelen dividirse en dos grandes grupos:

- 1) El que utiliza criterios cinemáticos, en el cual la falla es función de las deformaciones producidas; y
- 2) El que utiliza criterios dinámicos, que definen la condición de falla por esfuerzos actuantes.

Las teorías más usadas siguen criterios dinámicos y las correspondientes al primer grupo no gozan de gran popularidad.

-Teorías de falla cinemática.

a) Teoría de la deformación unitaria máxima (Saint-Venant).

La falla está determinada por la máxima deformación unitaria (en tensión o compresión). Bridgman demostró que si un material se sujeta a deformaciones principales iguales según tres direcciones mutuamente ortogonales al aplicar alta presión hidrostática, no se produce la ruptura ni el flujo plástico aunque las deformaciones sean muy grandes, demostrando además, que el comportamiento de muchos materiales era casi perfectamente elástico bajo altas presiones hidrostáticas usadas en sus experimentos.

-Teorías de falla dinámica.

Dentro de éstas existen dos puntos de vista:

a) Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine).

Supone que la ruptura está determinada por el mayor esfuerzo principal sin afectar los otros esfuerzos principales. Esta teoría es inadecuada pues cuando los 3 esfuerzos principales son iguales, el material soporta grandes presiones sin fallar, como hace referencia Bridgman.

b) Teorías del máximo esfuerzo cortante.

En estas teorías la mayoría acepta, que como el suelo es un material formado por partículas, la falla se debe principalmente al rodamiento y deslizamiento entre sus granos, es por eso, que la característica principal con la que se liga la capacidad de un suelo sea su resistencia al esfuerzo cortante.

Esta afirmación se debe a que la resistencia a otro tipo de esfuerzos, como los de tensión, es tan baja que no tiene gran importancia y por otra parte; su resistencia a esfuerzos de compresión es tan alta que el suelo fallaría por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión.

Por ello en las estructuras donde el ingeniero hace intervenir al suelo, el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de él depende que la estructura no falle. Cabe señalar que estos esfuerzos diferentes al cortante, en algunas ocasiones intervienen más de lo deseado, logrando en ocasiones jugar un papel no despreciable en el comportamiento de estas estructuras.

Con el criterio de aceptar la falla en función del esfuerzo

cortante máximo, existen numerosas teorías, que experimentalmente han tenido buenos resultados. A continuación se describen las más importantes.

6.4.1 TEORÍA DE COULOMB.

La primera hipótesis sobre la resistencia al corte de un suelo fue formulada por Coulomb en 1773. Coulomb atribuye que la resistencia se debe en parte a la fricción entre partículas y extiende este orden de ideas a las leyes que sigue la fricción según la mecánica elemental. Supóngase un bloque de material sólido sometido a dos fuerzas como el representado en la figura 6.15

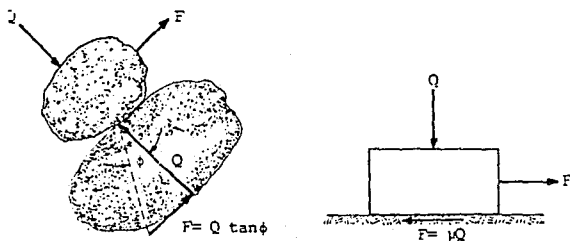


FIG. 6.15

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento es $F = \mu Q$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies de contacto.

Análogamente entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales de manera que si Q es la fuerza normal que actúa en dicha superficie, la fuerza tangencial máxima será:

$$F = Q \tan \phi \quad \dots 6.12$$

o bien, introduciendo el concepto de esfuerzo cortante, $\tau_f = F/A$ y el de esfuerzo normal $\sigma = Q/A$, siendo A el área de contacto, se tiene:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad \dots 6.13$$

La constante de proporcionalidad entre τ_r y σ , $\tan\phi$, juega el papel de coeficiente de fricción y fue definida por Coulomb en términos del ángulo de fricción interna, que consideró como una constante del material.

También observó que existen otros materiales que exhiben resistencia al esfuerzo cortante, aun cuando el esfuerzo normal σ fuera nulo. A estos últimos les asignó otra fuente de resistencia al corte, que llamó arbitrariamente "cohesión", la cual también consideró una constante del material. La ley de resistencia de estos suelos es:

$$\tau_r = c \quad \dots 6.14$$

En realidad la mayoría de los suelos presentan ambas características, es decir, fricción y cohesión, por lo que se les atribuye una ley de resistencia que sea combinación de las ecuaciones anteriores. Esta ecuación recibe el nombre de ley de Coulomb:

$$\tau_r = c + \sigma \tan\phi \quad \dots 6.15$$

donde: τ : esfuerzo cortante máximo, final o de falla.
 c : cohesión del suelo. Resulta ser la resistencia bajo presión normal exterior nula. Supuesta constante por Coulomb.
 σ : esfuerzo normal actuante en el plano de falla.
 ϕ : ángulo de fricción interna, supuesto constante por Coulomb.

6.4.2 TEORÍA DE MOHR.

Otto Mohr también contribuyó con una teoría de falla en 1882. Mohr considera al igual que Coulomb, que la falla por deslizamiento ocurre en una superficie en particular en la cual la relación esfuerzo cortante-esfuerzo normal alcance un cierto valor máximo. Pero la diferencia radica en que dicho valor depende tanto del acomodo y forma de las partículas, como del coeficiente de fricción entre ellas. En rigor, la diferencia entre las teorías estriba en que para Mohr el valor de ϕ no es necesariamente

constante. Matemáticamente la ecuación queda representada como:

$$\tau_r = \sigma \tan \phi \quad \dots 6.16$$

Originalmente Mohr estableció esta teoría para suelos granulares, es decir, en aquellos donde el comportamiento friccionante es el principal; en cambio la ley de Coulomb abarca todo tipo de suelos, incluyendo a los granulares como un caso en particular, donde el valor de c es igual a cero. Si graficamos las ecuaciones 6.13 y 6.16 en un plano con esfuerzos normales en las abscisas y cortantes en las ordenadas, la primera quedará representada por una línea recta, mientras que la segunda por una línea curva que sólo podrá ser recta para un caso en particular. (fig 6.16)

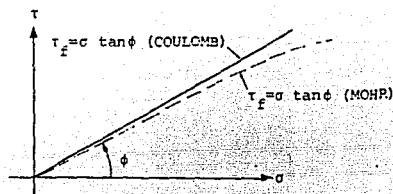


FIG. 6.16 LEYES DE RESISTENCIA PARA SUELOS GRANULARES SEGUN LAS TEORIAS DE MOHR Y COULOMB.

6.4.3 TEORÍA DE MOHR-COULOMB.

En la actualidad suele utilizarse como criterio de falla una combinación de ambas teorías, lo que suele llamarse como criterio de Mohr-Coulomb, empleando la ecuación 6.15 como ley de resistencia, pero abandonado la idea de que c y ϕ sean constantes. En suma, se atribuye la falla al esfuerzo cortante y que éste depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla, pero acepta que la relación entre ambos esfuerzos no es lineal.

En general, con la teoría de falla de Mohr-Coulomb se obtienen

resultados satisfactorios, pero no es perfecta ya que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. La explicación de esta deficiencia estriba en que relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante ligado a la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo, sin tomar en cuenta el esfuerzo principal intermedio σ_2 . De manera que no puede aspirar a cubrir todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta la totalidad de causas de falla.

En la actualidad se han desarrollado teorías que toman en cuenta el esfuerzo principal intermedio. Estas teorías usan los conceptos de esfuerzo normal octaédrico y esfuerzo tangencial octaédrico, que corresponde respectivamente al promedio de los tres esfuerzos normales principales y al esfuerzo tangencial que actúa en el plano igualmente inclinado respecto a los tres planos principales; dichas teorías quedan fuera del alcance de este trabajo.

Volviendo a la teoría de Mohr-Coulomb, Terzaghi en 1925, estableció que el esfuerzo normal total debería ser sustituida por el esfuerzo efectivo, admitiendo que es éste el que controla los fenómenos de resistencia al corte.

La ecuación 6.15 toma la forma de:

$$\begin{aligned} \tau_f &= c + \sigma' \tan\phi \\ \tau_f &= c + (\sigma - u_H) \tan\phi \end{aligned} \quad \dots 6.17$$

En donde, u_H representa la presión neutral en el agua, tal y como se definió en la ecuación 3.33. Esta modificación tomó en cuenta, por primera vez, la importancia del agua contenida en un suelo, que depende no sólo de la condición de carga sino también de la velocidad de aplicación, lo que llevó a diferenciar entre el valor de resistencia "lenta" de la "rápida", como se verá más adelante.

Posteriormente, Hvorslev hizo notar que la cohesión de las arcillas saturadas no era constante, resultando ser función de la humedad, ω , tal que:

$$\tau_f = f(\omega) + (\sigma - u_H) \tan\phi \quad \dots 6.18$$

Esta última ecuación destruyó de una vez por todas la idea de que c fuese una constante del material.

6.4.4 SIGNIFICADO FÍSICO DE LA TEORÍA DE FALLA DE MOHR-COULOMB.

En su expresión más simple (para suelos friccionantes), la teoría de falla de Mohr-Coulomb queda representada en un plano σ - τ , por una línea que pasa por el origen y que forma un ángulo ϕ con el eje horizontal; ésta se conoce con el nombre de envolvente de falla y representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla, correspondientes a distintos esfuerzos normales.

El significado físico de la envolvente puede entenderse bajo las siguientes consideraciones:

1.- Si el círculo de Mohr para un determinado estado de esfuerzo queda totalmente por debajo de la envolvente (fig.6.17a), el suelo será estable para ese estado de esfuerzo, es decir, que no existe ninguna sección que este en falla incipiente o que haya fallado.

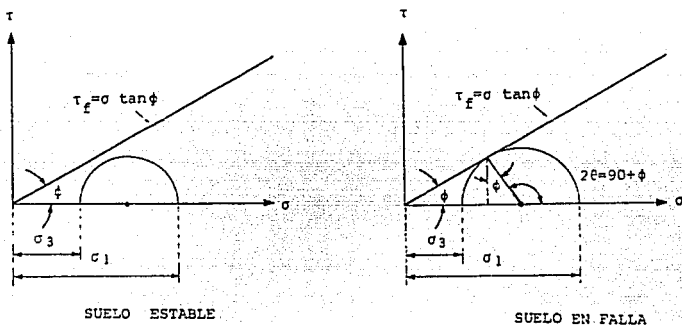


FIG. 6.17 ENVOLVENTES DE FALLA PARA VARIOS ESTADOS DE ESFUERZO. (a) PARA UNA CONDICION ESTABLE. (b) PARA UNA CONDICION DE FALLA.

2.- Si el círculo de Mohr es tangente a la envolvente (fig.6.17b)

existirá un punto en él que presenta unos esfuerzos tales que satisfacen la condición de falla, es decir, que se habrá alcanzado la resistencia máxima del suelo en un determinado plano, llamado de falla, cuya inclinación respecto al plano donde actúa σ_1 , el esfuerzo principal mayor, queda medida por el ángulo 2θ , que vale según la geometría de la figura:

$$2\theta = 90^\circ + \phi$$

o lo que es igual:

$$\theta = 45^\circ + \phi/2 \quad \dots 6.19$$

3.- No es posible mantener en el interior de un suelo un estado de esfuerzos cuyo círculo de Mohr corte a la envolvente correspondiente a ese suelo, ya que según la hipótesis, no existe equilibrio en todos los puntos que queden comprendidos entre la envolvente y el círculo de Mohr.

Para el caso más general del criterio de Mohr-Coulomb, para suelos cohesivos y friccionantes, son validas las anteriores consideraciones, pero según esta expresión, la envolvente no concurre en el origen del sistema σ - τ , si no que corta al eje vertical en una ordenada c del origen. La figura 6.18 nos muestra el caso para una condición de falla.

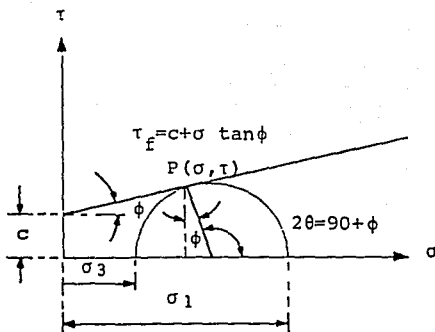


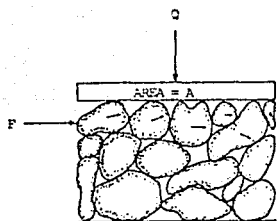
FIG. 6.18. ENVOLVENTE DE FALLA PARA SUELOS COHESIVOS Y FRICCIONANTES.

6.5 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRUESOS.

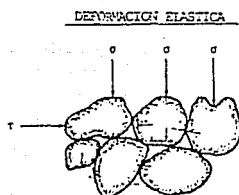
Los suelos gruesos o granulares están constituidos por partículas cuyas formas varían desde la angular a la muy redonda, caen en esta categoría las arenas, las gravas y las combinaciones de tales materiales. Para una mejor comprensión de la resistencia al esfuerzo cortante de estos suelos, es conveniente analizar su mecanismo de deformación y posteriormente de falla, así como los factores que intervienen en el mismo.

6.5.1. MECANISMO DE DEFORMACIÓN Y FALLA.

Una representación simplificada de un suelo grueso sometido a una fuerza normal y cortante, Q y F , se muestra en la figura 6.19. La carga Q se encuentra distribuida sobre la placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas de forma irregular y con vacíos entre ellas. La forma variable de éstas hace imposible estimar exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál puede ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos son mucho más altos en los puntos de contacto que el promedio en la masa $\sigma = Q/A$ y $\tau = F/A$.



CORTANTE EN UNA MASA GRANULAR INDICANDO EL MOVIMIENTO POTENCIAL DE LAS PARTICULAS.



MECANISMO DE LA RESISTENCIA, DEFORMACIÓN Y MOVIMIENTO DE LOS GRANOS.

FIG. 6.19 MECANISMO DE LA DEFORMACIÓN Y DEL ESFUERZO CORTANTE PARA SUELOS GRUESOS O GRANULARES.

Es de considerarse que cuanto mayor sea el tamaño de las partículas menos serán los puntos de contacto y por lo tanto mayores serán los esfuerzos en ellos. Análogamente, si existe una mejor distribución granulométrica, existirán mucho más puntos de contacto, que cobran importancia si se relacionan con la resistencia individual de cada partícula.

Si se aumenta el esfuerzo cortante de la muestra de suelo de la figura 6.19., ésta reacciona simultáneamente de varias maneras: primero, las partículas se deforman más o menos elásticamente; segundo, se producen aplastamientos o rupturas locales en los puntos de contacto de más altos esfuerzos; y tercero, los fenómenos anteriores producen ligeras traslaciones y rotaciones de los granos, aumentando el tamaño de algunos poros y reduciendo el de otros.

La suma de todos los pequeños movimientos de cada partícula es la deformación de la masa.

El efecto de acomodo disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento, puesto que son mayores los aplastamientos y ajustes locales previos y por lo tanto menor la deformación adicional.

Si el esfuerzo cortante se aumenta aún más, las partículas tienden a rodar o a deslizar unas sobre otras, dependiendo del coeficiente de fricción entre ellas y de la forma de sus granos, que desarrollarán mayor fricción cuanto más vivas sean sus aristas.

El efecto conjunto de la distorsión, el aplastamiento, el levantamiento, el rodamiento y el deslizamiento de los granos será la continua deformación de la masa o la falla por cortante.

No es necesario evaluar cuantitativamente la contribución a la falla de cada uno de estos mecanismos, sino que el efecto combinado se puede expresar en términos de la curva esfuerzo-deformación y de la envolvente de falla del suelo.

6.5.2. CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN.

La figura 6.20 muestra las curvas esfuerzo-deformación para tres muestras del mismo suelo grueso (arena), pero con diferente compacidad: una en estado suelto, la otra compacta, y una última cementada (con un cementante natural entre sus granos). Todas

fueron sometidas a un creciente esfuerzo cortante, aplicando en cada caso la misma presión vertical.

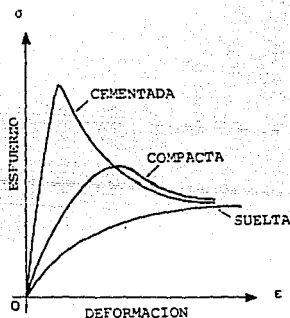


FIG. 6.20 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION PARA UNA ARENA EN ESTADO SUELTO, COMPACTO Y CEMENTADO, BAJO LA MISMA PRESION NORMAL.

Las tres curvas presentan deformaciones que son proporcionales a los esfuerzos cuando se aplican esfuerzos de bajo nivel, lo cual supone una gran componente de distorsión elástica en el proceso de deformación.

Si el esfuerzo se reduce, la curva de descarga es diferente a la de carga, lo cual indica que algunas partículas se han reorientado, además de que se ha producido ruptura o aplastamiento en algunos puntos de contacto entre los granos.

En los suelos sueltos que tienen grandes poros y pocos puntos de contacto, la deformación es grande y su recuperación en la descarga es menor que en los suelos compactos.

Por otra parte, en el caso de la arena suelta, la curva es del tipo de falla plástica, en la cual al aumentar el esfuerzo la deformación crece, tendiendo el esfuerzo a un valor límite aunque la deformación sea muy grande.

Por el contrario, la arena compacta presenta una gráfica que corresponde al tipo de falla frágil, donde el esfuerzo llega a un máximo que disminuye con el aumento de la deformación.

En el caso de la arena cementada, se observa un comportamiento frágil, con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo, al crecer la deformación.

El esfuerzo máximo en la arena compacta es mayor que en la arena suelta y el de la cementada mayor que las tres, pero al crecer la deformación, el valor último tiende a ser el mismo en todos los casos.

En cuanto a la deformabilidad, es menor en la arena compacta que en la suelta, pero la deformación de la arena cementada es la menor de las tres.

Puede afirmarse entonces, que en la arena suelta, las partículas no se traban entre sí, ni se bloquean, por lo que la resistencia que se opone a la deformación es sólo fricción. En cambio, en la arena compacta, la resistencia que se opone a la deformación no sólo corresponde a la fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la trabazón de los granos entre sí.

La exposición anterior puede entenderse más fácilmente, si se observa las envolventes de falla de las tres arenas.

6.5.3. ENVOLVENTE DE FALLA PARA SUELOS GRUESOS.

Se ha visto hasta ahora, que la resistencia al corte de los suelos gruesos depende en gran parte de la fricción, es decir, de la presión normal entre sus granos y del ángulo de fricción interna, ϕ .

El ángulo de fricción interna, está en función a su vez de la compacidad del suelo, del tamaño y resistencia individual de las partículas, así como de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción mientras menos redondeadas sean sus aristas. Por lo que existe considerable acuerdo en expresar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos gruesos por medio de la ecuación:

$$\tau_r = \sigma' \tan\phi \quad \dots 6.20$$

Si los suelos gruesos tuvieran un comportamiento puramente friccionante, una representación de la ecuación anterior en un plano $\tau - \sigma$, sería una línea recta que pasa por el origen con el ángulo ϕ constante. Sin embargo esto no sucede como veremos a

continuación.

En la figura 6.21 se presentan las envolventes de falla para tres arenas, una suelta, otra compacta y una tercera cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, los cuales indican la combinación de esfuerzo normal y esfuerzo cortante máximo con los que se produjo la falla.

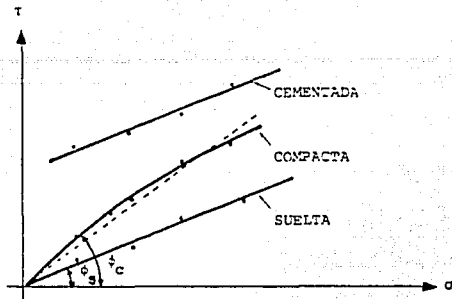


FIG. 6.21 ENVOLVENTES DE FALLA PARA UNA ARENA EN ESTADO SUELTO, COMPACTO Y CEMENTADO.

En el caso de la arena suelta, se puede observar que la envolvente de falla es prácticamente una recta que pasa por el origen con un ángulo de inclinación ϕ_s (ángulo de fricción interna para arena suelta), o lo que es lo mismo, el material satisface la condición de un suelo "puramente friccionante", esto se debe a que cuando tiende a ocurrir un desplazamiento o deformación en la masa, las partículas no se traban entre sí, ni se boquean, por lo que la resistencia que se opone a la deformación es solo fricción.

En el caso de la arena compacta, los puntos definen en realidad una línea curva cóncava hacia abajo, con un ángulo de inclinación ϕ_c (ángulo de fricción interna para estado compacto), esto es debido a que a la deformación no sólo se opone la fricción, sino

también todo un conjunto de mecanismos (aplastamientos, rupturas, rodamiento, deslizamiento) por efectos de acomodo; por ello mientras σ' va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ_c y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

El valor de ϕ_c disminuye a mayores niveles de esfuerzos; en presiones muy altas $\phi_c \approx \phi_s$ y el efecto de trabazón prácticamente no tiene importancia en comparación a la fricción mecánica, por lo que la envolvente de falla es una línea recta. Esto ocurre a esfuerzos superiores a 30 ó 40 kg/cm² en arenas normales.

Para el caso de la arena cementada, la ley de resistencia será del tipo:

$$\tau_r = c + \sigma' \tan \phi \quad \dots 6.21$$

Tomando en consideración que los valor de c es únicamente un parámetro de cálculo que no tienen que ver nada con una "cohesión" resultado de la cementación.

6.5.4. RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS GRUESOS SATURADOS.

Las ideas anteriores han analizado a los suelos gruesos en estado seco. Para el caso de suelos gruesos saturados, el comportamiento es absolutamente igual, pero haciendo la consideración de que ahora $\sigma' = \sigma - u_n$, es el esfuerzo efectivo que debe tomarse en cuenta en las anteriores leyes de resistencia.

A continuación se estudiará diversas formas que existen en la naturaleza en donde el valor del esfuerzo neutro, u_n , puede incrementarse, reduciendo notablemente la resistencia al corte.

-Esfuerzo neutro hidrostático.

Existen muchos casos de esfuerzo neutro hidrostático, debidos principalmente al nivel freático y sus fluctuaciones. El esfuerzo normal vertical en una arena seca es producido por el peso de la propia arena, de manera que a la profundidad z se tiene para fines de resistencia, una presión normal.

$$\sigma' = \sigma = \gamma_d z \quad \dots 6.21$$

donde γ_d es el peso específico seco.

Si el nivel freático sube a través del suelo hasta la superficie de la arena, el valor de γ_d aumenta al valor de γ_m (peso específico saturado), que es mayor; pero si se desarrollan presiones neutrales de valor u_w , el esfuerzo disponible para la resistencia será:

$$\sigma' = (\sigma - u_w) = \gamma_m z - u_w \quad \dots 6.23$$

Si u_w es suficientemente grande, la resistencia al esfuerzo cortante puede reducirse notablemente. Puede verse entonces, la importancia de la influencia del agua y de las presiones que ésta pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras.

-Esfuerzo neutro acompañado de flujo.

Con frecuencia el flujo de agua a través del suelo produce un alto esfuerzo neutro ocasionado por las diferencias de carga a que hace referencia la ley de Darcy (ec.4.4). Dando como resultado una disminución al esfuerzo efectivo por lo que el suelo pierde toda su resistencia.

Bajo estas condiciones el suelo se muestra como un líquido pesado que si no esta confinado fluirá. Cuando la arena se encuentra en esta situación se le denomina *movediza o viva*. Cabe mencionar que no es un tipo especial de suelo sino que es un estado del suelo temporal pero siempre peligroso y de consideración.

El estado movedizo es mas probable en arenas finas y limos que en otros suelos, porque en ellos, la permeabilidad es relativamente baja con una gran diferencia de carga, sin embargo, las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula solo si el flujo es suficientemente grande.

- Esfuerzo neutro producido por el cambio de volumen.

Cuando los suelos gruesos se deforman bajo esfuerzo cortante, su volumen cambia. En la arena suelta, la deformación por esfuerzo cortante ocasiona un mejor acomodo entre sus granos, que da como resultado una disminución en el volumen. En la arena compacta, los

granos que originalmente estaban bien acomodados, se mueven lo que produce estructuras más sueltas que la original y el volumen de la arena crece.

Una gráfica de la relación de vacíos como función de la deformación (fig.6.22), muestra el anterior proceso: expansión general en un suelo compacto y contracción en un suelo suelto; tendiendo el volumen a ser constante con el aumento de las deformaciones.

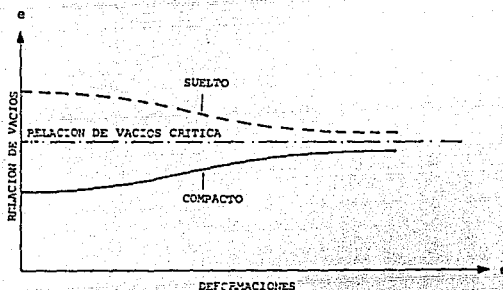


FIG. 6.22 CURVA DE LA RELACION DE VACIOS EN FUNCION DE LA DEFORMACION PARA SUELOS SUELTOS Y COMPACTOS.

Podemos pensar entoces de la existencia de un valor intermedio de la relación de vacíos tal que, teóricamente, el suelo que lo tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante. Este valor ha sido llamado relación de vacíos crítica.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas sometidas a deformaciones tangenciales rápidas.

Si la arena esta saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo apareceran presiones neutrales muy pequeñas sin mayor

influencia en la resistencia; pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Esto es, si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volumen y por tanto el volumen de vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena (tensión intersticial o esfuerzo neutro negativo), produciendo una presión neutra, u , menor que la inicial, lo cual aumenta la diferencia $\sigma - u_N$, o sea el esfuerzo efectivo y por ende la resistencia.

Si la arena es suelta, al deformarse tiende a compactarse, aumentando la presión neutral del agua. Este aumento rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante. En principio parece no haber límite al crecimiento de u , hasta que la diferencia $\sigma - u_N$ llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante (fenómeno de licuación).

Teóricamente, si la arena tuviese una relación de vacíos crítica su resistencia al esfuerzo cortante no cambiaría bajo este tipo de esfuerzos.

6.5.5 RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS GRUESOS PARCIALMENTE SATURADOS.

En el caso de arenas parcialmente saturadas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican al suelo una "cohesión aparente" que hace aparecer resistente aun bajo presión normal exterior nula, sin embargo, al aumentar el grado de saturación disminuye los efectos capilares hasta anularse.

Es importante señalar, que en la naturaleza las arenas están arriba o abajo del nivel freático, en el primer caso, se consideran secas por no existir prácticamente una zona de saturación capilar y por ser la arena muy permeable; en el segundo caso están saturadas. Lo anterior es cierto cuanto más gruesa sea la arena, en arenas muy finas el criterio a aplicar es similar al que se usa para suelos finos.

6.6. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS FINOS.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son diferentes en los suelos finos, a los que por costumbre se denominan suelos "cohesivos". La resistencia en estos suelos es de más difícil determinación que en los suelos friccionantes debido a que su estructura no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualquiera de las nuevas condiciones de esfuerzo.

Como los suelos gruesos, los cohesivos son acumulaciones de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, existen diferencias importantes; primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral, u. Esto es consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo, en comparación con la del agua. Segundo, la permeabilidad del suelo están baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que exista las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

En suma, los factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos saturados son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

Para analizar el mecanismo a través del cual cada uno de éstos ejerce su influencia, se considera el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa al corte. (fig.6.23).

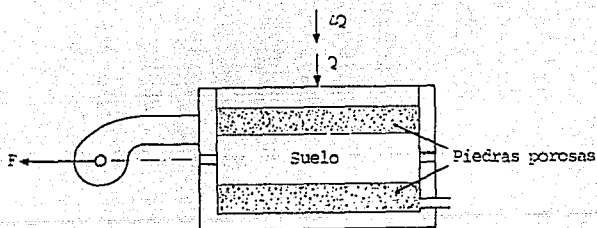


FIG. 6.23 ESQUEMA PARA ILUSTRAR LA INFLUENCIA DE DIVERSOS FACTORES SOBRE LA RESISTENCIA AL CORTE DE UN SUELO FINO.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal σ , proporcionada por una carga Q , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor σ ; es decir, la muestra está normalmente consolidada. En estas circunstancias el valor de la presión en el agua es nula, $u = 0$.

Si ahora se incrementa la presión normal en un valor $\Delta\sigma$, aplicando un incremento de carga ΔQ , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_1 = \sigma + \Delta\sigma$. El incremento de presión produce diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada.

En efecto, supóngase que la muestra tiene buen drenaje, en el primer instante $\Delta\sigma$ será tomada por el agua de la muestra, pero si deja transcurrir el tiempo suficiente se producirá consolidación de la arcilla y $\Delta\sigma$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incrementos pequeños y permitiendo el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por

la expresión:

$$\tau_r = (\sigma' + \Delta\sigma') \tan \phi = \sigma'_1 \tan \phi \quad \dots 6.24$$

Pues en todo momento σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Sin embargo, si F se aplicase rápidamente, aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a estas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$\tau_r = (\sigma' + \Delta\sigma' - u) \tan \phi = (\sigma'_1 - u) \tan \phi \quad \dots 6.25$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambio la velocidad de aplicación de F.

Si por el contrario la prueba se efectúa sin drenaje, el esfuerzo $\Delta\sigma$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma = u$). Al aplicar F tampoco se dispararán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente. Suponiendo que la presión neutral en esas condiciones sea también u, la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma = u$:

$$\tau_r = (\sigma' + \Delta\sigma - u - u) \tan \phi = (\sigma' - u) \tan \phi \quad \dots 6.26$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada mas que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipe ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En

efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ' (efectiva) de gran magnitud. Si se descarga rápidamente, la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantaneamente el agua necesaria para ello, el agua intersticial quedará en un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; esta presión debe ser la misma que actuaba antes. es decir:

$$u_2 = - \sigma' \quad \dots 6.27$$

Si inmediatamente despues de retirar el esfuerzo σ' , la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará la presión del agua, u, que disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en parrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula y que $u_2 = -\sigma'$ como:

$$\tau_f = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma' - u) \tan \phi \quad \dots 6.28$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que según se ve en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ' . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga Q hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F. La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ' ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y

se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido Q, la muestra se expandirá y gradualmente se irá disipando la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que finalmente el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y por ende la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro que estos razonamientos pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas.

6.6.1. RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS FINOS PARCIALMENTE SATURADOS.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos parcialmente saturados, envuelve los mismos conceptos que los de los suelos saturados. Sin embargo, el haber aire y agua en los vacíos del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutrales son mucho más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuerzos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

Pese a lo anterior, las arcillas parcialmente saturadas a menudo se convierten en saturadas, debido a lluvias intensas o a la elevación del nivel freático, por lo tanto, frecuentemente éstas se saturan en laboratorio para obtener datos de proyecto.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

La investigación completa y detallada facilita al ingeniero los datos del suelo que son necesarios para hacer un proyecto definitivo. La investigación de la resistencia y de la deformación del suelo bajo cargas variables, son tan esenciales para el éxito de un proyecto, como la resistencia del acero y del concreto para el proyecto de una superestructura.

Existen dos caminos posibles para la obtención de los datos

necesarios:

- 1.- Obtener muestras representativas de óptima calidad para las pruebas de laboratorio.
- 2.- Hacer pruebas del suelo en el propio lugar.

El hacer ensayos en laboratorio , tiene la ventaja de que el medio ambiente incluyendo esfuerzos, se pueden variar a voluntad; además, los ensayos permiten medir casi todas las propiedades del suelo que son necesarias; sin embargo, los resultados dependen de la calidad de las muestras del suelo.

Las pruebas en el propio lugar evalúan el comportamiento del suelo en el medio ambiente que los rodea. En ellas se puede integrar los efectos de muchas variables que son difíciles o imposibles de representar en laboratorio, sin embargo es de lamentar que son limitadas las propiedades del suelo que se pueden evaluar y producir.

Es por eso que en la mayoría de los proyectos de ingeniería de suelos, se realizan ambos tipos de pruebas, con el objeto de comprobar con las mediciones de campo el trabajo de laboratorio.

6.7. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LABORATORIO.

Debido a la complejidad del cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, en el laboratorio se han desarrollado muchos métodos de ensayo más o menos exitosos. Los principales que se usan hoy en día son:

- La prueba de corte directo.
- Las pruebas de compresión triaxial.

6.7.1 PRUEBA DE CORTE DIRECTO.

Es uno de los primeros métodos desarrollados, conserva su interés práctico debido a su simplicidad, pero ha sido sustituido en gran medida por las pruebas de compresión triaxial.

Los elementos esenciales del aparato de corte directo se presentan en la fig. 6.24.

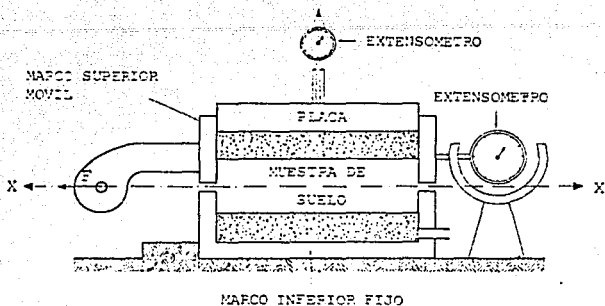


FIG.6.24 APARATO DE CORTE DIRECTO

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen en su interior a la muestra de suelo. A la parte móvil se le puede aplicar una fuerza rasante F , la cual corta la muestra según un plano $x-x$, que por la construcción del aparato resulta bien definido. El marco superior del aparato se puede mover libremente en dirección vertical y a él se aplica la carga normal Q . La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección vertical como horizontal.

Las placas porosas que aparecen en la figura resultan indispensables en pruebas con suelos húmedos o saturados, y son sustituidas por placas de confinamiento para el caso de muestras secas.

En esta prueba caben dos alternativas de realización: el método de esfuerzo controlado o el método de deformación controlada. En el primero se aplica la fuerza rasante mediante pesas, es decir, que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; y en el segundo la fuerza se aplica mediante un motor de velocidad variable, para mantener la deformación constante.

Realizando varias pruebas para diversos valores de esfuerzo normal σ , se obtienen valores máximos de esfuerzo cortante τ , para cada prueba, estos puntos pueden trazarse en un sistema coordenado $\sigma-\tau$, que uniéndolos se obtiene la envolvente de falla del material, correspondiente a este procedimiento.

Debido a que la preparación de la muestra y la ejecución del ensayo es simple, limita la confianza de sus resultados. Primero, la distribución de los esfuerzos no es uniforme en toda la superficie donde se produce el esfuerzo cortante, son mayores en los extremos y menores en el centro, lo que produce una falla progresiva. Segundo, la muestra esta obligada a cortarse en un plano predeterminado, que puede no ser necesariamente el más débil. Tercero, es difícil controlar el drenaje o cambio de humedad durante el ensayo, lo cual limita su utilidad en suelos húmedos. Y finalmente, el área de la sección crítica, varía durante la aplicación de la fuerza tangencial, lo que conduce a efectuar correcciones que normalmente no se hacen.

6.7.2 PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Las pruebas de compresión triaxial son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las propiedades esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos.

La muestra de suelo es generalmente cilíndrica de 4cm a 8cm de diámetro y el doble como mínimo de altura, colocándose en el interior de una cámara hermética de presión denominada cámara triaxial (fig.6.25).

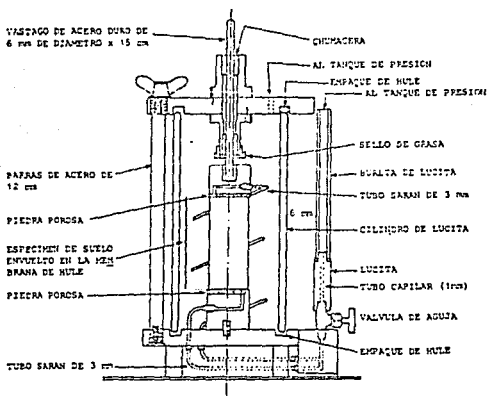


FIG. 6.25 DETALLES PRINCIPALES DE UNA CAMARA TRIAXIAL

La cámara triaxial se compone de un cilindro de lucita con tapas terminales metálicas. La muestra de suelo esta sujeta a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protege con una membrana impermeable, evitando así, que el líquido penetre en los poros del suelo.

En las bases del espécimen se colocan piedras porosas, cuya comunicación con el exterior se establece con segmentos de tubo plástico o Sarán. El líquido confinante de la cámara puede adquirir cualquier presión debido a un compresor que esta comunicado con ella. La carga axial se transmite por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión de confinamiento, σ_c , que se ejerce con el agua. es hidrostática y produce por lo tanto, esfuerzos principales iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En dirección axial actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago, que ejerce una presión p sobre el espécimen, esta presión suele llamarse esfuerzo desviador.

Es decir, que en total en dirección axial actúa una presión σ_a que vale:

$$\sigma_a = \sigma_c + p \quad \dots 6.29$$

Aparentemente en una prueba de compresión triaxial, una muestra de suelo es sometida a un estado de esfuerzo tridimensional, que nos conduciría a considerar la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes, pero como en la prueba dos de los esfuerzos son iguales, en realidad los tres círculos devienen a uno solo.

Es decir, que en una prueba como la antes descrita, la presión axial, σ_a , siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral o de confinamiento, σ_c . Por lo que para un estado de esfuerzo dado puede recurrirse al círculo de Mohr, con σ_1 y σ_3 , como esfuerzos principales mayor y menor.

La ecuación 6.29 queda de la forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p \quad \dots 6.30$$

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de la cámara ($\sigma_c = \sigma_3$); durante ella puede o no permitirse el drenaje, abriendo o cerrando la válvula. En la segunda etapa, de carga propiamente dicha (aplicación de p a través del vástago), la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales; esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula. En realidad, en la segunda etapa solo se presenta si la primera etapa fue drenada, pues no tiene sentido permitir el drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

En ese orden de ideas, según las condiciones representativas de los esfuerzos y las circunstancias de drenaje se clasifican en:

- I.- Prueba lenta o consolidada-drenada (CD).
- II.- Prueba rápida-consolidada o consolidada-no drenada (CU).
- III.- Prueba rápida o no consolidada-no drenada (UU)
- IV.- Prueba de compresión simple o directa.

I.- Prueba lenta o consolidada- drenada (CD).

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Aquí se procede en la primera etapa, a consolidar la probeta bajo la carga lateral (σ_3), manteniendo abiertas las válvulas de drenaje y dejando transcurrir el tiempo necesario; cuando el equilibrio interno esta reestablecido la muestra es llevada, en la segunda etapa, a la falla, aplicando σ_1 en pequeños incrementos, dejando que el material se consolide en cada aplicación.

II.- Prueba rápida consolidada o consolidada no drenada (CU).

En esta prueba se deja abierta la válvula hasta lograr que el espécimen se consolide bajo la presión hidrostática σ_3 , igual a la primera etapa de la prueba lenta. Después de esto, se cierra la válvula y la muestra es llevada a la falla con una presión σ_1 , de manera que no se permita cambio de volumen.

III.- Prueba rápida o no consolidada-no drenada (UU).

En este tipo de ensayo se mantienen cerradas las válvulas de drenaje durante todo el proceso, impidiendo en ninguna etapa la consolidación del espécimen. En primer lugar se aplica una presión lateral hidrostática σ_3 , y de inmediato se hace fallar a la muestra con la aplicación de la presión σ_1 .

IV.- Prueba de compresión simple o directa.

En esta prueba no existe presión lateral hidrostática σ_3 , se lleva a la muestra a la falla mediante un rápido incremento de presión σ_1 . No es realmente una prueba triaxial pero en muchos aspectos se parece una prueba rápida.

Las principales ventajas de una prueba de compresión triaxial son: la relativa uniformidad de la distribución de los esfuerzos en el plano de falla y la libertad que tiene el suelo para fallar por la superficie más débil. Además, se puede drenar el agua del suelo o introducirla a presión durante el ensayo, para representar condiciones más reales del terreno.

La desventaja es que se requiere un equipo complicado, que incluye la membrana para la muestra, el compresor de aire o agua, la cámara triaxial y los equipos auxiliares para medir los cambios de volumen durante el ensayo. Además, que el ensayo está limitado a valores de $\sigma_2 = \sigma_3$ para el caso de compresión.

En los suelos gruesos, dichas pruebas de compresión triaxial encuentran para su ejecución el inconveniente de no poderse labrar un espécimen apropiado por desmoronarse el material. Aun si se trabaja con muestras alteradas la preparación es complicada e insegura.

La dificultad queda resuelta al ensayarse muestras alteradas secas con pruebas triaxiales al vacío o con otro tipo de pruebas especiales. La prueba al vacío consiste en aplicar el esfuerzo σ_c , por medio de un vacío que se comunica a la muestra envuelta en una membrana de hule, el vacío proporciona el soporte impidiendo que

se derrumbe la muestra.

Por otra parte, en cuanto la arena posea algo de cementación natural es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

Pese a las limitaciones, las pruebas de compresión triaxial, continúan siendo el método más útil para representar el comportamiento del suelo en una gran variedad de problemas de ingeniería.

6.7.3. PROCEDIMIENTO DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.

Las pruebas de compresión triaxial tiene el objetivo de determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos, sometiéndolos a esfuerzos cortantes, variando los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico de suelo.

-DESCRIPCIÓN DEL APARATO DE PRUEBA.

La cámara consta de un cilindro de lucita de unos 10 cm de diámetro exterior y unos 6 mm de espesor en su pared, colocada entre dos placas redondas de acero selladas perfectamente al cilindro con goma o hule.

Dentro de ésta se encuentran dos pequeños cilindros de lucita cada uno con piedras porosas que le sirven de base y cabezal a la muestra. Las piedras están perforadas y se comunican con tubos serán de 3 mm de diámetro a la bureta, con el propósito de drenar la muestra en el proceso de consolidación.

La carga axial se transmite por un vástago que atraviesa el cabezal superior de lucita y se apoya en la piedra porosa a fin de garantizar una distribución uniforme de la carga.

Las cargas se aplican colocando pesas en una ménsula que cuelga de un marco móvil, la fig. 6.26 nos muestra un esquema detallado de la instalación

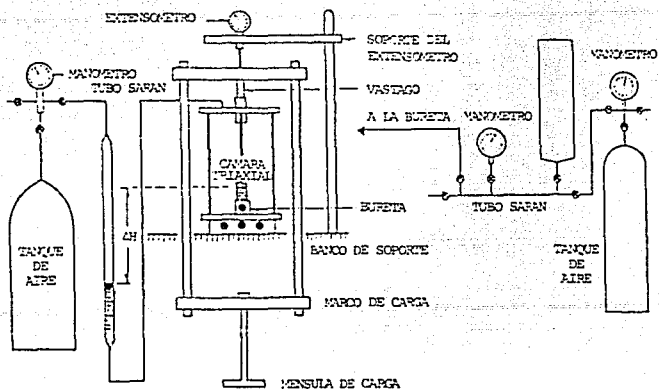


FIG. 6.26 CONJUNTO DEL DISPOSITIVO PARA PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL.

La deformación se mide colocando un extensómetro sobre el marco móvil de carga.

La cámara descrita resiste presiones internas hasta valores de 7 kg/cm^2 y si las presiones fueran mayores deberá protegerse con anillos de bronce o de latón.

El sistema de drenaje está constituido por 4 válvulas, las líneas de la base y el cabezal atraviesan las placas metálicas con el objeto de que el agua no entre en contacto con el metal y evitar la actividad electroquímica en pruebas de larga duración. Todas las líneas, válvulas y piedras porosas del conjunto deberán llenarse antes de comenzar la prueba.

Para dar la presión entorno a la muestra se llena la cámara totalmente de agua, dejando incluso que ésta llene un buen segmento de la línea de comunicación con el compresor que suministra la presión por medio de aire comprimido. La presión ejercida se mide por medio de manómetros.

-PREPARACIÓN DE LA MUESTRA.

Una muestra de suelo se afina hasta formar un espécimen cilíndrico de 3.6 cm de diámetro y de 9 cm de altura. Dentro de un

cilindro metálico de 4.5 cm de diámetro y 9 cm de altura se coloca una membrana doblando hacia afuera sus extremos, en seguida, este conjunto se coloca sobre el espécimen de manera que la membrana se apriete a éste , procediendo a retirar el cilindro.

-MONTAJE DEL APARATO.

- 1.- Colocar el espécimen dentro de la cámara acomodando las piedras porosas en la base y el cabezal de lucita.
- 2.- Montar el cilindro de lucita que forma la cámara triaxial, verificando que los empaques de hule esten correctamente en las bases metálicas.
- 3.- Llenar la cámara de agua, permitiendo que un sobrante entre a la línea de presión a fin de expulsar el aire atrapado.
- 4.- Ajustar el marco de carga y el extensómetro sobre la cámara triaxial.
- 5.- Calibrar la presión del tanque al valor que se desee tener en la cámara.
- 6.- Colocar el peso suficiente en la ménsula de carga para que el vástago se apoye en el cabezal de lucita venciendo el empuje hidrostático producto de la presión del agua que actúa en el interior.

En este momento, el aparato se encuentra en posición y la muestra en condiciones de realizar cualquiera de las siguientes pruebas de compresión triaxial.

-PROCEDIMIENTO PARA PRUEBA LENTA.

a) Etapa de consolidación.

- 1.- Abrir completamente la válvula de drenaje.
- 2.- Tomar lecturas del extensómetro y la bureta en tiempos de 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 1 h, 2 h, 4 h, etc.
- 3.- Trazar gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos.
- 4.- Al completarse el 100% de consolidación primaria se procede a la siguiente etapa.

b) Etapa de carga axial y falla.

1.- La carga se aplica en incrementos permitiendo completo drenaje en todo momento.

2.- Tomar lecturas del extensómetro y la bureta , así como, registros de la presión actuante en la cámara y de la temperatura del exterior.

3.- Trazar de igual manera que en la etapa anterior curvas de consolidación.

-PROCEDIMIENTO PARA PRUEBA RAPIDA-CONSOLIDADA.

a) Etapa de consolidación.

El proceso es el mismo al descrito para prueba lenta.

b) Etapa de carga axial y falla.

Con la válvula de drenaje cerrada colocar incrementos de carga con intervalos de un minuto y obtener las lecturas del extensómetro correspondientes a cada incremento cinco segundos antes de agregar el siguiente incremento. El peso de cada incremento será un décimo de la carga de falla prevista.

-PROCEDIMIENTO PARA PRUEBA RAPIDA.

El procedimiento es análogo al descrito en la etapa de carga y falla para prueba rápida-consolidada.

En todas las pruebas con los valores de σ_c (esfuerzo de confinamiento), y σ_a (esfuerzo axial) obtenidos en la falla se trazan los círculos de Mohr correspondientes y se determinan la envolvente de falla.

6.7.4 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES DE COMPRESIÓN EN SUELOS SATURADOS.

En este capítulo se estudiará los resultados de las diferentes pruebas de compresión triaxial en suelos saturados. Cada prueba triaxial representa especiales circunstancias en las que se encuentra el suelo en la naturaleza, principalmente en cuanto a

condiciones de consolidación y drenaje se refiere, por eso no es posible pensar en una prueba única que refleje todas estas posibilidades, sin embargo, lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en dichas pruebas estandarizadas.

Los resultados de cada ensayo en particular se analizan en un plano σ - τ , es decir, de esfuerzos normales contra esfuerzos cortantes y se recurre a las soluciones gráficas de Mohr para un estado de esfuerzo plano donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente. A continuación se analiza cada prueba por separado.

A) PRUEBA LENTA O CONSOLIDADA-DRENADA (CD).

En esta prueba no existen cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total ocasiona un correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo, es decir, los esfuerzos actuantes en el espécimen son efectivos en todo momento de la prueba; esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto la completa consolidación del suelo.

En la primera etapa de la prueba el suelo es sometido en todas las direcciones, a una presión hidrostática de confinamiento σ_3 , permitiendo el drenaje de la muestra con la apertura de la válvula y esperando el tiempo necesario para la consolidación de la muestra. En la segunda etapa, el espécimen es llevado a la falla con incrementos de carga p (esfuerzo desviador), es decir, aumentado el esfuerzo axial a través del vástago y, permitiendo además la completa consolidación bajo cada incremento. El esfuerzo total axial de falla es designado por $\sigma_1 = \sigma_3 + p_c$, donde p_c se denomina esfuerzo desviador de falla y es el máximo esfuerzo desviador p . p_c es la resistencia a la compresión para esta prueba.

En la figura 6.27 se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos a los que se somete la muestra en este tipo de prueba.

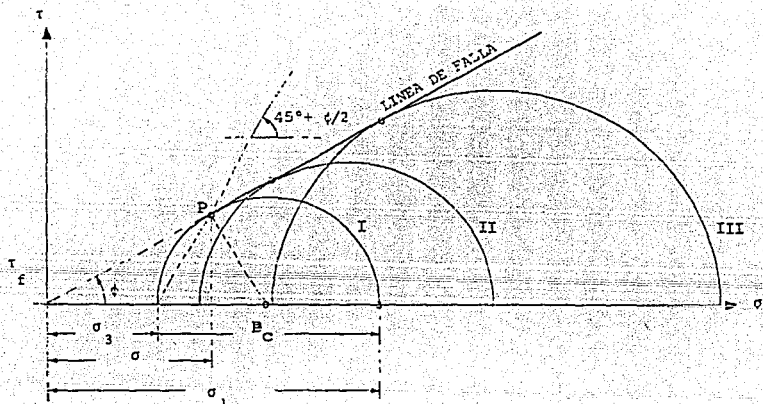


FIG. 6.28 LINEA DE FALLA PARA SUELOS SATURADOS EN PRUEBA TRIAXIAL LENTA.

El círculo I es el de falla para una presión del agua igual a γz , que es la que tenía el suelo en la naturaleza. En este círculo, como hemos visto, τ_r es la resistencia al esfuerzo cortante y σ el esfuerzo normal asociado en el plano de falla. Si con especímenes del mismo suelo se realizan otras pruebas lentas para presiones de cámara crecientes aplicados en la primera etapa, se obtienen otros círculos de falla (círculos II y III). La envolvente de falla de éstos resulta ser una línea recta que pasa por el origen y que es tangente a todos ellos, lo que indica que la resistencia del material debe atribuirse únicamente a fricción interna, con una ley de resistencia:

$$\tau_r = \sigma' \tan \phi \quad \dots 6.31$$

El ángulo de fricción interna en esta prueba suele variar entre 15 y 30 grados, donde los ángulos mayores corresponden a las arcillas con índice de plasticidad de 5 a 10, y los menores a arcillas de plasticidad de 50 a 100.

En suma, la resistencia drenada de un suelo cohesivo, tal como

se obtienen en una prueba lenta, representa la resistencia que el suelo desarrollará cuando quede sometido a cambios de esfuerzos, de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo, esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso de tiempo suficiente, es decir, la resistencia que alcanzará a largo plazo.

B) PRUEBA RÁPIDA CONSOLIDADA O CONSOLIDADA- NO DRENADA (CU).

En esta prueba se establece más marcadamente la distinción entre la primera etapa de consolidación, con la segunda etapa de falla, con respecto a la prueba lenta. En la primera etapa la muestra se somete a la presión de cámara σ_3 , dejando abierta la válvula de salida de agua, por lo que σ_3 llega a ser efectivo. Después, en la segunda etapa, se lleva al espécimen a la falla aplicando un esfuerzo desviador axial p'_c (mucho menor que p_c de la prueba lenta), permaneciendo la válvula de salida de agua cerrada, de modo que no se permite ninguna consolidación adicional. Conforme se aplica el esfuerzo desviador p'_c , se va desarrollando una presión en el agua intersticial, por lo que los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que son disminuidos lateral y verticalmente por el valor de la presión u .

En la figura 6.29 se representan esquemáticamente las etapas de la prueba rápida-consolidada.

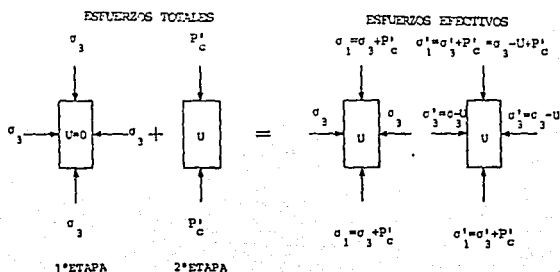


FIG. 6.29 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS PARA LA PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA-CONSOLIDADA.

Podemos observar que los esfuerzos totales son ahora mayores que los efectivos, siendo la diferencia precisamente la presión neutral del agua (u).

El círculo de Mohr de falla se puede trazar de dos maneras; una a partir de los esfuerzos totales, que son los que el operador aplica sobre el espécimen y conoce a todo momento y; otra a partir de los esfuerzos efectivos, con la consideración que tendríamos que conocer, cuando menos en el instante de falla, la presión neutral. Es decir, que si realizáramos varios ensayos para el mismo suelo pero con presiones de cámara creciente a la que tenía el suelo originalmente, podríamos trazar dos envolventes de falla, una para círculos de esfuerzos efectivo y otra para círculos de esfuerzos totales.

La siguiente figura muestra los resultados de pruebas rápidas-consolidadas para tres muestras del mismo suelo empleando presiones crecientes de cámara.

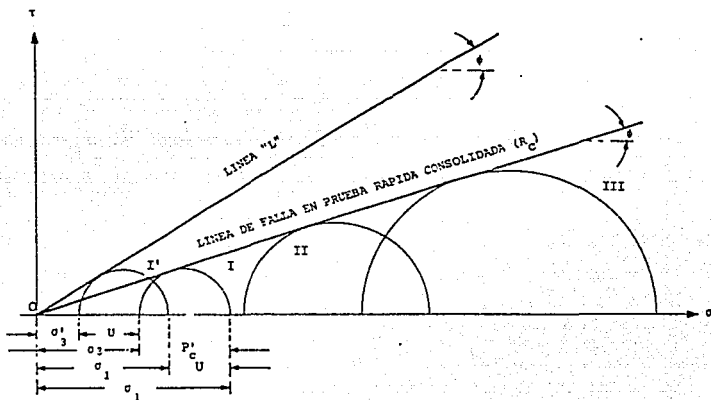


FIG. 6.30 LINEA DE FALLA EN PRUEBAS RÁPIDAS-CONSOLIDADAS

El círculo I' es el círculo de esfuerzos efectivos correspondiente al círculo I de esfuerzos totales, nótese que ambos círculos tienen el mismo diámetro p'_c , en efecto, σ'_3 y σ'_1 , resultan de restar u de σ_3 y σ_1 , respectivamente, lo que gráficamente equivale al trasladar el círculo hacia la izquierda una distancia u .

Al efectuar pruebas con medición de presión neutral, se observó que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos obtenidos en pruebas rápidas-consolidadas son tangentes a la envolvente de falla de la prueba lenta, por lo tanto, si se conoce esa línea, el valor de u puede ser fácilmente estimado.

La envolvente de falla de una prueba rápida-consolidada en términos de esfuerzos totales es de la forma:

$$\tau_r = \sigma \tan \phi' \quad \dots 6.32$$

Donde ϕ' se le denomina "ángulo aparente de fricción" y es simplemente un parámetro de cálculo, cuyo significado teórico es muy difícil establecer.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para este tipo de pruebas puede establecerse por la expresión:

$$\tau_r = (\sigma - u) \tan \phi \quad \dots 6.33$$

Que es la ecuación vista para la prueba lenta.

La diferencia entre ϕ' y ϕ depende del valor de la presión neutral u en el instante de falla, ya que cuanto mayor sea u , los círculos I e I' estarán más separados y ϕ' resultará menor.

En resumen, la prueba rápida-consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida bajo el peso de una estructura y que después quede sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadirse o por la acción de una carga viva accidental. Suele emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

C) PRUEBA RÁPIDA O NO CONSOLIDADA-NO DRENADA (UU).

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado por σ_3 , como el esfuerzo desviador, se aplican sin permitir ninguna consolidación de la muestra, esto se logra no permitiendo el drenaje ni en la etapa inicial, ni en la final y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente.

Si la muestra fue obtenida a la profundidad z y γ es su peso específico, representa a un suelo consolidado en la naturaleza a una presión vertical γz . Si se sujeta a la muestra a esa presión dentro de la cámara triaxial, la estructura sólida del suelo tomará toda la carga y el agua pasará a un estado de presión nula a partir de la tensión que hubiese desarrollado al ser extraído del campo.

Por otra parte, si la presión que se ejerce con el agua durante la primera etapa fuera más grande que la que tenía el suelo originalmente, teóricamente, todo el exceso lo tomaría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique la magnitud de los esfuerzos efectivos, ni el grado de consolidación de la muestra. Por lo que, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial.

La siguiente figura muestra la distribución de esfuerzos totales y efectivos en las dos etapas de la prueba rápida.

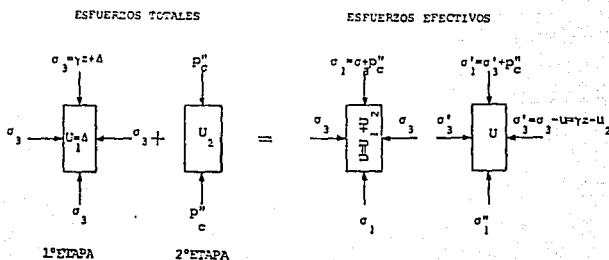


FIG. 6.31 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS EN PRUEBA RAPIDA.

Podemos observar que en la primera etapa, la presión confinante σ_3 es la que el suelo tenía en la naturaleza (γz), más un incremento Δ cualquiera; éste último desarrolla en el agua contenida del suelo una presión neutral $u_1 = \Delta$.

En la segunda etapa, en la cual se aplica el esfuerzo desviador de falla, p_c'' , se ha desarrollado una presión adicional, u_2 , por estar impedida la salida del agua. Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán entonces, la resta de los totales menos la presión neutral.

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2) = \gamma z - u_2 \quad \dots 6.34$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + p_c'' = \gamma z - u_2 + p_c'' \quad \dots 6.35$$

Nótese que el valor de los esfuerzos efectivos es independiente del valor Δ y solo depende de la presión que la muestra tenía en la naturaleza y de la presión neutral u_2 , es decir, que independientemente del número de pruebas que se hagan con presiones de cámara creciente, todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante esa serie de pruebas, tiene un sólo y mismo círculo de esfuerzos efectivos tal como el que se obtiene en una prueba lenta.

En la figura 6.32 se presentan varios círculos obtenidos en pruebas rápidas (círculos I, II y III). La envolvente resulta una línea horizontal y se relaciona con las correspondientes a prueba lenta y prueba rápida consolidada.

El suelo se comporta como si tuviese resistencia al esfuerzo cortante constante, es decir, $\tau_r = p_c''/2$. Esta ordenada suele llamarse cohesión y el ángulo de fricción interna aparente resulta ser cero, este ángulo resulta nuevamente un parámetro de cálculo que se usará cuando se trabaje con esfuerzos totales en un problema práctico con condiciones de prueba rápida.

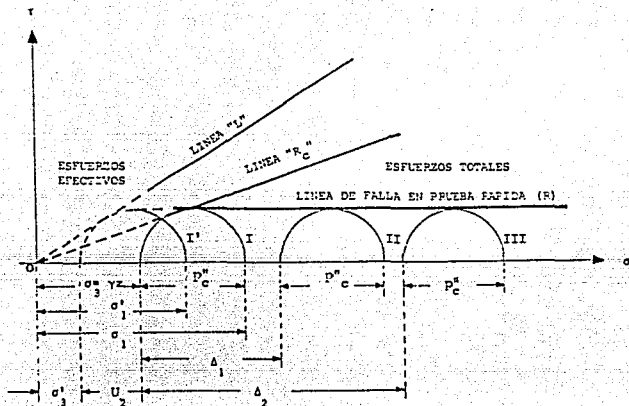


FIG.6.32 LINEA DE FALLA EN PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA.

La resistencia obtenida en prueba rápida representa la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayor parte de las construcciones se llevan a efecto con mucho más rapidez en comparación a los tiempos que necesita la arcilla para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe utilizarse en la mayoría de los problemas de diseño, por representar un valor mínimo y por ende conservador.

D) PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE O DIRECTA.

En esta prueba se somete a un espécimen a un esfuerzo axial de falla, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente solo existe etapa de carga, sin embargo, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra sin esfuerzos exteriores. La figura 6.33 muestra la distribución de esfuerzos totales y efectivos para una prueba de compresión sin confinamiento.

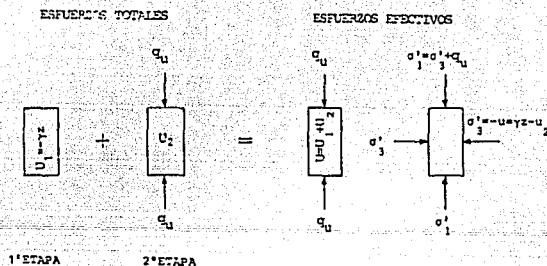


FIG. 6.33 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS EN LA PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE.

En esta primera etapa los esfuerzos totales pueden considerarse nulos y el agua contenida en el suelo adquiere una tensión, teóricamente igual a la de preconsolidación (γz), ésta comunica a la estructura sólida del suelo los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa el suelo es llevado a la falla mediante la aplicación del esfuerzo axial q_u , que es la resistencia del espécimen bajo este tipo de prueba. La carga q_u , desarrolla una presión neutral adicional u_2 , por aplicarse con suficiente rapidez. Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba tienen el valor de:

$$\sigma'_3 = 0 - u = -(u_1 + u_2) = -(\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2 \quad \dots 6.36$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u \quad \dots 6.37$$

Obsérvese que el esfuerzo principal menor efectivo es en teoría igual al que se obtienen en la prueba triaxial rápida. Por ello debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo q_u , sea el mismo a p_c'' , de prueba rápida. Sin embargo, el método de prueba es

fundamentalmente diferente y en ningun caso debe usarse los datos de la prueba de compresión simple para completar los resultados de pruebas rápidas. Normalmente p_c'' , es un poco mayor a q_u , pero en la práctica suelen considerarse igual.

En la figura 6.34 se muestran los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondiente a este tipo de prueba.

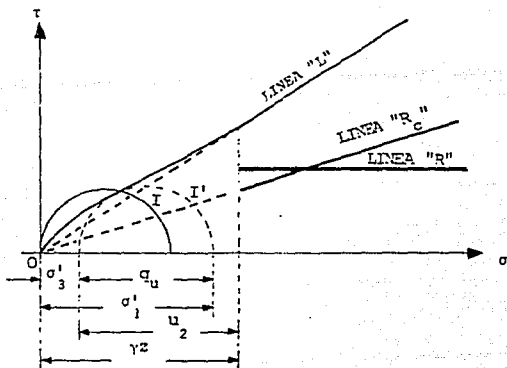


FIG. 6.34 CIRCULOS DE ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS EN PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE.

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando el valor de q_u en un mismo suelo en estados inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como:

$$S_t = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}} \quad \dots 6.38$$

6.7.5 RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES EN SUELOS NO SATURADOS.

En el esfuerzo cortante de los suelos finos o cohesivos parcialmente saturados (como el caso de suelos compactados para la construcción del terraplen de un camino o para una presa de tierra), están implicadas las mismas fuerzas que en los suelos cohesivos saturados; sin embargo, el esfuerzo neutro en los poros del suelo es una combinación compleja de tensión capilar y de contenido de gases, que dependen en gran medida del grado de saturación.

Es difícil determinar los esfuerzos efectivos de este tipo de suelos realizando pruebas triaxiales rápidas o rápidas-consolidadas, ya que aunque no se permite el drenaje, la muestra se consolida y los esfuerzos efectivos aumentan por la compresión de la fase sólida; obteniéndose así, envolventes de resistencia curvas tal como se muestra en la siguiente figura:

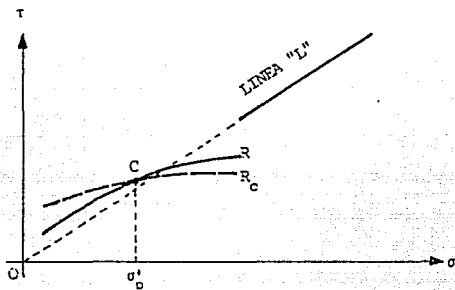


FIG. 6.35 ASPECTO TÍPICO DE LAS ENVOLVENTES DE FALLA EN SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS.

En cambio puede observarse, que para una prueba lenta, el comportamiento del suelo es completamente similar al de los suelos saturados, pues ahora, los gases y el agua pueden entrar o salir de la muestra en todo momento, por lo que en toda la prueba los

esfuerzos efectivos se mantienen iguales a los totales.

En la figura, las curvas R y R_c se cruzan en el punto C , es decir, que para presiones normales menores que σ_c la resistencia es mayor en prueba rápida y para presiones mayores que σ_c , es mayor la resistencia rápida-consolidada.

Sin embargo, pese a lo anterior, en la naturaleza los suelos finos parcialmente saturados frecuentemente se convierten en saturados debido a lluvias intensas o a la elevación del nivel freático, por lo que frecuentemente estos suelos se saturan en laboratorio y se ensayan como muestras saturadas para obtener datos del proyecto.

6.7.8 RESISTENCIA EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS Y ESFUERZOS TOTALES.

Cuando para un proyecto en particular necesitamos conocer las características esfuerzo-deformación y de resistencia de un suelo dado, surge la pregunta de cuál o cuáles de las pruebas triaxiales debemos realizar para obtener datos de diseño.

La elección resulta de analizar aquellas condiciones que el suelo atravesará durante la vida de la obra y adecuarlas con la prueba o pruebas que mejor reflejen en laboratorio esas circunstancias.

En la actualidad existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante:

A) El criterio de esfuerzos efectivos.

B) El criterio de esfuerzos totales.

A) Criterio de esfuerzos efectivos.

En este criterio basta conocer el esfuerzo efectivo en un cierto punto de la masa de suelo y multiplicarlo por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta.

El primer requisito de este criterio consiste en conocer la envolvente de resistencia en relación a los esfuerzos efectivos, es decir, la obtención de la línea "L" de una serie de pruebas lentas. Una vez obtenida, si σ es el esfuerzo normal total sobre

el elemento y u la presión neutral, ambos en el instante de falla; el esfuerzo efectivo será $\sigma' = \sigma - u$ y la resistencia será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal σ' , como nos muestra la siguiente figura:

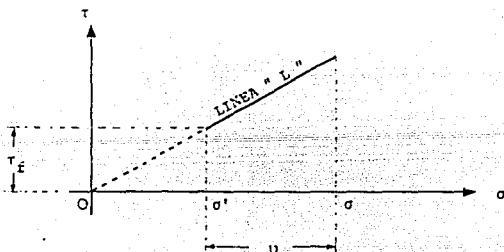


FIG. 5.36 OBTENCION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS, TRABAJANDO CON ESFUERZOS EFECTIVOS.

Sin embargo el criterio anterior tiene algunos inconvenientes prácticos, que enunciaremos a continuación.

Para la obtención de la línea L , no se ha considerado que las pruebas lentas son las más largas en duración y las más costosas, además de que presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza que no han sido resueltas del todo en el laboratorio, por ejemplo, en el caso de la membrana impermeable que aísla los espécimenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas dejan pasar con el tiempo pequeñas cantidades de agua que introducen errores de consideración en los resultados; membranas muy gruesas influyen por su rigidez notablemente en el estado de esfuerzos de la muestra, provocando también errores son difícilmente estimables.

Se ve pues, que la obtención de la línea L pudiera no ofrecer una garantía suficiente, sin embargo pudieramos intentar obtenerla con base a pruebas triaxiales rápidas-consolidadas o con ayuda de métodos teóricos.

Una vez obtenida la línea L, será preciso conocer la presión de poro u , para restarla al valor de σ (que si conocemos). En años anteriores resultaba un problema la obtención de este valor, pero en la actualidad existen instrumentos confiables para dicha medición de poro tanto en laboratorio como en el campo.

A pesar de todas las dificultades el criterio de esfuerzos efectivos es el más usado por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas presentadas en este capítulo sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

B) Criterio de esfuerzos totales.

En este criterio se usan directamente los esfuerzos totales obtenidos de las pruebas triaxiales lenta o rápida, es decir, se hace uso de las envolventes de resistencia L o R, según las circunstancias a que estará sujeto el suelo durante las etapas críticas en la vida de la obra.

No existe ninguna regla para establecer que prueba o pruebas deberán realizarse y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de determinar tan fundamental problema.

En consecuencia, en este criterio el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado para seleccionar la prueba o pruebas a efectuar.

Considérese, por ejemplo, un edificio que será construido sobre un terreno arcilloso.

Según el proceso de consolidación la resistencia del suelo aumentará mientras la construcción del edificio progresa, por lo que su condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, el proceso de consolidación será lento y el tiempo de construcción del edificio comparativamente despreciable. Por ello el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo, la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio se desplanta en una arcilla con abundantes intercalaciones de arena que proporcione drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al mismo

tiempo que la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales, lo que se hace es realizar varias pruebas del tipo escogido, obteniéndose así el círculo de Mohr para cada una. A continuación se traza la envolvente de falla para esos círculos y se determina la resistencia del suelo (en términos de esfuerzos totales), para ese problema en particular.

Muchas veces los ingenieros se enfrentan a problemas reales gobernados por circunstancias intermedias entre las pruebas adoptadas, en esos casos se prefiere dibujar envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de los comportamientos extremos, claro que en estos casos se conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

Obsérvese que al hablar de este criterio sólo se han mencionado las envolventes L y R, pero no la línea R_c para prueba rápida-consolidada, ello se debe que sus condiciones se presenta muy rara vez en el campo, de manera que una aplicación de ella puede ser la causa de resultados erróneos. En el caso de la envolvente L se ha mencionado, que para este tipo de prueba los esfuerzos totales son a la vez efectivos, de manera que en este caso el criterio de esfuerzos totales y el de esfuerzos efectivos simplemente coinciden.

6.8 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL CAMPO.

En esta parte estudiaremos las principales pruebas de campo para la obtención de parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

El hacer pruebas del suelo en el propio lugar, tiene teóricamente la ventaja, de reducir al mínimo las alteraciones causadas por los cambios de esfuerzo y otras variantes inherentes a la toma de la muestra, como son los efectos de choque y vibración durante el transporte y la subsecuente manipulación. Sin embargo, las propias pruebas de campo ocasionan alguna alteración

que por lo general es imposible evaluar.

Las principales pruebas de campo para la determinación de parámetros que nos permitan determinar la resistencia al esfuerzo cortante son:

- A) La prueba de veleta.
- B) La prueba de penetración estandar.

6.8.1 LA PRUEBA DE VELETA 'IN SITU'.

La prueba de veleta se usa para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos a gran profundidad y con el mínimo de alteración. La prueba tiene la ventaja de realizarse in situ, es decir, directamente sobre el suelo a como fue depositado en la naturaleza, pero como ya se mencionó, el hincado de la veleta en el estrato, ejerce cierta influencia negativa que es difícil de determinar.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, en cuyo extremo inferior se encuentra la veleta. La veleta tiene cuatro aspas unidas a una varilla vertical que es prolongación del vástago. Los diámetros comunes suelen ser de 5, 6.25 y 7.5 cm con longitudes de 2 a 5 diámetros.

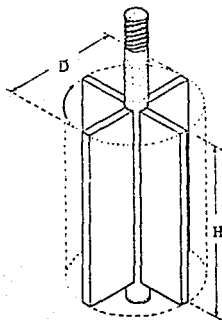


FIG. 6.37 APARATO DE VELETA PARA DETERMINACIONES DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

Generalmente la operación de incado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse, a continuación se introduce la veleta forzándola hacia dentro del suelo hasta que su parte superior quede a dos diámetros por debajo del fondo de dicho pozo.

La rotación de la veleta corta al suelo en una superficie cilíndrica. Si llamamos τ_r a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado puede ser medido por el momento resistente generado, tanto en el área lateral del cilindro como en las bases del mismo. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{RL} = \pi D H \tau_r \frac{D}{2} = \frac{\pi D^2 H \tau_r}{2} \quad \dots 6.39$$

y el momento generado en cada base será:

$$M_{RB} = \frac{\pi}{4} D^2 \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 \tau_r \quad \dots 6.40$$

Obsérvese que en la base, se toma el brazo de palanca como $2/3 D/2$ lo que equivale a considerar bases en forma de sector circular.

El momento resistente total para iniciar el corte valdrá la suma de los momentos anteriores:

$$M_{MAX} = M_{RL} + 2 M_{RB} = \frac{1}{2} \pi D^2 H \tau_r + \frac{1}{6} \pi D^3 \tau_r \quad \dots 6.41$$

$$M_{MAX} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) \tau_r \quad \dots 6.42$$

De donde la resistencia al esfuerzo cortante valdrá:

$$\tau_r = \frac{M_{MAX}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{MAX}}{C}$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, que

depende de las dimensiones físicas del mismo y que podemos conocer de inmediato.

Después de la falla se dan varias revoluciones y se aplica un segundo momento de torsión para medir la resistencia de el suelo remodelado, de esta manera se pueden comparar los resultados de ambos estados del suelo.

El inconveniente de este tipo de pruebas es que se produce una falla progresiva con deformaciones máximas en el extremo de las aspas y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que su uso se restringe a materiales de falla plástica como las arcillas blandas.

En los suelos gruesos, la veleta al ser introducida modifica la compacidad y sobre todo el estado de esfuerzos general de la masa, dándonos resultados difíciles de interpretar, por lo que no se recomienda el uso de esta prueba para la obtención de parámetros de resistencia.

6.8.2 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTANDAR.

Entre todos los procedimientos exploratorios, la prueba de penetración estandar es el método de campo más ampliamente usado para la obtención de información entorno al subsuelo. No sólo en lo referente a su descripción sino también a ciertos parámetros del comportamiento mecánico del mismo.

La prueba tiene una doble función: ensayo de penetración y el tomar muestras del suelo para inspección visual y posteriormente de laboratorio.

Primeramente, se realiza una perforación mediante una barrena, usando un taladro giratorio de alta velocidad y circulando agua para extraer los detritos que tienden acumularse en el fondo.

El equipo necesario para hacer esta prueba consiste de un muestrador especial llamado también tomamuestras o penetrómetro estándar. El penetrómetro (fig. 6.38) es un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente, en forma de media caña, con el objeto de facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior.

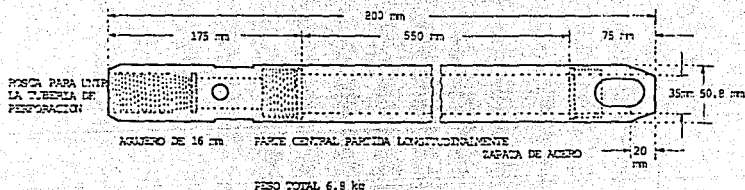


FIG. 6.38 PENETRÓMETRO ESTANDAR

El extremo inferior está unido a un anillo cortante y el superior a una válvula que sirve como pieza de conexión a la tubería de perforación. Los tamaños normales son de 3.50 a 3.70 cm de diámetro interior y 5 cm de diámetro exterior, aunque en ocasiones se usan también de 5 cm de diámetro interior por 6.30 cm de diámetro exterior.

Después de hacer la perforación, el penetrómetro se enrosca a la tubería y se hince 30 cm (1 pie) en incrementos de 15 cm a golpes de un martillo que pesa 64 kg (140 lb) y que cae de una altura de 76 cm (30 plg). Se anota el número de golpes que se necesitan para incar el penetrómetro en cada uno de los 15 cm. La resistencia a la penetración estandar, N , del suelo es la suma de los golpes para los incrementos segundo y tercero.

En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro y remover el suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

La muestra se examina y clasifica por el técnico de campo encargado del sondeo y después se introduce a un deposito de vidrio o plástico, que se sella y se envía a laboratorio. La muestra conserva la humedad, la composición y la estratificación del suelo, aunque puede haber una apreciable distorsión en la estructura. Las muestras buenas se pueden usar para pruebas de compresión simple, pero no tienen la suficiente calidad para pruebas triaxiales.

Para proceder a la obtención de otra muestra, el fondo de la perforación debe ser limpiado, usando alguna posteadora o cuchara.

Una vez limpio, nuevamente se hace descender al penetrómetro estandar hasta tocar el fondo. A continuación se inica a golpes hasta 15 cm dentro del suelo, desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. Una vez que se ha completado el avance de 60 cm, nuevamente se retira y el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra requerida.

En suelos gresos la prueba permite conocer la compacidad de los mantos, característica fundamental respecto a la resistencia de estos suelos. En los suelos finos permite conocer una idea de la resistencia a la compresión simple.

En suma, la prueba de penetración estandar es el metodo más usado para obtener datos con respecto a la profundidad, espesor y composición de los estratos del suelo y una información aproximada de su resistencia. El método es económico, rápido y aplicable a la mayoría de los suelos (excepto grava gruesa) y hasta a las rocas blandas.

La gran importancia de la prueba de penetración estandar radica en las correlaciones estadísticas que pueden realizarse en el campo y laboratorio para diversos suelos. Se han desarrollado numerosas tablas y gráficas que relacionan la resistencia a la penetración con ciertas propiedades ingenieriles del suelo.

En los suelos gruesos, sobre todo arenas, se ha relacionado en forma aproximada la compacidad y el ángulo de fricción interna, ϕ , en función del número de golpes necesarios para que el penetrómetro estandar logre entrar los 30 cm especificados.

En suelos finos, especialmente arcillosos, se relaciona el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , con la resistencia a la penetración estandar, N .

Para obtener estas relaciones basta llevar a cabo la prueba de penetración estandar en estratos en los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar por métodos usuales de laboratorio, los valores de los conceptos señalados. Haciendo suficiente número de comparaciones puede obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza.

Actualmente se ha logrado para suelos gruesos, correlaciones confiables y aplicables a la práctica, pero, en el caso de los

suelos finos arcillosos, las correlaciones con q_u , son mucho menos dignas de crédito y por tanto de uso limitado.

En la figura 6.39 se muestra una de las correlaciones más usadas para suelos arenosos.

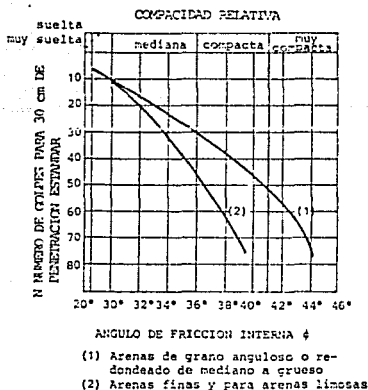


FIG. 6.39 CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES PARA 30 CM DE PENETRACION ESTANDAR Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE LAS ARENAS.

Se observa que al aumentar la resistencia a la penetración estandar, N , se tiene una mayor compactación relativa y por consecuencia un mayor ángulo de fricción interna. También puede verse que para arenas medianas o gruesas, para el mismo número de golpes, se tiene un ϕ mayor que en arenas finas o que en arenas limosas.

La correlación de la figura anterior no toma en cuenta la importante influencia de la presión vertical sobre el número de golpes, sin embargo en la fig. 6.40 se presentan los resultados que demuestran que a un número de golpes, corresponde diferentes compactaciones relativas, según sea la presión vertical, lo cual a

su vez es función de la profundidad a que se haga la prueba.

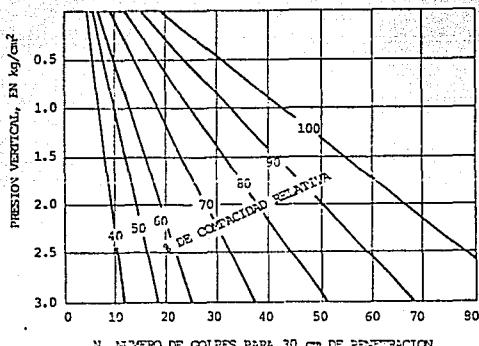


FIG. 6.40 RELACION ENTRE LA PENETRACION ESTANDAR, LA PRESION VERTICAL Y LA COMPACTACION PARA ARENAS.

Para suelos arcillosos, Terzaghi y Peck, establecieron la correlación que se muestra en el cuadro 6.1, donde se relaciona la consistencia y la resistencia a la compresión simple con la resistencia a la penetración estandar, N.

CONSISTENCIA	No. DE GOLPES N	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.00
Firme	8 - 15	1.00 - 2.00
Muy firme	15 - 30	2.00 - 4.00
Dura	> 30	> 4.00

CUADRO 6.1 CORRELACIONES ENTRE EL NÚMERO DE GOLPES, LA CONSISTENCIA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE.

Puede verse que el valor de q_u , en kg/cm^2 se obtiene en forma aproximada dividiendo entre 8 el número de golpes, sin embargo la experiencia ha demostrado que dicha correlación puede ser muy inexacta.

Es importante señalar que todas las correlaciones presentadas son útiles, pero solamente en forma aproximada, ya que no existen una gran cantidad de datos y/o factores que no están incluidos en dichas correlaciones. Por lo tanto, en algún caso en particular, se recomienda recoger suficientes datos para comprobar la correlación y ajustarla para que se adecúe a las condiciones del problema que se está estudiando, es decir, que todas las correlaciones son solamente indicaciones indirectas del comportamiento del suelo, por consiguiente siempre deben considerarse como un suplemento a los métodos directos de exploración del suelo.

Ejemplos de aplicación.

6.1 El elemento mostrado en la figura, se localiza a una profundidad z de un estrato de suelo. Los esfuerzos normales verticales tienen por magnitud 400 kg/cm^2 y los horizontales 200 kg/cm^2 . Interesa conocer los esfuerzos en un plano que forma un ángulo $\alpha=30^\circ$ con la horizontal.

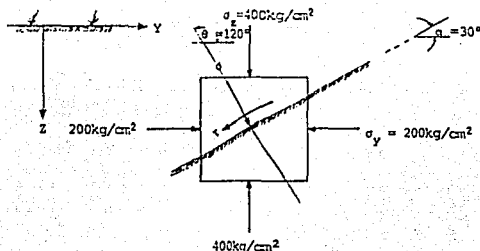


FIG. 6.1.1

Solución.

Se resolverá el problema utilizando los procedimientos gráficos y se compararán los resultados con las ecuaciones teóricas.

El primer paso consiste en construir el círculo de Mohr correspondiente a ese estado de esfuerzo, para ello se seguirá la secuencia vista en 6.3.1.

- Del elemento, como no existen esfuerzos tangenciales en las caras del elemento, $\sigma_x = \sigma_1$ y $\sigma_y = \sigma_3$ son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente.

- El centro del círculo tiene por coordenadas $(\sigma_x + \sigma_y) / 2$, es decir, C(300,0).

- El punto A del círculo que corresponde a la cara derecha del elemento tiene por coordenadas (200,0) y el punto B que representa a la cara superior del elemento tiene por coordenadas (400,0).

-Al unir los punto A y B con el centro C se determina el diámetro y se traza el círculo de Mohr. (fig. 6.1.2)

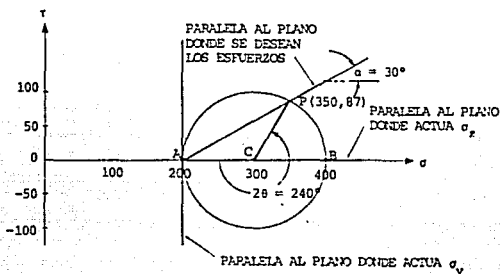


FIG. 6.1.2

Para determinar los esfuerzos normal y cortante que actúan en el plano de interés, es necesario medir un ángulo $2\theta = 240^\circ$ a partir de A en sentido contrario a las manecillas del reloj. Obteniendo así, el punto P cuyas coordenadas son los esfuerzos buscados.

$$\sigma = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 87 \text{ kg/cm}^2$$

Otra alternativa, es la obtención del polo de los esfuerzos, para obtenerlo se trazan paralelas a los planos donde actúan σ_y y σ_z , pasando por A y B respectivamente. De esta manera se observa que el polo (O_p) coincide con el punto A.

Al trazar a partir del polo una paralela al plano donde se desea conocer los esfuerzos, se obtiene nuevamente el punto P.

Para verificar los resultados basta con sustituir los datos del problema en las ecuaciones 6.5 y 6.6

$$\sigma = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \cos 2\theta - \tau_{yz} \operatorname{sen} 2\theta \quad (\text{ec. 6.5}) \quad \dots 1$$

$$\sigma = \frac{200 + 400}{2} + \frac{200 - 400}{2} \cos 240^\circ$$

$$\sigma = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \operatorname{sen} 2\theta + \tau_{yz} \cos 2\theta \quad (\text{ec. 6.6}) \quad \dots 2$$

$$\tau = \frac{200 - 400}{2} \operatorname{sen} 240^\circ$$

$$\tau = 86.60 \text{ kg/cm}^2$$

Los resultados se presentan en la siguiente figura:

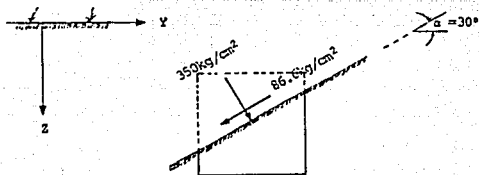


FIG. 6.1.3

6.2 Determinar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales para el estado de esfuerzos plano dado por la figura 6.2.1.

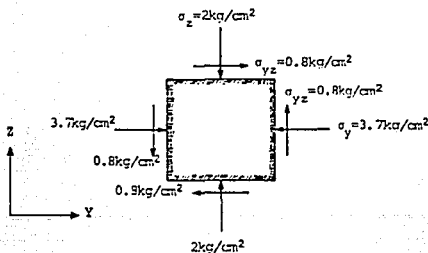


FIG. 6.2.1

Solución.

Para resolver el problema es necesario trazar el círculo de Mohr para ese estado de esfuerzos:

- 1.- Establecer en el sistema coordenado (σ, τ) el centro C a una distancia $(\sigma_y + \sigma_z)/2$ del origen, es decir, a 2.85 kg/cm^2 .
- 2.- El punto A que corresponde a la cara derecha del elemento tiene por coordenadas $(3.7, +0.8)$ y el punto B tiene $(2, -0.8)$.
- 3.- Unir el centro C con los puntos de centro A y B para obtener el diámetro de la circunferencia.
- 4.- Trazar el círculo de Mohr (fig. 6.2.2)

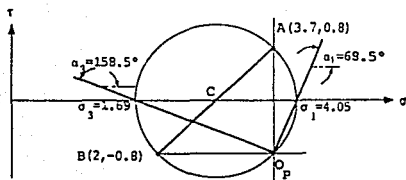


FIG. 6.2.2

De la figura $\sigma_1=4.05 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_3=1.69 \text{ kg/cm}^2$, en cuanto a la posición de los planos en donde actúan, es necesario determinar la ubicación del polo de los esfuerzos. Para ello, se trazan paralelas de los planos en donde actúan σ_y y σ_z , a partir de los puntos A y B. Éstas se cruzan en el punto O_p que corresponde a dicho punto.

Para obtener los planos principales se trazan rectas que unan a los esfuerzos principales con el polo, de tal manera, que el ángulo $\alpha_1=68.5^\circ$ es el que forma el plano principal mayor con el eje horizontal y el ángulo $\alpha_3=158.5^\circ$ el correspondiente al plano principal menor con el mismo eje.

Para verificar los resultados gráficos se sustituyen los datos iniciales en las ecuaciones 6.8 y 6.7.

De 6.8:

$$\sigma_{103} = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \quad \dots 1$$

$$\sigma_{103} = 2.85 \pm 1.17$$

donde:

$$\sigma_1 = 4.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } \sigma_3 = 1.68 \text{ kg/cm}^2$$

De 6.7:

$$\tan 2\theta = \frac{-\tau_{yz}}{(\sigma_y - \sigma_z)/2} \quad \dots 2$$

$$2\theta = \text{tang}^{-1} \left(\frac{-0.80}{0.85} \right)$$

donde:

$$\theta_1 = -21.63^\circ$$

$$\text{y } \theta_3 = 68.36^\circ$$

Es importante señalar que θ es el ángulo que forma el esfuerzo normal con el eje de las abscisas y el ángulo α (obtenido en el procedimiento gráfico), el que forma el plano donde actúa ese esfuerzo con el mismo eje. En la fig. 6.2.3 se presentan los resultados y la relación que existe entre los ángulos.

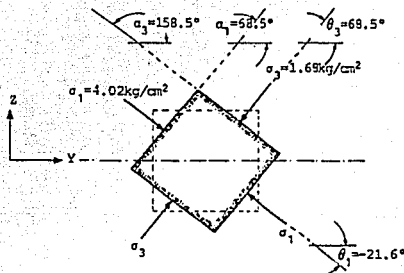


FIG. 6.2.3

6.3 Los resultados de una serie de pruebas de compresión triaxial CD se dan en la tabla 6.3.1. Se pide dibujar los círculos de falla, las envolventes correspondientes y decir que valor del ángulo de fricción interna del material debe usarse para la solución de problemas en que el intervalo de esfuerzos normales sea de:

- a) 0 - 5 kg/cm²
- b) 10 - 15 kg/cm²
- c) 30 - 60 kg/cm²
- d) 0 - 60 kg/cm²

PRUEBA	PRESION CONFINANTE KG/CM2	RESISTENCIA A LA COMPRESION Pc
1	1.00	4.80
2	4.00	18.70
3	9.97	40.80
4	18.80	70.50
5	29.90	102.00
6	38.50	126.9

TABLA 6.3.1

Solución.

Para resolver el problema es necesario trazar los círculos de Mohr para cada prueba. El esfuerzo confinante corresponde al esfuerzo principal menor y el valor del esfuerzo principal mayor quede dado por la suma del esfuerzo confinante más la resistencia

a la compresión P_c .

De esta manera se trazan en la figura 6.3.1 los círculos y las envolventes de falla.

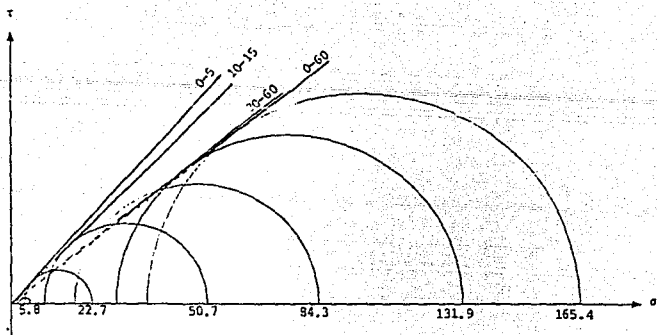


FIG. 6.3.1

Para ubicar la envolvente que se utilizará para un rango de esfuerzos, solamente es necesario seleccionarla y medir que el ángulo ϕ le corresponde. En ese orden de ideas los resultados son los siguientes:

- a) $\phi = 41.6^\circ$
- b) $\phi = 33.7^\circ$
- c) $\phi = 29.5^\circ$
- d) $\phi = 32.5^\circ$

BIBLIOGRAFÍA.

- ANDRADE GUTIÉRREZ, Felipe. Apuntes de la materia de 'Geotecnia II'. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 1987.
- ANDRADE GUTIÉRREZ, Felipe. *Fundamentos de la mecánica de suelos* Vol. I. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 1991.
- BOWLES, Joseph E. *Propiedades geofísicas de los suelos*. México, McGraw-Hill, 1982.
- DEMENECHI COLINA, Agustín, Roberto Magaña del Toro y Hector Sangines García. *Introducción al comportamiento de los materiales*. Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1988.
- FLAMAND, Carlos L. *Introducción a la mecánica de suelos*. México, Universidad Autónoma de Chapingo, 1981.
- JUAREZ BADILLO, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. *Mecánica de suelos*. Tomo I y II . Edit. Limusa. México, 1980.
- LAMBE, T Willians Judd. *Principios de Geología y geotecnia para ingenieros*. Edit. Limusa. México, 1979.
- MORENO PECERO, Gabriel. Apuntes de la materia 'Problemas de Geotecnia'. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 1989.
- PADILLA VELÁZQUEZ, Ricardo. Apuntes de la materia de 'Geotecnia II'. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 1989.
- PECK, Ralph, Walter Hanson y Thomas Thurnburn. *Ingeniería de cimentaciones*. Edit. Limusa. México, 1983.
- POPOV, Egor P. *Introducción a la mecánica de sólidos*. Edit. Limusa. México, 1982.

RICO RODRÍGUEZ, Alfonso y Hermilo del Castillo. *La ingeniería de suelos en las vías terrestres.* Vol I, Edit. Limusa. México, 1982.

SOWERS, George B. y George F. Sowers. *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones.* Edit. Limusa. México, 1983.

TERZAGHI, Karl y Ralph B. Peck. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.* Barcelona, El Ateneo, 1976.

TIMOSHENKO. *Mecánica de materiales.* Edt. Blume. Madrid, España, 1968.