

TEMAS SELECTOS DE MECÁNICA DE SUELOS
(Del 7 al 11 de agosto de 1976).

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 7	9 a 11 h	INTRODUCCION AL CURSO	Ing. Gabriel Moreno Pecero
	11 a 13 h	GEOLOGIA APLICADA	Ing. José María Bolívar del Valle
	13 a 14:30 h	COMIDA	
	16 a 20 h	LA RESPUESTA MECANICA (DESFI, UNAM)	Ing. Franklin Rendón González Ing. Carlos Silva Echartea
Agosto 8	9 a 11 h	ESFUERZO DEFORMACION	Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers
	11 a 13 h	EMPLEO DE MODELOS FISICOS	M. en I. Abraham Díaz Rodríguez
	13 a 14:30 h	COMIDA	
	16 a 20 h	LA RESPUESTA MECANICA (DESFI, UNAM)	Ing. Franklin Rendón González Ing. Carlos Silva Echartea
Agosto 9	9 a 11 h	APLICACION PRACTICA DE LA MECANICA DE SUELOS	Ing. Gabriel Moreno Pecero
	11 a 13 h	LA MECANICA DE SUELOS EN TUNELES	Ing. Juan Jacobo Schmitter
	13 a 14:30 h	COMIDA	
	16 a 20 h	LA RESPUESTA MECANICA (DESFI, UNAM)	Ing. Franklin Rendón González Ing. Carlos Silva Echartea
Agosto 10	9 a 11 h	ESFUERZO DEFORMACION	Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers
	11 a 13 h	EL ELEMENTO FINITO	Ing. Miguei Romo Organista
	13 a 14:30 h	COMIDA	
	16 a 20 h	LA RESPUESTA MECANICA (DESFI, UNAM)	Ing. Franklin Rendón González Ing. Carlos Silva Echartea

TEMAS SELECCIOS DE MECANICA DE SUELOS

-2-

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 11	9 a 11 h	PRESAS DE TIERRA	Dr. Daniel Reséndiz Núñez
	11 a 13 h	INSTRUMENTACION	Prof. Ernesto Rosati Maldonado
	13 a 14:30 h	COMIDA	
	14:30 a 18 h	DINAMICA DE SUELOS	Dr. Raúl Flores Berrones
	18 a 20 h	PRESAS DE TIERRA	Dr. Daniel Reséndiz Núñez

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO :

TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS, 1978.

1. ING. GEOLOGO JOSE MARIA BOLIVAR DEL VALLE
Profesor de Geología Aplicada a la Ingeniería Civil
D E S F I, UNAM
Gerente General
Construcciones Horizonte, S. A.
Galeana III
Tlalpan, México 22, D.F.
Tel. 573.78.96.

2. M. EN I. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ
Jefe de la Sección de Mecánica de Suelos
D E S F I, UNAM
México 20, D.F.
Tel. 550.52.15 Ext. 4490

3. DR. RAUL FLORES BERRONES
Jefe de la Oficina de Investigaciones y Estudios Especiales
Dirección General de Obras a Mano
S. A. H. O. P.
Dr. Barragán 779-8°
México, D.F.
Tel. 590.50.86

4. ING. GABRIEL MORENO PECERO
Jefe de la Oficina de Mecánica de Suelos
S. A. H. O. P.
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.

5. ING. FRANKLIN RENDON GONZALEZ
Proyectos Marinos, S.C.
Departamento de Ingeniería
Blvd. M. Avila Camacho No. 1° 11°
México 10, D.F.

6. DR. DANIEL RESENDIZ NUÑEZ
Director
Instituto de Ingeniería, F. DE ING.
UNAM.
Tel. 548.30.44

7. DR. MIGUEL ROMO ORGANISTA
Investigador
Instituto de Ingeniería
UNAM
México 20, D.F.
Tel. 548.65.60 Ext. 448

8. PROF. ERNESTO ROSATI MALDONADO
Jefe de la Oficina
Departamento de Instrumentación de Estructuras
C. F. E.
Augusto Rodín 265
México 19, D.F.

9. ING. JUAN JACOBO SCHMITTER
Superintendente Técnico
~~Tunel, S.A.~~
Insurgentes Norte Esq. Strauss
México 14, D.F.

10. ING. CARLOS SILVA ECHARTEA
Investigador
Instituto de Ingeniería
U.N.A.M.
México 20, D.F.
Tel. 548.65.60 Ext. 448

11. DR. LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS
Profesor
D. E. S. F. I., UNAM
Director
Despacho Particular
I. la Católica 68-4°
México 1, D.F.
Tel. 585.10.44



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

INTRODUCCION

ING. GABRIEL MORENO PECERO

AGOSTO, 1978.

TEMAS SELECTOS DE LA MECANICA DE SUELOS

INTRODUCCION.

El objetivo de la introducción es tratar de ejemplificar la -
liga entre los aspectos teóricos de la Mecánica de Suelos y sus apli-
caciones. Se meditó bastante sobre cuál o cuáles podrían ser los --
ejemplos que se podrían proponer para que sirvieran de base de discu-
sión durante la exposición, llegándose a la conclusión de que se po-
dría utilizar, con el objetivo propuesto, las notas de la primera par-
te del curso de Mecánica de Suelos Aplicada que ahora se imparte, tal
como han sido hechas por un alumno que asiste al curso; desde luego, -
se está consciente de que en las mismas existen algunas interpretacio-
nes que no son fieles de lo comentado en clase e inclusive algunos --
conceptos no totalmente ciertos, pero tales hechos se consideran bené-
ficos en el caso presente si se tiene en cuenta que mediante esas no-
tas se conoce el punto de vista del alumno, situación a la que siempre
es deseable tener acceso, máxime para los que tenemos el privilegio -
de ejercer la docencia. Esto ha motivado que se anexas a este escrito
fotocopias de las notas mencionadas.

Julio de 1978.

10/abr/18. 2

MECÁNICA DE SUELOS APLICADA.

OBJETIVO: Integrar todos los conocimientos de los 2 cursos anteriores para saber como aplicarlos en toda obra en la cual vayamos a intervenir.

Requisitos para aprobar el curso:

- 3 exámenes parciales y
- 1 examen final
- Visitas
- Trabajo final
- Tareas de investigación
- Tareas de razonamiento.

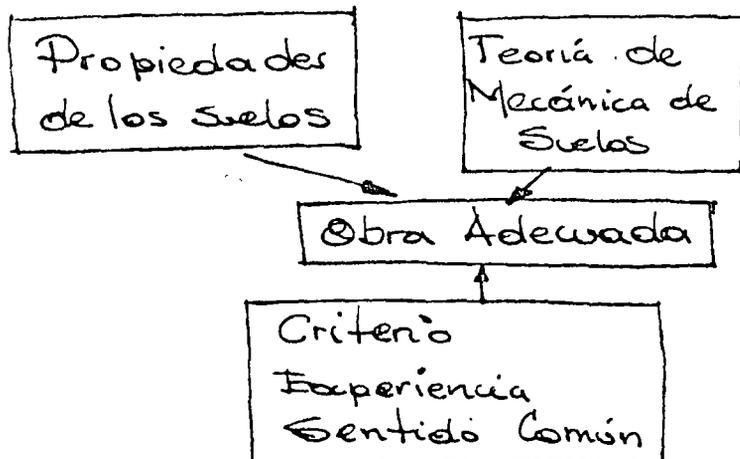
NO HAY EXENTOS.

OBJETIVO: Manejar los conceptos aprendidos en las clases de Mec. de Suelos; que son antecedentes, con el fin de que las diferentes actividades que debe desarrollar el ingeniero de suelos resulten adecuadas.

Que.

¿ Como se aplica actualmente la Mec. de Suelos ?

En general, se piensa que deben ser tres los conocimientos fundamentales a ser manejados para lograr la mejor solución a los problemas relacionados con los Suelos.



Por obra adecuada se entiende la que reúne la máxima economía, con la máxima seguridad y eficiencia (funcionamiento).

Tarea # 1.

Analizar una obra de ingeniería en que intervenga en forma preponderante el suelo. Justificando en el análisis que se haga, la necesidad de dominar los 3 conocimientos mencionados en el párrafo anterior.

entrega: viernes 14/abril/78.

Los métodos que usualmente se emplean para determinar las propiedades de los suelos son:

- Mediante pruebas en el laboratorio
- Pruebas en el campo (observación de las obras).

Tarea # 2

En el caso del razonamiento que se haga en la tarea #1 hacer una ampliación de la influencia del sentido común en la obtención del mejor resultado en la obra de ingeniería que se halla formado como ejemplo:

entrega viernes 14/abr./78.

Conviene que tengamos las tareas, ya que en los exámenes se preguntan sobre ellas.

12/abr./78.

Importancia de los conocimientos adquiridos en:

- En el laboratorio
- En el campo.

La teoría puede dividirse desde un cierto punto de vista en tres partes: (según su importancia).

- Hipótesis
- Desarrollo matemático
- Conclusiones (fórmulas).

En clase no debemos responder con la palabra "depende"; ya que se sabe que todo depende de algo. Tampoco debemos hacer respuestas de embajador, es decir hacer una respuesta sin comprometernos.

Para la aplicación óptima de la Mec. de Suelos es conveniente el estar consiente de que la más importante de las diferentes partes de que consta una teoría son las hipótesis, porque su conocimiento permite discutir cual de las diferentes teorías que se conocen es la más adecuada para el caso particular de que se trate.

Por lo que en este curso se le dará primordial importancia al estudio de las hipótesis.

En cuanto a sentido común, a criterio o experiencia, quizá se pueda pensar en que se puede enriquecer si el profesional logra en todas sus actividades comparar el aspecto teórico con el aspecto real, por ello en este curso se tratará en lo posible de ligar los conceptos teóricos con la realidad.

Con el objeto de hacer notar la importancia del sentido común, en lo que sigue se tratará de hacer un razonamiento en donde básicamente se hará resaltar la creatividad del ingeniero.

Sea el pensar en el cimiento de una columna de una estructura.

En 1er lugar habremos de conocer el suelo en cuanto a sus propiedades. Supongamos que en este caso se trata de un suelo muy deformable y por lo tanto la principal preocupación del ingeniero serán los hundimientos que se generarán al someter a ese suelo. —

En estas condiciones, el ingeniero tendrá necesidad de recordar sus teorías de deformación eligiendo de ellas

aquella cuyas hipótesis sean congruentes con la realidad.

Desde el punto de vista estructural el ingeniero se pregunta si conviene un cimiento rígido o bien un flexible.

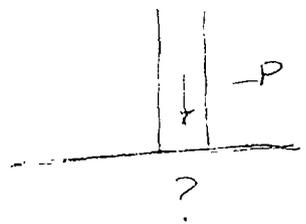
Al respecto se podría pensar en una estructura rígida en ese caso el suelo se deformaría en función de la rigidez de la estructura, e inclusive el ingeniero puede imaginarse para que la magnitud de los hundimientos sea relativamente pequeña de manera de lograr que la estructura sea segura y funcional, pero obviamente se desvirtuaría el criterio económico.

En el caso de decidir el utilizar una cimentación flexible se tendría que tener en cuenta la magnitud de los hundimientos, básicamente los diferenciales; pues estos podrían alcanzar valores q' disminuirían la funcionalidad y la seguridad de la obra, con obviamente este criterio determina obras más económicas.

Tarea No. 3 Hacer un razonamiento para el uso de acero en el caso del cimiento sobre suelo ^{blando} que se ha indicado como ejemplo

para el ~~para~~ ^{viernes} 14/abr/78.

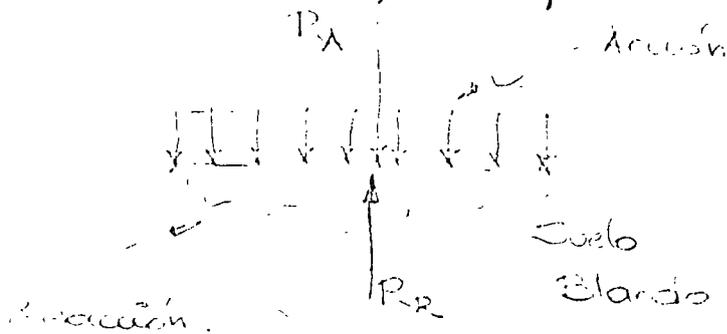
14/abr/78 no hubo clase.



NAF

11/abr/2016

Respecto a la fuerza # 3. se puede hacer el sig. razonamiento, el acero de refuerzo básicamente se requiere por las esfuerzos de tensión que aparecen en la zapata; estas a su vez, son debidas a las deformaciones diferenciales que se generan en el cimiento por la presencia del suelo blando ya que como la teoría y la observación directa lo indica cuando a un suelo blando se le somete a una sobrecarga uniforme la reacción no tiene esa misma distribución, lo que produce los hundimientos dife-



renúales; por lo tanto, se requerirá para evitar el refuerzo evitar las deformaciones diferenciales y para lograr esto será necesario generar en el suelo una distribución de presiones uniforme. Se puede pensar que esta distribución uniforme se puede lograr haciendo alguna modificación en la forma de la zapata. Para descubrir cual forma es la conveniente de la zapata fijámonos en que se requerirá que los hundimientos que se generen sean uniformes, para ello se pueden considerar las siguientes tres alternativas:

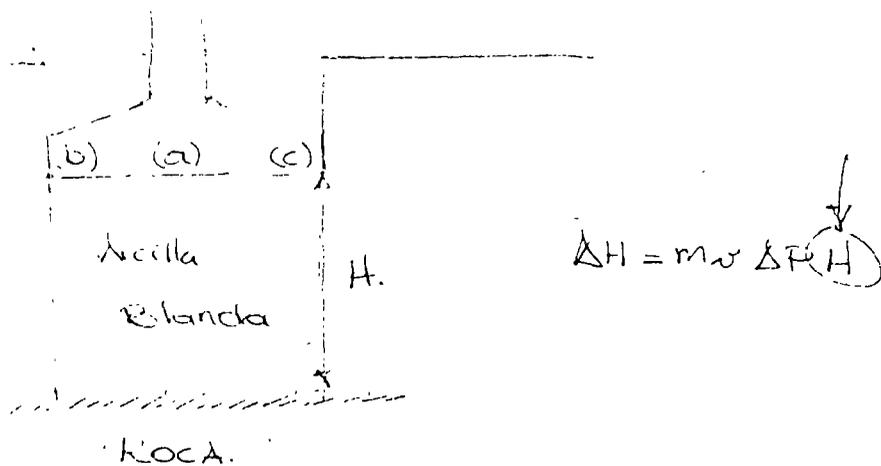
- sobrecargar los extremos de la zapata para provocar en ellos que el hundimiento sea mayor, e igual al hundimiento que se experimenta en el centro de la misma.
- Disminuir la carga al centro de la zapata.. de manera

de disminuir el hendidamiento en esa zona e igualarlo al hendidamiento en los extremos

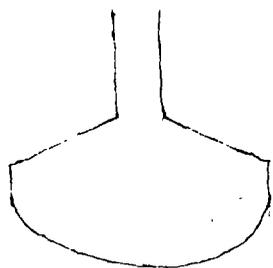
c) Tomando como base adecuadamente las otras 2 alternativas.

$$\Delta H = m \cdot w \cdot \Delta P \cdot H$$

H es la profundidad que alcanza el vórtice de presiones



Por lo tanto la forma que se le debe dar al cemento en su parte inferior debe ser la indicada en la sig. fig.



↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ distribución de esfuerzos en el vórtice

Si lo anterior resulta cierto la distribución de presiones que se genera en el tubo es uniforme. Y por lo tanto podría pensarse en que la zapata está sujeta a un estado de esfuerzos uniforme en que la fuerza constante tiende a ser nula, en estas condiciones el elemento estructural genera esfuerzos que resultan ser axiales según la dirección de la parte inferior del cemento y por lo tanto teóricamente dicho cemento se puede formar por una serie de elementos que trabajan

características a esfuerzos de compresión axial, por lo cual nos llevaría a una de las estructuras más económicas: que es la constituida por cascarones invertidos.

Claro está que lo anterior no es más que un razonamiento a puro sentimiento y por lo tanto para cuantificarlo se requeriría del conocimiento adecuado de las propiedades del suelo y de la teoría que rige a la Mecánica del Suelo y a la estructura.



Tarea #4. De acuerdo con el desarrollo aeroportuario hay necesidad de aumentar la longitud de las pistas de los aeropuertos. En la Cd. de Méx. hace tiempo hubo necesidad de incrementar la long. de las pistas y al haberlo hecho en el suelo muy blando que constituye el lago de Texcoco. El principal problema de esta obra fueron los hundimientos diferenciales. Se pide investigar y justificar los criterios de diseño de esas ampliaciones e indicar los procedimientos constructivos que se siguieron.

Ing. Miguel
Ing. Arturo Mechaica

Congreso en Anhalter.

Para el viernes

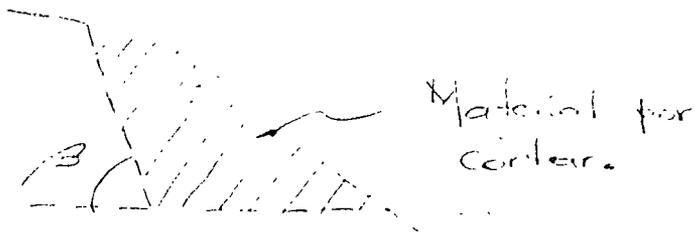
19/abr./78.

En todo lo anterior se ha mencionado la palabra Suelo frecuentemente, por lo que resulta conveniente el ponerse de acuerdo en la definición de suelo.

A fin de comprender la importancia que tiene el concepto, aceptar una definición de Suelo, se

propone el sig. ej.

Sea el proyectar una carretera y en ese proyecto sea el caso indicado en la fig.



La intervención del ingeniero de Mecánica de Suelos es doble.

- Determinar β para un cierto factor de seguridad
- Procedimiento de construcción

En ambas intervenciones el ing. requiere conocer:

Si es suelo ó es roca (o un mat. intermedio)

Por lo tanto es necesario ~~haber~~ tener con claridad el concepto de suelo.

El suelo es el producto de la alteración de las rocas; constituido por sólidos, líquidos y gases, en cuanto a los sólidos su tamaño máximo, se conviene que sea de 3" (7.5 cm); tal que si se toma entre las manos es relativamente fácil deformarlo.

De acuerdo con la anterior definición se pregunta si la grava es roca o es suelo.

Puede concluirse que individualmente se clasificaría como roca, pero en conjunto debe ser suelo de acuerdo con la definición aceptada y tal conjunto es el que maneja el ingeniero en sus obras

Como excepción de la definición se tienen los suelos orgánicos de los cuales el más representativo

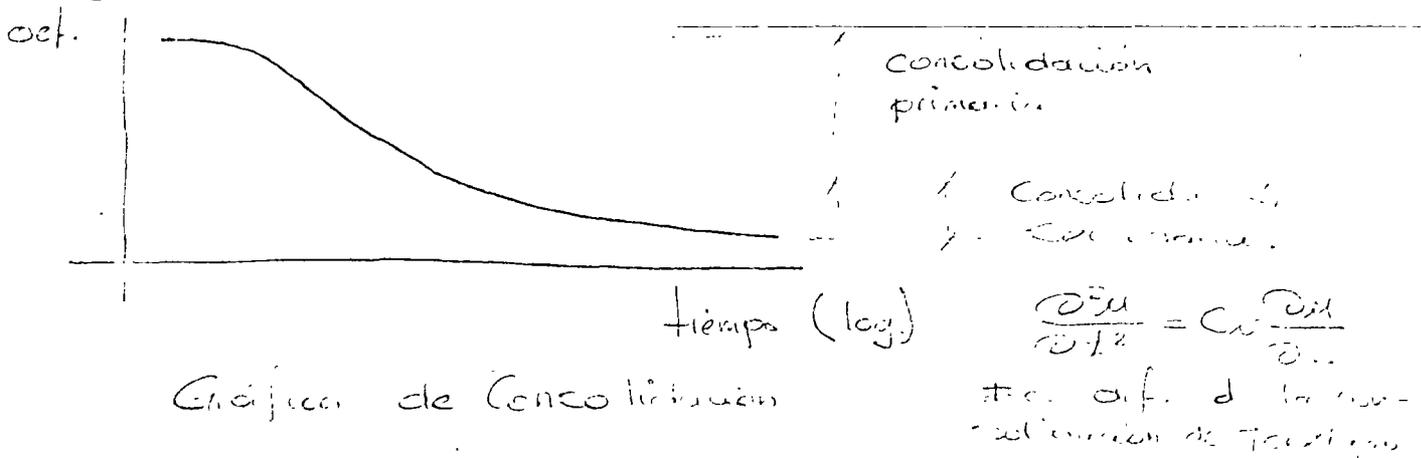
es la turba producto de la alteración de la materia vegetal.

Como un ~~ejemplo~~ ej. de la influencia de los suelos turbosos en las obras de ing. Se tiene el funcionamiento defectuoso del f.c. del puente, básicamente al atravesar suelos turbosos; la característica que hace aparecer problemas en la operación de los f.c. es la elasticidad que presentan, a los suelos turbosos se les denomina también resilientes (resilientes).

Tarea # 5. Investigar en los libros de Mec. de suelos las características fundamentales de los suelos orgánicos para el viernes 21 de abril.

21/abr./78.

Los Suelos orgánicos ~~son~~ son de los suelos más plásticos. muy deformables



En las turbas la consolidación ~~se condario~~ secundaria puede ser más importante que la consolidación primaria y por lo tanto para el cálculo de los asentamientos q' se generan en esos suelos no es lícito emplear únicamente las for. de consolidación primaria. Es necesario emplear también las correspondientes a la consolidación secundaria.

Para este problema se puede consultar un libro de Leonardo Zeevaert.

El contenido de agua es el más alto de todos los suelos.

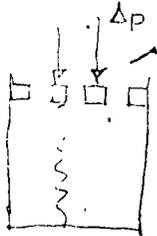
LEO CABAGRANDE. - estudio de suelos blandos, en el se menciona una turba japonesa con un contenido de agua del 2000%. Por lo tanto el comportamiento de estos suelos tiene un comportamiento básicamente de un fluido.

Por cada gramo de sólido el suelo tiene 20 gr de agua.

Tiene una relación de vacíos relativamente grande que varía entre 5 y 10.

$e = \frac{V_v}{V_s}$ por cada cm³ de sol. el suelo tiene 10 cm³ de agua

Y por lo tanto las deformaciones que experimenta por cambio de vol. son relativamente rápidas.



medios vacíos
el agua sale más rápido.

O sea su coef. de permeabilidad es relativamente alto

$v - b_i$

La resistencia de las turbas es relativamente baja.

O sea que este suelo ~~es sumamente~~ tiene todas las agruantes.

Conviene aceptar una definición de Mec. de Suelos, q' permita para este curso unificar criterios.

MECANICA DE SUELOS: ~~Es~~ un conocimiento que describe el comportamiento del suelo en cuanto a esfuerzos, deformaciones, relación esfuerzo-deformación y a su variación con el tiempo, con el

Objeto de que las obras en que intervenga el suelo resulten económicas, seguras y funcionales 12

Ejemplos prácticos.

1- Se ha diseñado el proyecto y la construcción de un muelle en un puerto de mar.

¿Qué suelo tenemos? El suelo en el sitio está constituido por arena, prácticamente saturado.

Interesa conocer el comportamiento mecánico del suelo en cuanto a esfuerzos, puesto que es necesario valorar su resistencia. De acuerdo con la teoría de Mec. de Suelos se sabe que el comportamiento de ese suelo es friccionante o sea que la expresión de resistencia es $S = \sigma \tan \varphi$. El criterio indica que entre más se comprima el suelo más resiste y ello nos conduce a una solución relativamente económica, segura y funcional para formar el muelle.

Tarea No. 6. Investigar la técnica denominada la técnica armada (Técnica francesa) Se puede investigar en la Ing. de Suelos en vías terrestres de Riva y Castillo. Ver si se puede utilizar esta técnica para la construcción del muelle.

entrega miere. 26/abr./78

24/abr/78

que se va a cambiar }
que las condiciones }
y como lo resaltarán }

Esfuerzos \rightarrow relación, tiempo.
Deformaciones



Mecánica de suelos

Componentes del suelo

- Sólida
- Líquida
- Gaseosa

El agua (líquida) y el aire (gaseosa) se encuentran en los huecos que existen entre las partículas del suelo.

Desde el punto de vista de explicación de la Mecánica de Suelos, interesa ordenar los diferentes elementos del suelo en función de la importancia que tienen en el comportamiento de los mismos.

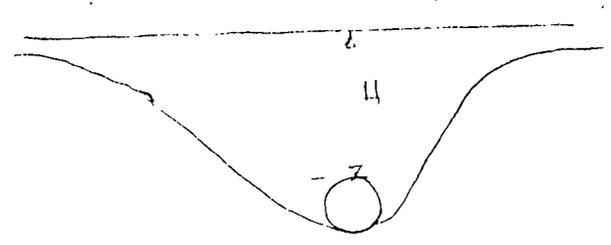
Con el punto de vista comentado surge el agua como uno de los elementos del suelo más importantes, para reforzar esta idea puede pensarse que las fallas en las obras de tierra normalmente se presentan en la época de lluvias.

En segundo lugar, puede anotarse al sólido como componente del suelo importante en su comportamiento y en tercer lugar los gases.

Respecto a los sólidos tratamos de "descubrir" cuales son las características nobles de ellos que influyen en el comportamiento de los suelos.

Ejemplo

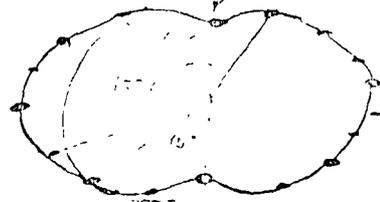
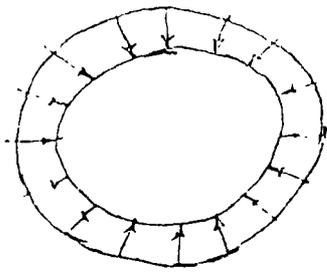
Sea una barranca que es necesario atravesar mediante un terraplén.



En su fondo se requiere colocar un tubo para dar paso a una pequeña corriente de agua.

Supongamos que la altura "H" es considerable (por ej., del orden de los 20m). El diseño estructural del tubo, se hace con la hipótesis de que los esfuerzos que genere el relleno en él sean uniformes:

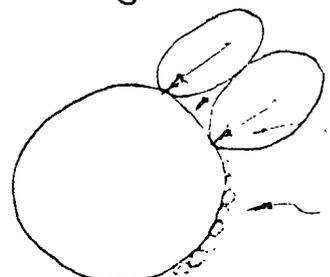
La pregunta es ¿que tipo de suelo usar, para que se cumpla mejor, la hipótesis hecha?



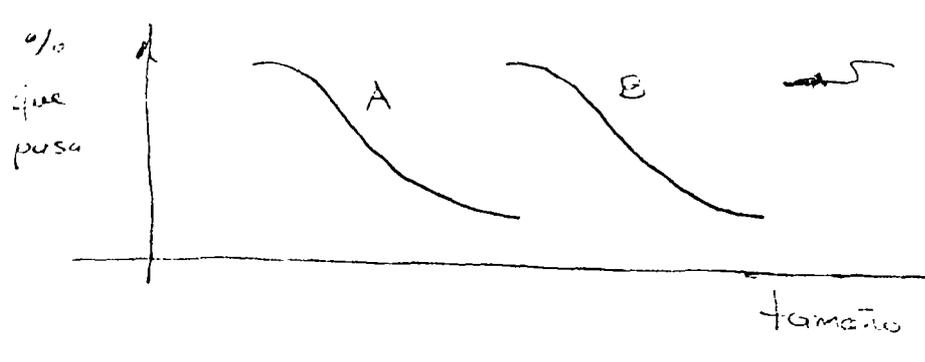
14
 (memoria)
 Efectos

La curva señalada es la elástica que se forma con la presión de la tierra, las 1^{as} grietas aparecen sobre el eje vertical que es el eje de tensión, sobre el eje hor. también hay tensiones pero la tensión es variable en las fibras externas de la tubería, por lo que no hay grietas en esa zona. Si la presión aumenta aparecen más grietas a 45° de los ejes tanto hor. como vert. si hay mayor presión aparecen más grietas a 22.5° apartir de las anteriores y así sucesivamente.

Desde el punto de vista de la pregunta el ingeniero piensa de inmediato en el tamaño de las partículas sólidas y concluye que lo más conveniente es usar un suelo de partículas sólidas pequeñas, con el objeto de que haya un mayor número de contactos entre sólidos del suelo y superficie lateral del tubo, pero mejorando esta idea, el ingeniero llega a la conclusión de que no es el tamaño de los sólidos lo que le interesa si no más la buena distribución de los tamaños de las partículas sólidas o sea le interesa la granulometría de los suelos.



Zona de espacios nulos.
 espacio grande en un caso pequeña
 así reducimos las zonas de espacios nulos.



Tan buena granulometría es la de la curva A como la E; debido a la misma razón que tienen las 2. La única diferencia entre las 2 es que los tamaños de los granos de A son mayores a los de E.

Tarea # 7. Proponer un ej. de la Mec. de Suelos. en donde se ponga de manifiesto con claridad la influencia preponderante de la granulometría de los Suelos.

de los cuerpos homogéneos (sólidos) en polvo

para el viernes 23/abr/78.

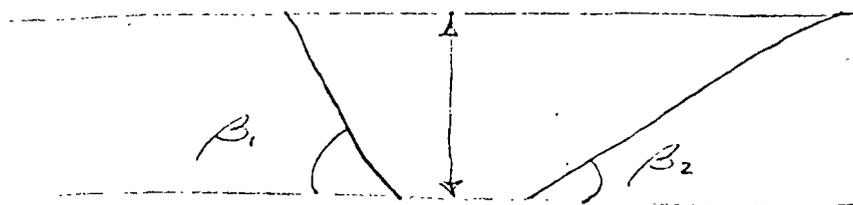
1er examen parcial mier. 7/Jun./78

26/abr./78.

Sólidos
Líquidos
Gases.

Sólidos { Tamaño: (Granulometría) - GRUESOS { Gravas
Arenas
Forma:

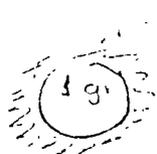
La forma de las partículas sólidas es importante en la resistencia de los sebes friccionantes en el sentido que influyen en el valor de ϕ así, partículas sólidas angulares determinan ángulos de talud mayores que partículas sólidas redondeadas manteniendo constante el factor de seguridad $S = \sigma \tan \phi$



$\beta_1 > \beta_2$

En el caso de los sebes finos que como se recordará las fuerzas que actúan en ellos se generan son básicamente eléctricas, se puede pensar que la forma de las partículas sólidas es una característica muy importante puesto que las fuerzas eléctricas dependen.....

Cemento



$S = 10 \text{ cm}^2$

$S_e = \frac{10 \text{ cm}^2}{1 \text{ gr}} = 10 \frac{\text{cm}^2}{\text{gr}}$

I

III



$S = 70 \text{ cm}^2$

$S_e = \frac{70 \text{ cm}^2}{1 \text{ gr}} = 70 \frac{\text{cm}^2}{\text{gr}}$

agua

1 gr

... de la llamada sup. específica y esta a su vez es función del área exterior de cada partícula sólida, que puede variar cambiando la forma de la partícula sólida, o sea que en conclusión se puede anotar que la actividad eléctrica de los suelos finos depende básicamente de la superficie específica de éstos sólidos o sea de la forma de estos.

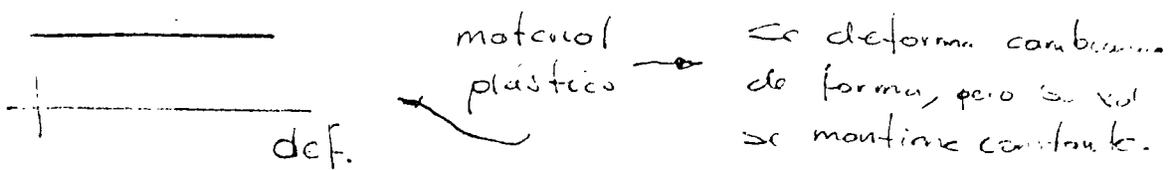
Aplicación práctica - en la tecnología actual existe un problema todavía no totalmente resuelto que es el de las arcillas expansivas. La preocupación primera del ingeniero es determinar su presencia, para lograr conocer donde se puede presentar este tipo de suelo el ingeniero debe tener en cuenta que la expansividad no es otra cosa que una manifestación de la actividad eléctrica y por lo tanto este tipo de problemas necesariamente se presentará en aquellos suelos en que tal actividad sea intensa o sea en suelos finos. Pero de los finos será más intensa en aquellos en que los partículas sólidas sean más laminares; en este punto, el ingeniero siente la necesidad de ligar este conocimiento con algunas características que sean fácilmente medibles, tales como la susceptibilidad a la influencia de las variaciones del contenido de agua; signos tales como agrietamientos, fácil desmoronamiento del suelo cuando está relativamente seco, permiten sospechar que se puede estar en presencia de un suelo expansivo; el siguiente paso es efectuar pruebas de laboratorio como:

- partículas coloidales con aquinas q' tienen los mismos
- membranas de 2 micras

Determinación del porcentaje de partículas coloidales (\leq dos micras).

Con la prueba del hidrómetro.

Otra prueba serían los límites de consistencia, líquida y plástica solamente, puesto que se supone que entre más plástico sea el suelo mayor actividad eléctrica tiene

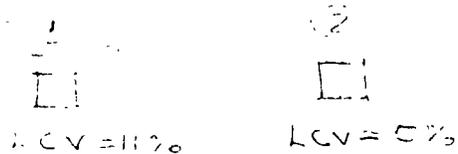


La determinación del límite de contracción volumétrica, de acuerdo con Holtz y Gibbs - a mayor porcentaje de partículas coloidales mayor expansividad

- a mayor índice de plasticidad mayor expansividad
- a mayor límite de contracción volumétrica (LCV).

Tarea #8. Discutir la posible relación que pudiera existir entre la expansión potencial de un suelo y su límite de contracción volumétrica.

Para el mca. 3/may/78

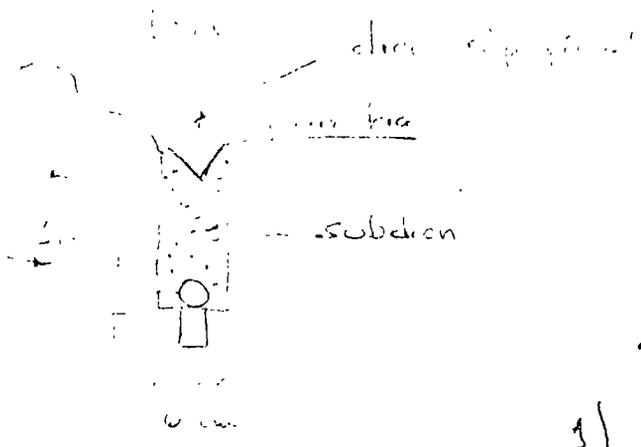


El suelo 1 es más peligroso estructuralmente por su LCV

28/abr/78.

Granulometría

Requisitos para material de filtro en subdrenes de arquetas



Los requisitos geométricos son de tal manera que se deben tratar los materiales; lo cual implica un costo elevado.

Requerimientos actuales

- 1) a) ϕ
- b) transporte

Terzaghi

U.S. Army Corps. (Corpo de ingenieros)

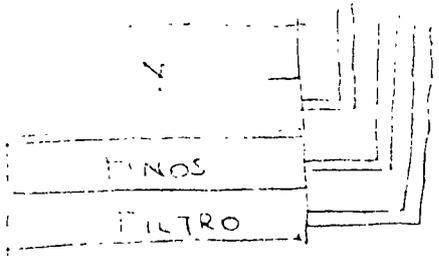
- 1º Parte de la investigación : Planificación
- 2º " " " " " " : Bibliografía

lo suficientemente permeable
 / - impermeable para que se taponee

agua { Características Hidráulicas } i { diferencia de potencial hidráulico
 longitud de recorrido
 flujo establecido (saturado)
 K inicio del flujo (no establecido)
 flujo no establecido (saturado)

Sellos { arcilla } cte { espesor
 permeabilidad (estructura remolada)
 { arena } variable { porcentaje de finos
 espesor
 compactación

Se estudiaron los bancos de material cercanos a la ciudad



Temperatura
 permeabilidad

Modelo 3
 pruebas rápidas
 (acrílico vidrio)

Tarea No. 9 Enumerar los diferentes requerimientos
 para material de filtro en subdrenes de carreteras
explicando su funcionalidad

Para el - 8/mayo/78

Tomo III Jaimes Badillo

3 CEDER GREN - I.C.V.T

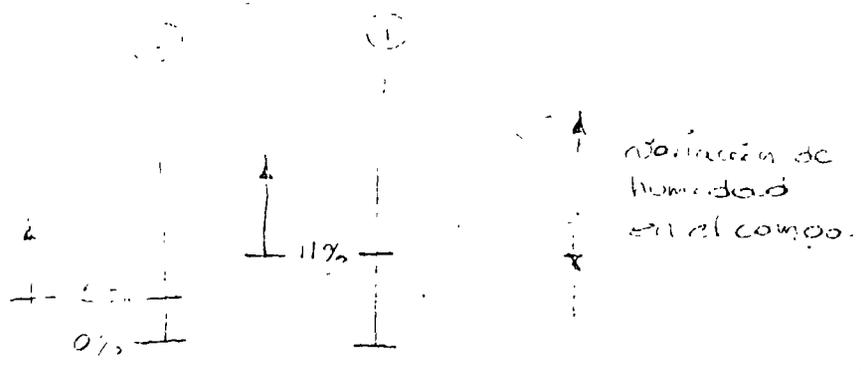
3/mayo/78.

L CV	Cambio del vol.
> 12%	Poco
10-12%	Poco a medio
< 10%	Medio a alto.

Holtz y Gibbs.

(2)
 LCV = 5%

el suelo es el más crítico (mayor expansión)

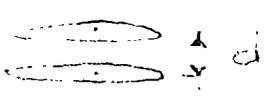


A mayor nom. de part. coloidales mayor actividad eléctrica y a mayor actividad eléctrica mayor susceptibilidad al agua y por lo tanto a la expansividad.

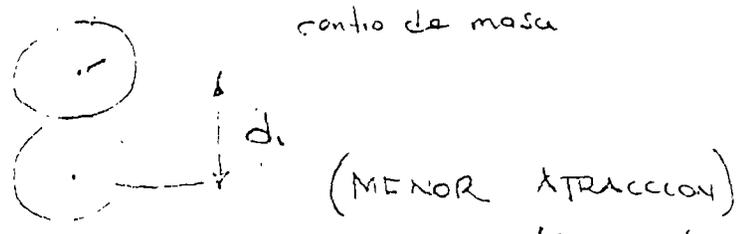
Comp. del Suelo {
 Sólido { tamaño: distribución
 forma: FINOS
 líquidos: agua
 gases: aire

Forma

Los suelos FINOS viven en un "mundo eléctrico".
 Las fuerzas eléctricas de atracción.



Das partículas sólidas de un suelo fino pueden atraerse (fuerzas eléctricas) y pudiera pensarse que esa fuerza de atracción dependen de la distancia entre los centros



de masa de cada una de las partículas, de manera que a menor distancia mayor fza de atracción, por lo tanto las partículas sólidas laminares que constituyan una estructura orientada (partículas sólidas laminares practinante

partículas) tenderon a tener entre ellas mayor atracción eléctrica. A medida que la forma de las partículas sólidas tiende a alejarse de la lamina la atracción entre ellas tiende a ser menor.

Una expresión que se propone para valorar las fuerzas de atracción es la sig.

$$F_i = K \frac{q_1 q_2}{d^\alpha} \quad \text{VAN DER WAALS}$$

donde F_i = fuerza de atracción

K = coef. de proporcionalidad

q_1, q_2 = son las masas de las partículas sólidas

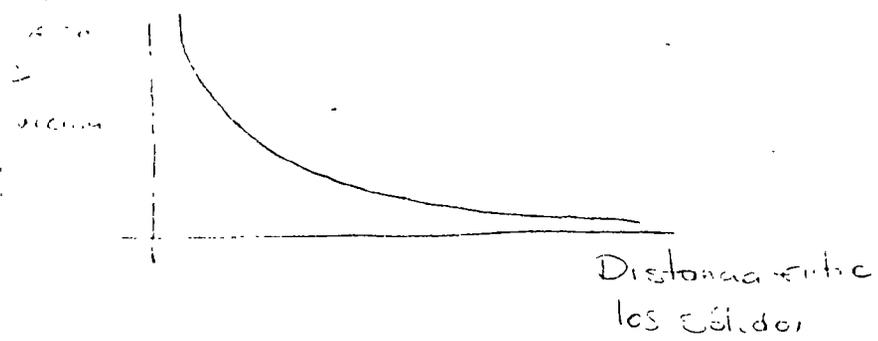
d = dist. entre los centros de masa de las part. sólidas

α = exponente

Referencia: Building Materials — M. Reiner.
1er capítulo.

Ver fig. ... todos de los materiales

Gráficamente las fuerzas de Van der Waals pueden explicarse como:

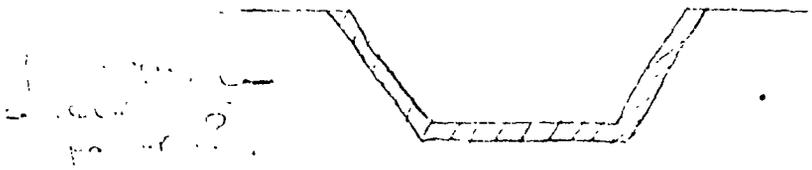


Aplicación Práctica

Sea un suelo que sea ha defectado como expansivo por lo tanto se trata de un suelo fino con plasticidad grande, con LCV pequeño, con % de partículas

coloidales grande; en el se pretende apagar una estructura ligera por ej. el revestimiento de concreto de un canal que se excava en ese suelo.

Suelo...
...
grueso

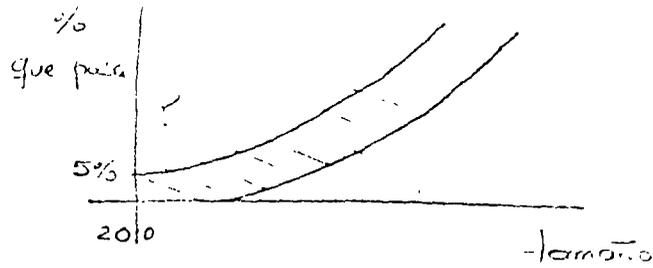
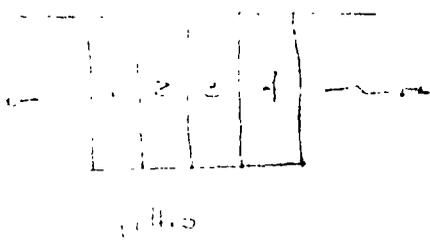


Una posibilidad de solución es pensar en algún método que permita aumentar la magnitud de las fzas de atracción entre las partículas sólidas y por lo tanto teniendo en cuenta que tal magnitud depende de la distancia entre las partículas sólidas, que puede disminuirse compactando adecuadamente el suelo. Por adecuado se entiende; en este caso particular se entiende el lograr, una estructura orientada para lo cual convendrá utilizar un método de compactación que genere en el suelo esfuerzos tangenciales lo que se consigue con los métodos llamados de amasado por ej. utilizando un equipo tal como la pata de cabra o las bailarinas de dimensiones relativamente pequeñas en su área de apoyo.

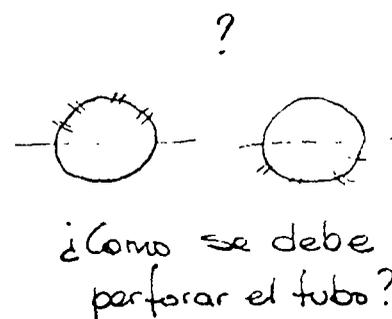
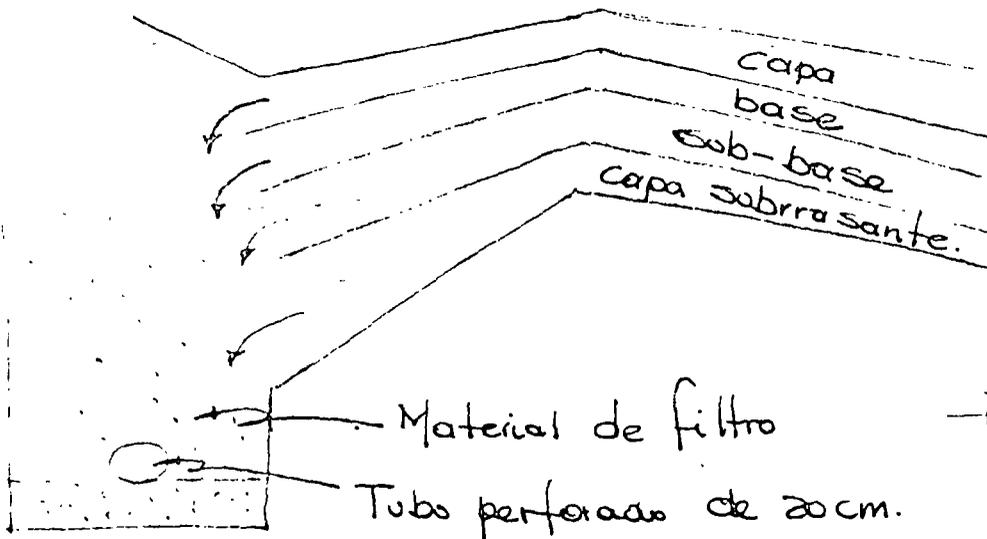
Referencia: Tratamiento de las arcillas expansivas en la zona del Valle Imperial de Mexicali
Vicente Orozco Santollo
SARH.

Tarea # 10. Tratar de encontrar alguna aplicación práctica del conocimiento de la influencia preponderante de la forma de las partículas sólidas en el comportamiento de los suelos finos.

entreg. Viernes 12/mayo/78.



Permeabilidad para el agua: $v = ki$ }
 Impermeabilidad para Sólidos. } *Propiedades de un buen filtro*



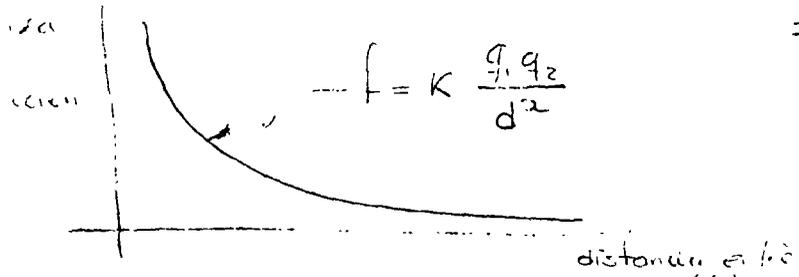
En los países socialistas consideran que el tubo sirve principalmente para introducir aire (pres.=0) y el agua por lo tanto fluye hacia el tubo del subdren.

$\frac{h_1 - h_2}{L} = \text{grad. hidráulico}$ $h_1 = \frac{P_1}{\gamma_0} + Z_1$; $h_2 = \frac{P_2}{\gamma_0} + Z_2$

Sólidos : { Tamaño : GRUESOS
 Forma : FINOS

Líquidos
 Gases.

MUNDO ELECTRICO.



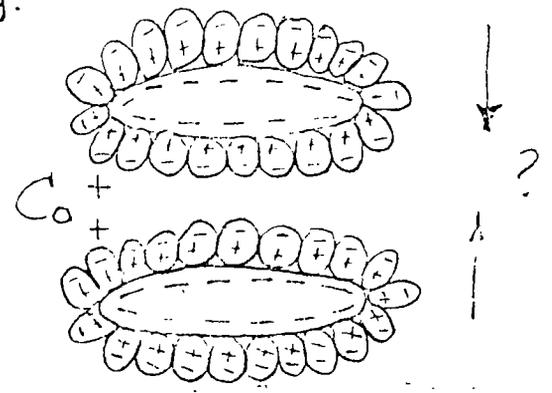
Fuerzas de Van der Waals.

Todo lo anterior se refiere exclusivamente al caso de los sólidos y al respecto surge una duda suscitada porque en los cursos de física se demuestra que todos los cuerpos sólidos están cargados eléctricamente estando las moléculas interiores en equilibrio eléctrico, pero no las exteriores o sea las que forman la superficie exterior del sólido de manera que en esa superficie exterior es en donde se siente la influencia eléctrica; pudiera aceptarse que en ella aparecen cargas eléctricas del mismo signo, por ej. negativas



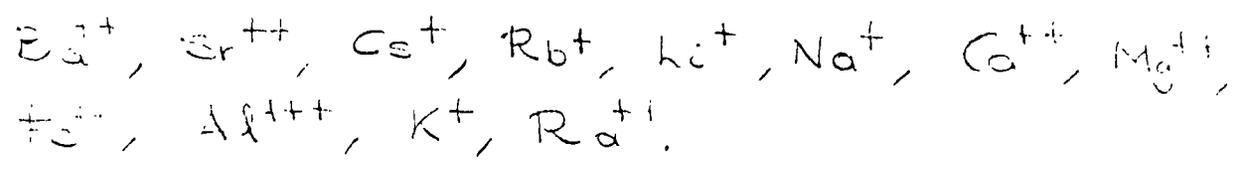
La duda consiste en que para al poner frente a frente dos particular sólidas entre ellas debe aparecer una fuerza de repulsión; lo que haría que el suelo del que forman parte, prácticamente se "desintegrase", esto evidentemente no ocurre en lo general, por lo tanto para lograr aceptar la presencia de las cargas eléctricas en la forma comenta debe existir algún elemento que anule o inclusive lo transforme a fuerzas de atracción.

Una posibilidad puede ser el agua formada por moléculas de H_2O con un ión de hidrógeno (+) y un ión oxhidrilo (-), por lo que se le denomina bipolar. eso hace que en la inmediata vecindad del sólido las moléculas de agua se orienten tal como se indica en la fig.

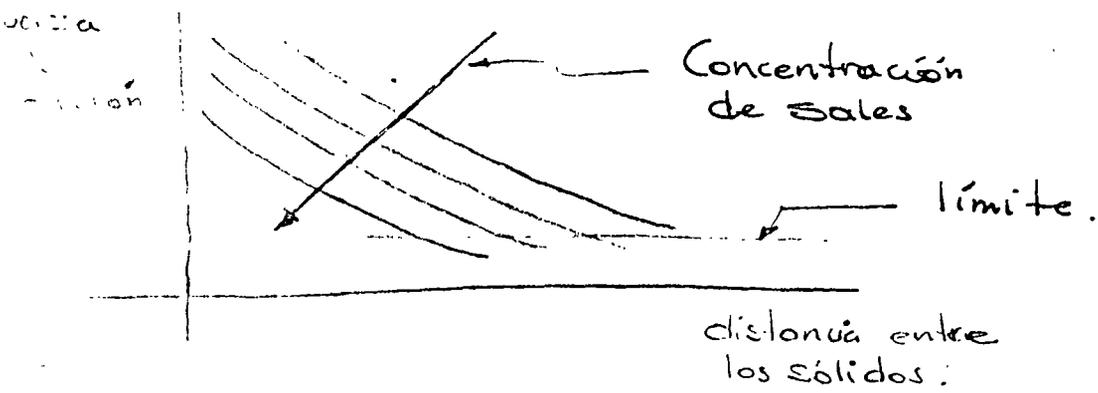


Debido a la orientación que sufren las moléculas de agua sucede que nuevamente vuelven a quedar cargas.

eléctricas del mismo signo frente a frente y por lo tanto seguirán apareciendo fuerzas de repulsión entre los sólidos, para que esto no suceda y sea congruente con la realidad es necesario que aparezcan algunos elementos químicos con carga eléctrica positiva, como por ej.



Las que aparecen en el agua en forma de sales, así por ej. pudiera pensarse que se añade calcio (cal) al agua del suelo. que con sus 2 cargas eléctricas positivas logra establecer la unión entre dos moléculas de agua y por lo tanto la unión de los dos sólidos, así se dice que las fuerzas de repulsión entre los sólidos siguen la ley que se indica en la fig.



Aplicación práctica: en el caso de la arcilla expansiva que hemos venido comentando se podría pensar en lograr en ella lo que en la práctica se acostumbra denominar estabilización mediante el añadido de cal en un porcentaje que no vaya a causar otro problema que es el del agrietamiento, esta aplicación que se estudiará más detalladamente se puede ahora explicar con relativa facilidad con los conocimientos anotados antes y sabiendo que efectivamente la cal estabiliza los suelos finos, se puede ahora concluir que los sólidos de los suelos tendrán en su

superficie cargas eléctricas negativas.

En el curso de Mec. de Suelos I se habla de dife-
rentes capas de agua en la vecindad de los ~~suelos~~ sólidos
así se menciona la capa de agua sólida en la inmediata
vecindad del sólido; también la capa de agua "fluida" y
capa de agua libre (gravitacional). Al conjunto de
las dos primeras se le denomina capa de agua absor-
bida.

Tarea No. 11 : — Se pide investigar o pensar, en cua-
les son los factores de los que dependen el espesor de
la capa de agua absorbida en los suelos en general.
~~de que depende el espesor.~~

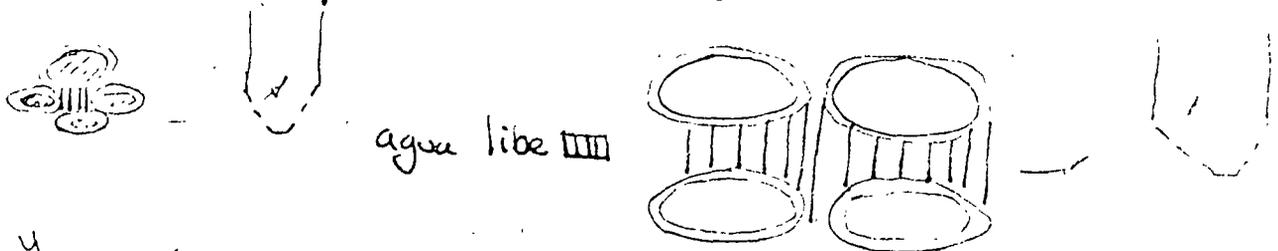
guía Terzagui y Peck.

para el. vier. 12/mayo/78.

12/mayo/78.



El espesor de la ^{de agua} capa absorbida se puede pensar ^{que depende} de
la magnitud de la fza de atracción y esta a su
vez de la composición mineralógica del sólido



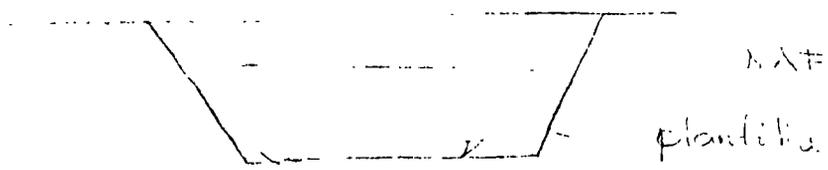
Y aceptando que existiera la posibilidad de que la
composición mineralógica fuera semejante en todos los
suelos se podría concluir que el espesor de capa de
agua absorbida es semejante en todos los suelos.

lo usual conduciría a su vez a la conclusión de que en el caso de los suelos gruesos habría una cantidad de agua libre bastante mayor

hecho que coincide con la observación práctica de que es mayor el ~~ag~~ volumen de agua que se extrae de un suelo grueso saturado que de uno fino saturado mediante el empleo de una misma bomba o sea sujeta el agua a la misma sollicitación hidráulica (misma succión)

Si lo anterior fuera cierto querría decir que en caso de los suelos finos hay más agua absorbida que libre y por lo tanto si nos planteáramos el problema real de hacer una excavación en seco en ese suelo en donde suponemos el nivel de aguas freáticas aparece a una profundidad menor que aquella correspondiente a la plantilla de ~~excavación~~ tendríamos que pensar en extraer el agua por ejemplo mediante bombeo pero nos encontraríamos con la dificultad ya mencionada a menos que pensemos en algún método para extraer el agua absorbida; el método debe ser la generación de atracciones eléctricas de mayor magnitud con el objeto de que las partículas de agua "se despeguen" de los sólidos y vayan hacia esa fuente de generación, este fenómeno fue descubierto fue por Reuss en el siglo XIX y durante mucho tiempo sólo constituyó una investigación científica hasta que a Leo Casagrande se le ocurrió utilizarlo para una obra de ingeniería lo que lo convirtió en un conocimiento tecnológico, hubo algunas fallas, lo que hizo que durante una larga etapa se abandonase para surgir meras aplicaciones de el básicamente debidas al impulso del ingeniero

Enrique Tamez en México profesor de la FI. El método es la electroósmosis.



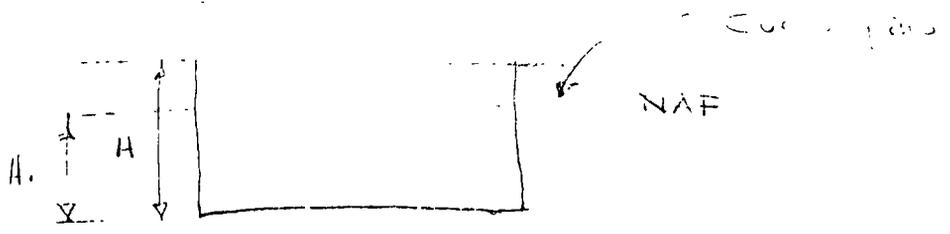
Tarea No. 12 Investigar sobre los antecedentes de la electroósmosis como método utilizado en obras de ingeniería que tienen que ver básicamente con suelos finos

31/mayo/88.

Sólidos { Tamaño : granulometría
 agua { finos : forma : eléctricos : electroósmosis
 gases.

Aplicaciones Prácticas de la electroósmosis

1. Ajustamiento del nivel de aguas freáticas en obras -nos

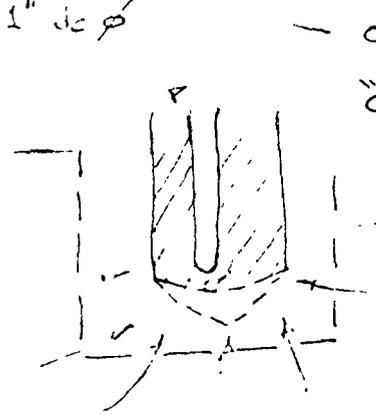
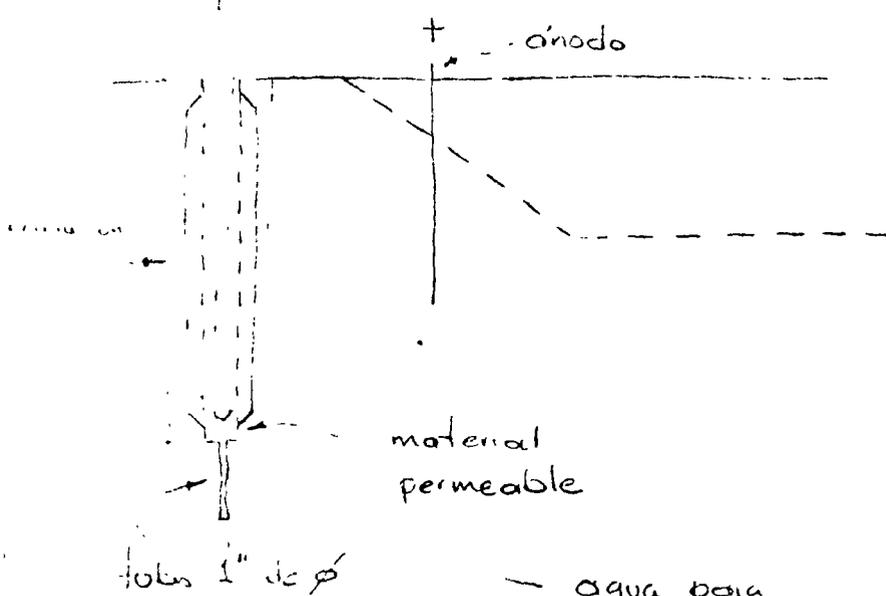


- = 4,5 m ya se necesita electroósmosis, también se puede del área que queremos cubrir.

La necesidad surge, por ejemplo, en el caso de que se requiere una excavación hasta una profundidad mayor a la del NAF. En esos casos se requiere abatir el NAF. antes de la excavación y por lo tanto, desde este punto de vista es necesario entre - agua, la

esto se puede lograr con hientes, que en su interior, de un lado al otro (pero permeable) se puede utilizar el efecto electrostático.

En la práctica se colocan electrodos; el ánodo está constituido por varillas de 1" de diámetro que se introducen en el suelo a presión; el cátodo (pozo) es un tubo revestido en cuyo exterior se colocan varillas, como se indica en la fig., y en cuyo interior se coloca la bomba.



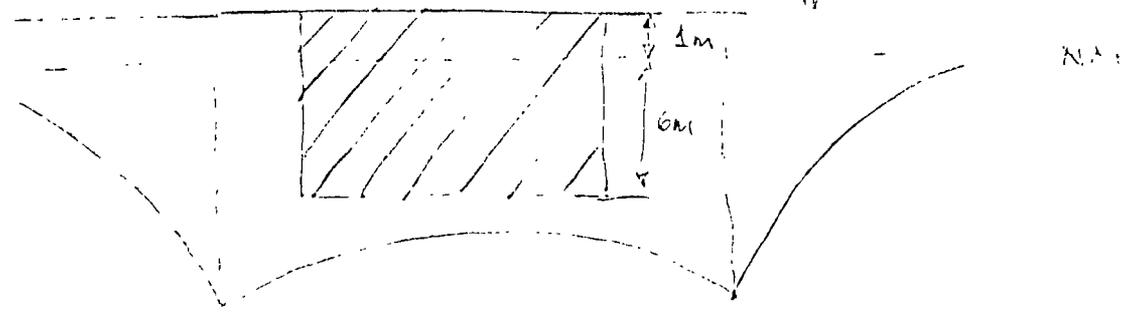
agua para "cebar" la bomba

se reduce la sección, aumenta la vel. y baja la presión, por lo cual el agua fluye hacia ese lugar.

(acción)

En lo anterior debe observarse que este procedimiento requiere la colocación del sistema y el bombeo antes de la excavación lo que implica que no se puede empezar la construcción de la cimentación hasta que el

... bajar lo queda cubrir el NAT, ...
 ... de la Cof. de Mar. ...
 ... abastecimiento variando entre 50 y 70 cm por día. ...
 ... pensar en un sistema que no requiera ...
 ... al abastecimiento del NAT en la forma indicada, que ...
 ... sus condiciones se aceleraría la obra y se evitaría el ...
 ... de la utilización del sistema electrostático durante ...
 ... días en que se abate el NAT.



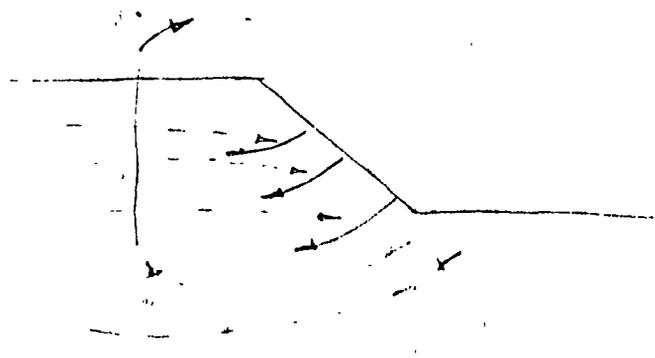
14 días
 30 000 - por día
 14
 \$ 420 000.00 total.

Un procedimiento que se aplicara pensar que funcionara con las características anotadas es el de "sacar" el suelo fino, de manera que al "sacar" se retirase también sacando el agua que aparece en los huecos de tal suelo. En estas condiciones no se debe esperar ningún día ni tampoco se debe pagar la cantidad mencionada. La teoría de este procedimiento y sus características prácticas se mencionarán posteriormente. Como consecuencia de la aplicación de este nuevo procedimiento obviamente la construcción tendrá que tener otras aplicaciones.

Aplicación Práctica de la Electroósmosis

- Estabilidad de taludes de suelos finos saturados
- Control de expansiones
- Variación de la resistencia del suelo fino saturado en función conveniente a la obra de que se trate. (Pilotes electromecánicos).

Paso a desnivel de 20 de nov.



$$i = \frac{h}{L}$$

$$v_o = [\frac{cm}{seg}]$$

- - - - - líneas de agua flujo con bombeo
- - - - - sin

Consecuentemente, las fuerzas de filtración ($J = i \gamma_o$) también invierten su dirección al bombear

$$v = Ki$$

siendo mayores a medida que "i" es mayor, pero por otra parte la "i" también influye en la velocidad con la que fluye el agua. luego al invertir la J haciendo que actúe a favor de la estabilidad del talud, conviene que la velocidad del flujo sea grande y en esta condición surge la electroósmosis como una posibilidad de lograr ese fin.

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} \text{ grad. hidráulico (adimensional)}$$

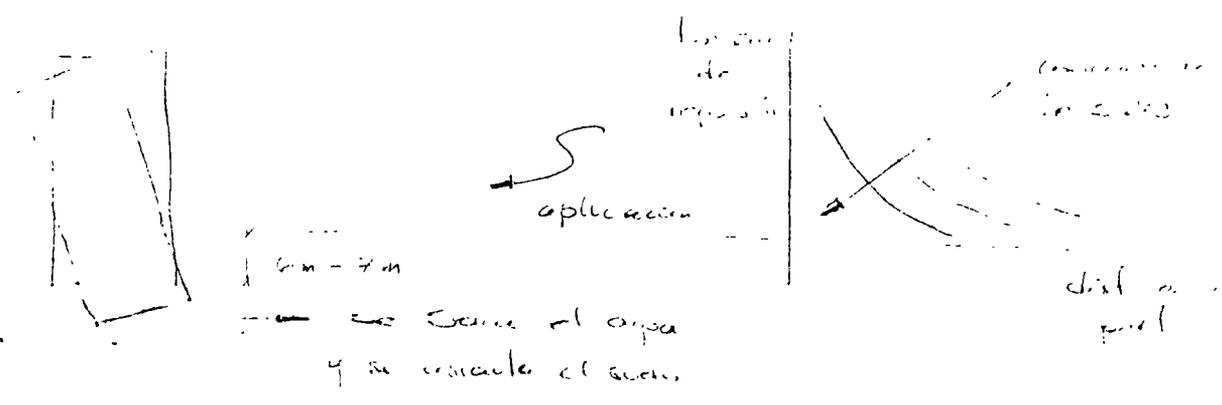
$$h = \frac{P}{\gamma} + z.$$

$$i_e = \frac{v}{L} [\frac{cm}{cm}]$$

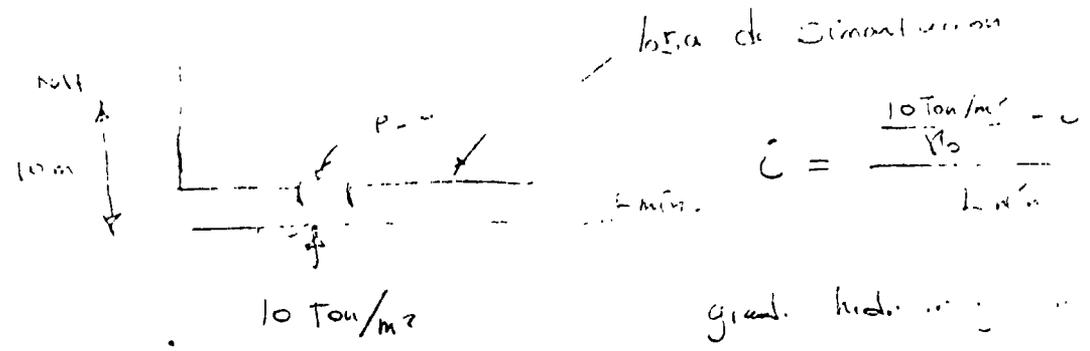
$$\gamma_e = K i_e$$

Al invertir el flujo, automáticamente en la zona de la plantilla de la excavación, las fuerzas de filtración también

... las... haciendo... las...
... las... se debe la...



... de...



grad. hidro...
fluir el agua...
y disminuir la pres...

Tarea No 13 Se ha pensado que los pilotes...
... pueden colaborar eficientemente a...
... en las que se utilizan bajen con la rapidez con que...
... el suelo blando de la C.d. de Mea. En...
... puede explicarse esta aplicación tanto en forma...
... como en forma cuantitativa (cuantos pilotes...
... para producir este efecto)

para el mier. 7/Junio/78.

Teléfono...
circuitos...
5/...

... lidos : Forma
Agua

... el agua como ha quedado ya comentado...

en el comportamiento de los suelos, básicamente en el de los FINOS.

Por otro lado, las fuerzas que se ejercen entre los sólidos de los FINOS, permiten entender que entre éstos existe una organización que se denomina ESTRUCTURA.

Los suelos FINOS dependen en su comportamiento del agua y de la estructura, en términos generales.

Comportamiento de $\dot{\epsilon}$ \equiv f (humedad, estructura)
Suelos finos

El estudio de la influencia del agua en suelos finos fue hecho por Åtherberg.

Se considera un mismo suelo fino en el que se va variando su humedad y se observa su comportamiento. Obviamente se trata de suelos finos remoldeados que en cierta forma

$$Z = f(x, y)$$

— y etc

"Destrozan" la estructura original del suelo fino.

Como se sabe al variar la humedad en los suelos, según Åtherberg, éstos pasan por CINCO estados de consistencia

CONSISTENCIA

1.	- Estado Líquido	
2.	- Estado <u>Semi-Líquido</u>	Límite Líquido (LL)
3.	- Estado <u>Plástico</u>	Límite Plástico (LP)
4.	- Estado <u>Semi-Sólido</u>	Límite de Contracción Volumétrica (CCV)
5.	- Estado Sólido	

Las fronteras de los estados de consistencia que interesan en Mecánica de Suelos son: Límite Líquido, Límite Plástico y el Límite de Contracción Volumétrica, que obviamente son contenidos de agua.

En lo anterior se indican estas fronteras.



¿Cada la pregunta de cómo se determinan esos límites? y para responderla conviene saber el proceso se determinan así.

Tarea No. 14. Hacer un resumen de la forma en cómo se determinan en el laboratorio los límites líquido, plástico y de contracción volumétrica

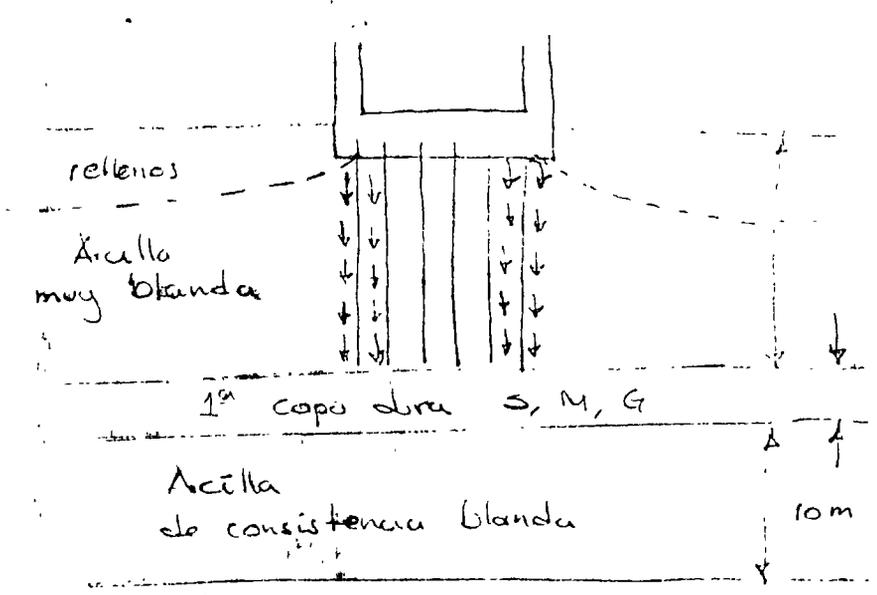
para el viernes 9/Junio/73.

9/Junio/73.

Comentarios de la tarea No. 13.

Tubos electrometálicos

Tubos metálicos de ϕ entre 2"-3" (arcilla del Valle de México) que se introducen a presión hasta apoyarse en la llamada "primera capa dura".



20m en Relleno Asfalto
40m en Palacos de los deportes
280m en Nalco - Malcoyotl.

4m-7m

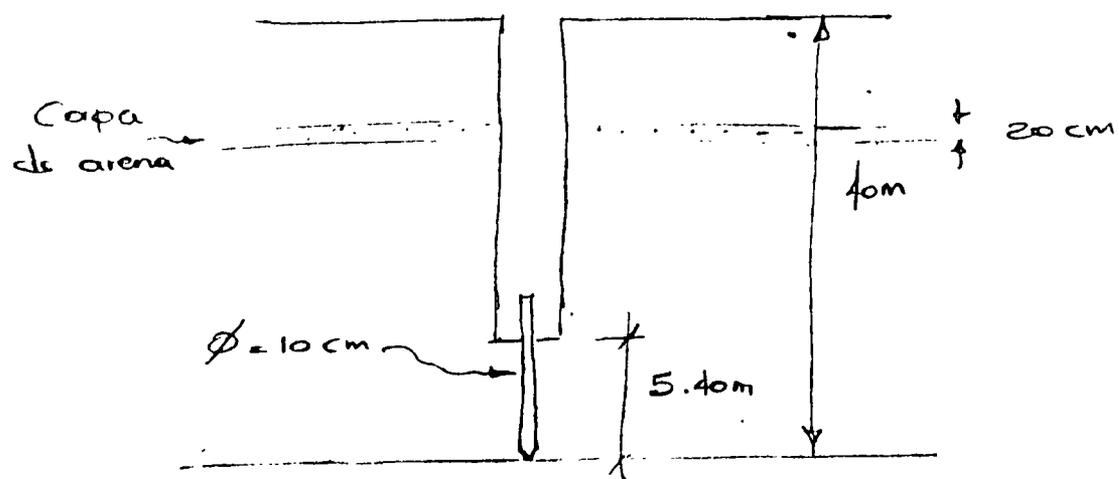
S, M Depósitos Profundos

En terminos generales, edificios apoyados en pilotes, son a veces lo hacen en la 1ª capa dura se "apoyan" arriba o sea aparentemente emergen, al producirse el asentamiento del suelo muy blando del Valle de México. Ello maximiza del

El suelo provoca en los pilotes la aparición de esfuerzos tangenciales dirigidos hacia abajo, provocando la llamada "fricción negativa", que en caso de los pilotes de concreto armado comunes reducen su capacidad de carga, pero en el de los pilotes electrometálicos, las cargas de la estructura y las debidas a la fricción negativa se concentran en la punta de los pilotes

Antes la Cd. de Mex. se hundía a una vel. de 20 cm/año, en la actualidad se hunde a una vel. de 7 cm/año.

Con esta misma idea pero también con la de darle resistencia lateral a la estructura y la de aumentar la capacidad del pilote se ha utilizado el llamado pilote penetrante (Palacio de los Deportes) que en esencia consisten en un pilote de concreto armado de dimensiones comunes y corrientes (D_{ext} = 40, 50 cm), pero con la posibilidad de penetrar en la 1ª capa dura y hacer que la estructura, a la que sirven de apoyo, baje con la rapidez con que lo hace el suelo blando de la Ciudad, para ello se les ha dotado de una punta metálica que consiste en un tubo de 10 cm de diametro y de 5.40 m de longitud terminado el tubo en una punta aguzada

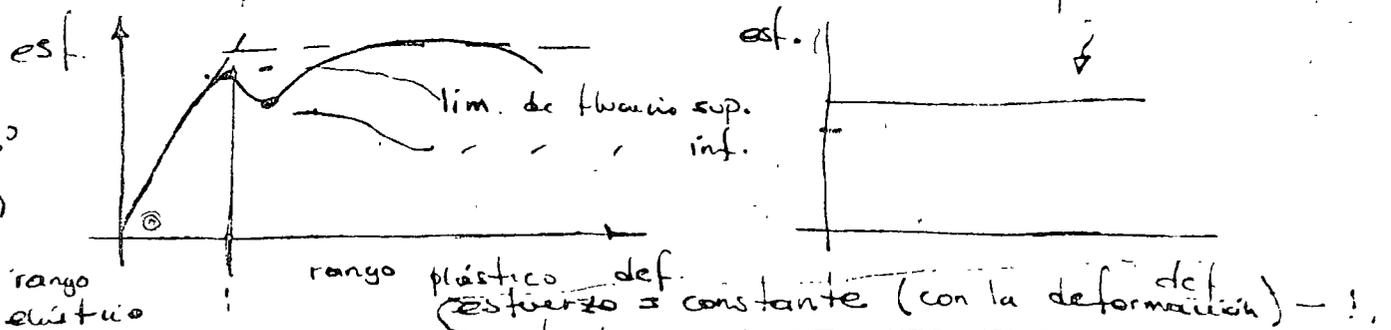


En el Palacio de los Deportes hay 140 pilotes - 36 actualidad. y estos pilotes cuestan alrededor de 700,000 m.l.

Los pilotes se deben hincar con perforación previa hasta pasar una pequeña capa de arena, con el fin de que la punta no se rompa.

El límite líquido constituye la frontera entre los estados de consistencia semi líquido y plástico. Simultáneamente, el suelo debe obedecer las leyes de ambos estados por lo tanto surge la necesidad de conocer esas leyes. Las leyes deben establecerse en función de las siguientes variables: esfuerzo, deformación y tiempo.

En el caso del estado plástico la ley indica que el esfuerzo es constante con la deformación y aparentemente no interviene el factor tiempo.



En el caso del estado semi líquido y del líquido, el comportamiento del suelo corresponde al de un fluido viscoso cuya ley es:

no existe fricción entre las partículas de agua, por eso se puede introducir fácilmente en ellas.

El esfuerzo en el fluido es proporcional a la rapidez de la deformación; a estos fluidos se les llama Newtonianos

$$\text{esfuerzo} = \eta \cdot \text{rapidez de la deformación} = \eta \dot{\epsilon} = \eta \frac{d\epsilon}{dt} \quad (2)$$

Las dos leyes que se han mencionado se refieren a fluidos (plástico y viscoso) entendiéndose por fluido: que la deformación ocurre únicamente por cambio de forma, el vol. permanece cte.

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{2}\tau_{xy} & \frac{1}{2}\tau_{xz} \\ & 0 & \\ & & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Son tangenciales (no son normales).

Las suelas deben fallar de la misma manera (falla de tensión o la copa de Casagrande) y como fallan igual entonces los suelos tienen la misma resistencia al esf. constante en el L.L.

Tarea No. 15 Tratar de explicar con claridad la razón por la que la prueba del Límite Líquido de Atterberg se efectúa en la forma especificada

Tarea No. 16 Para hacer la ranura en la prueba del Límite Líquido se ha acostumbrado a usar el ranurador plano y un ranurador curvo. Una de las dos no debe usarse. Indique cual de ellas y por qué

Tarea No. 17. Teniendo en cuenta las ideas expresadas que explican porque se hace la prueba del L.L. y como se efectúa se pide que se proponga otro método para obtener el L.L.

las 3 para el mier 14/Junio/78.

12/Jun./78.

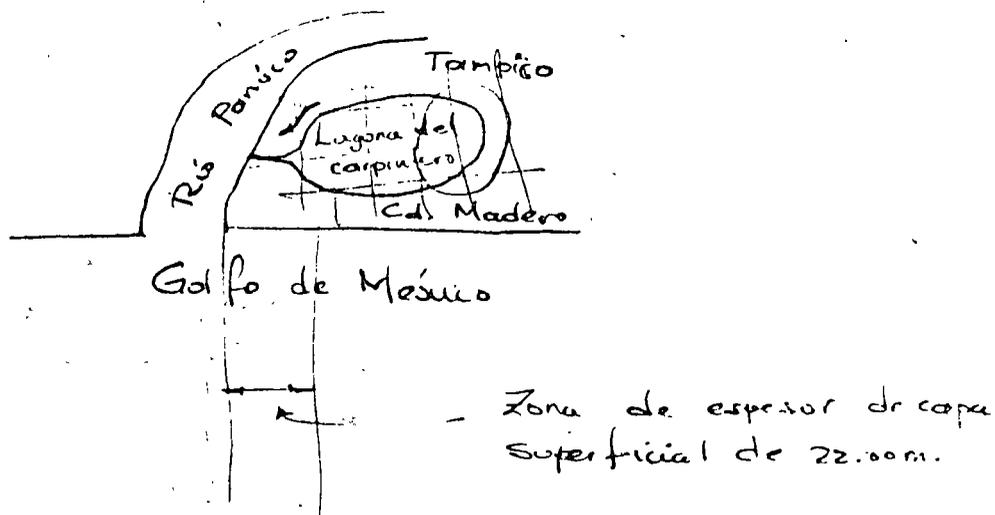
Agua en los suelos

FINOS

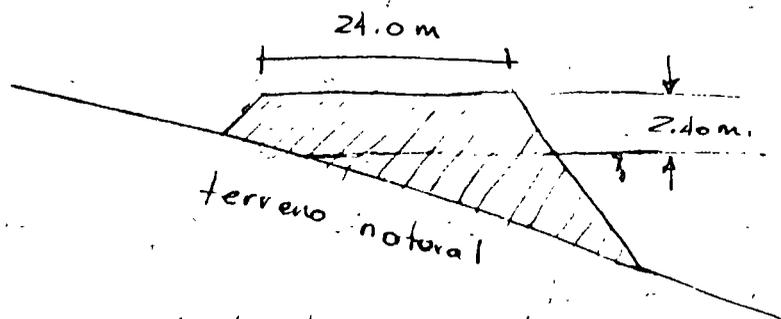
Viscosidad Atterberg
 Límite Líquido
 límite plástico
 límite de contracción volumétrica

Ejemplo de aplicación.

En el puerto de Tampico existe la llamada "laguna del Carpintero"; está situada, prácticamente en el centro comercial de la zona y constituiría un foco de infección y un límite para el desarrollo de ese centro.



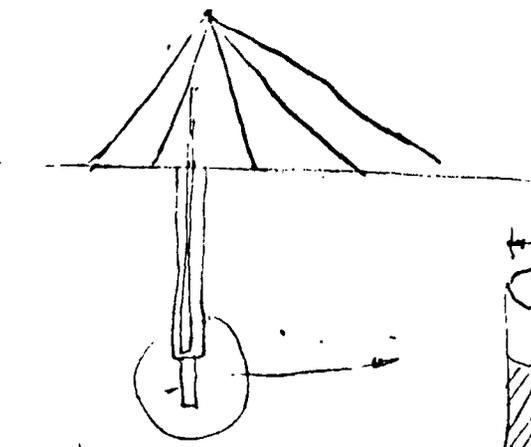
Se decidió hacer un Bulevar perimetral con las siguientes características:



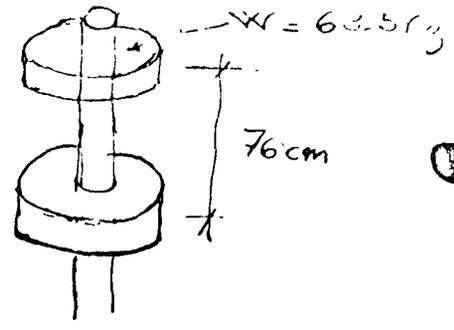
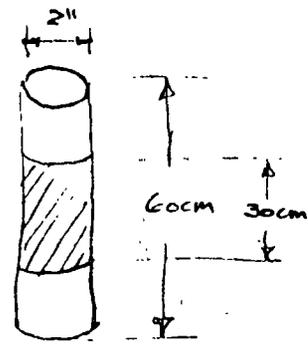
El suelo de la laguna está constituido, en general, por dos estratos; uno superficial, cuyo espesor varía de 4.0 m a 22.0 m, constituido por un suelo fino muy blando. Además aparece un estrato de suelo fino, arcilla, de Consistencia relativa (Cr) muy alta, que corresponde a una formación regional que se conoce como "chay".

Para tener una idea de la deformabilidad del estrato superior, basta decir que la prueba de penetración

- Introducción no reporta golpes.



terciómetro
columnar

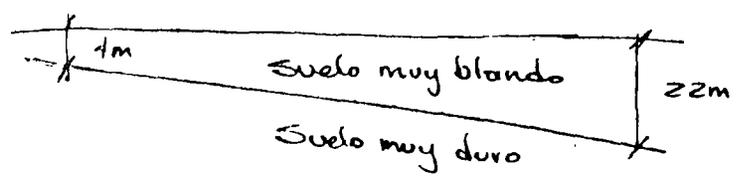


$$C_r = \frac{E_{m\acute{a}x.} - E_{not.}}{E_{m\acute{a}x.} - E_{m\acute{i}n.}}$$

Por otra parte, el estrato inferior tiene:

$$C_r = \frac{LL + W}{LL - LP} \text{ mayor}$$

que uno y por lo tanto ~~es~~ es muy resistente y poco deformable.



El criterio que se usó en este caso fue el de introducir las terracerías en el suelo blando lo suficiente para que se ejerciese sobre ellas unas fuerzas que podría denominarse de flotación. Para cumplir con este criterio será necesario contestar la siguiente pregunta: ¿que tipo de mantenas debe constituir a la terracería?

Con el objeto de que aparezcan las fuerzas mencionadas, parece conveniente la utilización de un suelo impermeable, en estas condiciones la tendencia será utilizar suelos finos para esas terracerías. Por otra parte es deseable que el

...suelo de terracería sea lo suficientemente posada para ... el suelo blando, de manera que la terracería penetra

Tarea No. 18 Proponga el método de cálculos del programa e indique el programa de laboratorio que debe seguirse para el vier. 16 / Jun. / 78.

En el laboratorio se hicieron algunas pruebas y se determinó que el material de terracería debería estar constituido por una mezcla de arcilla Ch (bando 7 leguas) y arena de playa en proporción de una parte de arcilla por dos partes de arena en volumen. Uno de los problemas básicos en los fundamentos de manera que surge la pregunta: ¿cuál es la forma conveniente que debe dársele al contacto terracería suelo blando? y ¿por qué?

Tarea No 19 — guía 1ª o 2ª clase. Para el vier 16 / Jun. / 78.

Como ejemplo de aplicación obra al LL y al LP tenemos que por el procedimiento de construcción que se ha esbozado, el comportamiento mecánico del suelo blando estará regido por su contenido de agua y así proponemos que se tienen estas dos posibilidades

①	②
LL = 73%	LL = 73%
LP = 12%	LP = 12%
W = 87%	W = 62%
Comportamiento viscoso	Comportamiento plástico

En el caso ① el comportamiento del suelo blando será viscoso y con lo tanto será necesario considerar la velocidad

con la que se tienda a desplazar el suelo blando, para a mayor velocidad mayor resistencia y por lo tanto menor penetración de las terracerías. En el caso (2) el comportamiento será plástico y teóricamente no influirá la rapidez con la que se desplace el suelo blando.

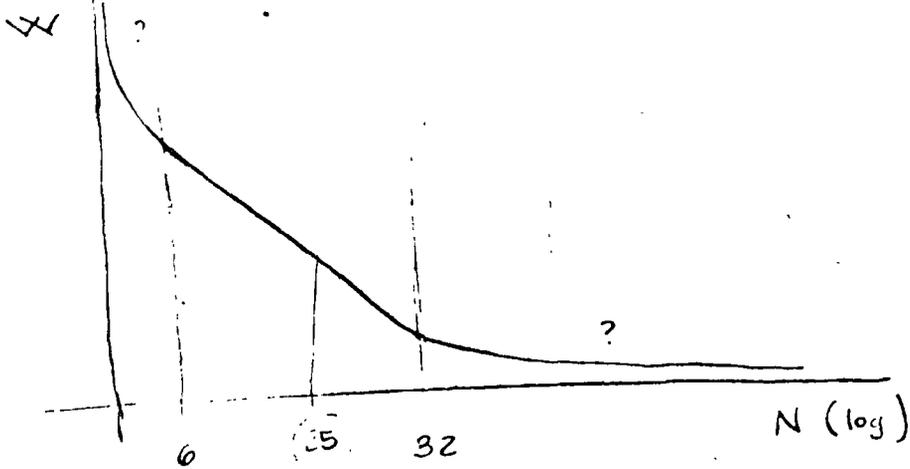
Tarea No. 20 En el caso de la obra de la Laguna del Carpintero se requirió definir el tipo de pavimento que debería emplearse (rígido o flexible). Se pide que al respecto se emita una opinión justificada (recordar el criterio de proyecto).

para el vic. 16/Jun./78.

14/Jun./78.

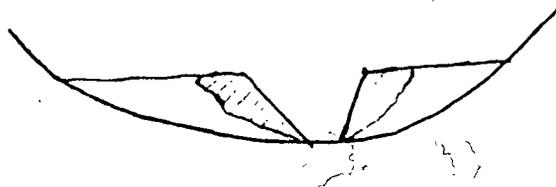
Tarea 15

los c y ϕ son constantes en la falla



Tarea 16

queremos hacer fallar al suelo no a la adherencia suelo
corte



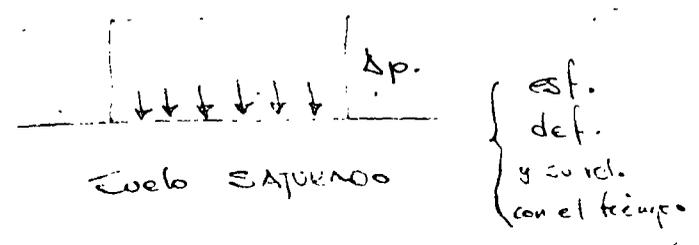
Tarea 17

obtener el contenido de agua para el caso el suelo re-
medeado c/b falla a 25 gr/cm^2 . (en prueba triaxial)

Se puede aplicar un peso conocido al suelo...
 con el tiempo a una vel. etc. estacionaria en el t.L.

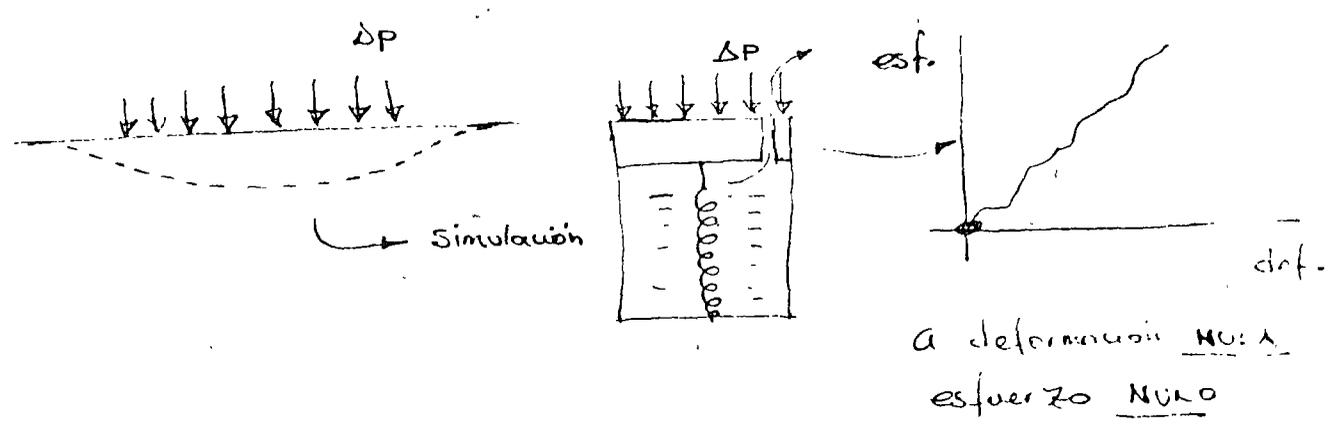
Comportamiento del suelo { Agua — FINOS.

ley fundamental de los suelos SATURADOS.



Se debe a Terzaghi y trata de explicar el comportamiento de los suelos saturados.

Representa al suelo saturado por un modelo reológico (estudio de deformación). en esta teoría se supone en 1º plano a las deformaciones y en 2º lugar los esfuerzos.



Tiempo	esfuerzo tomado por el resorte	esfuerzo tomado por el agua	esfuerzo total
0	0	$u = \Delta p$	Δp
$0 < t < t_{final}$	$\Delta \bar{p}$	u	Δp
t_{final}	$\Delta \bar{p} = \Delta p$	0	Δp

Logica totalmente la Mec. de suelos

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u$$

Aplicación práctica: Supongamos que se trata de proyectar una estructura relativamente pesada (Palacio de Bellas Artes, 84 000 Ton) sobre un suelo blando, fino y saturado que aparece en un espesor del orden de 30 m.; Subyaciéndolo aparece una roca sana y sin fracturas, de manera que desde el punto de vista práctico se puede considerar impermeable.

El problema fundamental de este proyecto son los hundimientos y de acuerdo con la ley establecida existe la posibilidad de evitarlo logrando que el agua del suelo de apoyo de la estructura no tenga movimiento, al respecto se ocurren los siguientes procedimientos prácticos.

a). Confinar ~~los~~ perimetralmente el suelo blando mediante la colocación de una tablaestaca.

b)

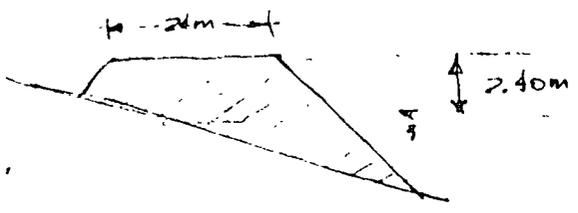
$$\frac{25\,000 \times 10^6}{10 \times 10^3} = 6.25 \times 10^5 \text{ \$/m} \quad \text{costo del metro}$$

~~Para~~ Quizá la tablaestaca deba ser de concreto pero cuidando que el contacto tablaestaca-roca quede relativamente continuo, en estas condiciones se podría pensar en utilizar tablaestacas o muros colados en el lugar, (muros Milan).

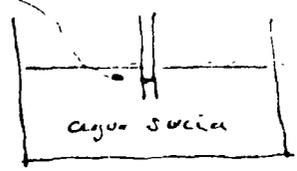
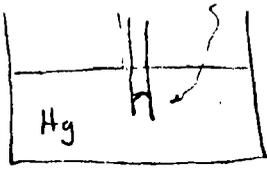
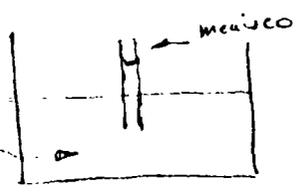
Tarea No. 21. Pensar en algún otro procedimiento que logre el que no haya hundimientos en la estructura, provocados por el suelo. que no sean pilotes ni cimientos comprimidos.

Tarea No. 22 Conseguir bibliografía sobre licuación en suelos. Enfocado a las memorias de los congresos internacionales de Mec. de Suelos. Buscar en la Sec. de dinámica de suelos. en DESFI o SMMS.

las dos. para el mier. 21/Jun./78.

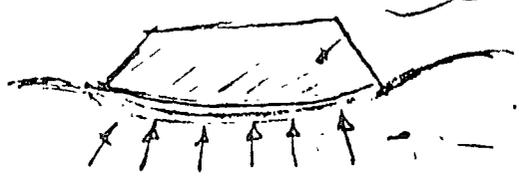


- Método de cálculo
- Programa de pruebas de laboratorio



agua limpia

$\gamma' = 1.7 \text{ T/m}^3$



$\gamma' = 1.5 \text{ T/m}^3$

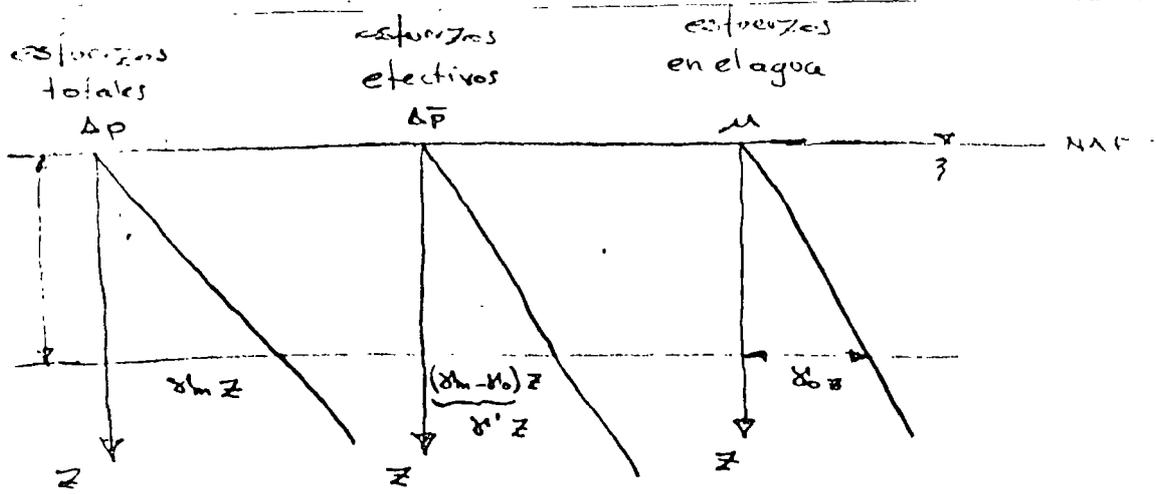
JUCS
 solo fino es aquel cuyo más del 50% pase la malla 200
 200 — 0.074 mm.

JUCS

SP	↑	< 5%	% de finos
SW			
OC	↓	> 12%	% de finos
SM			

Aplicación práctica de la ec. fundamental de los suelos saturados

Supongamos que se tiene un suelo saturado cuyas condiciones de drenaje son deficientes, ya sea porque es muy fino y su permeabilidad no es muy alta o bien porque siendo grueso tiene condiciones de frontera impermeables. en estas condiciones los esfuerzos que se tienen en esa masa de suelo se supone que son los indicados en la figura.



$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u$$

Supongamos ahora que por algún sismo se genera en la masa de suelo un esfuerzo " Δp_s " que puede considerarse instantáneo, en estas condiciones, teóricamente, el esfuerzo será absorbido por el agua y por ser las condiciones de drenaje suficientes es difícil que tal esfuerzo sea transmitido a los sólidos del suelo. Por otra parte, en un punto cualquiera de la masa de suelo, el esfuerzo total antes del sismo es " $\gamma_m z$ ", y en el momento del sismo será el mismo mientras que la presión en el agua será " $u + \Delta p_s$ " y la presión efectiva será " $\gamma'_s z - \Delta p_s$ ". Existe la posibilidad de que el " Δp_s " se incremente de tal manera que iguale al " $\gamma'_s z$ " en ese momento la presión efectiva es nula y teóricamente la resistencia del

$$\Delta p \begin{cases} u + \Delta p_s \\ \gamma'_s z - \Delta p_s \end{cases}$$

$$\Delta p = u + \gamma'_s z$$

Si el esfuerzo constante es nula, lo que hará que el suelo se convierta en agua quieta, condición a la que se le denomina licuación

tema No. 23 Se pregunta sobre que métodos y prácticas se pueden utilizar para evitar licuaciones

Conferencia del Ing. González Flores.

19/Jun/10.

caso pilotes en el momento de la independencia

21/Jun/10.

Liquación

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi$$

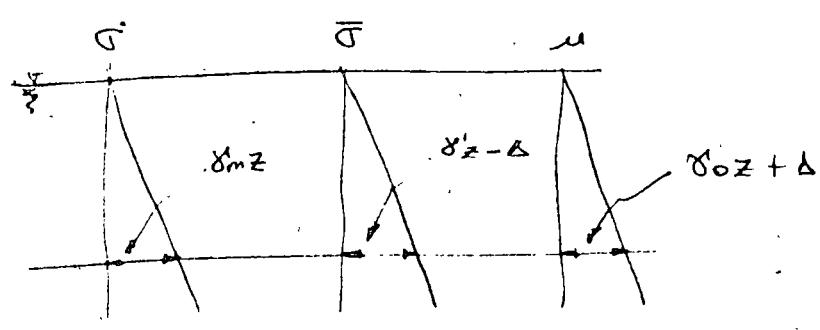
$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}' + u$$

$$\bar{\sigma}' = \sigma - u$$

$$s = (\sigma - u) \tan \phi$$

↓ ↓
cte. Aumentar

$$u = \sigma \rightarrow s = 0 \rightarrow \text{Liquación}$$

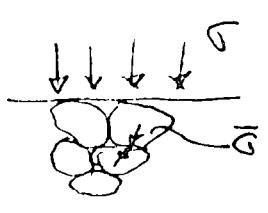
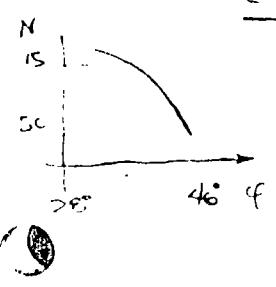


$\sigma = cte$ porque la sup. se mantiene plana, el peso volumétrico no cambia, ni tampoco cambia la "z"

T 23

compactación

incrementa $\bar{\sigma}'$ y por lo tanto s por ser suelo permeable



$$\phi = f \left\{ \begin{array}{l} \text{compacidad} \\ \text{granulometría} \\ \text{forma de los granos} \end{array} \right.$$

al compactar aumentamos ϕ y aumentamos σ , por lo tanto aumentamos s .

La licuación se presenta en suelos finos (con estructura débil (muy sensibles). Estos casos son muy raros.

Trazos de alivio (con el fin de evitar Δ).

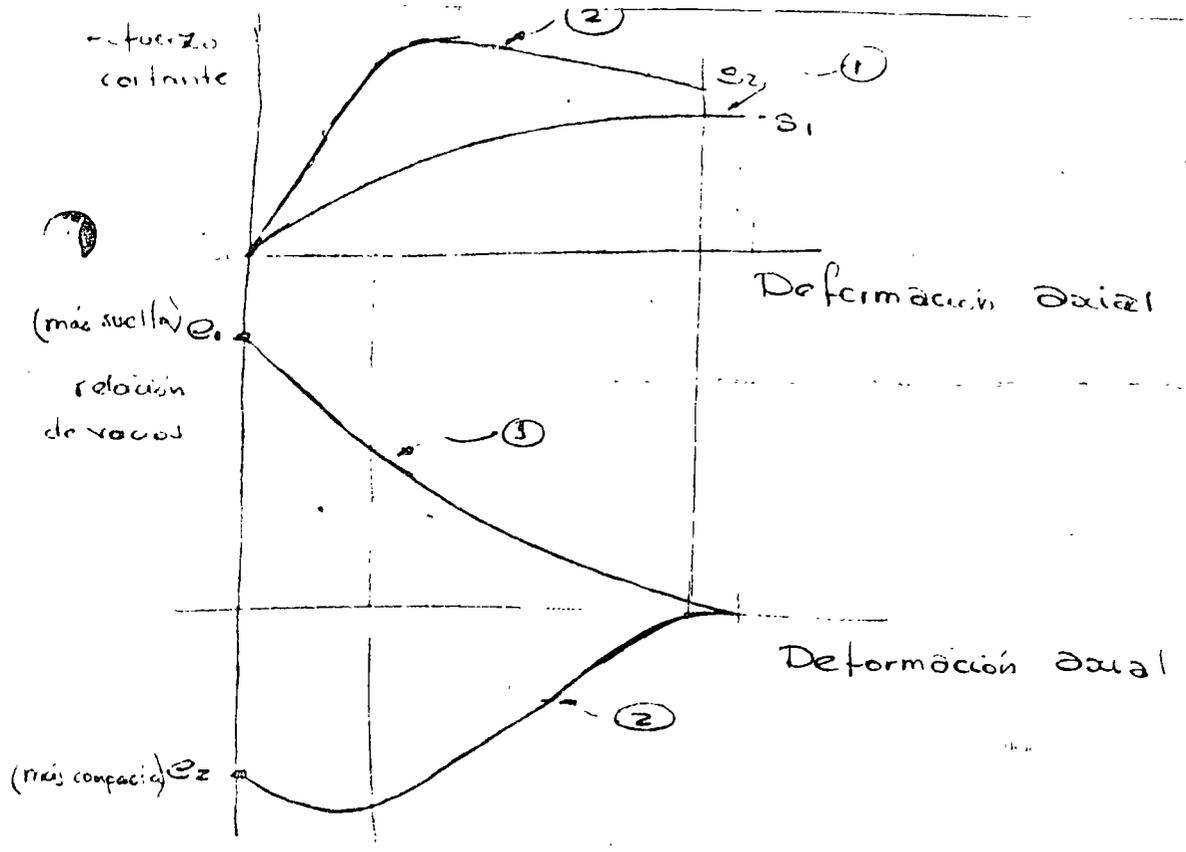
También ser de material permeable el relleno del pozo, el relleno se pone con el fin de que el pozo ^{no} falle; ya que sería mejor que el pozo estuviera vacío.

Otra forma de evitar que las estructuras no fallen es poner pilotes de punta apoyados en estratos no licuables.

El planteamiento del fenómeno de licuación fue hecho por Arturo Casagrande en 1936 y su investigación se ha venido incrementando con el tiempo debido a que las áreas urbanas han invadido zonas en donde este fenómeno se ha presentado causando verdaderos catástrofes.

Casagrande comentaba lo siguiente:

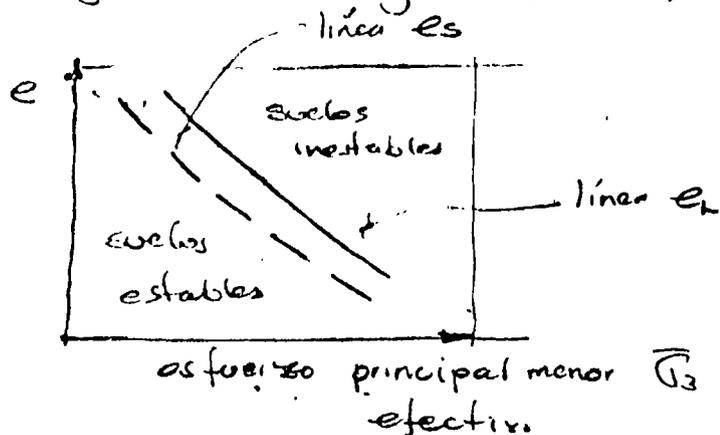
Considere-se dos muestras de arena, una muy suelta, con relación de vacíos e_1 y una muy compacta, con relación de vacíos e_2 y sométanse ambas muestras a pruebas de resistencia que impliquen deformación en ellas; en estas condiciones se puede considerar que el comportamiento de los suelos es el indicado en las gráficas.



Esta forma de comportarse de los suelos permite establecer un criterio para determinar la probabilidad de que un suelo pierda rápidamente su resistencia, puesto que cuando unas al deformarse llegan a alcanzar una cierta relación de vacíos, a partir de la cual prácticamente no hay cambio de volumen; o sea que prácticamente no hay variación en la e . Este valor extremo de la e , fue denominado por Casagrande relación de vacíos crítica. El planteamiento original indicaba que la e crítica tenía un valor determinado para cada σ_3 . Últimamente se ha encontrado que realmente varía dentro de un rango relativamente pequeño. Los investigadores últimos han indicado que se puede establecer una frontera entre los suelos estables y los suelos inestables, teniendo en cuenta la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo principal menor $\bar{\sigma}_3$ (efectivo). A esa frontera se la llama la línea " e_s " que han modificado últimamente y

Eligido en su lugar la línea "E1"

$\bar{\sigma}_3$ = esfuerzo principal menor efectivo del suelo



Para el microanálisis de suelos

Tarea No 24. Explicar la forma en que se pudo obtener la gráfica relación de vacíos - $\bar{\sigma}_3$ a partir de la $\sigma - \epsilon$ del comportamiento cualitativo que se inició en las graficas $\bar{\sigma}$ constante - def axial y rel. de vacíos - def axial

Dinámica de suelos incluyendo licuación

E-15

de Rosendis

II

Riesgo sísmico e ing. de decisiones cap. IV

Poscambeth

23/Jun./78.

Método Práctico para predecir la licuación en arenas.

Congreso Internacional de Mecánica de Suelos - Tokio

A raíz del terremoto de 1967 en Niigata Japón el método consta de 2 fases.

- 1) Predicción Primaria (Características del suelo)
- 2) Análisis de la respuesta.

1) Predicción Primaria

Granulometría

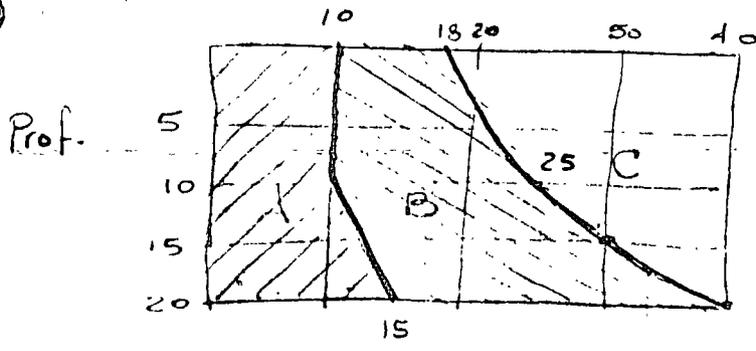
N de golpes en la P.E.

D_{20} (0.04 - 0.5 mm)

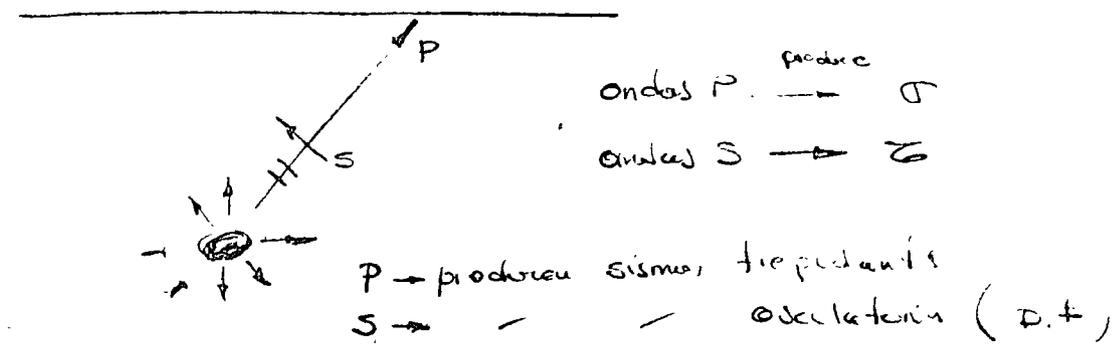
$C_u < 5$

Tamaño del grano medio

zonas A - Licuación
 B - Incertidumbre
 C - No Licuación



2) Analisis de la respuesta.



Autores.

- | | | |
|--------------|---|-----------------------|
| H. Nishiyama | } | Seed, H. B. |
| K. Yahagi | | Ishihara K |
| S. Nakagaw | | Iwasaki, T y Totsuoka |
| K. Wada | | |

Comportamiento dinámico del suelo, incluyendo licuación.

curso Dr. Fuccioli

Luisel Resendiz

Curso
Sismos
(parte de)

Características geológicas (Zona de fallas, erupciones volcánicas, deslizamiento, derrumbes de conchas marítimas).

Características estratigráficas y mecánica del suelo.

Características de las estructuras construidas

Las fallas inactivas son peligrosas porque en ellas se va acumulando energía, la cual produce sismos.

En sismos son más seguros los edificios altos, debido al periodo de oscilación del suelo, que es corto.

La intensidad se mide por los efectos que produce el sismo, influye la dist. al foco.

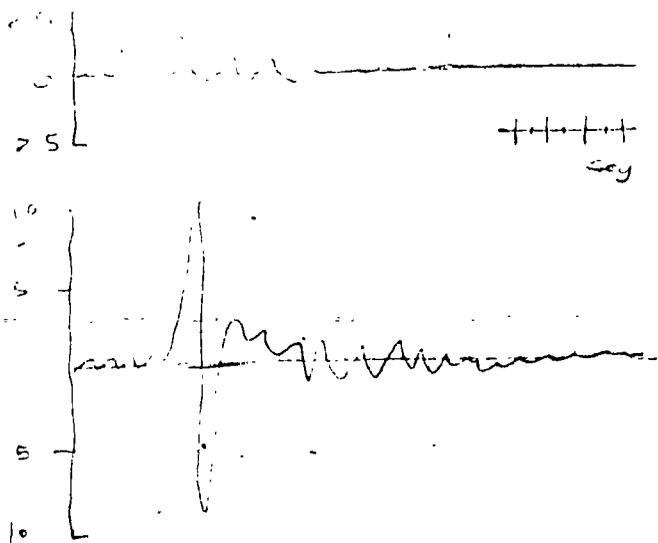
La magnitud del sismo mide la cantidad de energía liberada por el sismo independiente de la dist.

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0}$$

1 micra = 10^{-6} m

A_0 - amplitud de la onda 0.001 mm detectada a 100 km de dist. del epicentro y detectada por un aparato especial.

A - amplitud de onda detectada a 10 km en el momento del sismo



26/Jan. 7

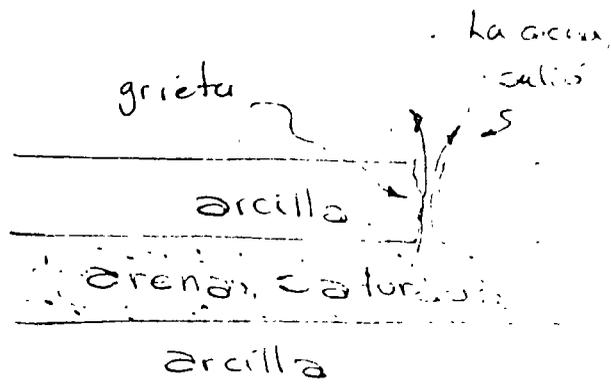
Los estructuralistas les interesa de los sismos

- a) la aceleración máxima \rightarrow fuerza sísmica
- b) variación en que ocurre el periodo máximo.

La medida que nos alejamos del foco del sismo, toma importancia las características estratigráficas. Cerca del foco lo anterior tiene poca importancia.

LICUACION.

Chiapa de Corzo.



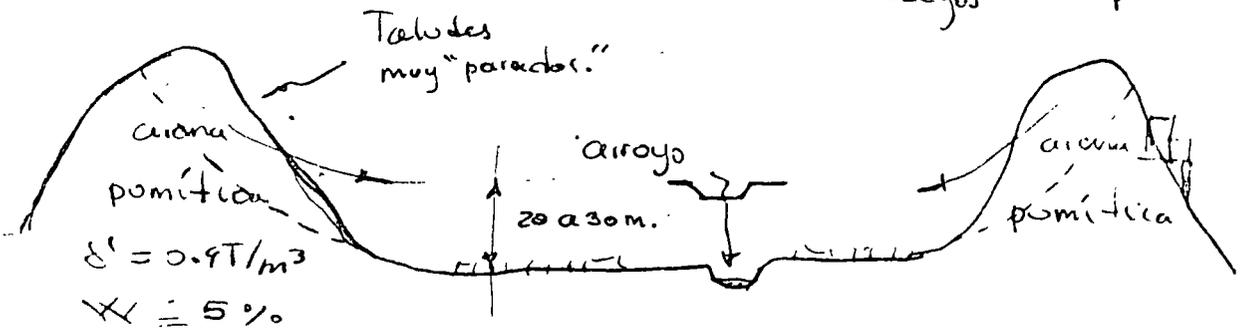
Escuela

Liquación de arenas de apoyo de estructuras de varios niveles que se tradujo en un asentamiento del orden de 15cm. Afortunadamente la estructura estaba pilotada y en ella no se produjo ningún efecto negativo.

Sismo de febrero 4 de 1976 en Guatemala.

"Los Chocoyos"

Sismo



$$S = \sigma \tan \varphi \quad (\text{comportamiento})$$

$$S = f(\varphi)$$

$$\varphi = f \left. \begin{array}{l} \times \rightarrow \text{compacidad} \\ \times \rightarrow \text{forma de sólidos} \\ \times \rightarrow \text{granulometría} \end{array} \right\}$$

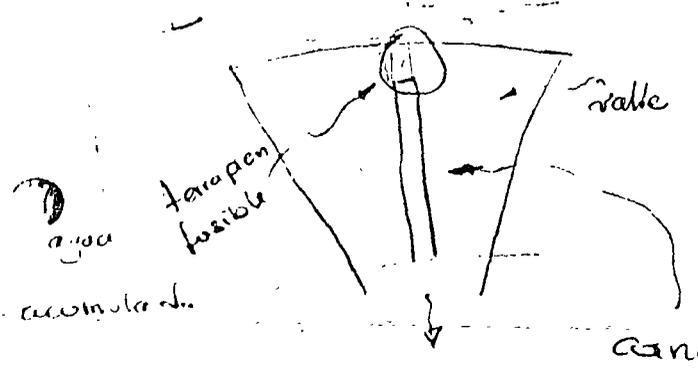
En este caso especial la resistencia del suelo se debe a la forma de los sólidos



← casi una se cierra con las otras.

Este suelo estaba saturado, pero de aire a este caso la compacidad no da resist. por un tiempo la granulometría es muy buena, pero que en arenas volcánicas. Estas son muy uniformes.

el canal se inició de aguas abajo a aguas arriba y se dejó en terraplen favorable, para que fuese cuando el río bajase.



Debe mencionarse que la falla de las sierras ocurre en las quebradas.

Equación Fundamental de los suelos saturados

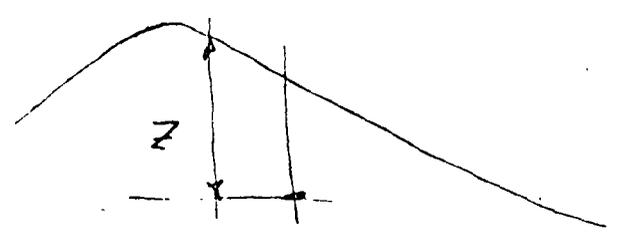
$$\sigma = \sigma' + u$$

2.- Deslizamiento de laderas naturales:

Una ladera natural como su nombre lo indica tiene la característica de que los suelos que la constituyen se formaron en forma natural, y por lo tanto, el material se encuentra con un material cuya formación se produjo "sin control". Es decir su comportamiento es un fenómeno aleatorio diferente al que ocurre o puede ocurrir en el caso del terraplen de una obra civil o de una cortina en que los materiales se colocan en forma "controlada" y por lo tanto es relativamente más sencillo predecir su comportamiento.

Por ello conviene estudiar el mecanismo por el cual se puede producir el deslizamiento.

Sea una ladera natural la indicada en la figura:



Y considérese un punto cualquiera de ella situado a una profundidad z .

El esfuerzo total σ a esa profundidad será:

$$\sigma = \gamma_m z$$

Se supone que "no cambia" si no varían z o el material de que está formada la ladera. En algún momento dado la ladera empieza a deslizarse, ello puede deberse a que las fuerzas resistentes son igualadas o superadas por las fuerzas actuantes.

La resistencia del suelo está dada por la expresión:

$$c = \sigma \tan \varphi = (\sigma - u) \tan \varphi$$

El que disminuya la resistencia sólo puede explicarse por:

a) aumento de u

b) o por disminución de φ .

puesto que σ se mantiene "prácticamente" constante.

$$\gamma_{\text{seco}} = 1.6 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.8 \text{ Ton/m}^3$$

Para que φ cambie, en el caso particular que se comenta, se requiere que cambien características tales como; granulometría, forma de los granos y compactación, lo que resulta difícil de que se logre. Realmente hay otro factor que influye en φ , en el caso de suelos finos, que es la rapidez (tiempo) con la que se generan los esfuerzos.

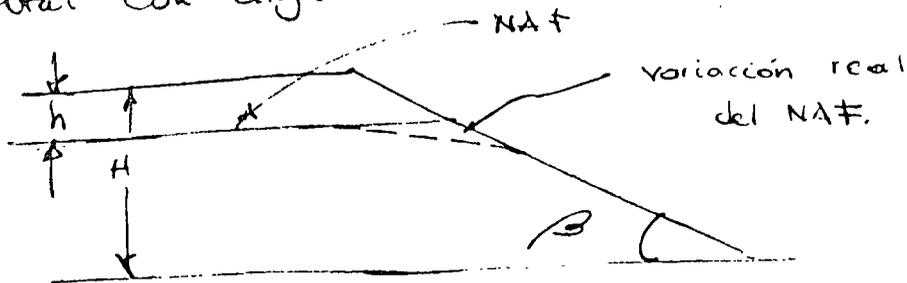
una fricción entre los materiales no depende de las áreas en contacto, sino de la naturaleza de los materiales que están en contacto,

En este caso existe aparentemente sólo la posibilidad de incremento de u . Luego si se quiere evitar el deslizamiento se tendrán tres caminos:

- aumentar las fuerzas resistentes
- disminuir las fuerzas actuantes
- o la combinación de a) y b)

Al aumentar las fuerzas resistentes implica disminuir la u y para ello desde el punto de vista práctico se tienen los sistemas de SUPERELEVACIONES

Tarea No. 25. Supóngase que se tiene una ladera natural con ángulo de inclinación conocido, β , tem-



bien se tiene como dato H y la presencia de un NAT a una prof. h , se acepta que dicha NAT es horizontal con el objeto de exagerar la situación. Se pregunta si la presencia de este nivel de aguas freáticas en la forma dibujada implica la generación de esfuerzos cortantes actuantes más críticos en alguna zona de la ladera

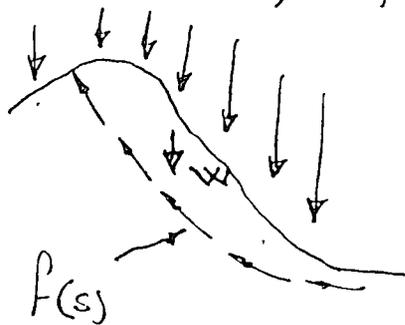
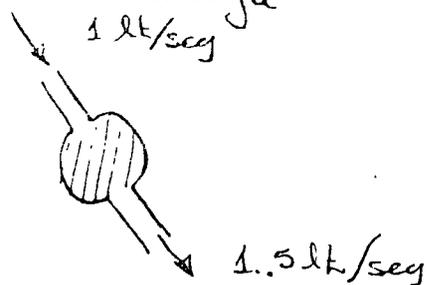
Aplicaciones de la ecuación fundamental de los suelos

... ..

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

2. SUBDRENAJE

Objetivo. - No es sacar la mayor cantidad de agua del suelo, sino sacar la suficiente para mantener la presión en el agua del suelo dentro de límites que hagan que la resistencia del suelo no disminuya notablemente, es más, que aumente.



Efectivamente la resistencia del suelo está dada por:

$$s = (\sigma - u) \tan \phi$$

Se requiere que u $\left\{ \begin{array}{l} \text{disminuya} \\ \text{se mantenga} \\ \text{constante.} \end{array} \right.$

al disminuir u , la s aumenta y al mantenerse constante u , la s se mantiene también constante.

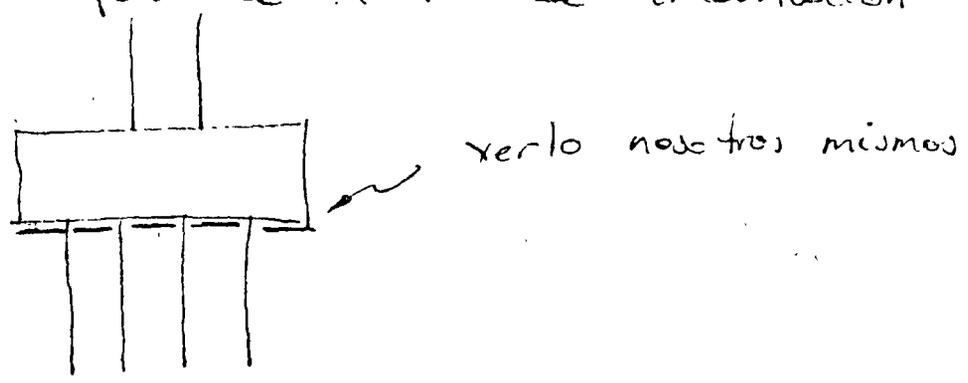
Desde el punto de vista de flujo de agua, se requiere sacar un volumen de agua, en nuestro

tiempo, igual o mayor al volumen de agua que entra al suelo en ese intervalo de tiempo

- Questionario para las visitas de la Iglesia de las Capuchinas Monumento a la Independencia, la Cimentación Antisísmica.

MONUMENTO. 15/Julio/78.

- 1.- Descripción de la estructura, incluyendo su peso total
- 2.- Descripción del tipo de cimentación empleada. Se debe destacar la influencia que en negativa o positiva que tiene la tabla estaca ~~perim~~ perimetral. Hacer un cálculo sobre la carga que recibe cada uno de los pilotes
- 3.- Observar el estado actual de los pilotes de madera. ¿están o no podridos? . Así como el hecho de la unión entre suelo de apoyo y parte inferior de la losa de cimentación



- 4.- Proceso que se pretende seguir para reanimar el monumento.
- 5.- Características estratigráficas del suelo de apoyo.

ENCUESTA DE LAS CAPUCHINAS.

- 1) Características estratigráficas del suelo de apoyo.
- 2) Características de la cimentación original de la iglesia / (flexible o rígida).
- 3) Características de la estructura de la iglesia (como esta estructurada, si tiene contrafuertes uniendo los cols., etc.)
- 4) Trabajos previos a la remi velación de la estructura.
- 5) Proceso de remi velación
- 6) Costo.

VISITA AL AEROPUERTO INTERNACIONAL.

- 1) Estratigrafía del sitio
- 2) Movimientos regionales (20 cm. cada año).
- 3) Procedimientos constructivos para las pistas y calles de rodaje (llevar cámara)
- 4) Comportamiento de las pistas con los años
- 5) Tipo y estructuración del pavimento empleado y opinión sobre ellos de los técnicos encargados de la conservación.
- 6) Comportamiento de la plataforma de mantenimiento de la Cía Mexicana de Aviación / (Conservar el funcionamiento) /

1) Observar la manera forma de operacion del tiempo

CE/Julio/78

5/ agosto / 78

— VISITA A LA ZONA DE SATSLITE NAUCALPAN

Con el objeto de observar la formacion de grietas en suelo relativamente rigido

CE/Julio/78
5/ agosto / 78

— VISITA A LA ZONA DEL EX-LICIO DE CHALCO

(POBULO DE XICO)
y Hapacoya

CE/Julio/78
5/ Julio / 78

— VISITA A LA CD. DE MEXICO.

al palacio nacional

CE/Julio/78
22/ Julio / 78

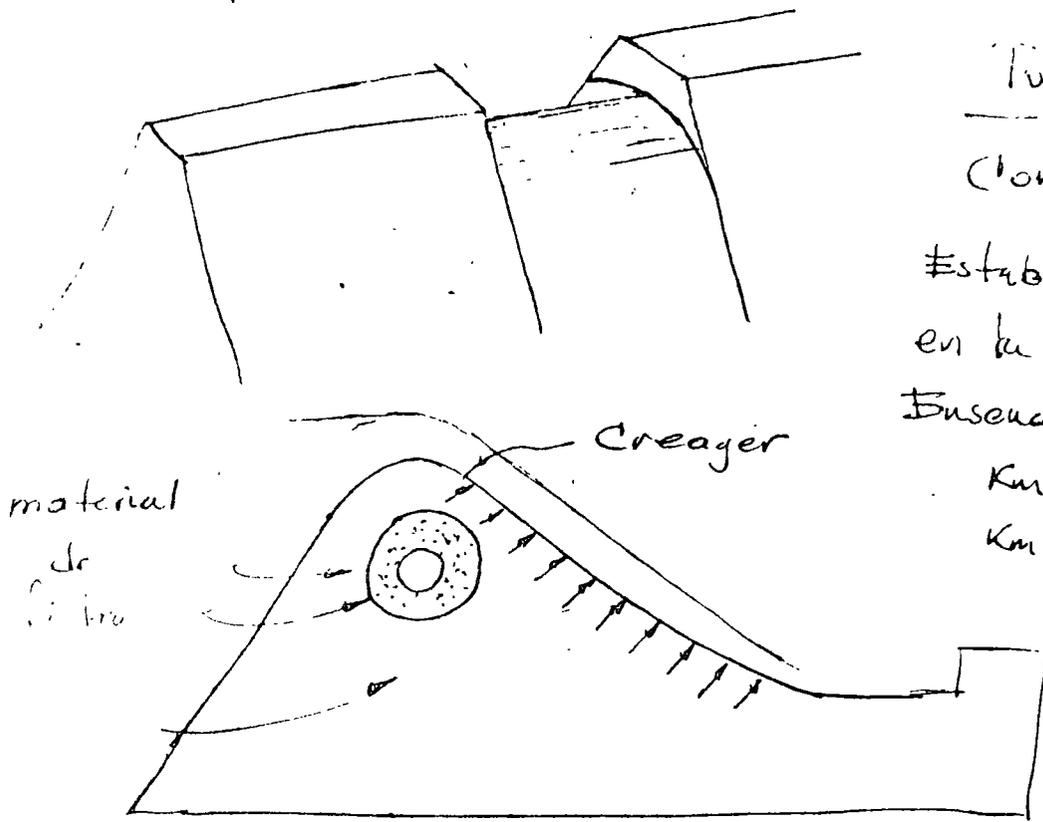
Salidas de a las 8 am.

Con esta idea han surgido metodos de estabilizaje tales como:

- a) galerias filtrantes
- b) trincheras estabilizadoras
- c) drenes transversales de penetracion
- d) Subdrenes longitudinales

Las galerias filtrantes se han empleado desde hace bastante tiempo en las cortinas de los presas. Se construyen en sitios en donde la presion en el agua es alta y puede producir problemas.

Por ejemplo, en las secciones verticales.



Tirica # 26

Consultar:

Estabilización de taludes
en la carretera Tijuana -

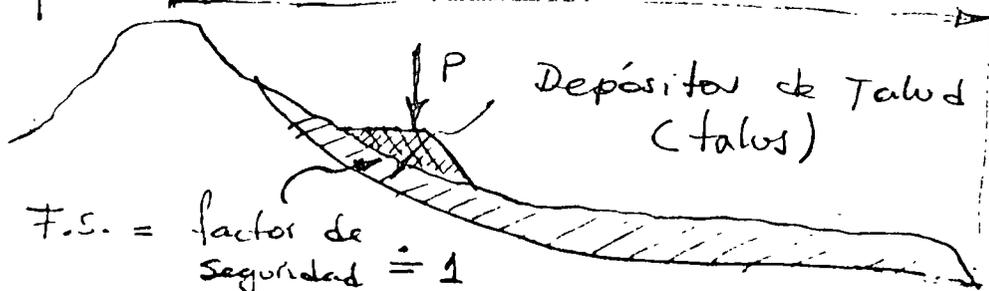
Buseuada Salto

Km 14+300

Km 15+500

En carreteras se han empleado menos pero existen dos ejemplos en donde su efecto estabilizante fue definitivo.

En la zona de la carretera Tijuana - Buseuada comprendida entre los Kms 12+000 y 22+000 (origen Buseuada) se localiza una falla geológica, en la plataforma marina, probablemente debido a su movimiento la zona costera correspondiente tiene equilibrio crítico 500m - 1000m.

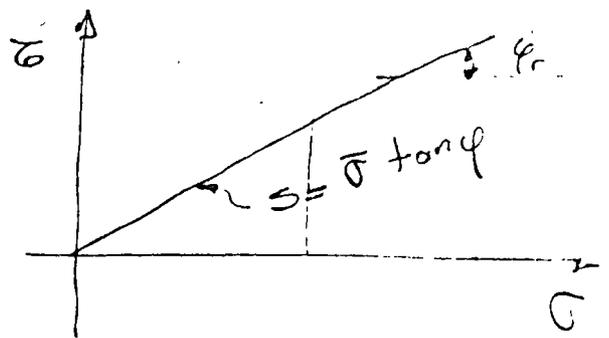
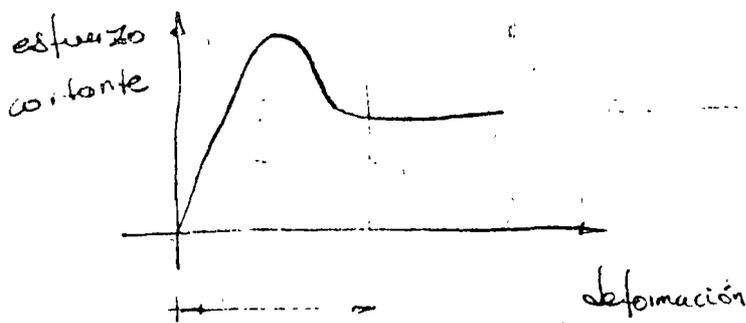
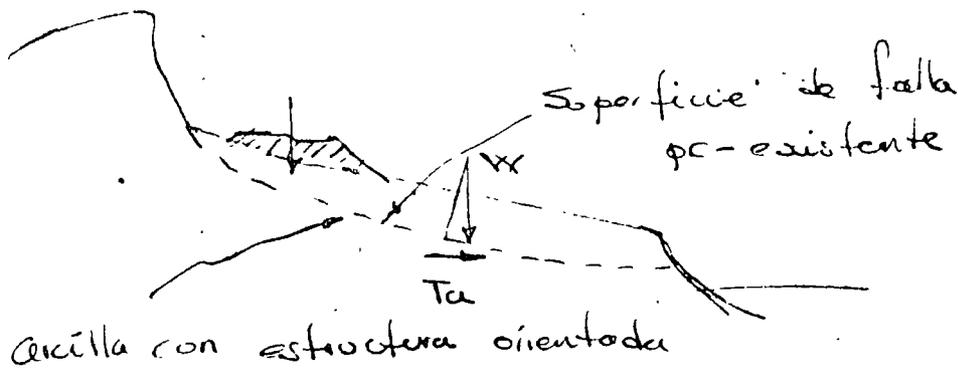


Océano
Pacífico

Analizando localmente la geología de las pizarras se observa que existen superficies de falla ya pre-existent y que ellos ocurren en el contacto entre las laminas de talud y la roca basal constituida por la arcilla cementada. En la superficie de falla se localizan suelos arcillosos en espesores no mayores de 5mm, por otra parte el drenaje natural reconoce hacia esas superficies de falla.

30/Jun./78.

Subdrenaje



ϕ_r = ángulo de fricción interna en resistencia residual

$$\phi_r \begin{cases} -7^\circ \\ -17^\circ \end{cases}$$

Analizando el factor de seguridad se tiene:
(para este caso en particular.)

$$\text{Factor de Seguridad} = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza actuante}}$$

$$F.S. = \frac{\text{resistencia} \times \text{área de la sup. de falla}}{\text{Proyección del peso en la dir. de la sup. de falla } (T_a)}$$

T_a = tangencial actuante.

$$F.S. = \frac{\bar{\sigma} \tan \phi_r \cdot A}{T_a} = \frac{(\bar{\sigma} - u) \tan \phi_r \cdot A}{T_a}$$

Para incrementar F.S. se pueden considerar las siguientes posibilidades

1) ~~Disminuir~~ la μ - Solución de Sobredrenaje

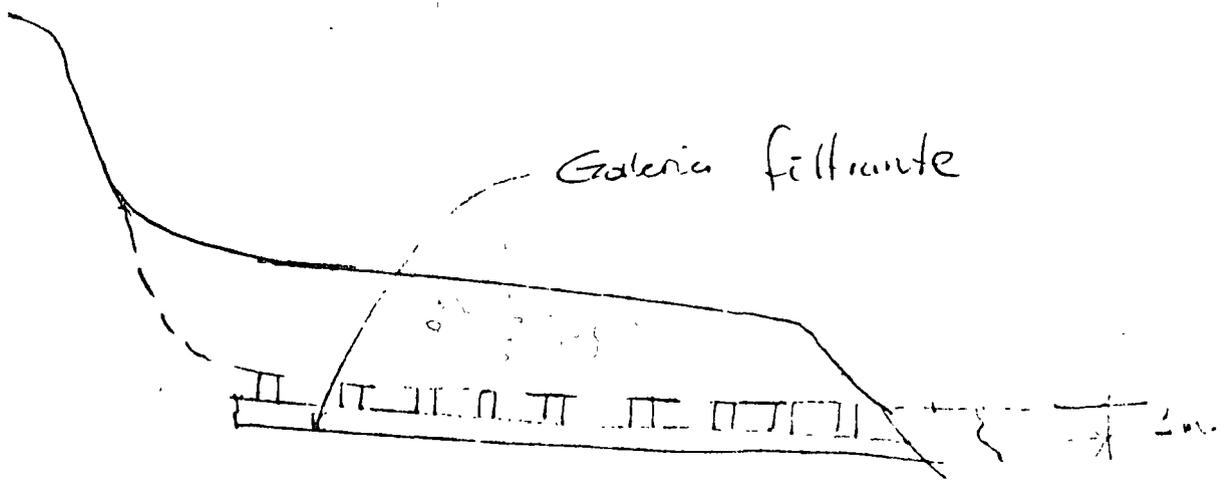
2) Incrementar ϕ_r

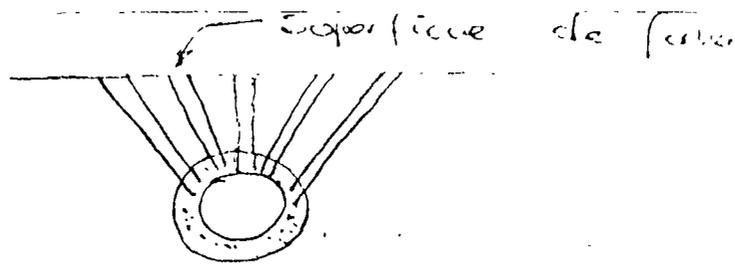
- inyectando agua con sales.
- romper la superficie de falla haciéndola discontinua
- meter pilotes intersectando la sup. de falla

Cambian la naturaleza

de las superficies en contacto.

1 km. de autopista ; \$ 5 000 000.00 / km de autopista





Tarea NO. 27. En el planteamiento del problema anterior, se supone la posición y forma de la superficie de falla conocida y al respecto se pregunta que armas tiene el ingeniero para lograr ese conocimiento. Hay dos métodos, uno teórico y otro práctico. Se pregunta cuales son esos métodos..

guía. Destrazamientos de la autopista Tijuana - Ensenada. pag 154 →

Como es la forma de la sup. de falla.

Si la forma es curva, el suelo tiene comportamiento cohesivo.

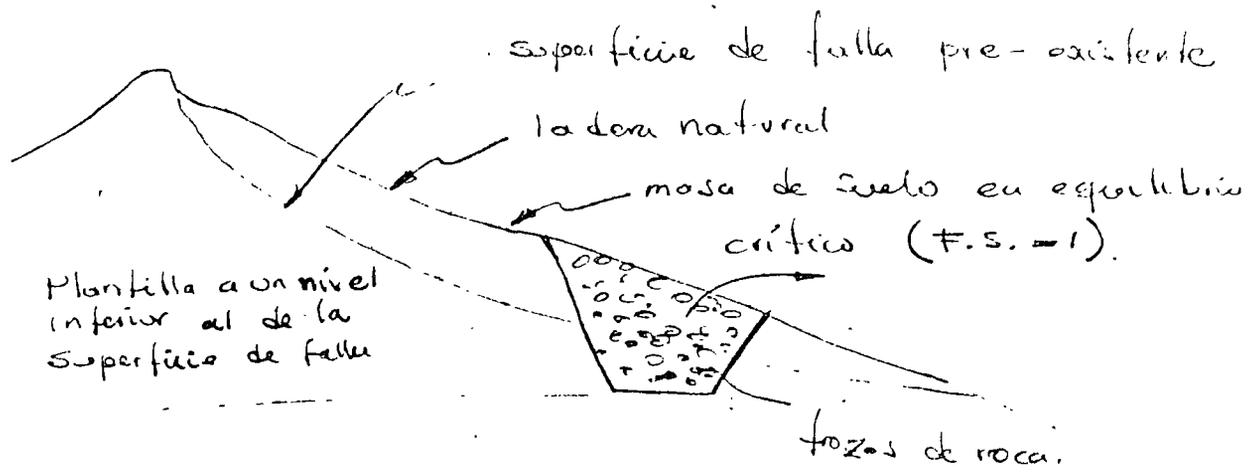
Si la forma de la sup. de falla es plana, el suelo tiene comportamiento friccionante.

Cada una tiene soluciones diferentes.

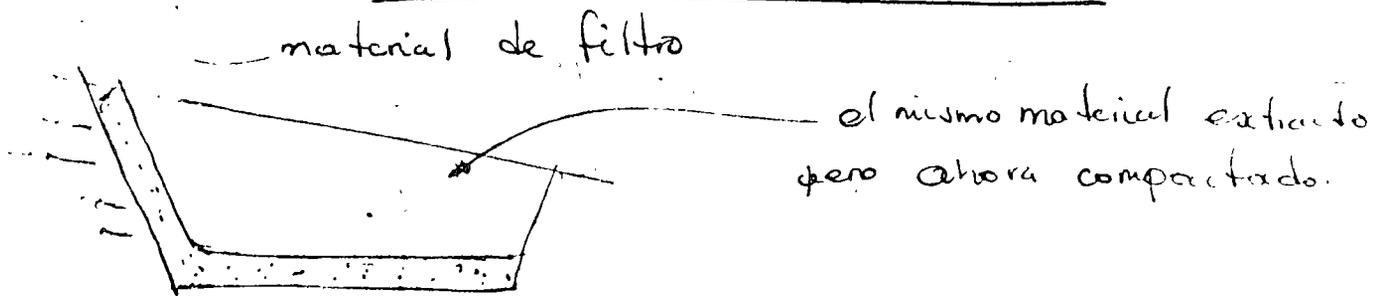
3/Jul./78.

b) Trincheras estabilizadoras

Son elementos drenantes del agua que se infiltra y fluye a través de las formaciones naturales, se supone que al drenarla mejoran las características de resistencia de esas formaciones en la forma ya comentada.



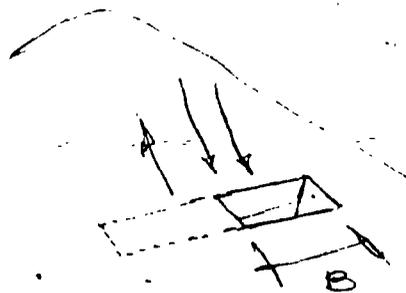
Una posibilidad de incrementar el F.S. es introducir la trinchera en la forma indicada en la figura, que además de actuar como elemento drenante, lo hace también como muro flexible de retención



Un problema de tipo práctico que ocurre al hacer la trinchera, es el de disminuir el factor de seguridad, al excavar la zanja, pues en esa zona el material que tiende a deslizarse se queda sin apoyo.

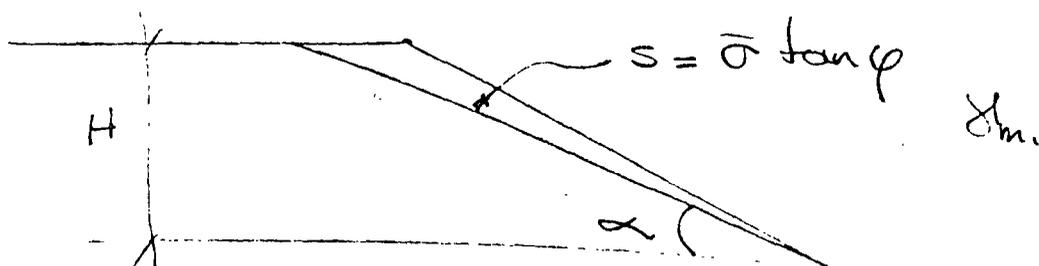
La recomendación que se hace en este caso es básicamente excavar por etapas pues en estas condiciones teóricamente el problema pasa de ser bidimensional a ser tridimensional y por lo tanto el suelo que puede deslizarse tiende a ser detenido no sólo por las fuerzas resistentes que se ejercen en la superficie

de falla sino también por aquellos que aparecen en el contacto de la zona excavada con la no excavada.



El planteamiento anterior se puede intentar analizar teóricamente con el objeto de cuantificar las dimensiones convenientes de la zanja.

Supóngase un suelo de comportamiento $s = \bar{\sigma} \tan \varphi$ formando una ladera natural, en la que existe una superficie de falla prácticamente plana inclinada un ángulo α respecto a la horizontal.



Se trata de encontrar la expresión F.S. en función del ancho B de la excavación.

Tarea No. 28 para el lunes 10/26/78.

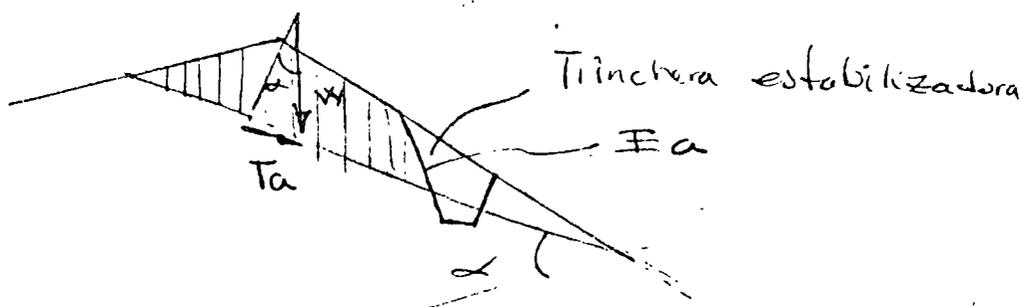
$$F.S. = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas activantes}}$$

Independientemente de los resultados del cálculo que sirven como un índice para normar el criterio del ingeniero en la práctica es conveniente al efectuar las zanjas tomar precauciones tales como:

Tales como colocar puntos de control al rededor de la zona que se excava, con el objeto de conocer las características de los movimientos que se inducen en el momento en que se efectúa la excavación y en función de ese conocimiento afinar las dimensiones de la zanja que se excava.

El ancho de la plantilla de la zanja se fijará por el tipo de maquinaria que se emplee en la construcción, la profundidad de la excavación la fijará la posición de la superficie de falla (del orden de 1m abajo de la sup. de falla), los taludes de la excavación los determinará la resistencia del terreno que se está moviendo (el que está arriba), en este aspecto también debe tomarse en cuenta que la trinchera trabaja como muro flexible y por lo tanto debe ser capaz de ejercer un empuje activo sobre la masa de suelo que tiende a deslizarse.

En estas condiciones su evaluación se puede hacer utilizando la expresión del factor de seguridad en la forma siguiente.



$$F.S. = \frac{\text{Fuerzas resistentes} + F_a \cos \alpha}{\text{Fuerzas activas.}} =$$

$$F.S. = \frac{\text{resistencia} \times \text{área} + E_a \cos \alpha}{\text{Fuerzas actuantes}}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a ; \quad K_a = \frac{1 - \sin \phi_r}{1 + \sin \phi_r} \quad \text{Proca}$$

ϕ_r = ángulo de fricción interna del material que se emplea para llenar la zanja.

$$F.S. = \frac{(\bar{\sigma} \tan \phi) A + \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \sin \phi_r}{1 + \sin \phi_r} \cos \alpha}{W \sin \alpha}$$

Si fuéramos más técnicos usaríamos

$$K_a = \cos \beta \cos \phi \frac{1 - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{1 + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (?)$$

c) Sotodrenes longitudinales

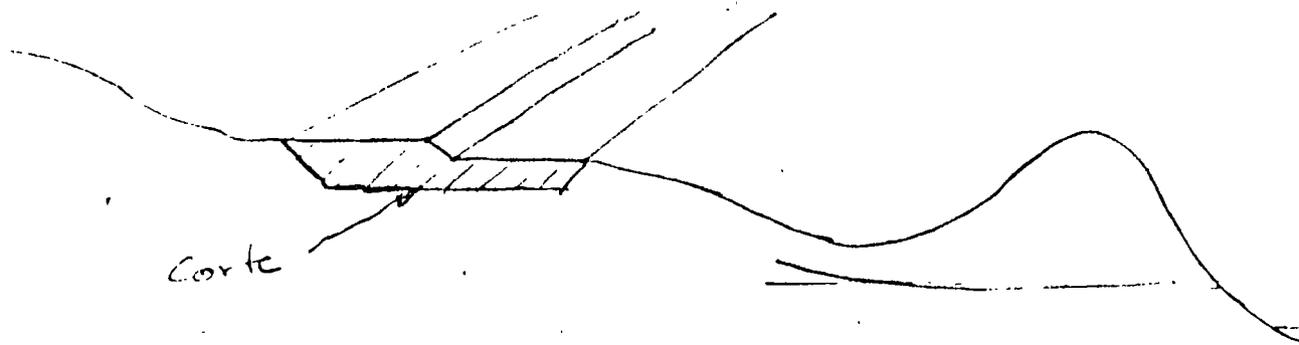
Tarea 24. - En los suelos compactos al haber un mayor produce tensiones en el agua y confina más las partículas de suelo, por lo tanto aumenta el estrés efectivo, por lo mismo la resist.

Tarea 25. -



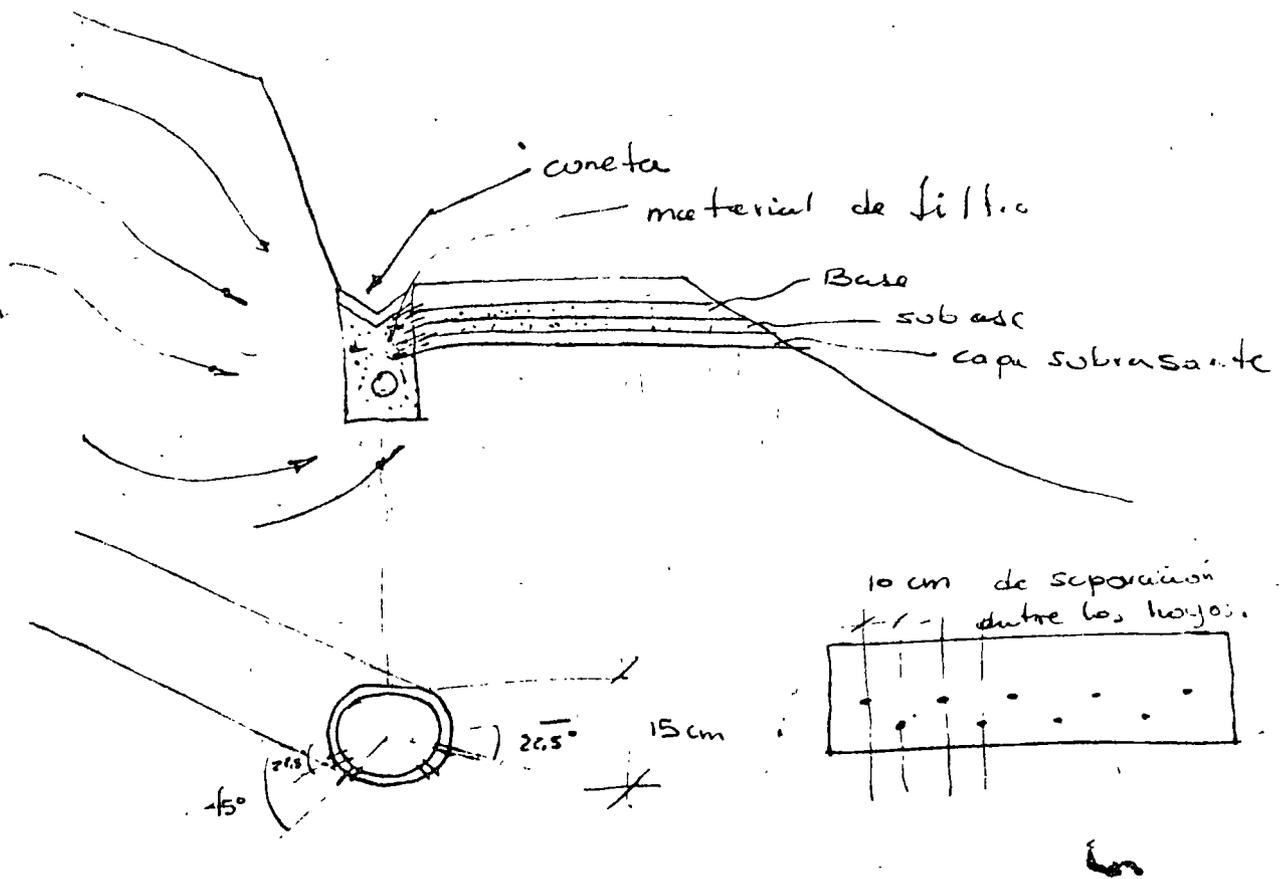
calcular el F.S. en el escarpe

5/Jul./78.



SUBDRENES LONGITUDINALES.

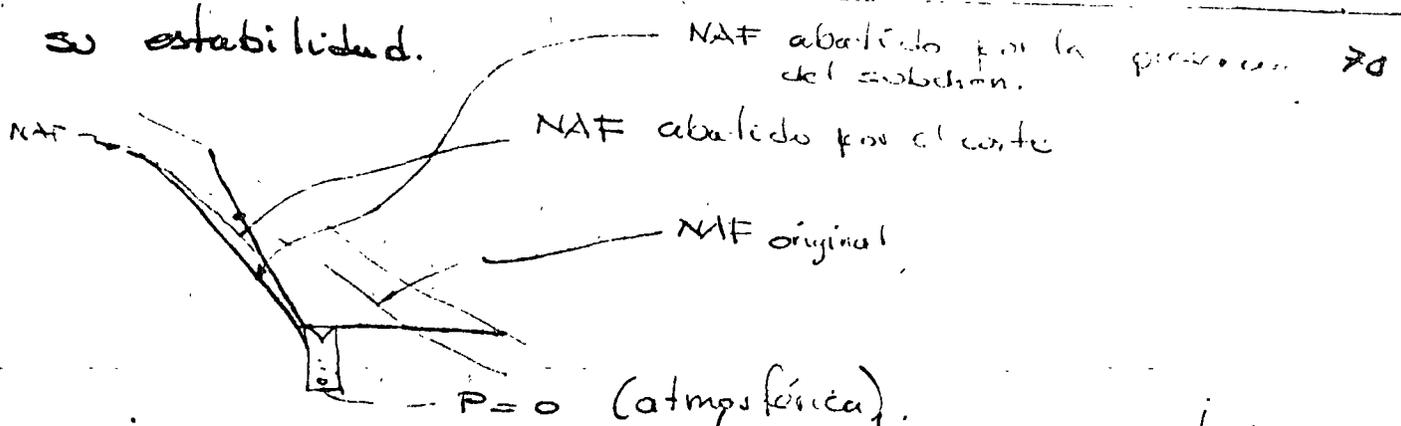
Lo que se dice a continuación no sólo es aplicable a carreteras.



Funciones:

- a) Drenan el agua de las capas base y subbase del pavimento así como la de la capa subrasante que forma parte de la ~~subrasante~~ terracera.
- b) Abate las presiones en el agua del suelo que constituye el corte contribuyendo a

su estabilidad.



¿ Para qué es necesario drenar las $\frac{1}{2}$ capas del pavimento ?

Una posible explicación que justifica el drenar las capas del pavimento es el evitar que al paso de los vehículos se encuentren las capas saturadas pues si esto ocurre, ~~para~~ por ser las cargas que se generan relativamente rápidas, y estar capas confinadas entre materiales menos permeables, dichas cargas serán tomadas básicamente por el agua y automáticamente la presión entre los sólidos disminuirá y en igual forma lo hará la resistencia de los materiales que constituyen las capas, pudiéndose generar fallas en las mismas.

Tarea No. 29. La presencia del subdren longitudinal, parece que cada bora a la estabilidad del corte en que ~~se~~ se pone de acuerdo con el razonamiento hecho en clase, sin embargo también se dijo que tiende a incrementar "i" y por lo tanto la magnitud de las fuerzas de filtración lo que en algunos casos podría ^(y h_c) hacer que la presencia del subdren fuese se contra prodo corte; ¿ como se puede razonar para ~~traz~~ concluir que el subdren en todos los casos en que se requiere subdrenaje.

resulta una obra adelantada. ?

No esta en los libros, pensarlo.

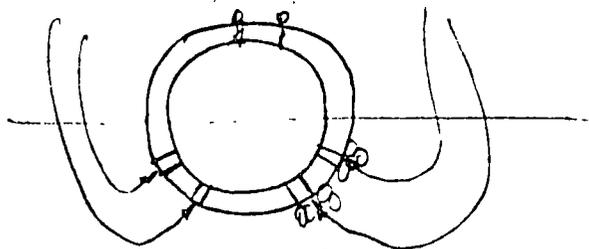
Para el mier. 12/Jul. /78.

¿ Es conveniente poner el tubo ?

El tubo. Se coloca para hacer que el agua fluya hacia el subdren con mayor eficiencia puesto que introduce en la masa de suelo una zona sujeta a la presión atmosférica además permite que el agua dentro del subdren fluya con mayor rapidez puesto que en cierta incrementa su "K". Desde el punto de vista práctico existe también la razón de que donde termina el subdren. Se emplea para desalojar el agua sin que se produzca arrastre de los sólidos del subdren en la forma que se indica en la figura.



¿ Por qué las perforaciones se hacen en la mitad interior del tubo. ?



Se perforan en la forma indicada con el objeto de que el peso de las portátiles sólidas contribuya en el aumento del F.S. contra el

arrastre de ellas mismas.

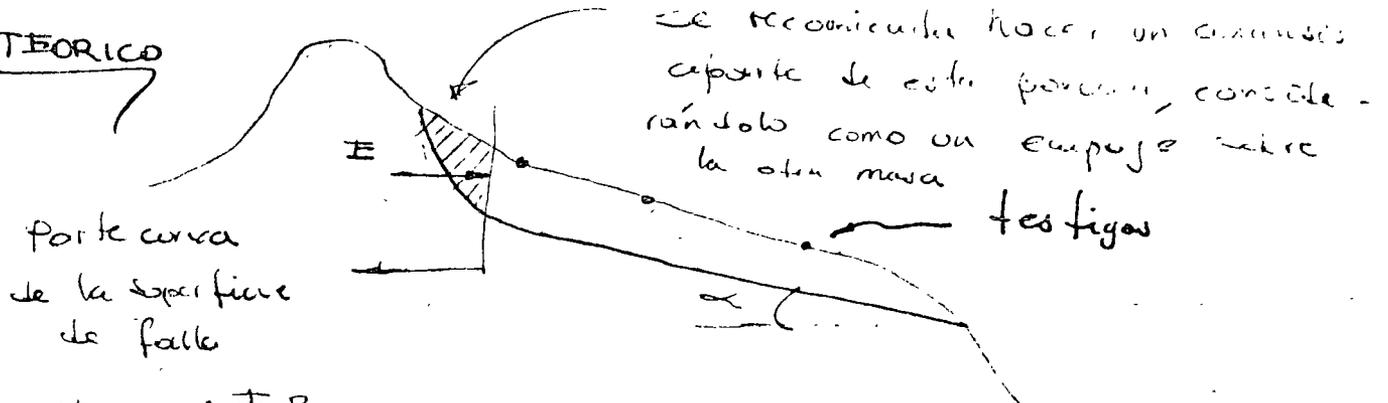
¿Conviene poner una plantilla en la parte inferior del subdren? / ¿Podría ser esta de concreto pobre?

¿Deben ir los tubos junteados?

7/Jul/78.

Tarea 27 definición de la falla es el ángulo de inclinación de la falla

TEORICO



$$f.s. = \frac{f.R.}{f.A}$$

$$f.s. = 1$$

es dicho porque está fallando

∴ La incógnita es el ángulo α.

$$\sigma = \bar{\sigma} \tan \varphi$$

por estar fallando : $\alpha = \varphi$

La sup. de falla tiende a ser plana porque el comportamiento del suelo tiende a ser friccionante así cuando hay arcilla.

PRACTICO

Si la sup. de falla es rugosa, la falla ^{fué} ~~será~~ por traslación. Si la sup. de falla es ^{semi} ~~total~~ lisa, la falla ocurrirá por rotación.

Si los árboles en las laderas no están inclinadas, la falta es por traslación.

Otro procedimiento sería poner testigos para que los topógrafos vayan midiendo los movimientos.

Si fuera traslación los 3 puntos que se puedan poner, los 3 puntos se moverían igual.

Si fuera rotación el punto que se movería menos sería el de en medio y el del extremo derecho se movería hacia arriba.

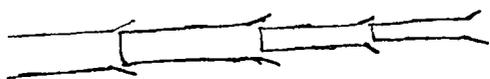
Solución al problema de Xico.

en estos casos se debe buscar a las señoras, no a los señores, debido a que las señoras son más abiertas.

Xico se inunda debido a el agua que fluye hacia el lugar por la baja presión en el agua.

¿Deben ir juntados los tubos?

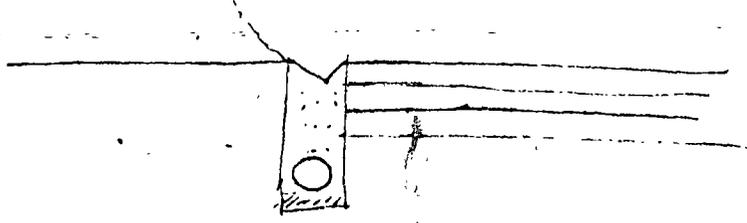
Se pueden no juntar si los tubos quedan bien empujados, ya que si no es así las piedras de arriba se pueden meter al tubo junto con el agua que fluye dentro del tubo.



¿Conviene poner una plantilla de concreto sobre estos con el fin de que la plantilla no se

deteriore al pisarla los obreros.

pero impide el flujo del agua por lo porte de abajo que es por donde se piensa que debe entrar el agua.



en este caso se se puede poner la plantilla de concreto pobre

porque el flujo de agua que le llega al tubo viene de las capas de la carretera, (de arriba) y por lo tanto no se necesita que haya permeabilidad en el porte de abajo del tubo.

No le llega agua de abajo al tubo debido a que no hay caso.

— Referencia para estas cisternas. —

Theory of flow in Soils (?)

Su ~ Kachina — Poliburanova autores rusos.

vienen la teoria aplicada a los problemas practicos.

¿Que es un mat. de filtro?

- a) el material de filtro debe ser lo suficientemente permeable para el paso del agua
- b) y debe ser lo suficientemente impermeable para impedir el paso de las particulas finas

porcentaje de finos no mayor del 5%, y tamaño de máximo de particulas de 1 1/2" y con granulometria buena.

Un material a través del cual el agua al fluir
→ no alcanza una velocidad tal que permita el
arrastré de los sólidos del suelo natural

Tarea No 30. Supóngase que se tiene necesidad
de construir una unidad habitacional sobre un suelo
arcoso muy suelto en el que el nivel de aguas
freaticas aparece a una profundidad relativamente
grande (S.L.P.). El ingeniero llega a la
conclusión de que para tener un buen comporta-
miento del suelo es conveniente compactarlo.

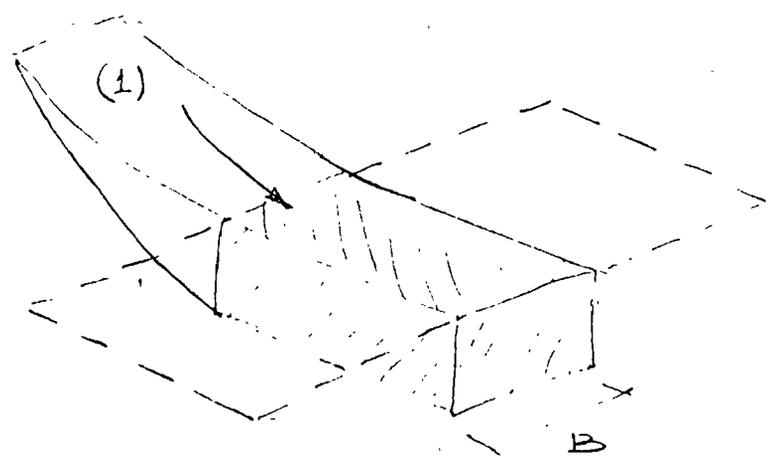
Se pregunta: a) que método de compactación
conviene utilizar que no sea vibración.

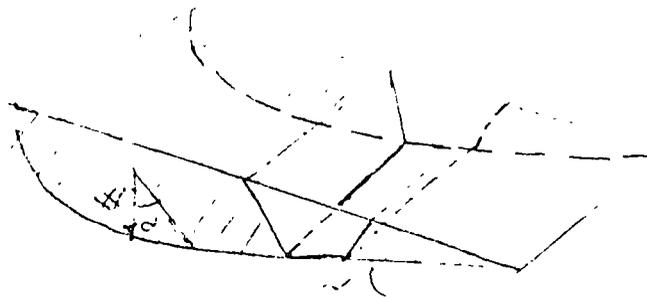
b) que cálculos teóricos conviene realizar para
cuantificar el método.

Para el viernes 14/Jul./78.

~~10~~ 10/Jul./78.

Comentarios tarea #28.



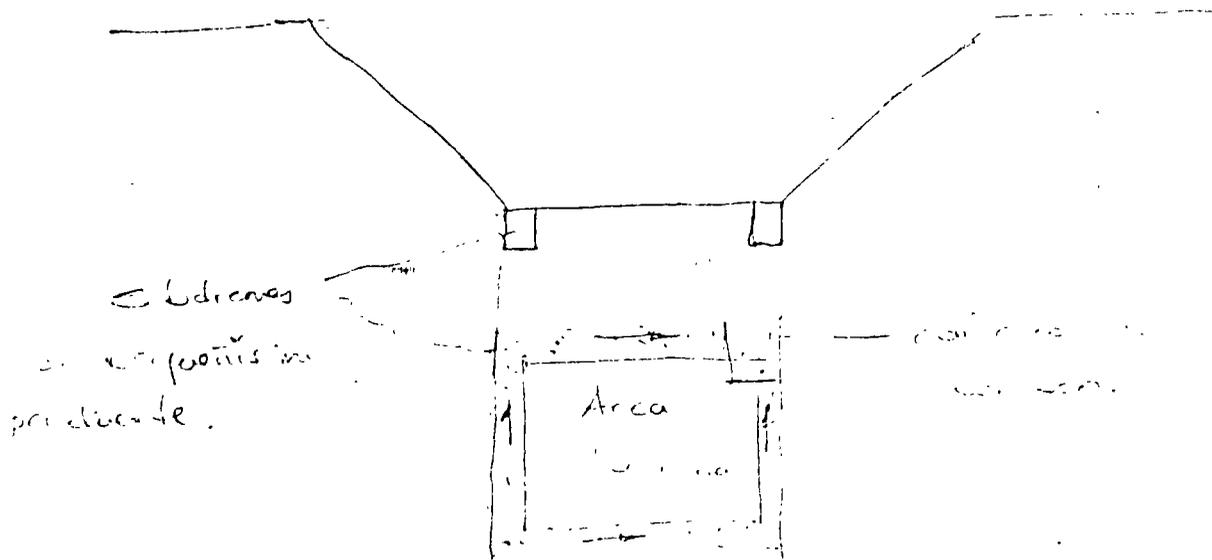


$$F.S. = \frac{\text{Resistencia a lo largo de la sup. de falla} + \text{Resistencia en los contactos del mat. q' constituye a (1) con los mat. laterales}}{W \text{ sen } \alpha}$$

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

Sub drenes.

Los sub drenes longitudinales también se emplean comúnmente para drenar el agua en las excavaciones, que se hacen en suelos finos para alojar cimentaciones. Su trabajo es temporal, pues sólo se requiere durante la etapa de construcción, y por lo tanto el material que se emplea para su relleno no necesariamente debe ser de filtro. Sino exclusivamente.



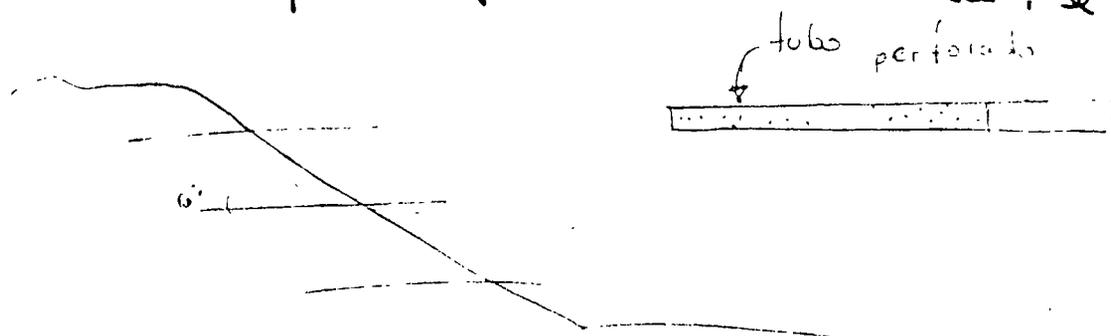
un material permeable ya que el arrastre de las partículas sólidas que provoca el flujo del agua a través del suelo requiere, en general, un tiempo mayor al que normalmente se emplea en la construcción de la cimentación.

especificaciones del mat. de filtro.

$$4 \text{ ó } 5 D_{15 \text{ mat. nat.}} < D_{10 \text{ filtro}} < 4 \text{ ó } 5 D_{85 \text{ mat. nat.}}$$

Drenes horizontales o Drenes transversales de penetración. Se emplean, básicamente, para estabilizar taludes en suelos finos, en donde, como ya se ha comentado se requiere que su resistencia $\underline{\leq}$ no disminuya y para ello se necesita que u no aumente, siendo esta la función de los drenes transversales de penetración.

Los drenes horizontales son tubos perforados en casi toda su longitud, que se introducen en el suelo que se pretende estabilizar. Se



les da una pendiente de unos 10° con el objeto de que el agua drene por gravedad. Las longitudes a las que se han llevado son hasta 100m.

(Reporte sobre drenes horizontales del Estado de California de Travis Smith, E.U.A).

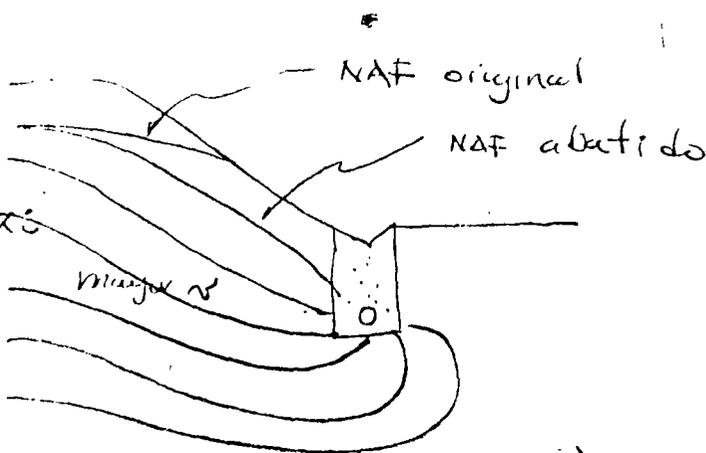
Los tubos se colocan en perforaciones previamente realizadas con máquina.

Ultimamente su costo se ha incrementado notablemente, por ejemplo. Se han dado cotizaciones de hasta \$1200.00/metro de dren, ^{con} consecuentemente la técnica se ha tenido que abandonar

Tarea 31. Suponiendo que se utilizaran drenes transversales de penetración para estabilizar masas de suelo fino. Se pregunta: desde el punto de vista teórico cual es el criterio que debe emplearse para determinar hasta que punto, dentro de la masa de suelo, deben llevarse los drenes transversales.

para el lunes ~~17~~ 17/Jul./78. 12/Jul./78.

Comentarios Tarea # 29.



$$\delta = K i$$

$$F = \gamma_0 i$$



el arrastre es mayor que...

... con el ...

Con un cambio de velocidad
se produce una fuerza de frotamiento

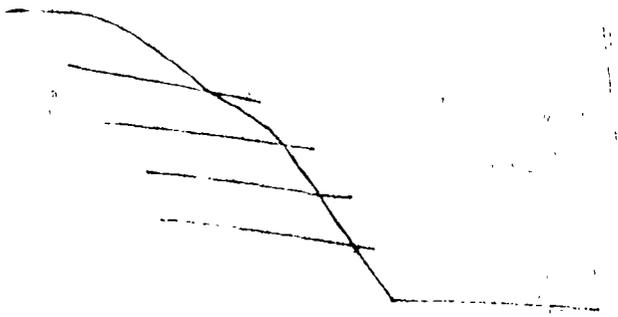
Si hay cambio entre las dos velocidades, se produce una ACELERACION y esta a su vez produce una FUERZA de arrastre al cruzar la frontera suelo natural - mat. de filtro.

Así es que se debe tratar de que las velocidades en el suelo nat. y filtro no sean muy diferentes

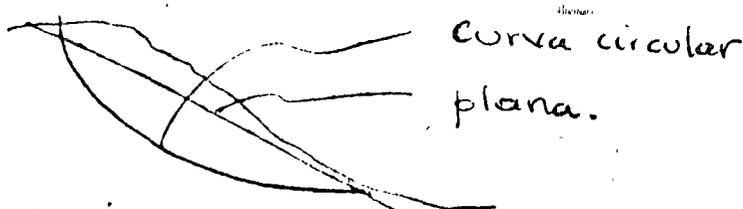
De acuerdo con las características que se dijo que deben tener los mats. de filtro no hay posibilidad de que haya arrastre del material; teóricamente

Sub drenaje:

Drenes Transversales de penetración



Para resolver: tarea 31



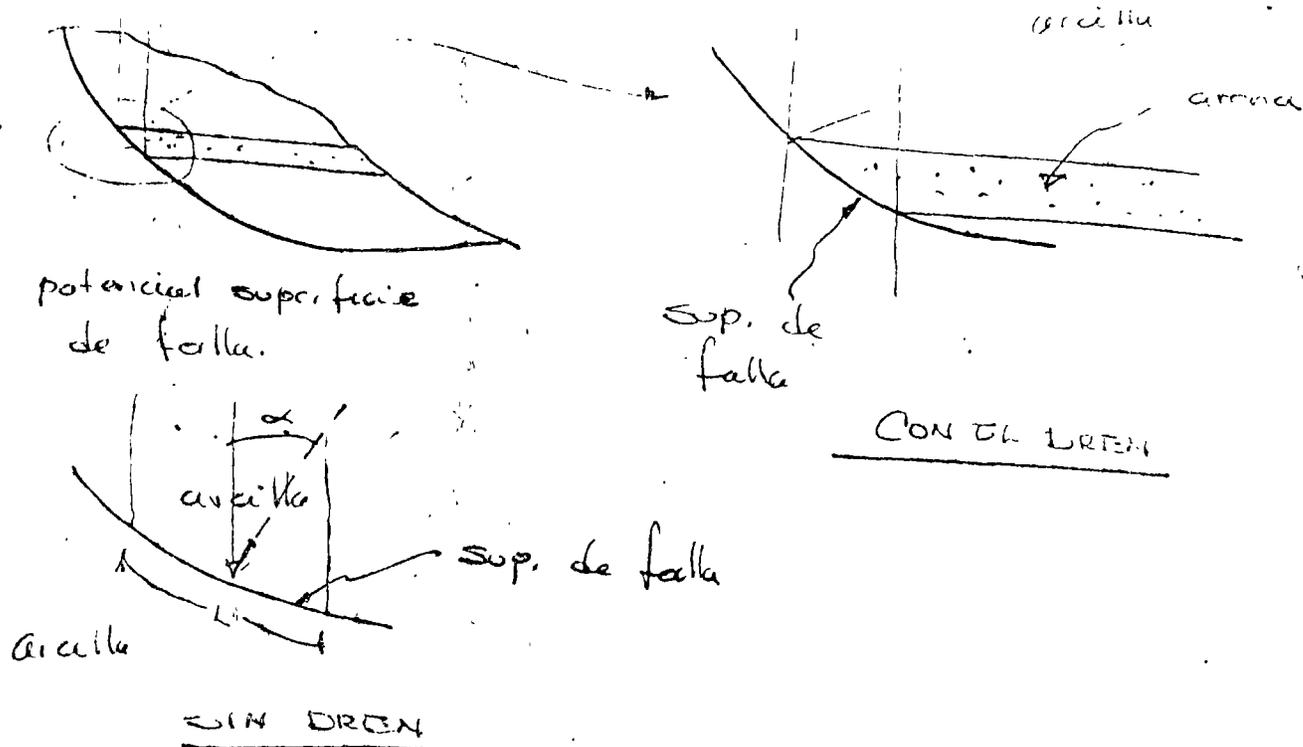
curva circular
plana.

curva circular con drenes
de E y



sup. de falla

en este caso se ven
los drenes más allá de



En el caso del suelo fino, en que no se ha colocado el dren, la resistencia del suelo está dada por la expresión

$$S = \bar{\sigma} \tan \varphi = (\bar{\sigma} - u) \tan \varphi$$

$$S = (\gamma' z \cos \alpha) \tan \varphi \quad \gamma' = \gamma_{\text{sumergido}}$$

Al colocar el dren.

$$S = (\gamma_{\text{sat}} z \cos \alpha) \tan \varphi'$$

El est. totales, en este caso el de la superficie de suelo, este toma los esfuerzos y no el agua. El cambio por el cambio que produce en la superficie de falla, antes de colocar el dren el contacto es arcilla-arcilla, al colocar el dren el contacto será arena-arcilla.

Se observa entonces que existe un incremento en la resistencia dada por la expresión

$$\gamma'_{sat} \cdot Z \cos \alpha \tan \varphi' - \gamma'_{z} \cos \alpha \tan \varphi$$

Si se quisiera introducir un coeficiente de incremento de resistencia esta podría ser:

$$\frac{\gamma'_{sat} \cdot Z \cos \alpha \tan \varphi'}{\gamma'_{z} \cdot \cos \alpha \tan \varphi}$$

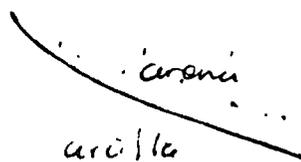
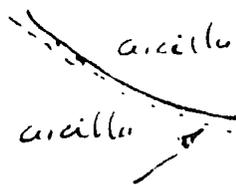
$$\gamma' = \gamma'_{sat} - \gamma_0$$

$$\frac{\gamma'_{sat} \tan \varphi'}{\gamma' \tan \varphi}$$

En un ejemplo particular, si γ'_{sat} de la arcilla es 1.5 ton/m^3 o γ' será 0.5 Ton/m^3 por lo tanto el coeficiente quedaría:

$$\frac{1.5 \tan \varphi'}{0.5 \tan \varphi} = 3 \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi}$$

Aún si se acepta que ~~se aceptara~~ $\varphi' = \varphi$ se tendría un incremento de resistencia del orden del 200%, sin embargo lo lógico es que $\varphi' > \varphi$ y por lo tanto el incremento de resistencia es posible que sea mayor.



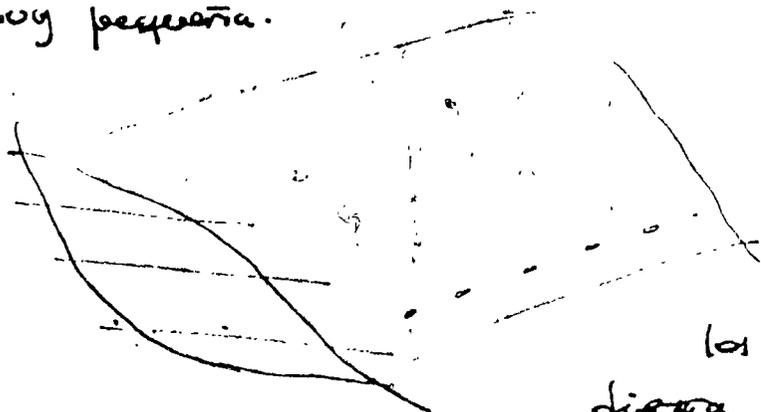
resist. residual

(ya generando un deslizamiento; partículas residuales)

$$\varphi_r = 17 - 7^\circ$$

residual

NO olvidar que todo lo anterior sucede en una zona muy pequeña.



De acuerdo con la teoría y con el poco sentido común es más conveniente poner

los tubos — si sólo se pudiera poner una sola tubería

de tubos — se pondría en la parte baja. Esto también facilita el colocarlo del tubo con la maquinaria

Aparentemente la eficiencia de los drenes transversales resulta ser mayor a profundidades mayores de la superficie de falla, debido a que el gradiente hidráulico resulta ser mayor en esas zonas y por lo tanto se puede captar con más eficiencia el agua en ellas.

14/Jul./78.

8.15 M. Obregón

9.15 Orizaba No. 3 una cuadro. Gta. insurg.

camión en Gta. de mira valle.

11.00 Anjeo Indep.

12.40 Iglesia Cap.

Tarea 20 — Comunicaciones

Anna
Suella

La compactación de la arena suelta, desde luego puede hacerse por vibración; pero en este caso, se supone que esto no es posible, en estas condiciones se ocurre que otro método puede ser el hacer fluir agua a través del suelo, en dirección descendente; obviamente este flujo satura el suelo.

En este caso no hay posibilidad de licuación debido a que el flujo del agua es descendente.
NO ASCENDENTE.

7... ARENAS.

$$\Delta H = \frac{\Delta p B (1 - u^2)}{E} I_f$$

módulo de Poisson

coef. de forma

(para cálculos de asentamientos)

Se puede intentar una cuantificación de la situación haciendo el sig. razonamiento:

Se considera que si no existieran partículas sólidas o sea si se tuviera solo agua, al generar el flujo vertical, la velocidad con la que este se produciría sería, a una cierta profundidad z :

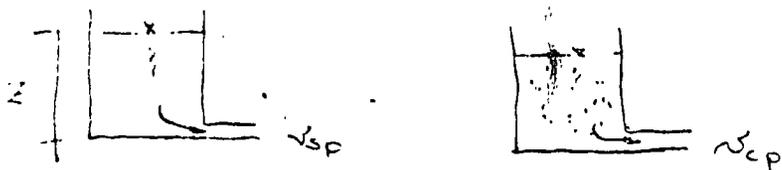
$$v_{\text{sin partículas sólidas}} = v_{sp} = \sqrt{2gz}$$

Al aparecer las partículas sólidas y generarse el flujo vertical descendente del agua, la velocidad con la que pasa a la profundidad z . Será ahora:

$$v_{con} = v_{cp} = K i z$$

partículas
sólidas

$i_z =$ gradiente hidráulico a la profundidad z .



Las velocidades v_{sp} y v_{cp} son diferentes, en general,

$$v_{sp} > v_{cp}$$

○ sea que hubo una "perdida" de velocidad o lo que es lo mismo de energía cinética. La energía cinética original es:

$$E_0 = \frac{1}{2} m v_{sp}^2$$

la energía cinética que llamaremos final será:

$$E_f = \frac{1}{2} m v_{cp}^2$$

Se puede entonces establecer un coeficiente de eficiencia del método.

$$\eta = \frac{E_0 - E_f}{E_0}$$

○ sea:

$$\eta = \frac{\frac{1}{2} m v_{sp}^2 - \frac{1}{2} m v_{cp}^2}{\frac{1}{2} m v_{sp}^2}$$

$$\eta = \frac{v_{sp}^2 - v_{cp}^2}{v_{sp}^2}$$

por lo tanto:

$$\eta = \frac{2gz - k^2 z^2}{2gz}$$



Para este caso:

$$i = \frac{\text{potencial hidr\u00e1ulico en 1} - \text{potencial hidr\u00e1ulico en 2}}{\text{longitud recorrida por el agua entre 1 y 2}}$$

(potencial hidr\u00e1ulico = carga de posici\u00f3n + carga de presi\u00f3n)

Potencial hidr\u00e1ulico en 1 = 0 + 0

Potencial hidr\u00e1ulico en 2 = z + ~~$\frac{\rho_0 z}{\rho}$~~

Longitud recorrida de 1 a 2 = z

$$\therefore i = \left| \frac{-z}{z} \right| = 2$$

Luego se tiene:

$$\eta = \frac{2gz - 4k^2 z^2}{2gz}$$

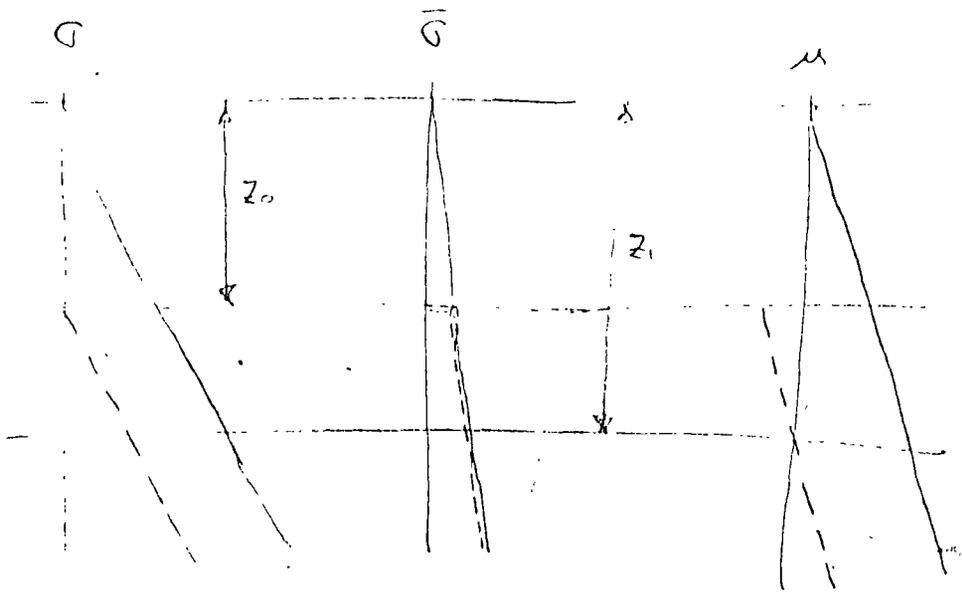
$$\eta = \frac{gz - 2k^2 z^2}{gz}$$

La energ\u00eda es un trabajo y el trabajo es una fuerza por una distancia

(2)
86
La distancia en este caso es la compactación que se logra en el suelo. NO ES Z

Otro método hubiera sido ver que existen dos vels. v_1 y v_2 en el suelo. v_1 es la velocidad de onda P y v_2 es la velocidad de onda S. $v_1 > v_2$. Si se conoce v_1 y v_2 se puede obtener la fuerza necesaria para compactar el suelo.

Como ora 3^{er} aplic. de la ec. fundamental de los suelos saturados se discutirá en lo que sigue el método de abatimiento del NAT. mediante excavación repetida, desde el punto de vista teórico práctico.

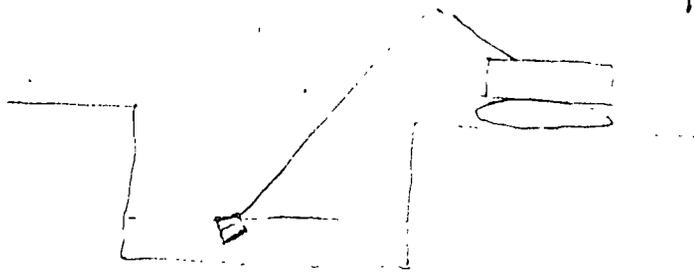


$$z_1 = \frac{\gamma_m}{\gamma_b} z_0$$

en la teoría se requiere para que no cambien los colos.

Acercándonos un poco a la realidad, se tiene que la excavación NO se puede hacer en un tiempo $t=0$, por lo tanto conviene tener una idea de que es lo que significa en la realidad, lo que en la teoría es instantáneo.

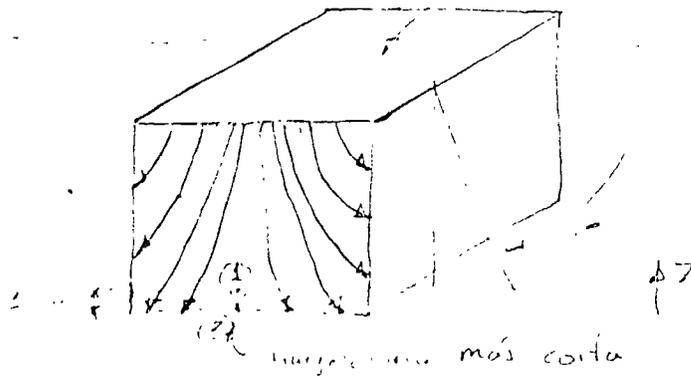
Un criterio de evaluación de ese tiempo real puede ser.



el de considerar un tiempo de excavación siempre menor a aquel en que el agua dentro del suelo que se excava, requiere para abandonar este suelo.

Se puede intentar una valoración de ese tiempo, considerando, por ejemplo, que se extrae un metro cúbico de suelo,

y calculando el tiempo que se requiere ~~para~~ transcurrir para que el agua más próxima a las fronteras de esa masa de suelo lo abandone.



el problema es unidimensional pero lo reducimos a bidimensional.

Para intentar el cálculo supongamos que determinamos el tiempo que requiere la partícula de agua ① para salir.

La velocidad del flujo del agua será:

$$v_s = ki$$

en este caso:

$$i = \frac{h_i - h_f}{L}$$

$$h_i = \frac{u_1}{\gamma_0} + z_1 = \frac{\gamma_0 (z - 1 \text{ cm})}{\gamma_0} + 1 \text{ cm}$$

$$h_f = \frac{u_2}{\gamma_0} + z_2 = 0 + 0$$

Luego.

$$i = \frac{z + 1 \text{ cm}}{1 \text{ cm}} = \frac{99 \text{ cm} + 1 \text{ cm}}{1 \text{ cm}} = 100$$

$$z = 100 \text{ cm}$$

por lo tanto:

$$v_s = 100k$$

Si se trata de un suelo arcilloso K puede ser supuesto

$$K = 10^{-8} \text{ cm/seg}$$

$$n = 100 \times 10^{-8} \text{ cm/seg}$$

$$v = 5 \text{ cm/seg}$$

de manera en forma aproximada el tiempo requerido para que la partícula de agua (1) abandone el suelo será:

$$t = \frac{1 \text{ cm}}{10^{-6} \text{ cm/seg}} = 10^6 \text{ seg}$$

Si hubiera leído... ó...
... K ...

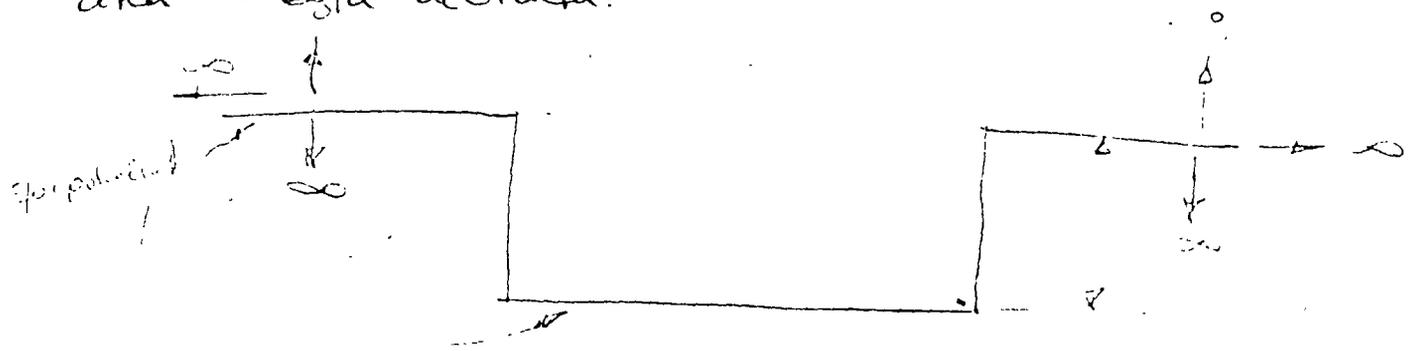
$$t = 270 \text{ hrs}$$

$$t = 11.57 \text{ días}$$

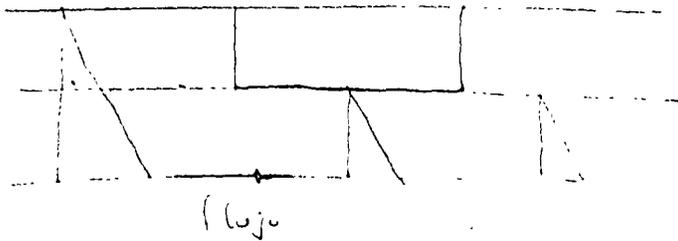
Con los métodos usuales de construcción se puede asegurar que no existe problema en cumplir con la hipótesis que impone la teoría de ~~es~~ tomar en cuenta que el tiempo de excavación debe ser instantáneo.

Es importante comentar que el resultado es sumamente sensible al valor de K, por lo tanto el ingeniero deberá durante el proyecto pedir al laboratorio que le determine con sumo cuidado K.

Por otro lado en la realidad la excavación no se hace abarcando un área infinita sino que esta ~~es~~ — el área — esta acotada.



Esta condición modifica los resultados de la teoría, pues por la presencia de las fronteras habrá una diferencia de esfuerzos entre el agua del suelo y esta tenderá a fluir hacia la excavación, por lo tanto el método no evita el



bombeo pero este debe iniciarse una vez que se ha terminado la excavación, y si se trata de un suelo fino la cantidad de agua por bombear será relativamente pequeña. Se puede intentar un cálculo para determinar esa cantidad de agua, para ello primeramente se tiene que trazar la red de flujo y después aplicar la ec. que determina el gasto de filtración

$$Q_f = K F_f \cdot (\text{pot. inicial} - \text{pot. final})$$

F_f = factor de forma

Q_f = gasto de filtración

$$Q_f = K F_f H \quad \frac{m^3}{seg \cdot m} \quad (\text{gasto por unidad de longitud})$$

$$F_f = \frac{\text{numero de tubos de flujo}}{\text{numero de caídas de potencial}}$$

Tarea 33 Determinar el Q_f y el tipo y potencia de las bombas que se requieren para drenar el agua en una excavación hecha en arcilla con $K = 10^{-7} \text{ cm/seg}$

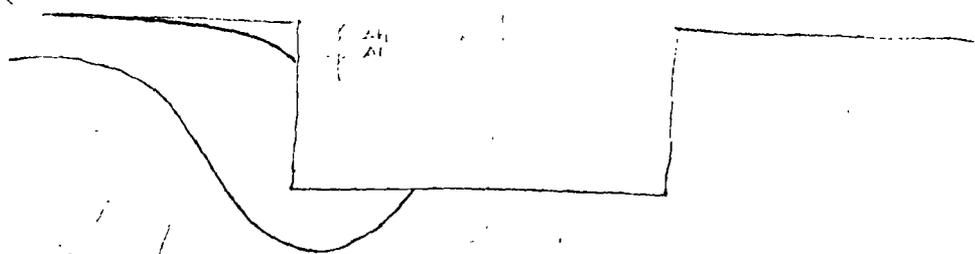
La excavación es de 7m de profundidad y abarca un área⁹¹ de 40 x 40 m.



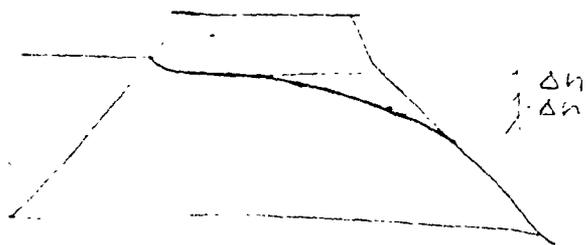
$$\gamma_{sat} = 1.6 \text{ Ton/m}^3$$

Para el mien. 26 / Jul. / 78.

Tarea No. 34.



el problema es Simétrica



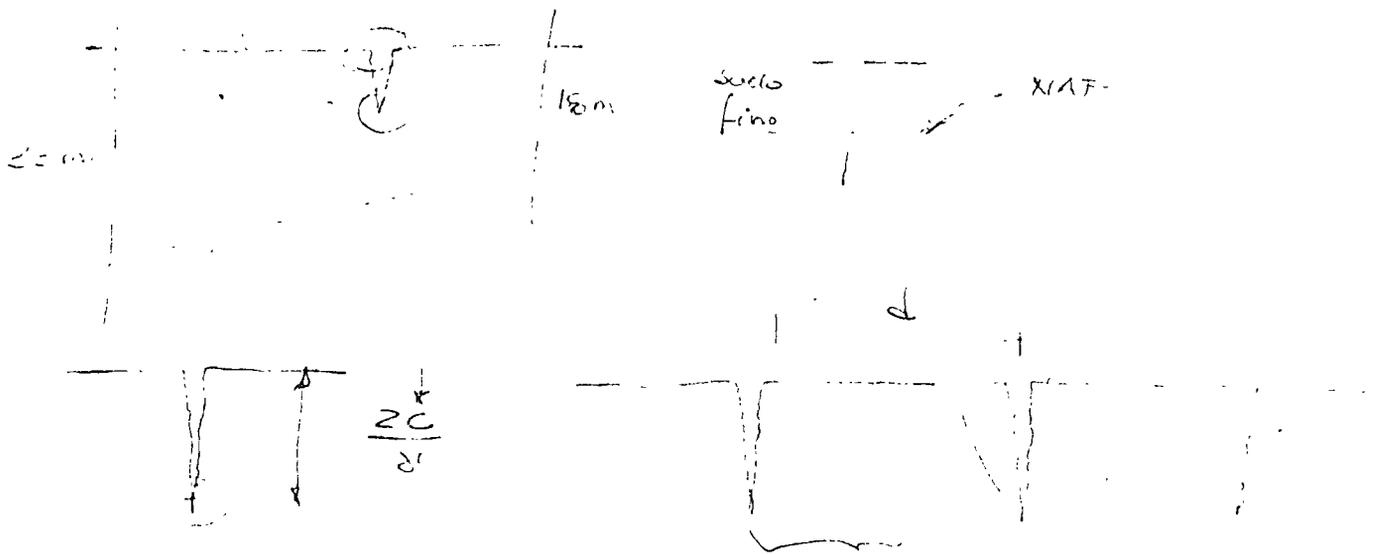
Tarea No 34.- Es conocido el hecho de que al hacer una excavación en arcilla es conveniente que la plomilla este siempre libre de tirantes de agua, pues si esto sucediese normalmente aparece lodo.

- Utilizando la ec. fundamental de los suelos saturados explique y calcule la generación de lodo.
- Determine teóricamente el ϕ espesor potencial de la

Capa de lodo.

Para el vier. 28 / Jul. / 78.

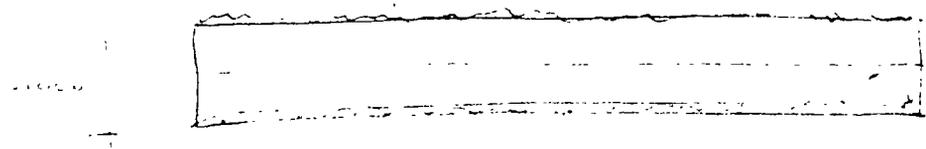
una capa de lodo.



Zona libre de esfuerzos debido al agrietamiento 17g.

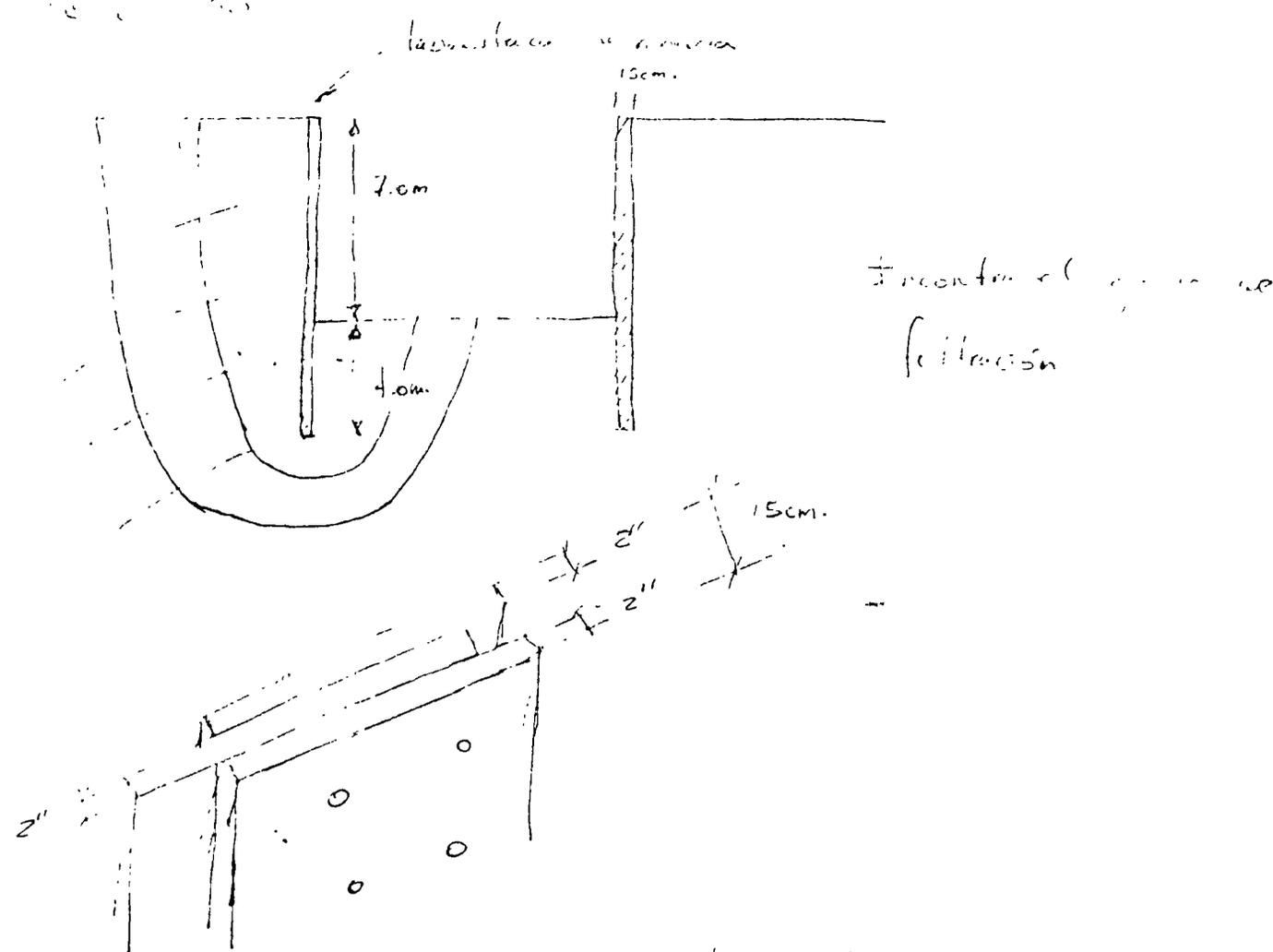
estas pistas evitan la evaporación, y por lo tanto evitan la formación de grietas

con esto se puede evitar el material agrietado de lodo



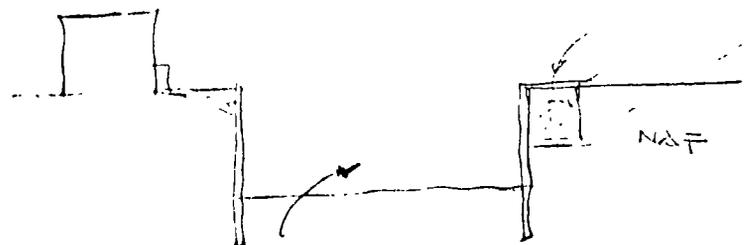
plástico
15 cm x 2

En esto se trata de evitar la evaporación costará 135 millones para el aeropuerto.

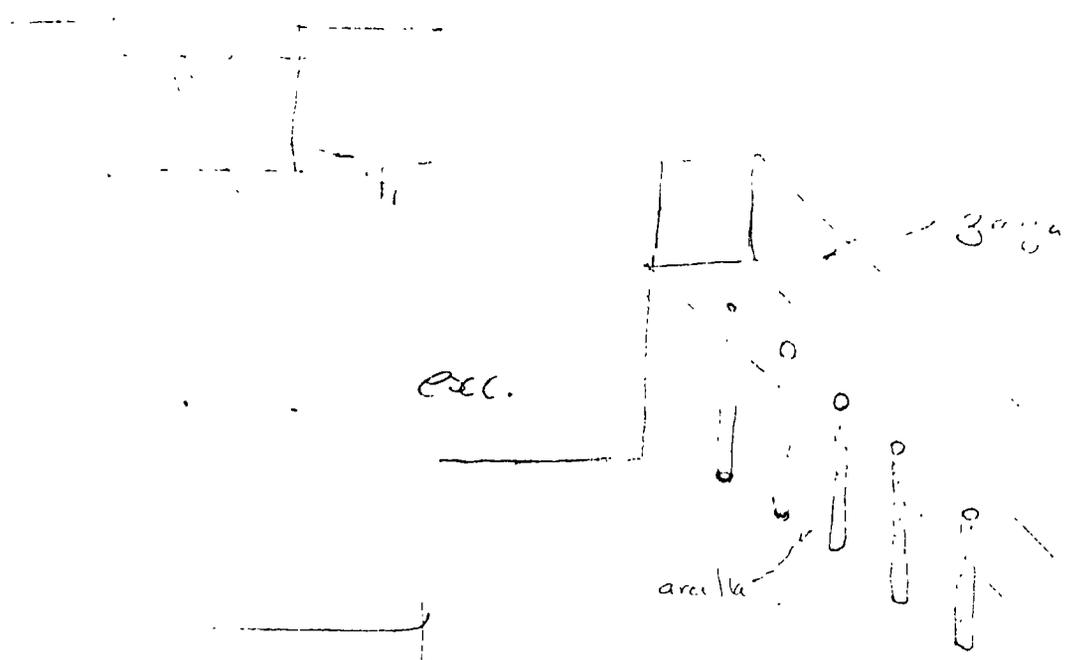


Encontrar el punto de
filtración

Una vez que se está bombeando se debe observar la salida
de agua fuera de la excavación para poder detectar
cual sentido de que se absorben las aguas. Como
del abastecimiento produce así también los que se
regulan sino que se van haciendo cuando se va el que
se está más cerca de la excavación. En algunos
casos se han utilizado zanjas para evitar que
el agua se vaya a donde se lleva el agua extraída de
el suelo a infiltrarse en el suelo.

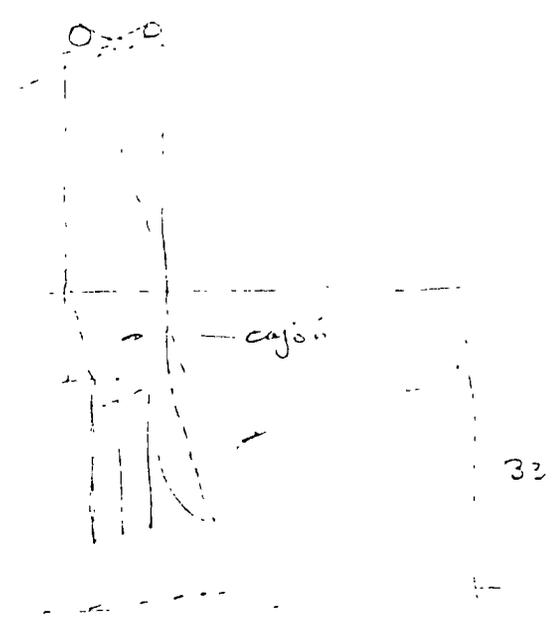


mat. permeable



trabaja en aralla. trabajar lo más rápidamente posible. la aralla no se te cuenta de que estamos haciendo algo o no etc.

el procedimiento se usó en la obra de distribución.



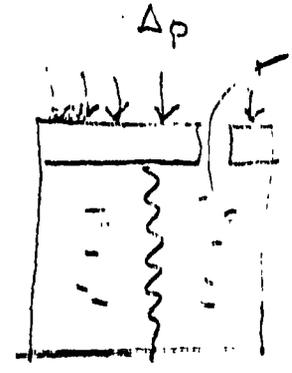
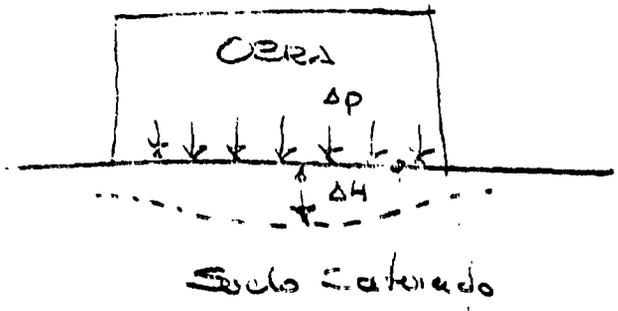
pilotes electromecánicos anteriores después trabajan a tensión.

cop. Jura

27/1/11

Con estas expresiones de la ecuación fundamental se puede analizar en forma cuantitativa las relaciones con la respuesta de un sistema.

Se sabe que en el caso de un suelo totalmente inelástico, los factores de los que fundamentalmente depende la rapidez del hundimiento



RAPIDEZ

$v = kv$

depende:

- a) Condiciones de drenaje (permeabilidad)
- b) La magnitud de la carga (Δp)

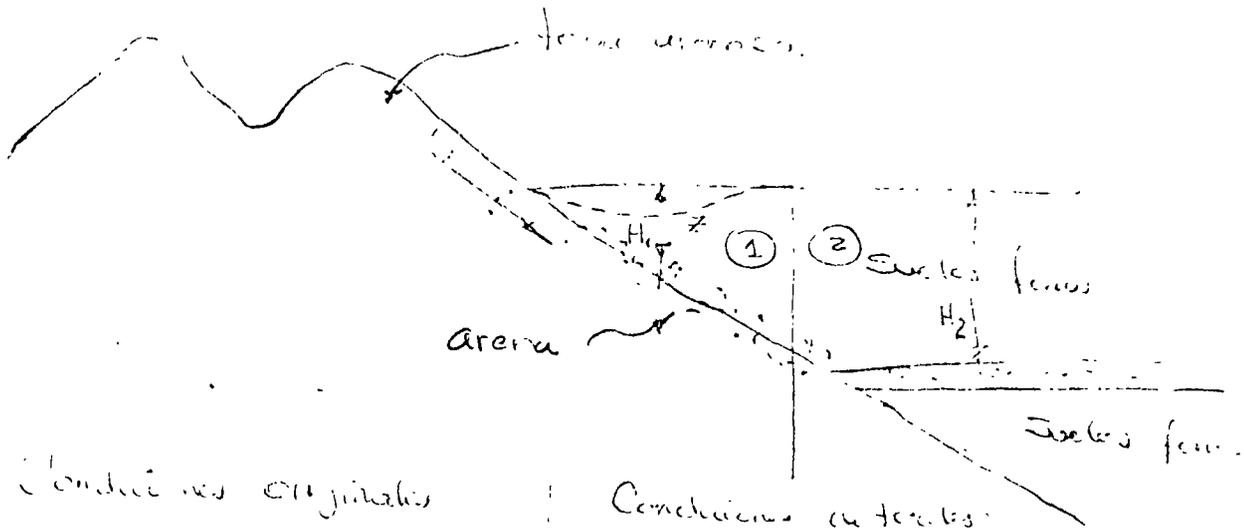
El inciso a) representa la influencia de la permeabilidad
 El inciso b) representa la influencia de la carga

$$i = \frac{\text{dif. de potencial hidráulico}}{\text{longitud recorrida por el agua}}$$

(potencial hidráulico = carga de posición + carga de presión)

Aplicaciones

Xico



Condiciones originales

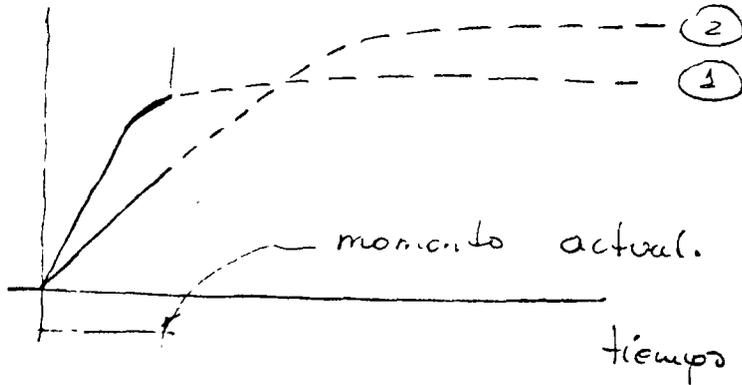
$$\begin{aligned} \bar{\sigma} &= \gamma' \text{sat} z \\ \bar{\sigma}' &= \gamma' z \\ u &= \gamma_w z \end{aligned}$$

Condiciones actuales

$$\begin{aligned} \bar{\sigma} &= \gamma' \text{sat} z \\ \bar{\sigma}' &= \gamma' z + \Delta u \\ u &= \gamma_w z - \Delta u \end{aligned}$$

$\bar{\sigma}'$ se incrementa y el exceso de fuerza, esta cantidad se produce en todo el valle y por lo tanto, donde el suelo está sujeto a hundimiento, pero la velocidad con la que el hundimiento es más rápida.

Hundimiento



La región de esta situación actual es elástica en los momentos de (a). Las condiciones de drenaje de 1 son mejores que las de la zona 2).

La teoría (de Terzaghi) de consolidación unidimensional indica que:

La zona de Tezaco (actualmente) se divide en
dos apartamientos.

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2}$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \cdot \frac{L_2}{L_2}$$

¿en qué se en caso actual Si considero

$$H_2 = 35m.$$

$$H_1 = 10m.$$

regla de la división en
números pares de 25

$$L_1 = \frac{10^2}{35^2} L_2$$

$$25^2 = 2(2+1) + 25 = 625$$

$$125 = 12(12+1) + 25 =$$

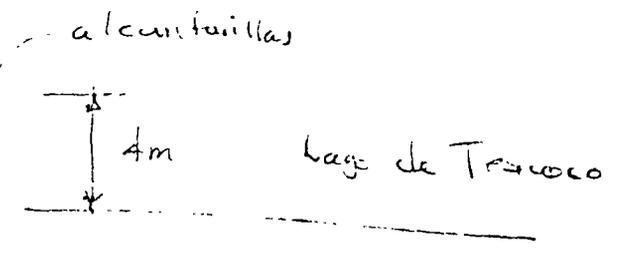
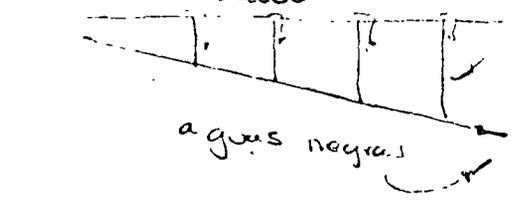
$$35^2 = (3+1)$$

$$L_1 = \frac{100}{1225} L_2$$

$$L_1 = 0.081 L_2$$

En la zona del lago de Tezaco se demuestró en la zona de
el lago de Tezaco, consistente en la ejecución
de los lagos, la construcción de unas plantas de tratamiento
de aguas negras y la forestación de la zona. Los trabajos
se iniciaron en 1971 y terminaron en 1989 de acuerdo
con el programa
antiguo de

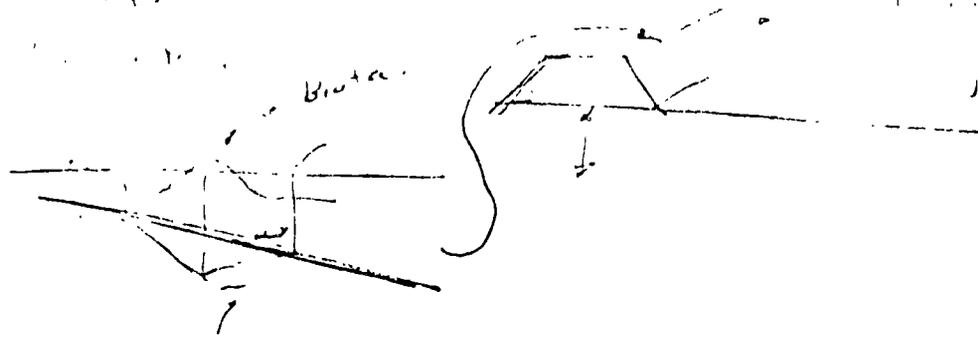
Cas. de México



de la ...

de ...

de ...



El agua se regresa

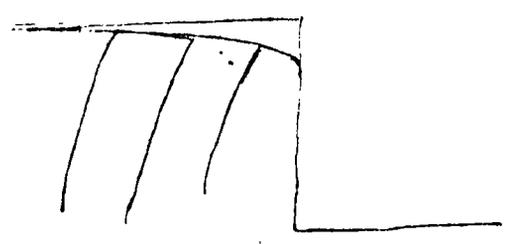
25/3
2/3

Comenzamos en la Tercera No. 33.

En general los gastos resultan pequeños, de manera que el bombeo de que se habló en la exposición de la cavación con rapidez es de finitivamente económica.

$$Pot (H.P) = \frac{Q \cdot \rho \cdot H}{\eta \cdot 76}$$

$Q \cdot \rho \cdot H =$ peso del agua
lo de bombeo ~~trabajo~~ subir una altura H .



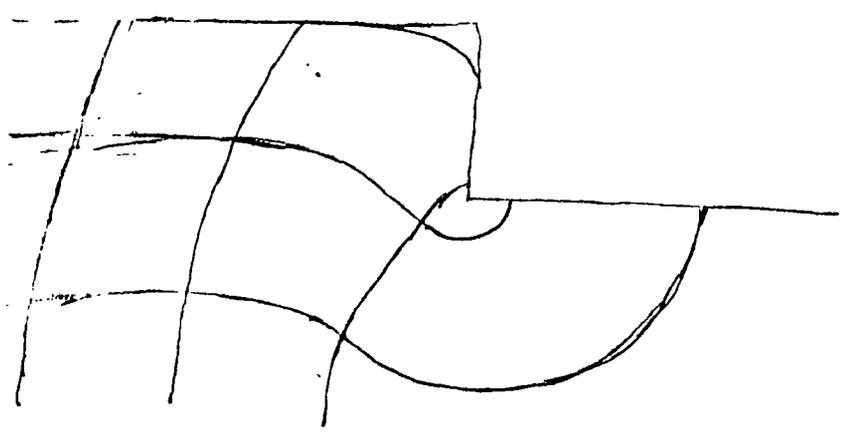
Sin embargo resulta ser sumamente sencillo en la variación del coeficiente de permeabilidad, en el sentido de que técnicamente varía proporcionalmente a este factor de forma

$$Q_f = K \cdot F_f \cdot H$$

Analizando el problema se observa que al variar K también cambia el factor de forma, suponiendo que se analiza el caso de flujo estable

(gusto permanece él en categoría de...)

Toda variación de T_f también es en el sentido de... notablemente el gusto para el caso de... líneas T_f incrementarlo se ve también... es necesario de k . En la práctica, por lo tanto, el ing. debe poner especial atención a la det... mención de k representativo del suelo, que... se sugiere que ese k se determine en el lugar... mediante las pruebas de campo estudiadas



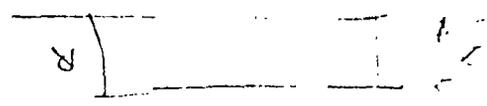
entre líneas líneas de flujo y equipotenciales tramos, el problema se simplifica un poco.

Tipo de suelo en el lago de Tracano.

Suelo fino arcilla, caracterizado por ser fuertemente compresible y poco resistente, básicamente en los primeros 33 m de prof. en donde se localiza la llamada formación arcillosa superior.

Las características importantes de este suelo son las siguientes:

- W natural = 36-47% (contenido agua)
- S_u = 1.15 Ton/m³ dato sumamente importante para la compactación
- S_w = 2.39 para la compactación
- e = 2.4 - 13.9
- LL = 122% - 536%
- LP = 38% - 115%
- γ_{sat} = 0.03 - 0.33 Kg/cm²



- Resistencia máxima en corte "en el lugar" = 0.12 - 0.60 Kg/cm²
- Resistencia a corte residual en el lugar = 0.02 - 0.10 Kg/cm²

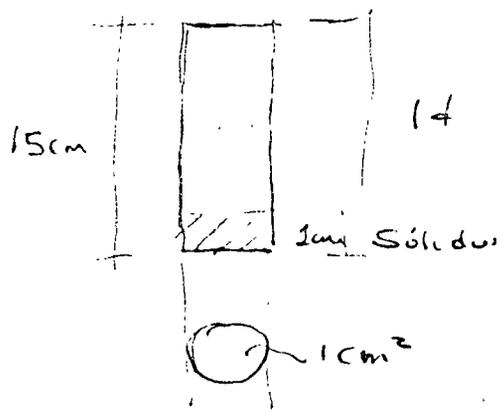
3^{ra} obs. Comparando el γ con los límites de consistencia (LL y LP) se puede observar que en este suelo se tienen consistencias relativas de

$$Cr = \frac{LL - W}{LL - LP}$$

muchas profundidades negativas, lo que indica que se está en presencia de un suelo muy deformable, muy blando, etc. contenido de agua del suelo está bien fuera del valor del LL por lo que puede considerarse como un suelo tipo...

relativamente consolidado.

El peso vol. del suelo tiene valores relativamente proporción, lo que indica que su relación de vacíos está ser grande, de acuerdo con los datos antes (e) llega a ser hasta 14

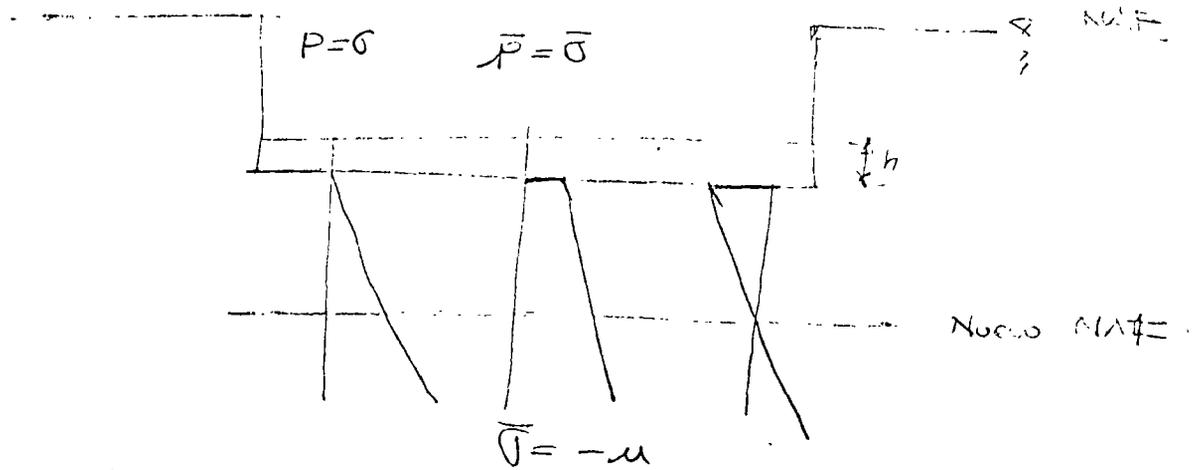


La observación anterior lleva a la conclusión de que la estructura del suelo es relativamente compleja y por lo tanto tiene un gran influencia en la resistencia del suelo

Tarea 34 . - Comentarios

10.3
28/Jul/73.

Explicar la presencia de lodos, en el momento en que la plantilla de una excavación es cubierta por un tirante de agua.

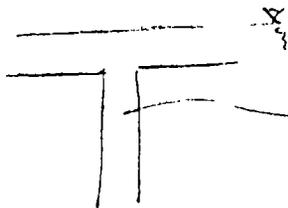


$$\sigma = P = \gamma_0 h$$

$$u = \gamma_0 (h)$$

$\bar{\sigma} = \gamma_0 h - \gamma_0 h = 0 \Rightarrow$ teóricamente los partículas sólidas del suelo están sueltas, por lo cual se forman los lodos.

menisco
de agua en
el agua



desaparece
el menisco

el menisco aparece
en el contacto de
dos fluidos di-
ferentes.

$$\bar{\sigma} = -u$$

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

$$0 = (\bar{\sigma} - \Delta u) + (-u + \Delta u)$$

reduce la tensión
en el agua.

Tarea No. 36. En la tarea 34 se analizó la presencia de los bobos al nivel de la plantilla pero en la práctica se ha observado que el bobo tiene un cierto espesor. Se pide determinar la fórmula teórica que expresa la magnitud del espesor.



Determinemos \bar{T} y la igualemus a cero.

Tarea No. 37. De acuerdo con lo comentado en clase es que en las excavaciones en suelos finos saturados, se produzca una elevación del NAF. Se traduce en una expansión de la plantilla de la excavación. Se pide encontrar una fórmula que ligare la elevación del NAF con la magnitud de la expansión.

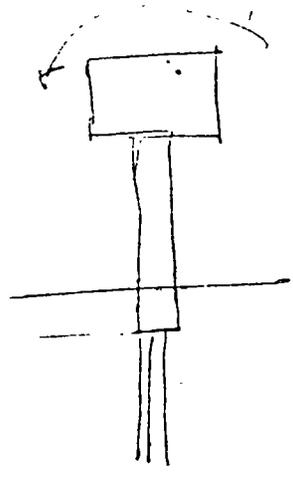
La idea es del Sr. ... el ...

Para el miérc. 2/Jul./78. las dos

~~2º EXAMEN LUNES 7/Agosto/78.~~

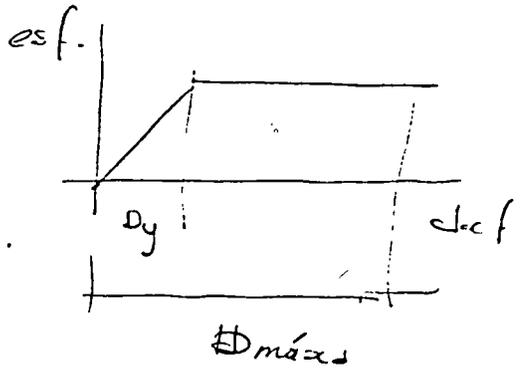
Visita oficina del Iny. Juan José Hanel.

En frente del Zoológico de Aragón.



Mom. sísmico = 3224 Ton-m

con: Q = coef. de ductilidad = 2



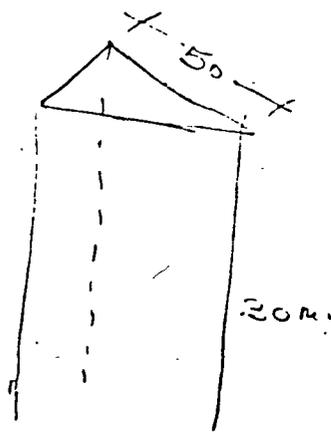
Q = Dmáx / Dy

Dy = defo. de cedencia

En el sismo los pilotes entran y salen, por lo que el suelo se renuncia



Pilotes triangulares



En este caso el comportamiento ~~del~~ del suelo depende de su estructura

29 observación. Se observa que existe una tendencia del suelo a tener un S_s mayor en los 5^{os} metros de espesor; lo mismo la rel. de vacíos en esos 1^{er} 5 metros. Tiende a tener valores menores. El contenido de agua en esos metros, resulta ser menor, por lo tanto se concluye que en los 1^{er} 5 metros existe un suelo con características de resistencia y compresibilidad menos críticas que en el resto del sondeo, o sea que existe una costra del suelo.

34 observación. La 1^a capa dura aparece entre los 34 y 35.5 m. y está constituida por suelos limosos y arenosos con contenido de agua del orden de 40%. El núm. de golpes en prueba de penetración estandar resulta ser en promedio del orden de 30.

Planta de tratamiento Lago de Texcoco.

Tanques de aeración

Area = 69.30 x 43.80 (m).

Requieren el que no haya hundimientos ni totales ni diferenciales por su trabajo que se basa en la gravedad

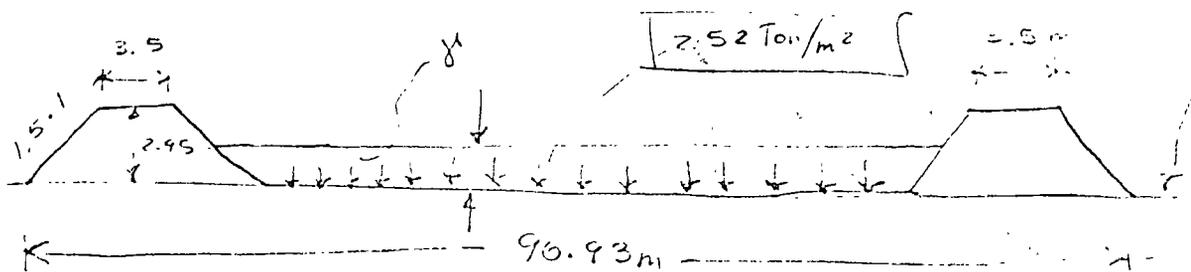
Se decidió generar los hundimientos durante la etapa de construcción, para lo que se seleccionó el método de la precarga.

(Se desecharon pilotes por punta, porque con el tiempo los tanques se quedarían arriba.)

Por compensación, sus dimensiones determinaron una estructura parcialmente compensada con sobrecarga sobre el suelo de $\Delta p = 1.26 \text{ Ton/m}^2$ que determina un hundimiento total máximo de 95 cm.

(al centro del área cargada).

Se decidió usar precarga.



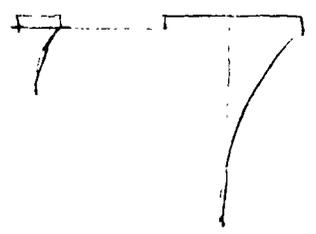
De acuerdo con el programa de la obra se tienen 18 meses para lograr el hundimiento de 95 cm por lo tanto se puede proceder al ~~calculo~~ cálculo de la magnitud de la precarga con la fórmula:

$$T = \frac{C_v t}{H^2} \quad (\text{de la teoría de Terzaghi de consolidación})$$

Los datos son.

$t = 18$ meses.

H de la estratigrafía del suelo y de las dimensiones en planta, de la precarga.



C_v de pruebas de laboratorio.

La incognita es T , obtenida esta de acuerdo con Terzaghi; se tiene el grado de consolidación U .

$$T = f(U)$$

y con él se puede calcular el hundimiento total.:

$$U = \frac{\Delta H_t}{\Delta H_{total}}$$

$$\Delta H_{\text{total}} = \frac{\Delta P \cdot H}{\rho}$$

$$\Delta H_{\pm} = 95 \text{ cm.}$$

Conocido el hundimiento total (ΔH_{total}) se puede determinar Δp que en el caso presente resultó 2.52 Ton/m^2 →

$$\Delta H_{\text{total}} = m \cdot \rho \cdot \Delta P \cdot H$$

Resultados obtenidos:

- el tiempo requerido para generar el hundimiento fué mayor de 18 meses
- los hundimientos reales en la formación arcillosa Superior (FAS) fueron menores que los teóricos al cabo de los 18 meses.
- los hundimientos reales en la formación arcillosa ~~superior~~ inferior (FAI) fueron mayores que los teóricos esperados a los 18 meses.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

ESFUERZO _ DEFORMACION EN SUELOS

DR. LEONARDO ZEEVAERT

AGOSTO, 1978.

*ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO
EN SUELOS*

POR LEONARDO ZEEVAERT

*CONFERENCIAS SOBRE TEMAS SELECTOS
DE MECANICA DE SUELOS. UNAM y SMMS
MEXICO, D.F. AGOSTO 9-13, 1978*

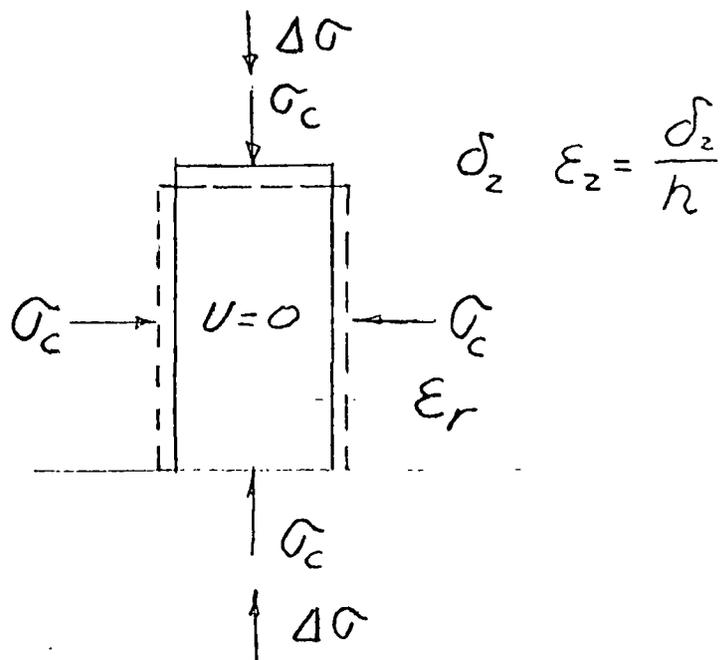


FIG 1

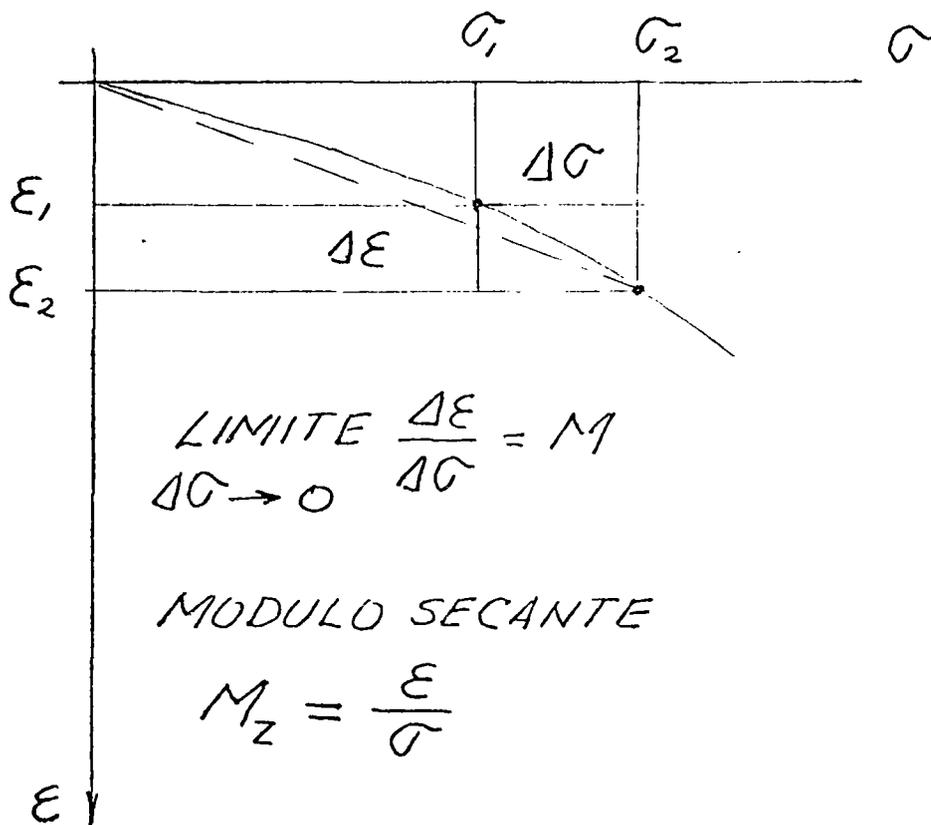


FIG 2

ESFUERZO - DEFORMACION - TIEMPO
FUNCION DE:

- 1) ESTADO DE ESFUERZOS A QUE EL SUELO FUE CONSOLIDADO
- 2) TIPO DE ESQUELETO ESTRUCTURAL
- 3) FUERZAS INTERGRANULARES COHESIVAS O CEMENTANTES
- 4) FORMA, DIMENSIONES Y RESISTENCIA DE LOS GRANOS.
- 5) COMPASIDAD RELATIVA A LA QUE SE ENCUENTRA EL SUELO
- 6) GRADO DE SATURACION
- 7) PERMEABILIDAD

FIG 3

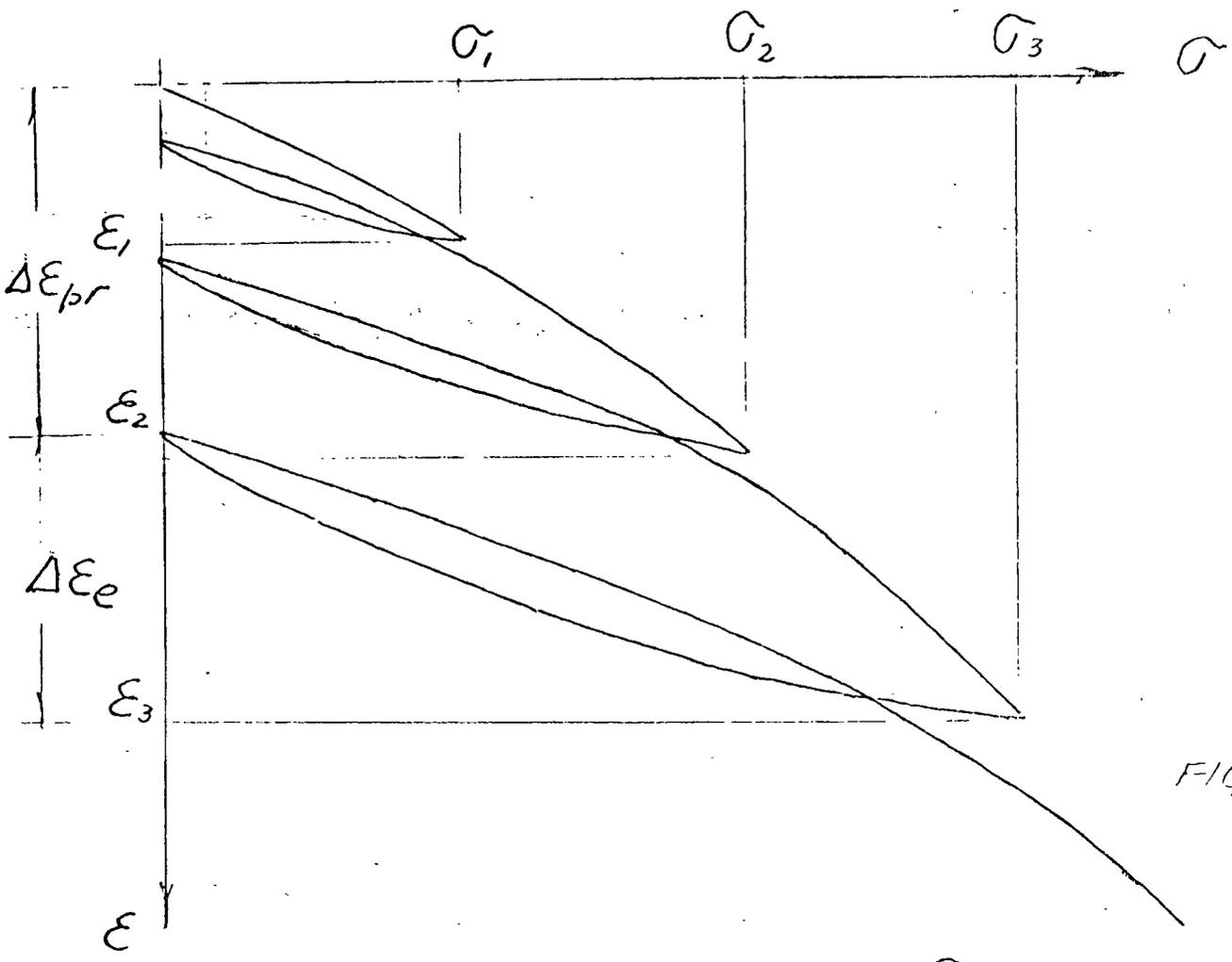


FIG 4

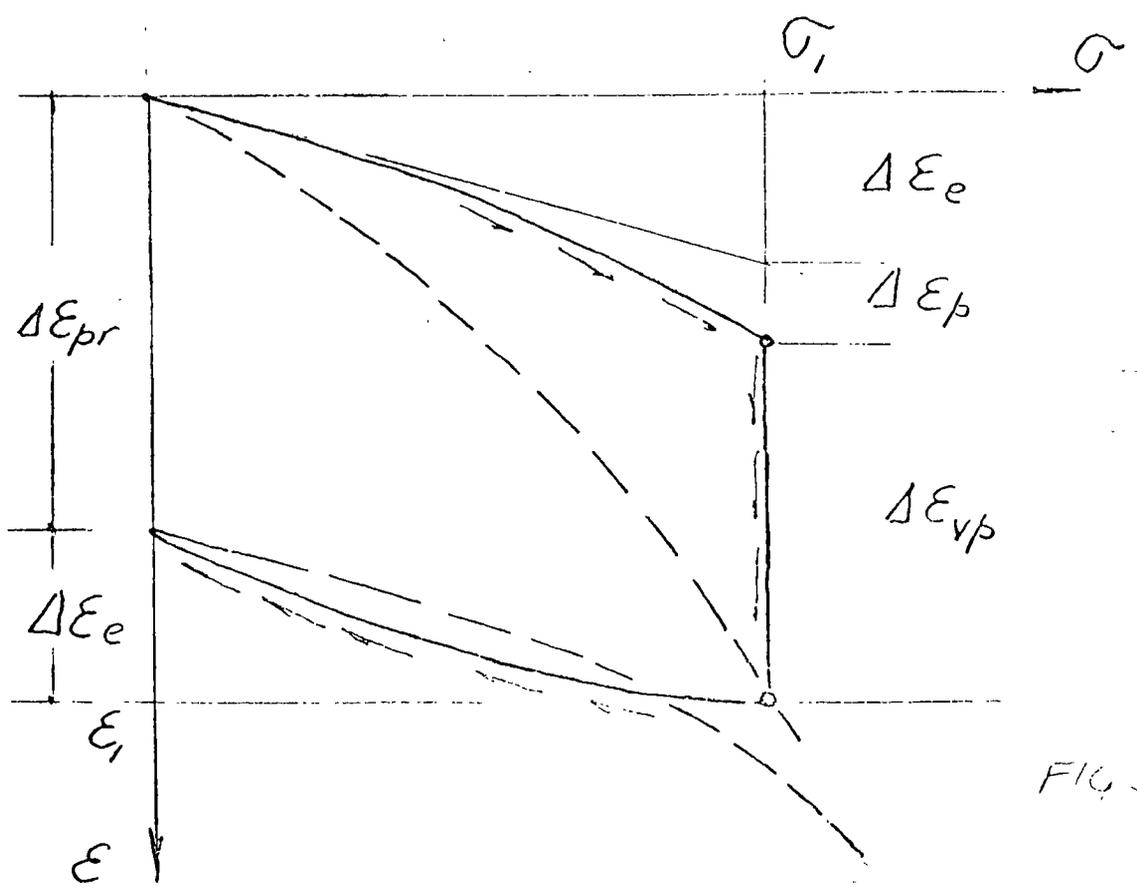
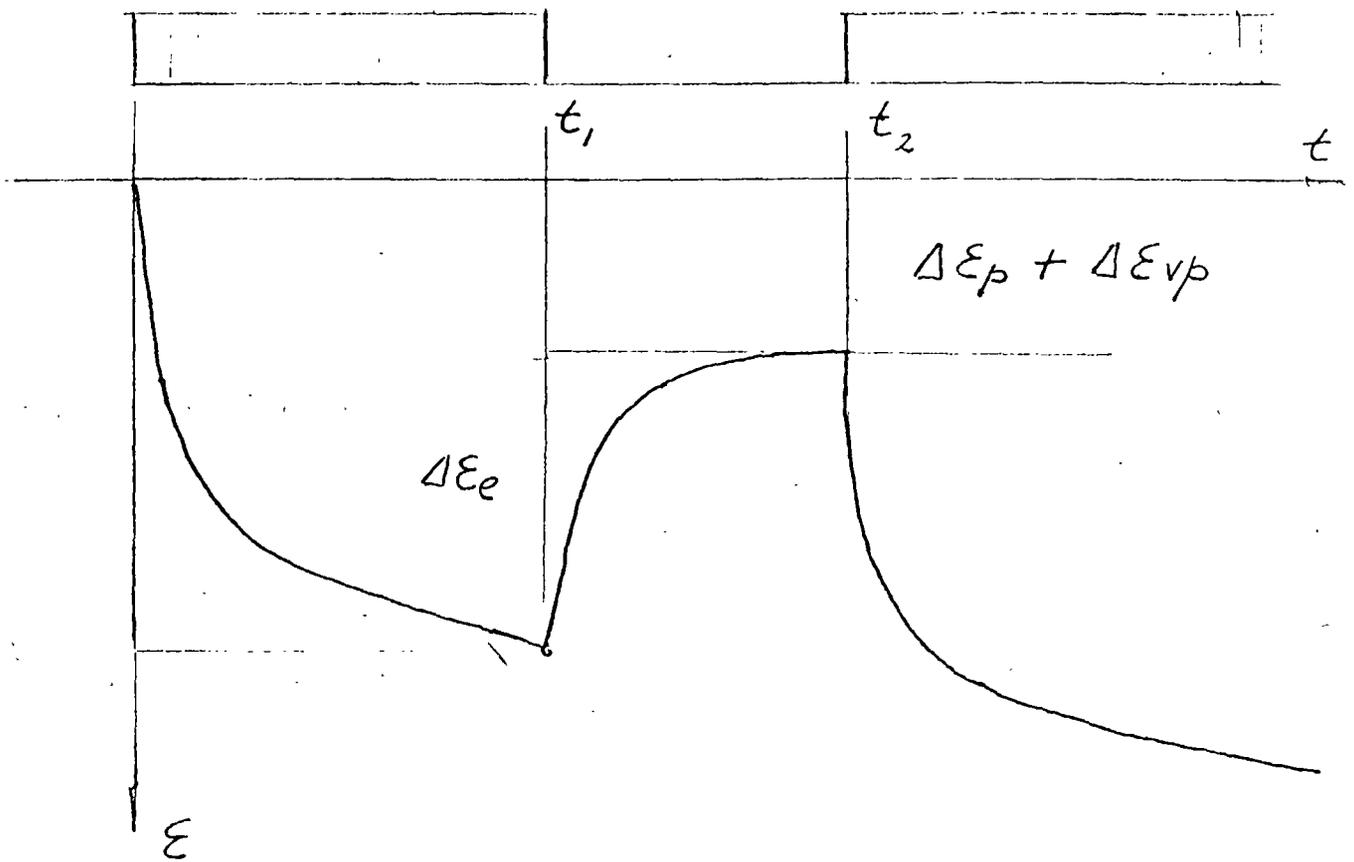


FIG 5



$$\therefore \Delta \epsilon = \Delta \epsilon_e + \Delta \epsilon_p + \Delta \epsilon_{vp}$$

FIG 6

UNIDAD ELASTICA
 HOOKE ≈ (1850)

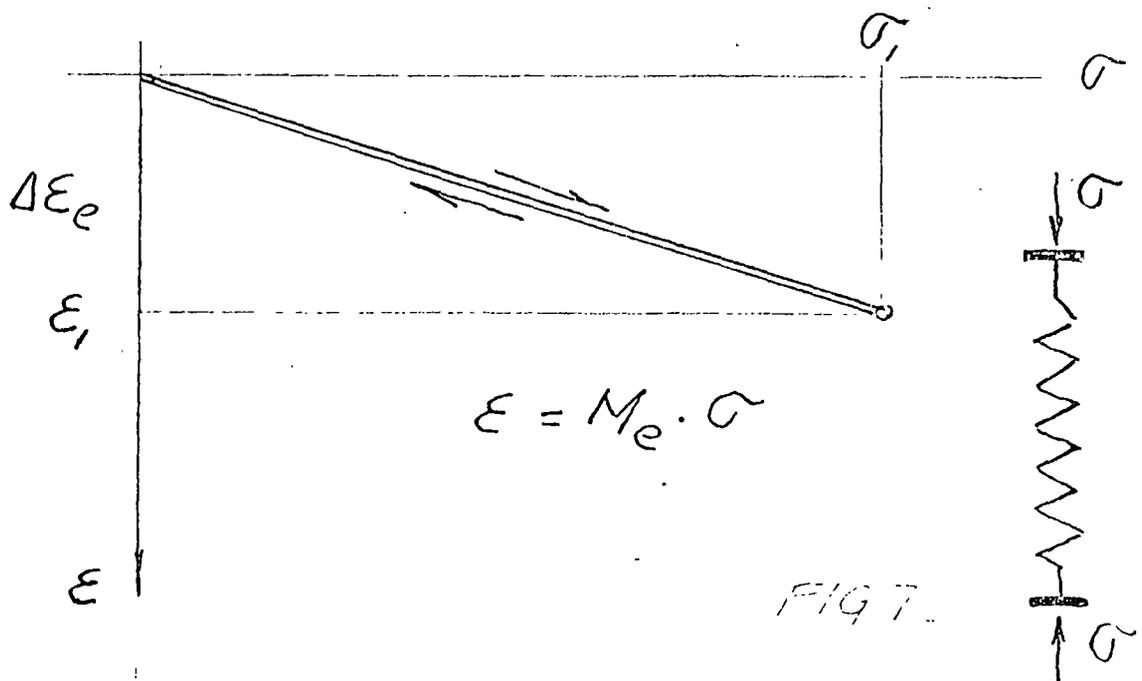
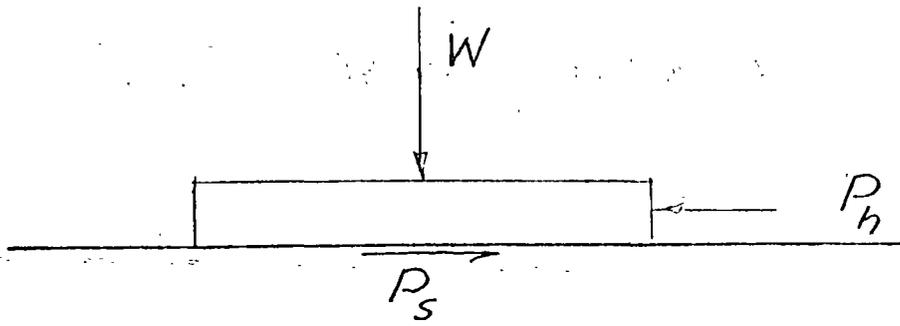


FIG 7



$$P_s = P_h = \mu W ; \quad s = \mu \sigma_n$$

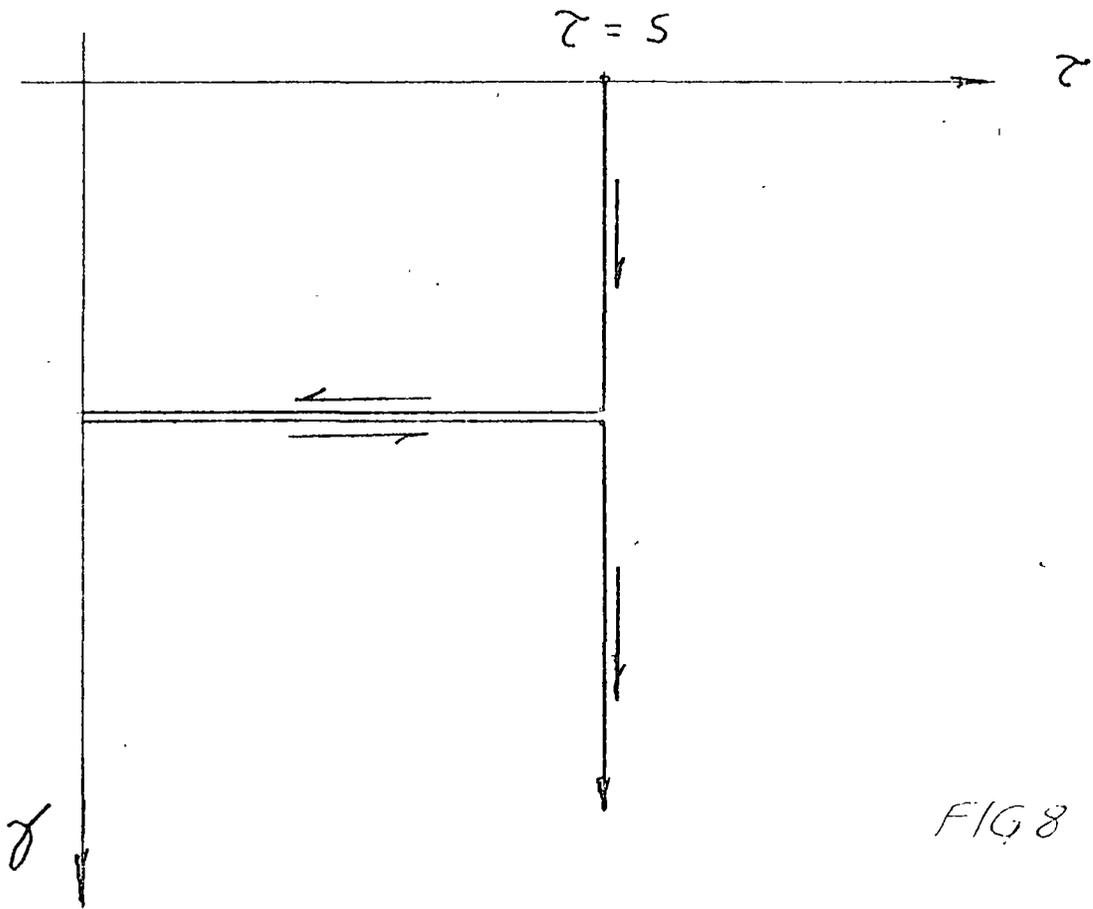


FIG 8

UNIDAD PLASTICA
COULOMB \approx (1783)

UNIDAD ELASTO-PLASTICA ST VENANT (1800)

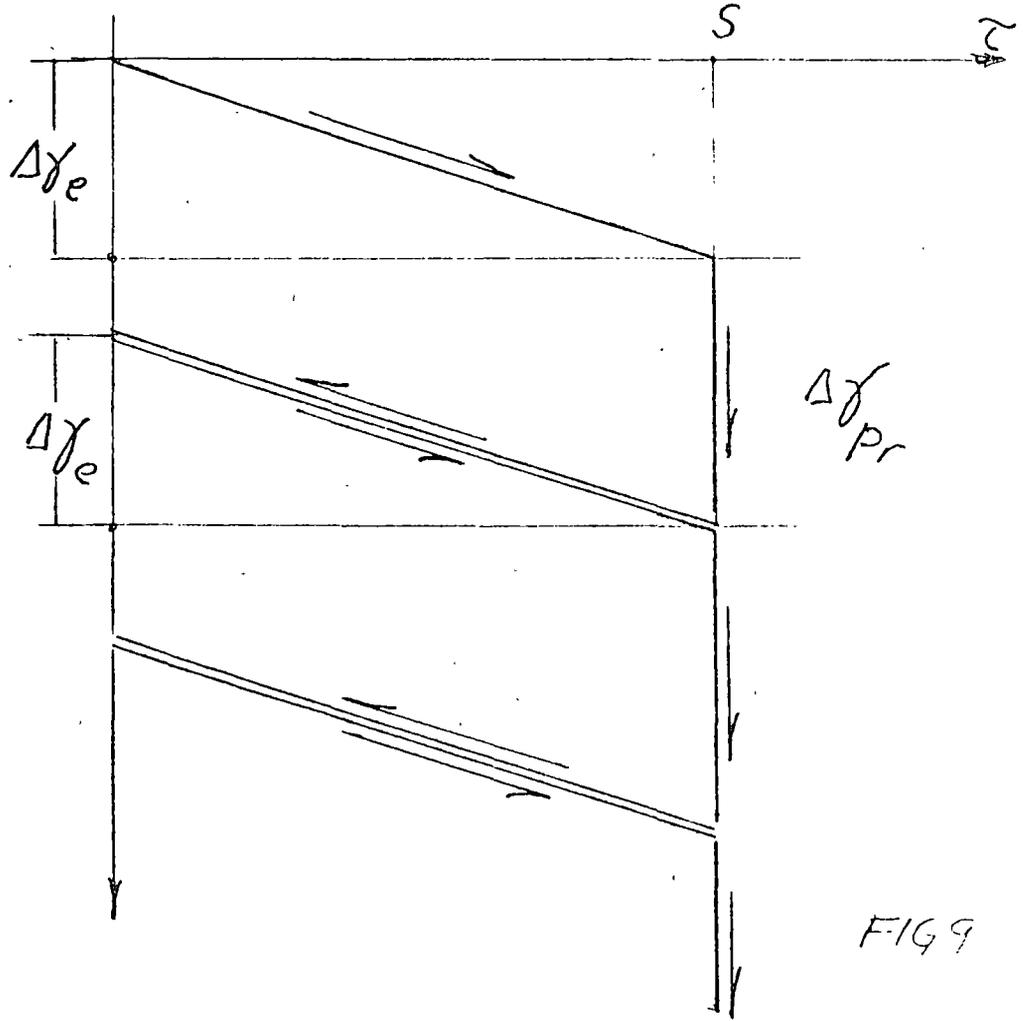
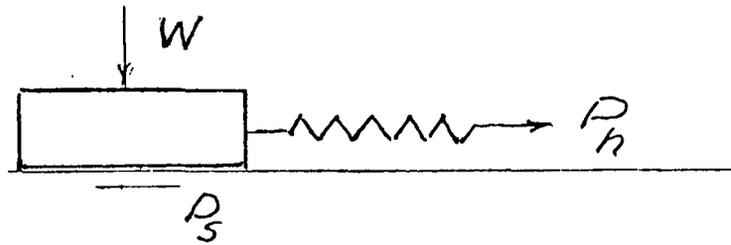
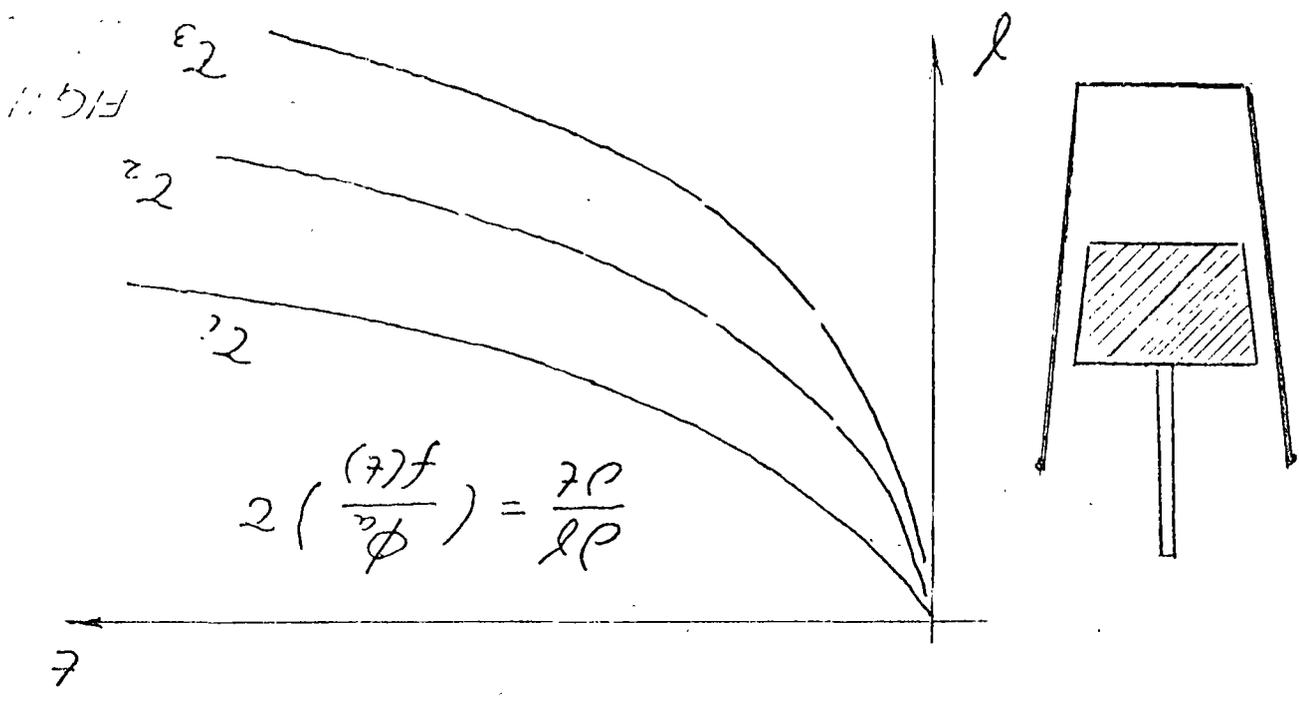
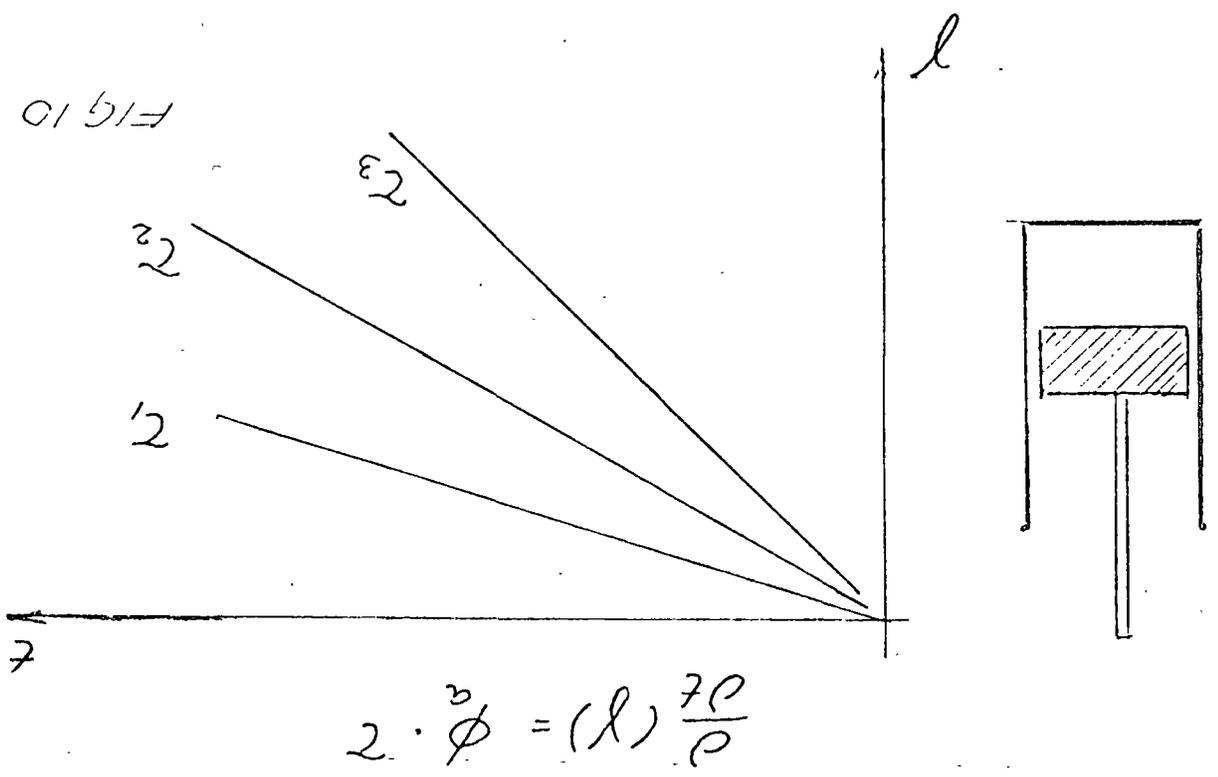


FIG 9



UNIDAD DE VISCOSIDAD NO LINEAL



NEWTON ≈ (1685)

UNIDAD DE VISCOSIDAD LINEAL

SUELO ES UN MATERIAL

ELÁSTICO-PLÁSTICO - VISCOOSO

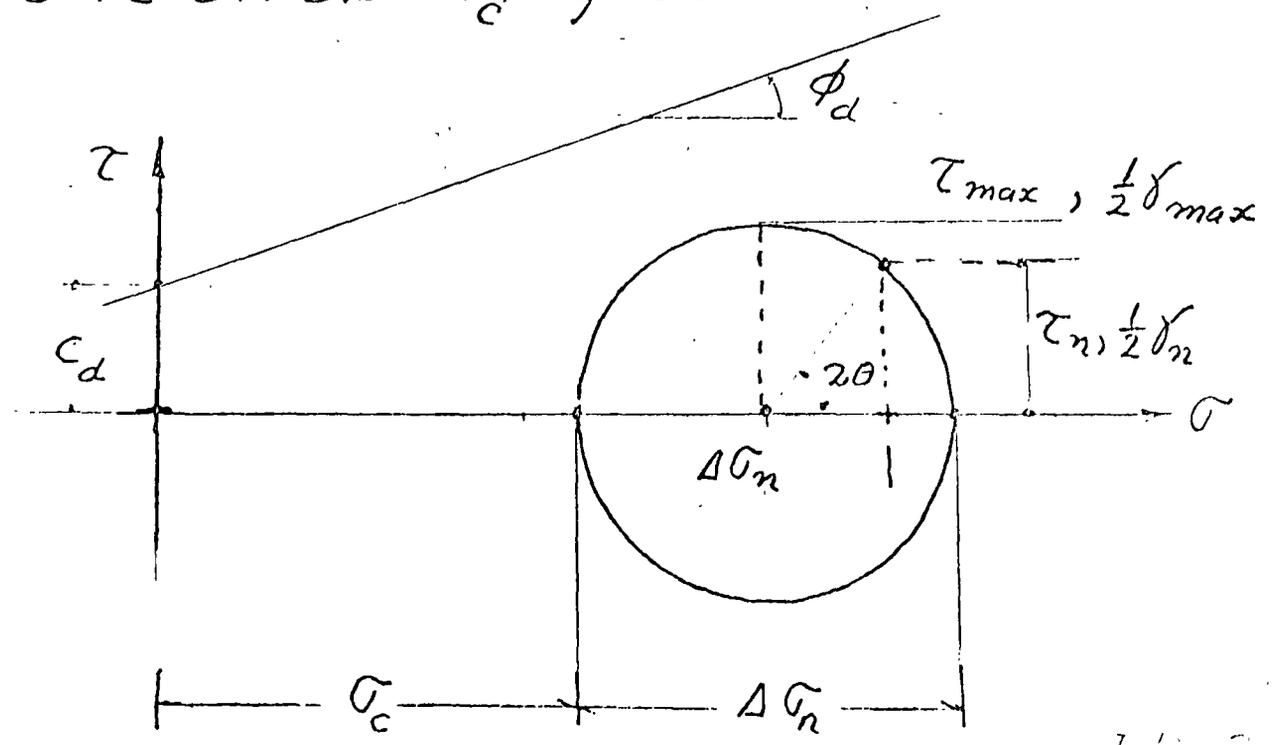
LAS DEFORMACIONES PUEDEN DEFINIRSE EN TERMINOS DE DEFORMACIONES UNIDIMENSIONALES UNITARIAS.

- $\Delta \epsilon_e$, ELÁSTICA INDEPENDIENTE DEL TIEMPO
- $\Delta \epsilon_p$, PLÁSTICA INDEPENDIENTE DEL TIEMPO
- $\Delta \epsilon_{vp}$, VISCO-PLÁSTICA FUNCION DEL TIEMPO

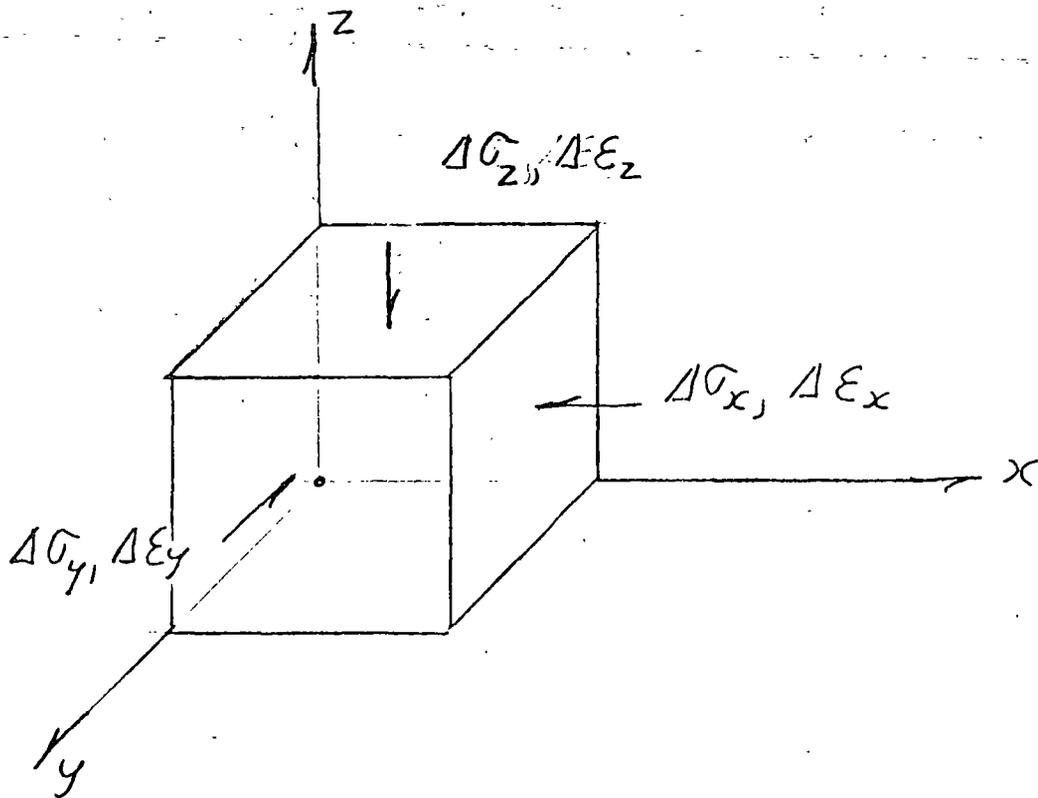
LA DEFORMACION UNITARIA TOTAL

$$\Delta \epsilon = \Delta \epsilon_e + \Delta \epsilon_p + \Delta \epsilon_{vp}$$

FUNCION DE σ_c y $\Delta \sigma$



PRUEBA TRIAXIAL VS. CONSOLIDOMETRO



$$\Delta \epsilon_z = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} \right) \right] M_z \cdot \Delta \sigma_z$$

$$\Delta \epsilon_x = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} \right) \right] M_z \cdot \Delta \sigma_x$$

$$\Delta \epsilon_y = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} \right) \right] M_z \cdot \Delta \sigma_y$$

EN EL CONSOLIDOMETRO $\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y = 0$

$$\Delta \epsilon_{vol} = \Delta \epsilon_z + \Delta \epsilon_x + \Delta \epsilon_x, \therefore \Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_z$$

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_{vol}}{\Delta \sigma}$$

ADEMAS

$$\frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad , \quad \frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

SUBSTITUYENDO

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} M_z \cdot \Delta\sigma_z$$

$$\nu_c = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

$$\Delta\varepsilon_z = \nu_c \cdot M_z \cdot \Delta\sigma_z$$

$$DE \quad \Delta\varepsilon_{vol} = m_v \Delta\sigma_z = \Delta\varepsilon_z$$

$$\frac{m_v}{M_z} = \nu_c = f(\nu)$$

$$0 < \nu_c < 1$$

VALORES APROXIMADOS DE ν_c

ARCILLAS 0.4

LIMOS 0.6

ARENAS 0.8

LEYES FENOMENOLOGICAS DEL MODULO DE DEFORMACION UNITARIA

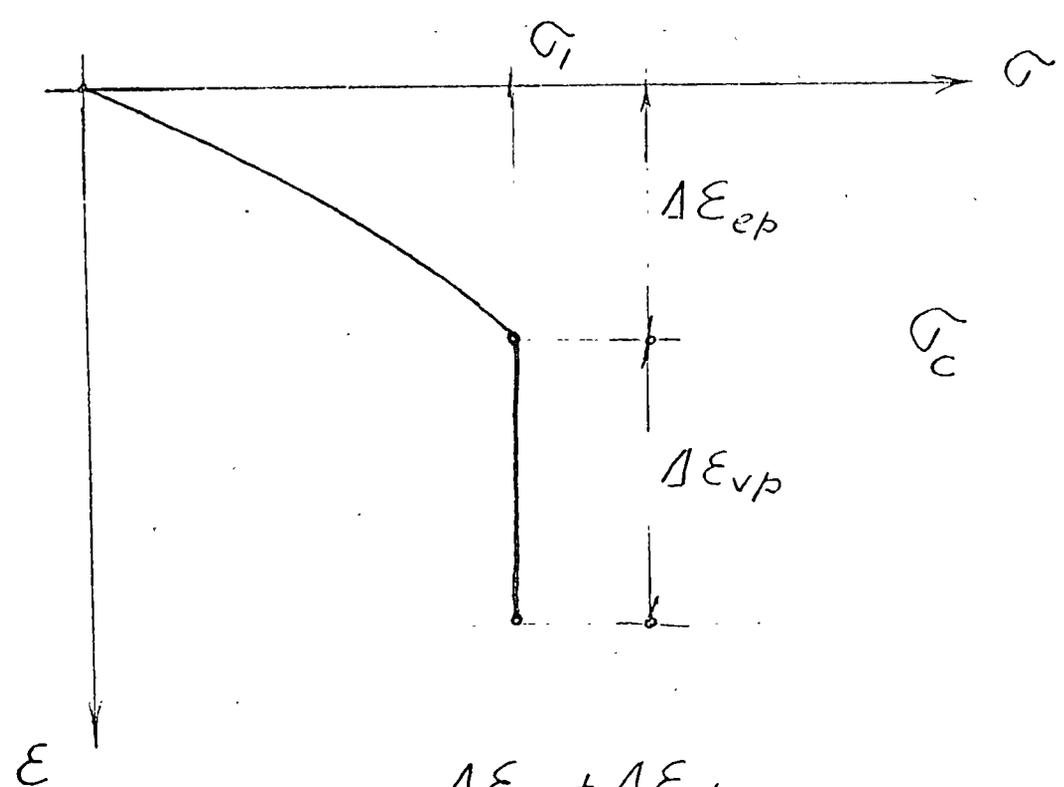
EN ARENAS

$$M_z = C_s \sigma_c^{-n_s}$$

EN COHESIVOS

$$M_z = M_c e^{-n_c \sigma_c}$$

EFFECTO DEL TIEMPO



$$M_z = \frac{\Delta \epsilon_{ep} + \Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \sigma}$$

$$= \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma} \left[1 + \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}} \right]$$

LLAMANDO $\kappa_v = \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}}$ y $M_{ep} = \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma}$

$$M_2 = M_{ep} (1 + \kappa_v)$$

EN MATERIALES COHESIVOS

$$M_2 = M_0 e^{-n_c \sigma_c} (1 + \kappa_v)$$

LA DEFORMACION DE UN ESTRATO

$$\Delta \delta = M_0 e^{-n_c \sigma_c} (1 + \kappa_v) (2H) \Delta \sigma_z$$

SI ESTE SE ENCUENTRA A $\Delta \epsilon_x$ y $\Delta \epsilon_y = 0$
IGUAL AL CONSOLIDOMETRO

$$\Delta \delta = \nu_c \cdot M_0 e^{-n_c \sigma_c} (1 + \kappa_v) (2H) \Delta \sigma_z$$

AQUI EL CONFINAMIENTO EQUIVALENTE

$$\sigma_{co} = \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \sigma_{vo}$$

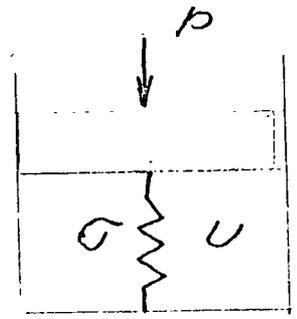
$$K_0 = \frac{\sigma_{ho}}{\sigma_{vo}}$$

AL APLICAR LA CARGA

$$\sigma_c = \sigma_{co} \pm \Delta \sigma_{cq}$$

TEORIA DE CONSOLIDACION

TERZAGHI (1925)



$$p = \sigma + u$$

$$U\% = 100\% \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\left[\frac{(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4}\right]} \right\}$$

$$\frac{U\%}{100\%} = U = F(T_v), \quad T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

$$s_t = s_u \cdot F(T_v)$$

$$s_u = m_v (2H) \cdot \Delta \sigma ; \quad s_t = (m_v (2H) \Delta \sigma) \cdot F(T_v)$$

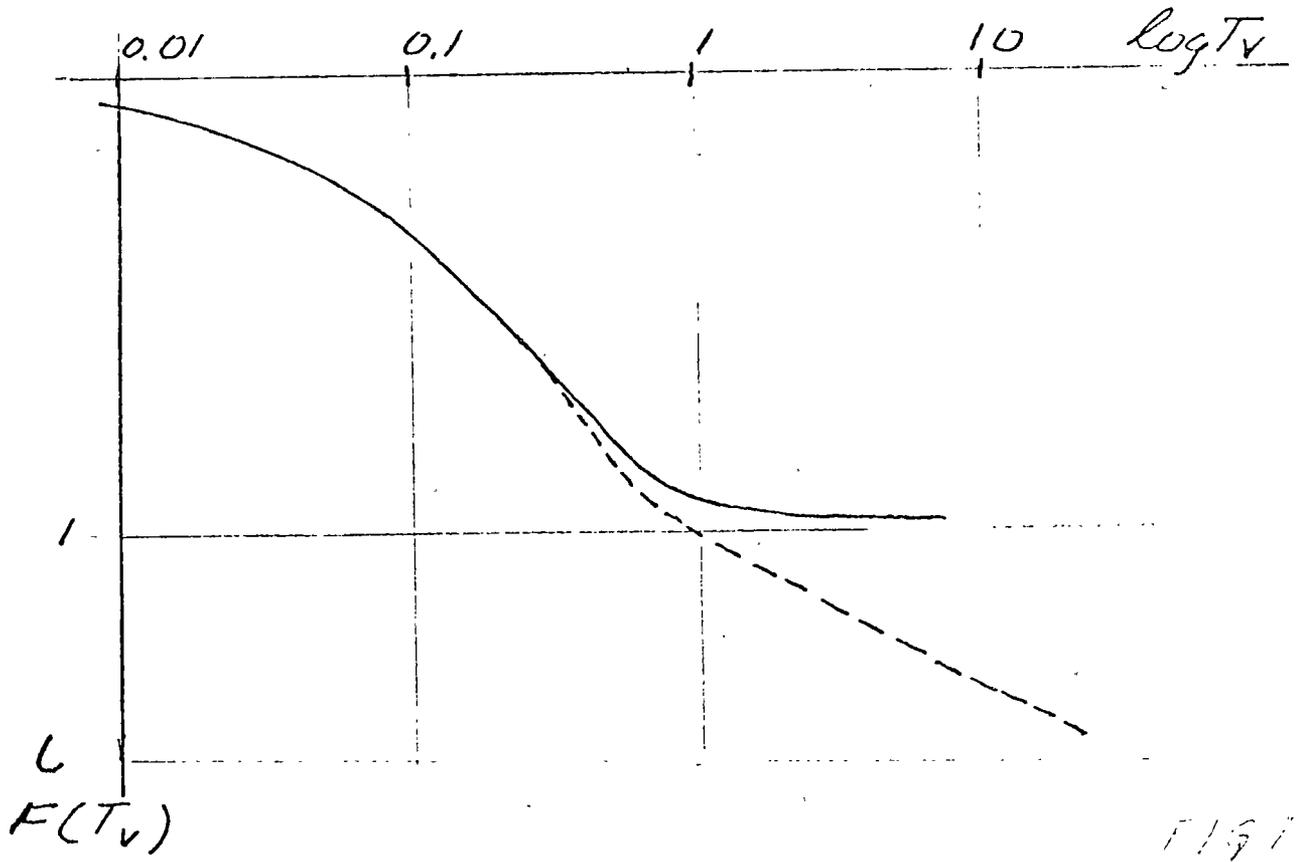
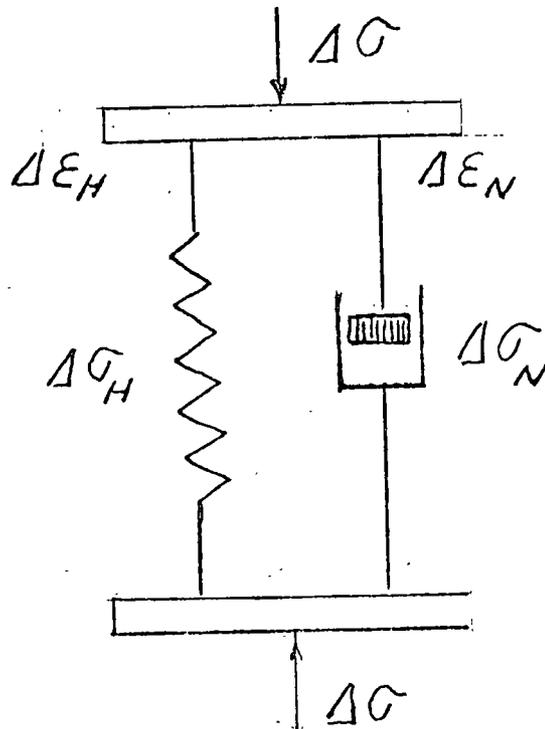


FIG 17

CORRELACION REOLOGICA

UNIDAD KELVIN



HOOKE

$$\Delta\varepsilon_H = \alpha_e \Delta\sigma_H$$

NEWTON

$$\frac{\partial}{\partial t} \Delta\varepsilon_N = \phi_a \Delta\sigma_N$$

COND. DE DEFORMACION

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_H = \Delta\varepsilon_N$$

COND. DE EQUILIBRIO

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_H + \Delta\sigma_N$$

ESFUERZO-DEFORMACION

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\varepsilon}{\alpha_e} + \frac{1}{\phi_a} \frac{\partial}{\partial t} \Delta\varepsilon$$

$$\Delta\varepsilon = e^{-\phi_a t / \alpha_e} \phi_a \int e^{\phi_a t / \alpha_e} \Delta\sigma dt + C$$

$$\Delta \varepsilon = \alpha_e (1 - e^{-\phi_a \cdot t / \alpha_e}) \Delta \sigma$$

$$\Delta \varepsilon = \alpha_{ep} (1 - e^{-\phi_a \cdot t / \alpha_{ep}}) \Delta \sigma$$

$$\Delta \varepsilon = \Delta \sigma \sum \alpha_n (1 - e^{-\phi_a \cdot t / \alpha_n})$$

$$\Delta \varepsilon = \Delta \sigma \left\{ \sum \alpha_n - \sum \alpha_n e^{-\phi_a \cdot t / \alpha_n} \right\}$$

$$\alpha_{ep} = \sum \alpha_n$$

$$\Delta \varepsilon = \alpha_{ep} \Delta \sigma \left(1 - \sum \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} e^{-\phi_a \cdot t / \alpha_n} \right)$$

CORRELACION CON TERZAGHI

$$\frac{\phi_a \cdot t}{\alpha_n} = (2m+1)^2 \frac{\pi}{4} \cdot T_v$$

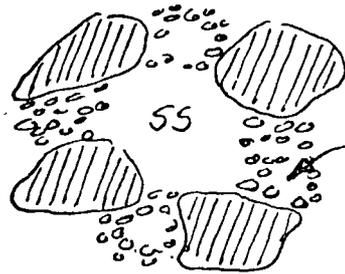
$$\frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} = \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2}, \quad \alpha_{ep} = m_{ep}$$

DE DONDE

$$\frac{\phi_a}{\alpha_{ep}} = 2 \frac{T_v}{t}, \quad \frac{\phi_a}{\alpha_{ep}} = 2 \frac{C_v}{H^2}$$

$$\left. \begin{aligned} \phi_a &= 2 m_{ep} \frac{C_v}{H^2} \\ C_v &= \frac{k}{m_{ep} \gamma_w} \end{aligned} \right\} \phi_a = \frac{2k}{\gamma_w H^2}$$

VISCOSIDAD INTERGRANULAR



POROS MICROSCOPICOS, SS

POROS SUBMICROSCOPICOS, VP

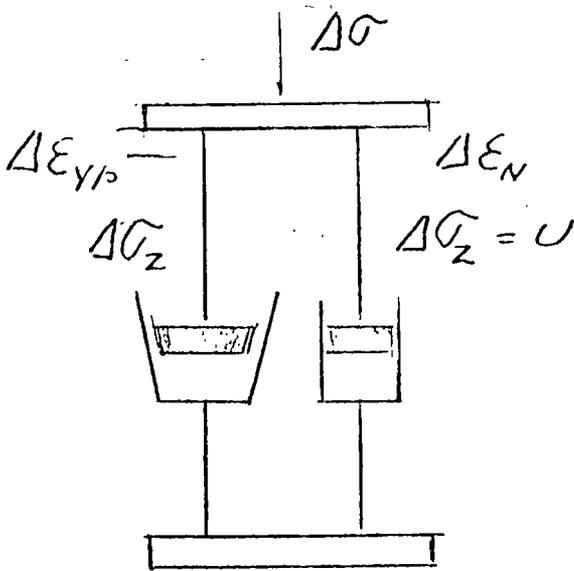
DEFORMACION TOTAL

$$\Delta \epsilon_{vol} = \Delta \epsilon_{SS} + \Delta \epsilon_{VP}$$

$$\Delta \epsilon_{SS} = (m_v \Delta \sigma) F(T_v)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_{VP} = \left(\frac{a}{b+t} \right) \Delta \sigma_z$$

UNIDAD Z



$$\Delta \epsilon_{VP} = \Delta \epsilon_N$$

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_z + \Delta \sigma_N$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_N = \phi_a \Delta \sigma_N$$

$$\Delta \sigma = \left(\frac{b+t}{a} \right) \frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_{VP} + \Delta \sigma_N$$

LA PRESION DE PORO PARA $t=0$; $\Delta \sigma = \Delta \sigma_N = 0$

$$\therefore b = 0$$

$$\Delta \sigma = \left(\frac{t}{a} + \frac{1}{\phi_a} \right) \frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_{vp}$$

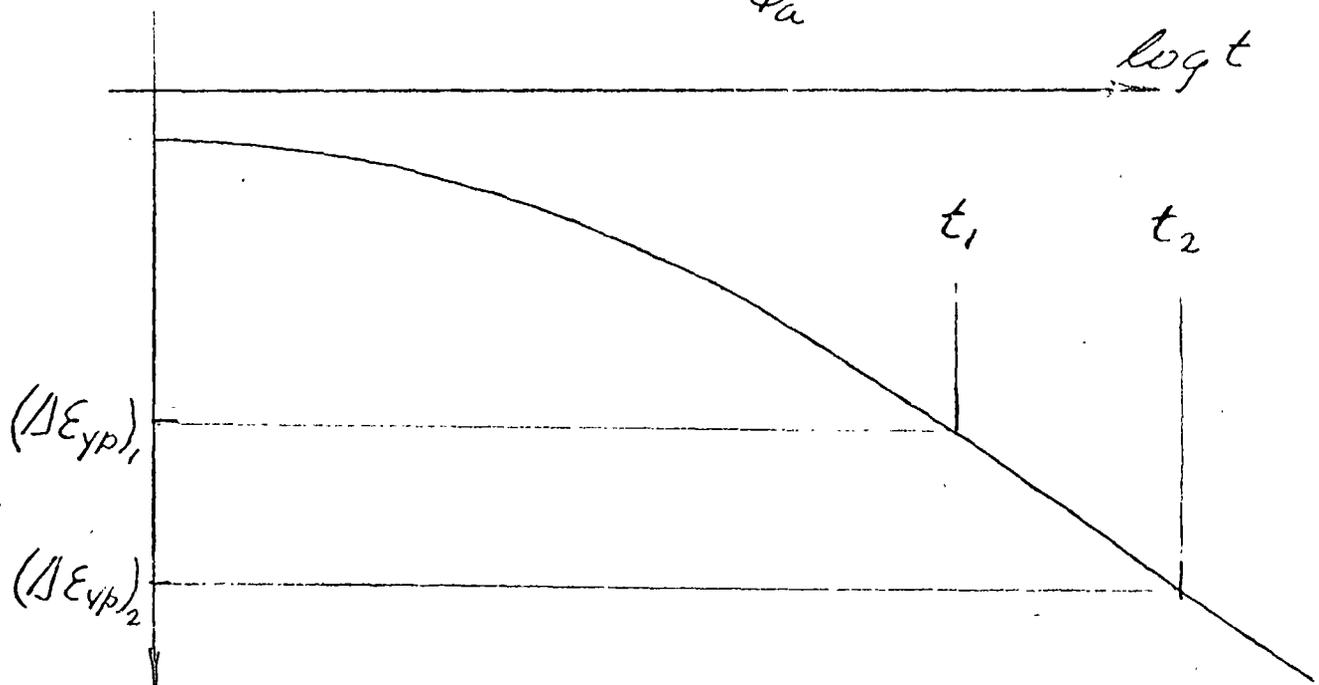
$$\frac{\partial \Delta \epsilon_{vp}}{\partial t} = \frac{a}{\frac{a}{\phi_a} + t} \Delta \sigma$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = \left\{ a \log \left(\frac{a}{\phi_a} + t \right) + C \right\} \Delta \sigma$$

PARA $t=0$ $\Delta \epsilon_{vp} = 0$ $C = -\log \frac{a}{\phi_a}$

$$\Delta \epsilon_{vp} = a \log \frac{\frac{a}{\phi_a} + t}{\frac{a}{\phi_a}} \cdot \Delta \sigma$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = 2.3 a \log \frac{\frac{a}{\phi_a} + t}{\frac{a}{\phi_a}} \cdot \Delta \sigma$$



$$\begin{aligned}
 (\Delta E_{vp})_2 - (\Delta E_{vp})_1 &= 2.3a \log \frac{\frac{a}{\phi_a} + t_1}{\frac{a}{\phi_a}} - 2.3a \log \frac{\frac{a}{\phi_a} + t_2}{\frac{a}{\phi_a}} \\
 &= 2.3a \log \frac{\frac{a}{\phi_a} + t_1}{\frac{a}{\phi_a} + t_2}
 \end{aligned}$$

Llamando $m_t = 2.3a$

$$m_t = \frac{(\Delta E_{vp})_1 - (\Delta E_{vp})_2}{\log \frac{a/\phi_a + t_2}{a/\phi_a + t_1}}$$

PERO $\phi_a = 2 m_{ep} \frac{c_v}{H^2}$

$$\frac{a}{\phi_a} = \frac{m_t}{4.6 m_{ep}} \frac{H^2}{c_v}, \quad \frac{m_t}{m_{ep}} = \beta$$

DE $\Delta E_{vp} = m_t \log \frac{a/\phi_a + t}{a/\phi_a} \cdot \Delta \sigma$

O BIEN

$$\Delta E_{vp} = m_t \log \left(1 + \frac{\phi_a \cdot t}{a} \right) \cdot \Delta \sigma$$

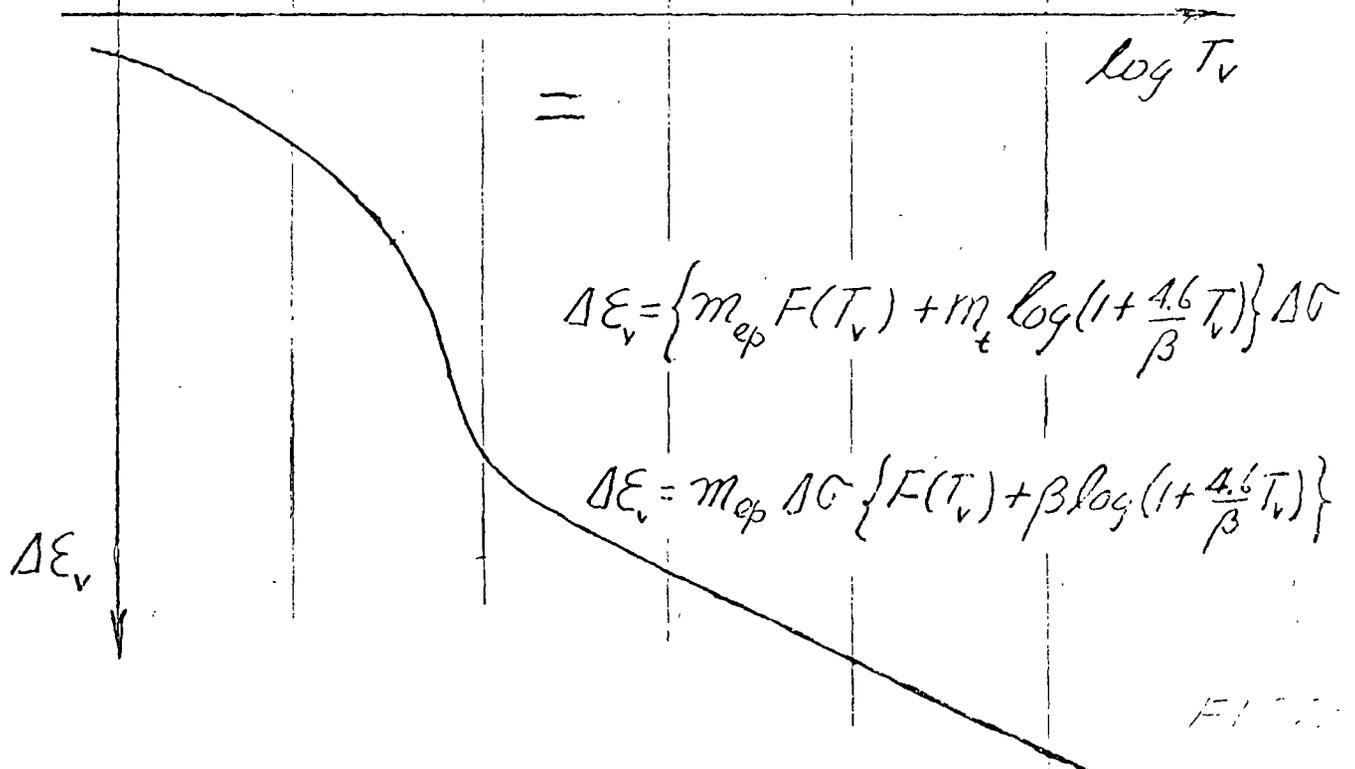
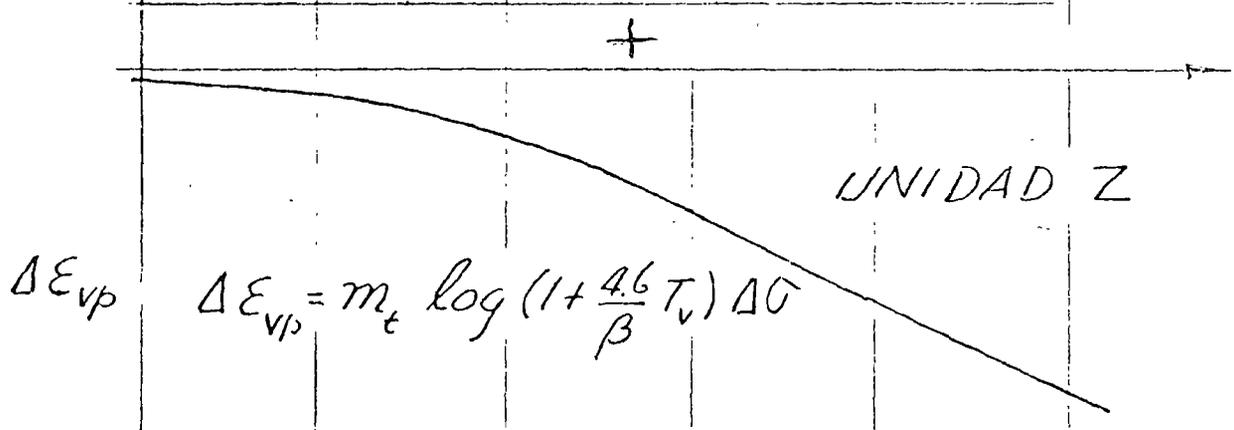
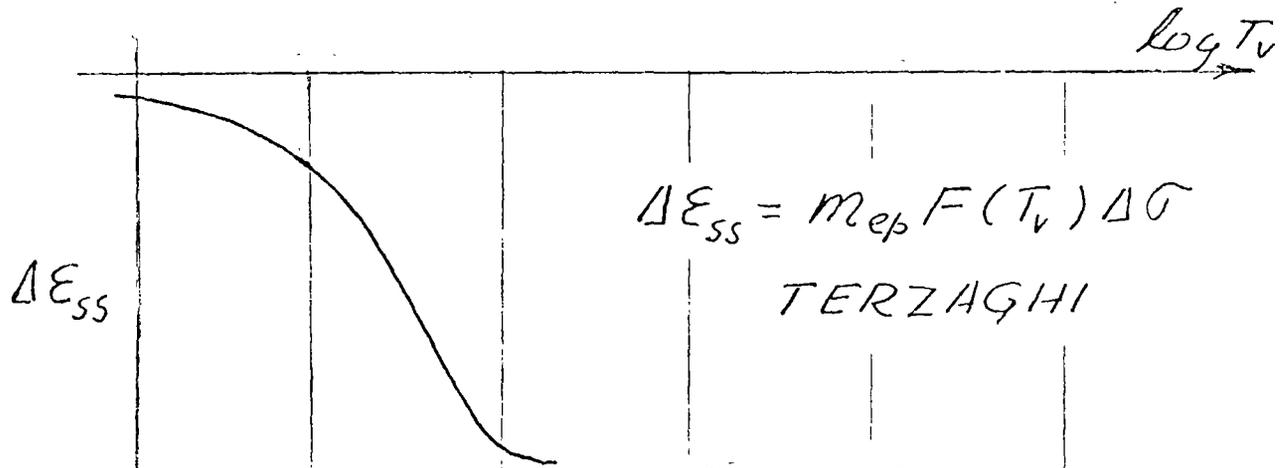
SUBSTITUYENDO

$$\Delta E_{vp} = m_t \log \left(1 + \frac{4.6}{\beta} \frac{c_v t}{H^2} \right) \cdot \Delta \sigma$$

$$\Delta E_{vp} = m_t \log \left(1 + \frac{4.6}{\beta} T_v \right) \cdot \Delta \sigma$$

LA DEFORMACION TOTAL

$$\Delta \epsilon_{vol} = \Delta \epsilon_{ss} + \Delta \epsilon_{vp}$$



EL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA UNITARIO

$$m_{vt} = m_{ep} \left\{ F(T_v) + \beta \log \left(1 + \frac{4.6}{\beta} T_v \right) \right\}$$

LA DEFORMACION DE UN ESTRATO EN EL TIEMPO T_v INCLUYENDO EL EFECTO ELASTO-PLASTICO Y VISCOSO INTERGRANULAR ES.

$$\Delta \sigma_t = m_{vt} \cdot 2H \cdot \Delta \sigma_z$$

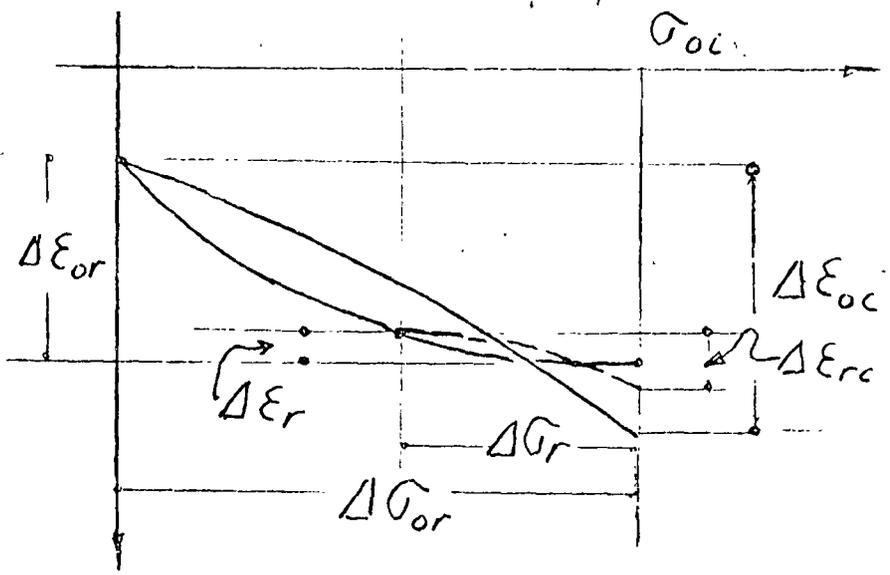
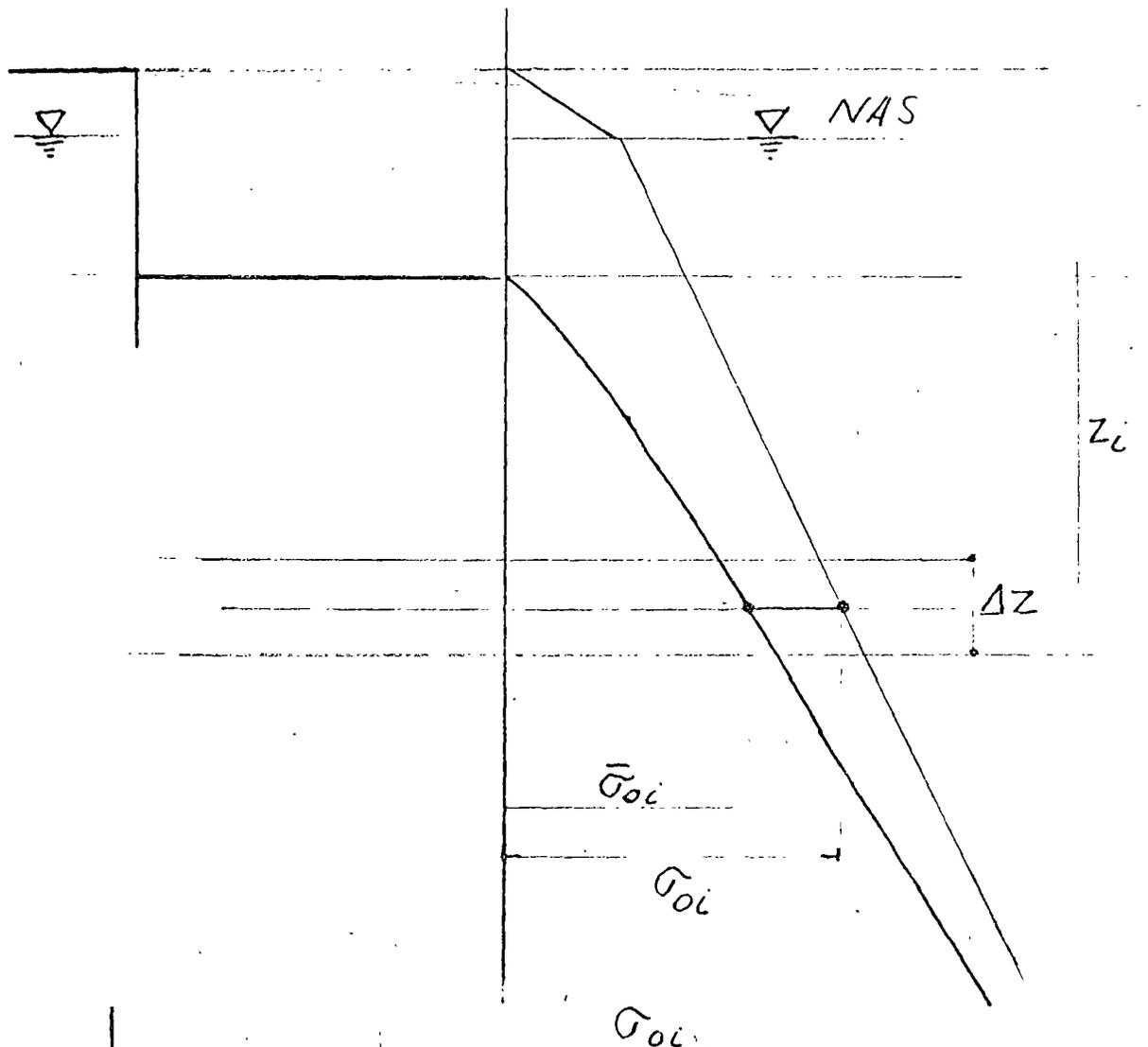
EN DONDE $m_{vt}(2H) = \alpha_t$

SE LLAMARA LA COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA DEL ESTRATO

$$\alpha_t = f(T_v)$$

$$\Delta \sigma_t = \alpha_t \cdot \Delta \sigma_z$$

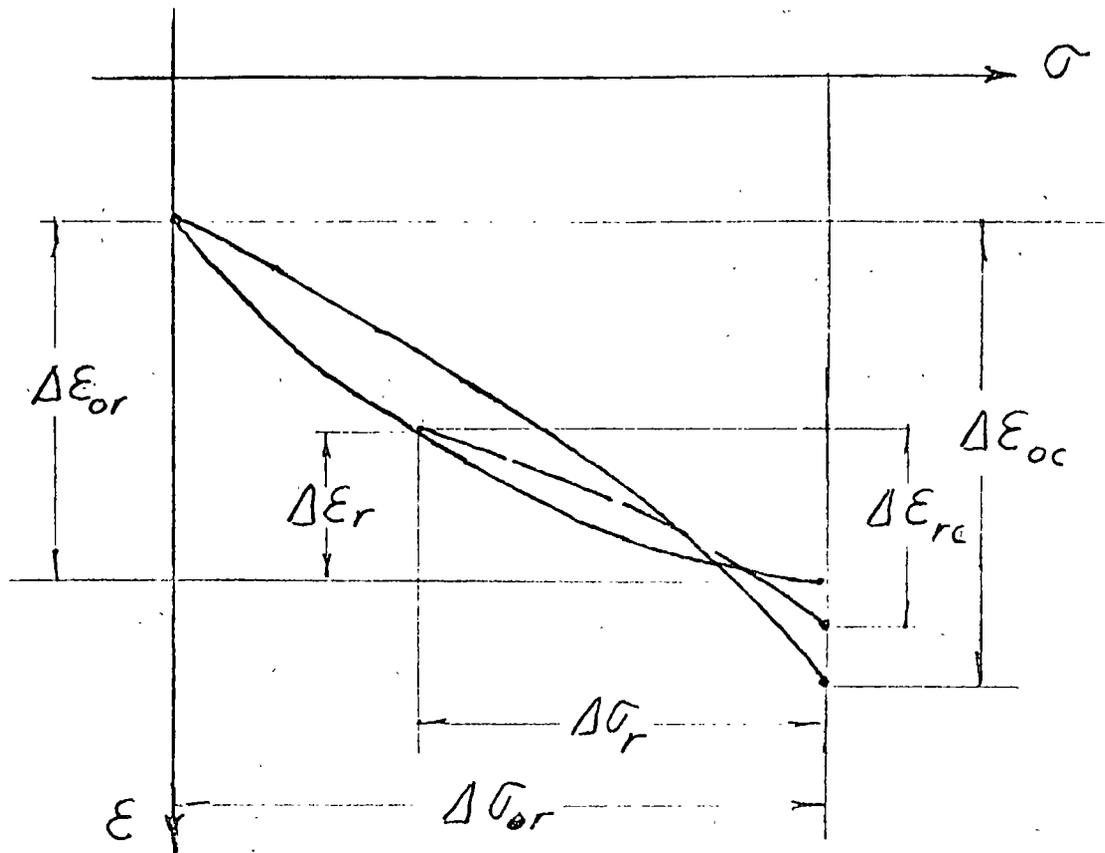
APLICACION DE VALORES DE LABORATORIO A CONDICIONES DE CAMPO



$$M_{eo} = \frac{\Delta \epsilon_{or}}{\Delta \sigma_{or}}$$

$$M_{er} = \frac{\Delta \epsilon_r}{\Delta \sigma_r}$$

$$\frac{M_{er}}{M_{eo}} = \frac{\Delta \epsilon_r \cdot \Delta \sigma_{or}}{\Delta \epsilon_{or} \cdot \Delta \sigma_r}$$



LEY FENOMENOLOGICA DE EXPANSION

$$\Delta \epsilon_r = a (\Delta \sigma_r)^c$$

PARA EXPANSION TOTAL

$$\Delta \epsilon_{or} = a (\Delta \sigma_{or})^c$$

∴

$$\frac{M_r}{M_{or}} = \frac{a (\Delta \sigma_r)^c}{a (\Delta \sigma_{or})^c} \cdot \frac{\Delta \sigma_{or}}{\Delta \sigma_r}$$

$$\frac{M_r}{M_{or}} = \left(\frac{\Delta \sigma_r}{\Delta \sigma_{or}} \right)^{c-1} = \rho_e$$

DIVIDIENDO POR ν_c

$$M_r = \rho_e \cdot M_{or}$$

$$m_r = \rho_e m_{or}$$

$$0 < \rho_e < 1$$

PARA EL CASO DE RECOMPRESION

$$M_{rc} = (\Delta E_{er} + \Delta E_{pr} + \Delta E_{vpr}) / \Delta G_r \quad \text{PARCIAL}$$

$$M_{oc} = (\Delta E_{eo} + \Delta E_{po} + \Delta E_{vpo}) / \Delta G_{or} \quad \text{TOTAL}$$

$$\frac{M_{rc}}{M_{oc}} = \frac{\Delta E_{er} + \Delta E_{pr} + \Delta E_{vpr}}{\Delta E_{eo} + \Delta E_{po} + \Delta E_{vpo}} \cdot \frac{\Delta G_{or}}{\Delta G_r}$$

$$\frac{M_{rc}}{M_{oc}} = \frac{\Delta E_{er}}{\Delta E_{eo}} \cdot \frac{\Delta G_{or}}{\Delta G_r} \cdot \frac{1 + \frac{\Delta E_{pr}}{\Delta E_{er}} + \frac{\Delta E_{vpr}}{\Delta E_{er}}}{1 + \frac{\Delta E_{po}}{\Delta E_{eo}} + \frac{\Delta E_{vpo}}{\Delta E_{eo}}}$$

$$\frac{M_{rc}}{M_{oc}} = \rho_e \cdot \frac{1 + K_{pr} + K_{vpr}}{1 + K_{po} + K_{vpo}}$$

SUPONIENDO K PROPORCIONAL AL NIVEL DE ESFUERZOS ΔG DE ALIVIO

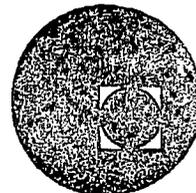
$$\frac{K_{pr}}{K_{po}} = \frac{\Delta G_r}{\Delta G_{or}}, \quad \frac{K_{vpr}}{K_{vpo}} = \frac{\Delta G_r}{\Delta G_{or}}$$

FINALMENTE
$$\frac{M_{rc}}{M_{oc}} = \rho_e \frac{1 + (K_{po} + K_{vpo}) \frac{\Delta G_r}{\Delta G_{or}}}{1 + (K_{po} + K_{vpo})}$$

$$M_{rc} = \rho_c M_{oc}, \quad m_{rc} = \rho_c m_{oc}$$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

EMPLEO DE MODELOS FISICOS

M. EN I. ABRAHAN DIAZ RODRIGUEZ

AGOSTO, 1978.

EMPLEO DE MODELOS FISICOS

por

J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ*

I N T R O D U C C I O N

Este t3pico forma parte de un campo m3s amplio que podr3a llamarse "Simulaci3n y modelaci3n experimental" y que es de vital importancia e inter3s en el entendimiento de los fundamentos b3sicos en Ingenier3a.

Una gran cantidad de problemas pueden ser estudiados por procedimientos anal3ticos o num3ricos, sin embargo, la t3cnica de ensaye de modelos como una herramienta de dise1o e investigaci3n en Ingenier3a se hace necesaria para proporcionar datos b3sicos y confirmar procedimientos de dise1o.

Hay que reconocer que el m3todo cient3fico, para el que la experimentaci3n es la 3nica comprobaci3n posible de la teor3a, ha sido ampliamente difundido y se ha incorporado a nuestra cultura. Un experimento puede definirse como un proceso de observaci3n planeada mediante el cual se incrementa la experiencia del mundo exterior.

* Profesor y Jefe de la Secci3n de Mec3nica de Suelos en la DESFI, UNAM

* Investigador, Instituto de Ingenier3a, UNAM

De hecho puede decirse que dentro de las especialidades en Ingeniería, la Mecánica de Suelos, es una de las que exige componente importante de habilidades experimentales en la formación de sus especialistas.

El esfuerzo que se dedique al diseño y realización de experimentos, así como al desarrollo de materiales adecuados para elaborar modelos físicos; a la instrumentación apropiada para recolectar la información requerida y a los métodos para procesar e interpretar la misma, puede conducir a diseños más confiables y económicos.

REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD

Las pruebas hechas en modelos físicos, con el fin de estudiar el comportamiento de prototipos, constituye una técnica útil en ingeniería. Los principios para fundamentar el diseño y ensayo de modelos físicos pueden ser establecidos mediante la aplicación directa del análisis dimensional.

Como punto de partida será necesario reconocer todas las variables importantes para el problema particular que se desee estudiar. El medio más conveniente para asegurarse de que las variables esenciales han sido incluidas es obtener las ecuaciones generales que se aplicarán tanto el modelo como el prototipo.

Para predecir el comportamiento del prototipo a partir de observaciones en el modelo, deben existir relaciones (similitud) entre ambos.

En general las condiciones de similitud son:

- a) *Similitud geométrica* (forma y dimensiones). Las dimensiones de los elementos del modelo deberán ser proporcionales a las de elementos homólogos del prototipo.
- b) *Similitud cinemática* (relaciones espacio-tiempo). Cada evento en el modelo debe tener una duración proporcional a la del evento correspondiente en el prototipo.
- c) *Similitud dinámica* (fuerzas). Partes homólogos de ambos sistemas deben experimentar fuerzas netas proporcionales.

Una vez identificadas las variables de interés, habrá que reducir las al mínimo cuidando que se incluyan los parámetros más significativos.

Con el grupo de variables se forman los grupos numéricos adimensionales independientes, Π_i , según el teorema de Buckingham, (Langhaar, 1950).

Para que exista similitud, los grupos adimensionales deberán tener el mismo valor para prototipo y modelo.

$$\Pi_i = \Pi_i'$$

En la literatura se acostumbra denotar las variables para el modelo con prima y sin ésta a las variables del prototipo.

A partir de las igualdades de los grupos adimensionales se obtienen las ecuaciones de similitud que regirán la realización de los experimentos.

SIMULACION

En general es difícil satisfacer simultáneamente todas las ecuaciones de similitud, por lo que se debe seleccionar las relaciones más importantes. Para esto deberá hacerse uso del criterio y experiencia que se tenga del comportamiento de materiales. Es decir, para satisfacer en forma práctica las necesidades de similitud, debe efectuarse una investigación de materiales, para seleccionar aquéllos que satisfagan (simulen) los requerimientos.

Detalles de este proceso se discuten por Rocha (1957); Díaz Rodríguez (1970); Díaz, Cordova e Iturbe (1971) y Díaz y Rascón (1973).

Una parte muy importante para la realización de los experimentos es contar con instalaciones adecuadas, expresamente diseñadas, construidas y equipadas para tal fin (Díaz, Rascón y del Valle, 1975).

INSTRUMENTACION Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION

La información derivada de los ensayos de los modelos y, por lo tanto, el valor de dicha información estará supeditada a la instrumentación usada para la recolección y registro de las respuestas del modelo.

El papel de la instrumentación en la experimentación es una herramienta muy importante con la cual cuenta el ingeniero para

el desarrollo y comprobación de las teorías. Históricamente se ha podido constatar que las teorías científicas han sido aceptadas, hasta que fueron confirmadas por mediciones.

La instrumentación puede ser: mecánica, eléctrica o electrónica.

Actualmente se cuenta con grandes avances en el campo de la instrumentación, un ejemplo de esto lo constituyen los "transductores" los cuales convierten una variable física en una señal eléctrica la cual está relacionada a la variable física mediante un factor de calibración. La señal eléctrica es leída directamente o registrada de tal manera que la información pueda ser analizada con más detalle posteriormente.

En general un sistema de instrumentación puede ser dividido en cuatro partes:

- a) Instrumentos para la transducción de señales (transductores de presión, desplazamiento, aceleración, etc)
- b) Instrumentos para la conversión de señales (amplificadores, filtros, etc)
- c) Instrumentos para el análisis de señales (analizadores de señales, etc)
- d) Instrumentos para registro y almacenamiento de señales (osciloscopios, oscilógrafos, grabadoras, etc)

Al terminar las mediciones, se debe determinar el rango de validez de dichas mediciones.

INTERPRETACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

La síntesis de proceso de experimentación será la interpretación de los resultados obtenidos lo que puede conducir a aumentar nuestro conocimiento de un determinado fenómeno.

Debe recordarse que el curso general mediante el cual una ciencia crece es normalmente por un proceso alternado de experimentación y razonamiento.

Un punto que hay que señalar enfáticamente es la honestidad y objetividad al interpretar y obtener conclusiones de una investigación realizada, señalando claramente las incertidumbres y los rangos de validez del trabajo.

EJEMPLOS

Hay varios ejemplos del uso de modelos físicos en mecánica de suelos:

- Redes de flujo
- Capacidad de carga de cimentaciones superficiales
- Capacidad de carga de pilotes
- Presión lateral
- Estabilidad de taludes, etc

A continuación (manera de ejemplo ilustrativo) se describirá la investigación realizada en el Instituto de Ingeniería, UNAM, sobre el comportamiento dinámico de modelos de presas de enrocamiento (Díaz, 1971).

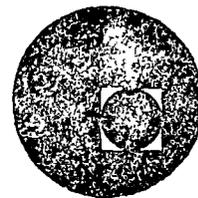
Y un ejemplo de simulación (Díaz, Weckmann e Iturbe, 1973).

B I B L I O G R A F I A

1. Díaz Rodríguez, J.A. (1970)
"Análisis del Comportamiento Dinámico de Cortinas de Enrocamiento mediante Modelos de Material Deleznable", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
2. Díaz, A., Cordova, M.A. e Iturbe, R. (1971)
"Comportamiento de Material Deleznable para Modelos", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Comisión Federal de Electricidad.
3. Díaz, J.A., Rascón, O.A. (1973)
"A New Material for Dynamic Tests of Rockfill Dam Models". Fifth World Conference on Earthquake Engineering Rome.
4. Díaz, J.A., Weckmann, O. e Iturbe, A. (1973)
"Licuación de Arenas - Primera Parte". Revista Ingeniería, Julio-Septiembre.
5. Díaz, J.A. e Iturbe, A. (1975)
"Modelos de Presas de Enrocamiento con Corazón Impermeable". Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Comisión Federal de Electricidad.
6. Díaz, J.A., Rascón, O.A. y del Valle, E. (1975)
"Laboratorio de Dinámica del Instituto de Ingeniería, UNAM". V Congreso Nacional de Ingeniería, Oaxaca, Oax.
7. Díaz, J.A., Rodríguez, E. y Rascón, O.A. (1975)
"Comportamiento Dinámico de Cortinas de Enrocamiento - Tercera Etapa". Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Comisión Federal de Electricidad.
8. Langhaar, H.L. (1951)
"Dimensional Analysis and Theory of Models", John Wiley & Sons Inc., New York.
9. Rocha, M. (1957)
"The Possibility of Solving Soil Mechanics Problems by the Use of Models". Procs. IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp 183-189, Londres.
10. Rodríguez, J.E. (1977)
"Instrumentación y procesamiento de la información de un modelo de presa sujeto a perturbaciones dinámicas". Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

LICUACION DE ARENAS

M. EN I. ABRAHAN DIAZ RODRIGUEZ

AGOSTO, 1978.

Licuación de arenas

PRIMERA PARTE

J. Abraham Díaz*
Oscar Weckmann**
Rosario Iturbe**

RESUMEN

El fenómeno de licuación de arenas tiene gran importancia, debido a los graves daños que ha causado en terrenos constituidos por depósitos de arena saturada, en estado suelto y sujetos a carga repetida. Desde el punto de vista experimental, el fenómeno ha sido estudiado con diversos aparatos, pero que adolecían de diversas limitaciones.

El equipo de licuación AL-72 descrito en este trabajo permitirá aumentar la aproximación al fenómeno real, al ensayar, en mesa vibradora, grandes muestras (30 x 60 x 90 cm) de arena suelta y saturada, en condiciones no drenadas, sometidas a corte simple. Las dimensiones de la muestra hacen posible colocar instrumentos en su interior, con los que se podrá conocer la evolución de la presión de poro que da origen al fenómeno.

ABSTRACT

Sand liquefaction is an important phenomenon due to the damage on grounds formed by saturated sand layers, in loose conditions and subject to repeated loading. This phenomenon has been experimentally studied by using different apparatus which unfortunately have several restrictions.

The liquefaction apparatus AL-72 described in this paper will allow a better approach to the real phenomenon by testing, in a shaking table, big specimens (30 x 60 x 90 cm) of saturated loose sand, under undrained, simple shear conditions. The specimen will be of such dimensions that it will be possible to put different instruments into the specimen, in order to know the pore pressure history which presently is accepted as a cause of the phenomenon.

1. INTRODUCCION

1.1 Descripción del problema

La licuación de los depósitos naturales de arena saturada en estado suelto se produce al ser sometido el terreno a carga repetida (inducida por sismos, explosiones o vibraciones de maquinaria), lo que provoca la pérdida parcial o total de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo al desarrollarse altas presiones de poro.

El fenómeno de licuación se ha presentado innumerables veces, ocasionando siempre grandes daños a taludes, presas de tierra y estructuras cimentadas sobre tales depósitos.

Si la licuación ocurre en una zona que no está completamente confinada por depósitos adyacentes, el resultado será un deslizamiento lateral de la masa del suelo hacia la superficie sin soporte (fig 1).

* Profesor Investigador, Facultad de Ingeniería, UNAM
** Ayudante de investigador, Facultad de Ingeniería, UNAM

De 1881 a 1946 se ha informado de 229 deslizamientos, que causaron el desplazamiento total de 25 millones de m^3 de arena. En Holanda, a orillas de los numerosos estrechos que existen, ha habido gran cantidad de deslizamientos que provocaron el rompimiento de diques y, por tanto, la inundación de grandes extensiones.

Durante el temblor de Chile, en 1960, se formaron extensas zonas de falla. La tierra fue arrastrada hacia el mar a lo largo de la costa de 600 m, llevando consigo todas las estructuras de retención; las paredes del muelle, con secciones de 5 m de concreto reforzado, fueron abatidas y luego arrastradas. En ese mismo temblor rotó una presa debido a la licuación del suelo de cimentación.

En México existen evidencias de que durante el sismo de 1935 (ref 1), un gran tramo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos tuvo desplazamientos verticales y horizontales de importancia. Muchas instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la cimentación y el asentamiento general fue notable después del sismo. Algunos tramos de los muelles cimentados sobre pilotes metálicos de 10 m de longitud sufrieron movimientos apreciables en dirección horizontal. Uno de los muelles se desplazó hacia el río más de medio metro. Tales movimientos se han atribuido al fenómeno de licuación en los mantos arenosos y limoarenosos, que allí se encuentran entre 0 y 8 m de profundidad. En vista de las altas relaciones de vacíos y de la granulometría uniforme de dichos suelos, no puede descartarse esta posibilidad.

En Alaska, en 1964 (ref 2), se produjo un deslizamiento debido a la licuación del suelo que movió 70 millones de m^3 de material, destruyendo muchas de las instalaciones de la bahía de Anchorage. La superficie del terreno fue completamente devastada por los desplazamientos, produciéndose una nueva superficie irregular. El 40 por ciento de las casas y edificios comerciales fueron seriamente dañados debido a las fallas que se extendían bajo las construcciones (fig 2).

Durante junio de 1964, en Niigata, Japón (ref 3), hubo daños graves causados por licuación de la arena. Muchas estructuras se asentaron más de 1 m y se inclinaron notablemente; hubo un edificio que giró 80° (fig 3), quedando prácticamente tendido en el suelo. Además de estas fallas, hubo otras evidencias físicas de licuación. Poco después del sismo, se observó que brotaba agua del suelo por grietas que se formaron, y en las que llegaron a hundirse casas y automóviles; al mismo tiempo, se veían emerger a la superficie estructuras que debían permanecer bajo el suelo, como fue el caso de un tanque para tratamiento de aguas negras.

Durante este sismo, en la extensa zona licuada hubo daños en edificios, puentes, caminos, muelles, vías de ferrocarril, etc. Debido al asentamiento que se produjo, la parte de la ciudad cercana al río quedó completamente inundada. Se estima que en este sismo, 2 130 edificios sufrieron falla total, 6 200 resultaron seriamente dañados y 31 200 sufrieron daños ligeros (ref 4).

1.1.1 Descripción del fenómeno

Un depósito de arena fina en estado suelto y saturado tiende a disminuir su volumen cuando se le somete a esfuerzos cortantes bajo condiciones no drenadas, así se incrementa rápidamente la presión de poro y, como consecuencia, su resistencia al corte disminuye. Cuando la presión de poro en un suelo granular aumenta hasta igualar a la presión aplicada externamente, se produce la licuación.

Los factores que influyen notablemente en el fenómeno son:

a) Tipo de suelo

Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de sufrir licuación que los bien graduados, dentro de los primeros, las arenas finas se licúan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales. En el temblor de Alaska se observó que las estructuras de puentes cimentadas sobre arena sufrieron graves desplazamientos, mientras que las cimentadas en grava no presentaron daños.

b) Compacidad relativa (C_r) o relación de vacíos (e)

Un depósito de arena suelta es más susceptible de sufrir licuación que uno de arena densa.

En el temblor de Niigata hubo licuación en zonas cuya C_r era del orden del 50 por ciento, o menos, en tanto que en las zonas con $C_r > 70$ por ciento no se presentó ningún daño.

c) Esfuerzo confinante inicial

La susceptibilidad de licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. Ensayes de laboratorio han mostrado que para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento.

d) Magnitud del esfuerzo repetido

Cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su $e_{\text{mín}}$ es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente.



Fig 1. Area de deslizamientos en Anchorage (1964)



Fig 2. Area de Graben en Anchorage (1964)

(National Geographic Magazine)



Fig 3. Inclinación de edificios durante el temblor de Niigata (1964)

Investigaciones de campo demuestran que depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad (0.005 g) y se han licuado (ref 5) ante la acción de sismos intensos (0.16 g).

La resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo.

e) Número de ciclos de esfuerzo

Todos los estudios de laboratorio indican que en una muestra sujeta a carga repetida con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzo.

Esto se confirmó en Anchorage, durante el temblor de 1964, ya que los deslizamientos ocurrieron después de 90 seg de iniciado el movimiento.

1.2 Objetivos.

El objetivo principal de este trabajo es reproducir en el laboratorio el fenómeno de licuación para conocer los parámetros que lo gobiernan bajo condiciones controlables.

Para conseguir tal objetivo, es necesario:

- Disñar el aparato que permita ensayar muestras de arena suelta sujeta a carga repetida y bajo condiciones de deformación controlables
- Definir el procedimiento de formación de muestras homogéneas en estado suelto
- Llevar a cabo ensayos dinámicos para investigar el efecto de diferentes combinaciones de parámetros
- Interpretar los resultados como base de una teoría que permita evaluar la potencialidad de licuación de un determinado estrato.

El presente artículo trata los incisos a y b.

1.3 Trabajos experimentales anteriores

Desde el punto de vista experimental, el fenómeno de licuación ha sido estudiado por varios investigadores, utilizando diversos aparatos.

En la literatura sobre el tema no existe una clara definición del término licuación. En este informe se entenderá por licuación la pérdida, parcial o total, de la resistencia al esfuerzo cortante, en condiciones no drenadas, de una muestra de arena en estado suelto y saturado, sujeta a carga dinámica.

En otras palabras, una muestra de arena en estado suelto y saturado sujeta a carga dinámica repetida, tenderá a compactarse y a disminuir su volumen de vacíos; si no hay drenaje, la tendencia a disminuir de

volumen dará como resultado un incremento en la presión de poro, y cuando esta iguale a la presión normal total, el esfuerzo efectivo se anulará ($\hat{\sigma} = \sigma - \mu$), y la muestra perderá su resistencia al esfuerzo cortante, comportándose como un líquido.

El primer intento por entender el fenómeno fue, posiblemente, el de A. Casagrande (ref 6), quien concluyó que existe una relación de vacíos crítica, e_{cr} , a la cual una muestra de arena no sufre cambios de volumen durante el corte y, por tanto, no se genera presión de poro; o sea que muestras que tengan una relación de vacíos mayor que la crítica tenderán a densificarse, a aumentar la presión de poro y, por consiguiente, a licuarse, en tanto que muestras con una relación de vacíos menor que la crítica tenderán a dilatarse generando presión de poro negativa, lo que dará lugar a un incremento del esfuerzo efectivo y de la resistencia al cortante. Posteriormente, Casagrande (ref 7) demostró que la e_{cr} decrece al aumentar el esfuerzo confinante (obtenido en ensayos drenados y con carga monotónica). Esto condujo a pensar que la susceptibilidad de licuación de una muestra de arena aumentaba al incrementarse la presión de confinamiento.

Sin embargo, los cambios de volumen de una muestra sometida a carga repetida son diferentes a los obtenidos con carga monotónica y, por tanto, son distintos los resultados.

La diferencia principal entre pruebas estáticas o monotónicas y pruebas de carga repetida es la relación entre el cambio de presión de poro y el esfuerzo aplicado durante la carga. En un ensayo estático, una muestra de arena densa tenderá a incrementar su volumen antes de que la falla ocurra, causando una disminución de la presión de poro y un aumento de presión efectiva. En un ensayo con carga repetida, cada ciclo aumentará la presión de poro residual, la cual reducirá poco a poco el esfuerzo efectivo hasta que se alcance la condición de falla.

Castro (ref 8) modificó el concepto de relación de vacíos crítica, pero esta modificación no es aplicable a muestras sujetas a carga repetida.

Basándose en observaciones de campo, se han elaborado reglas empíricas para estimar el potencial de licuación de un estrato de arena. Entre estas reglas, están las desarrolladas por la *Waterways Experiment Station* (ref 9), por Florin e Ivanov (ref 10), Kishida (ref 11) y Ohsaki (ref 12). La ventaja principal de este tipo de reglas radica en su sencillez y utilidad para estudiar grandes áreas a un costo razonablemente bajo.

Desde el punto de vista experimental, el fenómeno de licuación ha sido analizado por varios autores, quienes han usado los siguientes aparatos:

a) Cámara triaxial cíclica

Seed y Lée (ref 3) fueron los primeros en utilizar cámara triaxial cíclica, con objeto de reproducir la condición de esfuerzos a que se halla sujeto un elemento de suelo durante un temblor (atribuyendo el estado de deformaciones del suelo a la propagación de ondas de cortante).

Si la superficie del terreno es horizontal, antes del temblor no hay esfuerzos cortantes en planos horizontales (fig 4a). Durante el temblor, los esfuerzos normales permanecen constantes, pero se generan esfuerzos cortantes (figs 4b y 4c).

En una cámara triaxial cíclica, la condición de esfuerzos señalada antes se produce en un plano a 45° , como se indica en la fig 5.

Peacock y Seed (ref 13) señalaron las principales diferencias que existen entre las condiciones de campo y las logradas en una cámara triaxial.

Otras publicaciones recientes describen resultados de ensayos con cámara triaxial cíclica (refs 8 y 14 a 16).

Las conclusiones principales derivadas de estos estudios son que las arenas son más susceptibles a la licuación mientras más sueltas sean las muestras, menores las presiones confinantes, y cuanto mayores sean el número de ciclos de esfuerzos y su magnitud.

b) Corte simple cíclico

La prueba de corte simple cíclico se desarrolló con la idea de conseguir mayor aproximación a las condiciones de campo que la lograda con cámara triaxial.

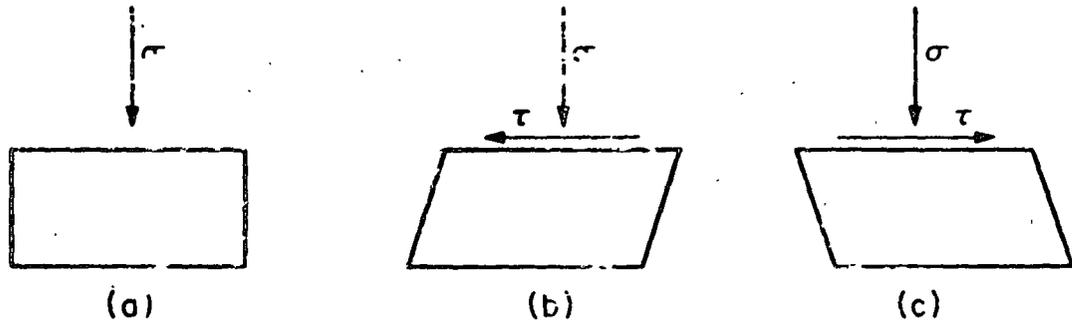


Fig. 4. Condición idealizada de esfuerzos para un elemento de suelo en el interior de un depósito, durante un temblor

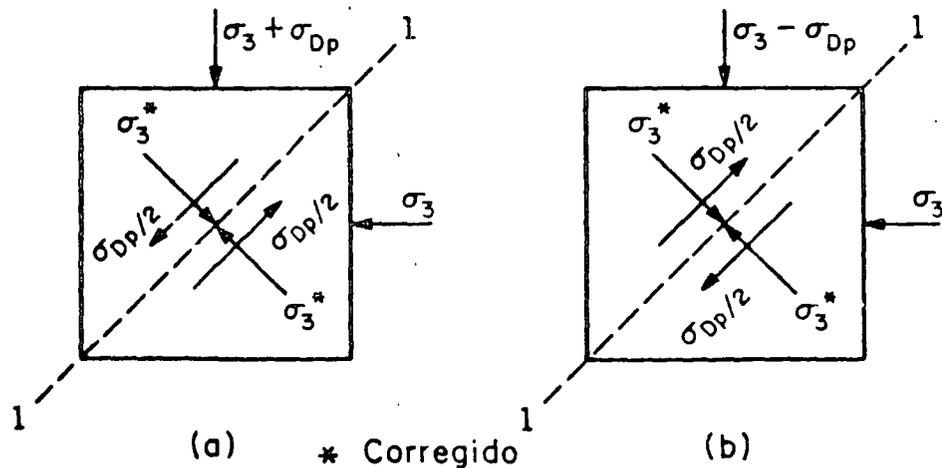


Fig 5. Prueba de compresión triaxial cíclica

Uno de los primeros aparatos de corte simple fue el desarrollado por *Swedish and Norwegian Geotechnical Institutes* (ref 17). Sin embargo, este aparato tenía el inconveniente de utilizar muestras cilíndricas (los esfuerzos cortantes en una sección horizontal no pueden ser uniformes).

Roscoe (ref 18) modificó el aparato, utilizando muestras de sección rectangular y paredes rígidas.

En la Universidad de California, en Berkeley, Peacock y Seed (ref 13) desarrollaron un aparato de corte simple, que utilizaron para examinar la tendencia a licuarse de una muestra de arena sometida a este tipo de esfuerzo. También en la Universidad *British Columbia*, Pickering y Finn (ref 19) y Finn, Emery y Gupta (ref 20) han utilizado corte cíclico simple para estudiar licuación.

Peacock y Seed (ref 13) y Pickering (ref 19) han señalado algunas limitaciones de los aparatos de corte simple.

Las conclusiones obtenidas son semejantes a las resultantes de ensayos con cámara triaxial.

a) Ensayos en mesa vibradora

Este tipo de ensayos consiste, generalmente, en colocar un recipiente o caja con arena saturada sobre una mesa vibradora y medir la aceleración de la mesa en el momento de ocurrir la licuación. Los valores están directamente relacionados con las mediciones de aceleración en el campo.

Whitman (ref 21) menciona los factores que afectan los resultados y su influencia en la interpretación de los mismos:

1. Frecuencia de vibración
2. Duración de la vibración
3. Tamaño y geometría del recipiente
4. Características de deformación del recipiente
5. Método de colocación de la muestra
6. Control del drenaje
7. Aparatos de medición de deformaciones
8. Presión confinante

Finn, Emery y Gupta (ref 20) señalan las ventajas de usar grandes muestras y mesa vibradora.

Tal vez la principal objeción al uso de recipientes rígidos sobre mesa vibradora es que no representan las condiciones de campo.

Con objeto de superar esta dificultad, se propone en el presente trabajo combinar la utilidad de las condiciones de corte simple (inciso b) y la ventaja de usar

muestras grandes en un recipiente de paredes móviles para ensayar arena saturada en mesa vibradora.

d) Otros aparatos

Aparatos tales como los mencionados por Ko (ref 22), Ko y Scott (ref 23) (caja de ensayo de suelos) y por Hardin y Drnevich (ref 24) (excitación forzada en resonancia de especímenes cilíndricos) están en etapa de desarrollo.

2. APARATO DE CORTE SIMPLE (AL 72)

2.1 Objetivos

Diseñar un aparato que reproduzca con mayor aproximación las condiciones en que se encuentra la arena de un depósito sujeto a carga repetida. El aparato debe ofrecer las siguientes ventajas.

- a) Simular el efecto de la presión de sobrecarga considerando el de las fuerzas de inercia.
- b) Imponer a la muestra condiciones de deformación controlables (corte simple).
- c) Ensayar muestras grandes (30 x 60 x 30 cm) con objeto de medir la presión de poro en diferentes puntos de la misma, y en esta forma conocer la distribución de la presión de poro que da origen a la licuación.
- d) Observar y fotografiar el fenómeno a través de ventanas de material transparente.

2.2 Análisis de las condiciones teóricas

Cuando las condiciones en el interior de un espécimen son uniformes en cada punto, parece razonable considerar que el comportamiento de este representa el de un punto en el interior de una masa del mismo material.

Las condiciones teóricas que debe cumplir el aparato son las siguientes:

- a) Iniciales: aplicar la presión de sobrecarga (fig 6)
- b) De trabajo: imponer deformaciones de corte simple (fig 7)

Las condiciones de corte simple en el plano $x - y$ quedan definidas por

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \qquad \frac{\partial u}{\partial y} \neq 0$$

donde u y v son los desplazamientos en las direcciones x , y , respectivamente.

Debido a las condiciones no drenadas, el cambio de

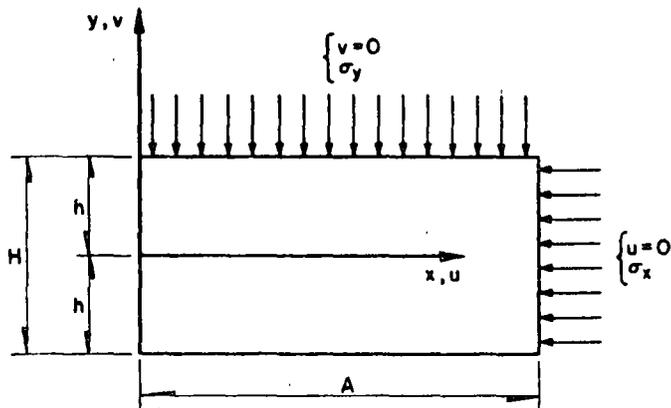


Fig 6. Condiciones iniciales de la muestra

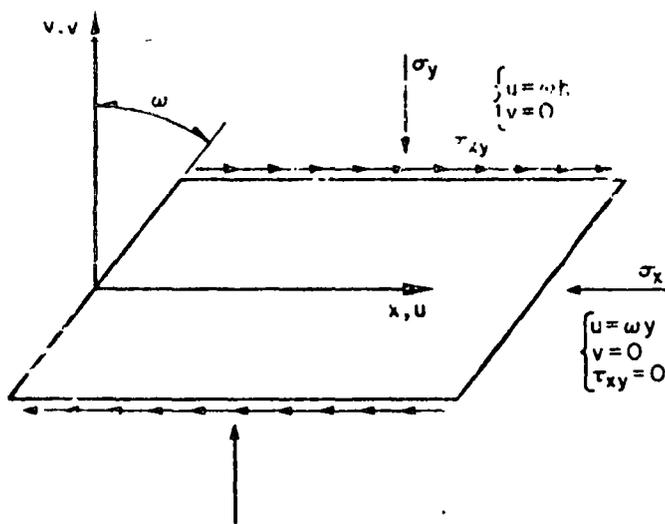


Fig 7. Deformación de corte simple de la muestra

volumen de la muestra tendrá que ser nulo; por tanto, al ocurrir deformaciones angulares (ω) no deberán producirse deformaciones verticales, es decir, cada punto del fondo y de la tapa deberá moverse una cantidad $\pm \omega h$ (fronteras inferior y superior, respectivamente). Para conseguir esto último, dichas fronteras deberán ser rugosas para evitar deslizamientos, que darían origen a zonas muertas.

Pickering (ref 19) realizó ensayos con placas de diferente rugosidad, obteniendo resultados satisfactorios cuando las placas proporcionaban la fricción necesaria para transmitir τ_{xy} .

2.2.1 Solución elástica

Con objeto de conocer la magnitud de los desplazamientos u y v , y de los esfuerzos σ_x , σ_y y τ_{xy} en el interior del espécimen, se recurrió a una solución

matemática válida únicamente para materiales linealmente elásticos.

Reconociendo que un espécimen de arena no es de material elástico lineal ni isotrópico, se aprovechó la solución teórica para examinar el efecto de cambios de las distintas variables (dimensiones de la muestra) sobre la distribución teórica de los desplazamientos y esfuerzos.

En el Apéndice se incluye una descripción de la solución matemática. Con las ecuaciones resultantes se calcularon las distribuciones y deformaciones para distintas dimensiones de la muestra.

Las dimensiones seleccionadas son: 0.60 m de ancho y 0.30 m de altura, que corresponde a una relación $A/H = 2$. La tercera dimensión (largo) se escogió de 0.90 m, correspondiente a una relación $L/H = 3$, con objeto de reducir el efecto de las fronteras (paredes deslizantes, paralelas al plano de la fig 3).

2.3 Descripción del aparato de ensayos

2.3.1 Componentes

El aparato de ensayos (fig 3) se compone de lo siguiente:

Recipiente de aluminio para el espécimen de 0.30 m de longitud, 0.60 m de ancho y 0.30 m de altura.

Membrana de látex para encerrar el espécimen.

Placas de carga (Fc).

Tapa del recipiente (T), con su armazón guta (At).

Bastidor para guiar la tapa (Bt).

Bastidor de carga (Bc).

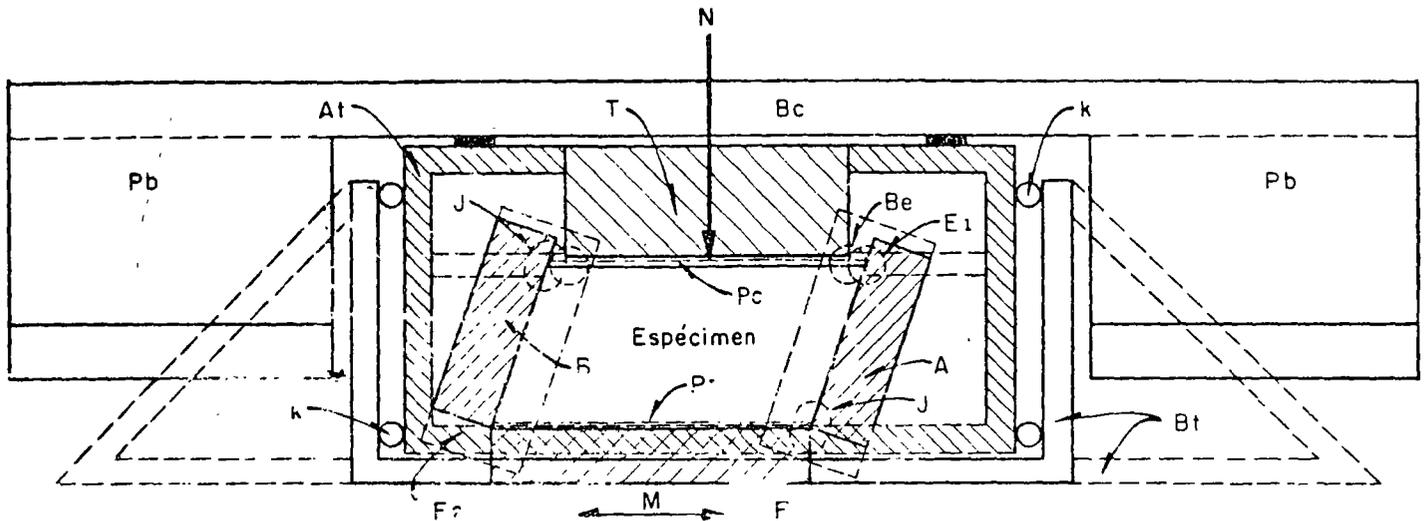
5 000 kg de pesas de plomo (Pb).

Instrumentación, equipo para la formación del espécimen, y equipo auxiliar.

2.3.2 Descripción del aparato

El recipiente consiste en una caja de paredes rígidas; dos de ellas deslizables (0.60 x 0.30 paralelas al plano del dibujo) y las otras dos inclinables (0.90 x 0.30), con objeto de permitir que la muestra se deforme bajo condiciones de corte simple. Las paredes inclinables (A, B) se unen a la placa de carga y a la base mediante articulaciones; en la parte superior, se encuentran dos cojinetes de rodillos y en la inferior dos cojinetes de bolas en cada una.

Para conservar simetría cruzada, el eje fijo de la pared B está en los cojinetes inferiores, quedando los superiores montados en cubos de acero que corren verticalmente mediante cojinetes de agujas, con lo que se impide el desplazamiento lateral de las paredes; la



A, B	Paredes inclinables	J	Movimiento vertical de cojinetes de las paredes inclinables
At	Armazón de la tapa	k	Cojinetes-guía
Bc	Bastidor de carga	M	Movimiento alternado de la mesa vibradora
Be	Movimiento vertical de cojinetes de la tapa	N	Carga normal sobre la tapa
Bt	Bastidor para la tapa	Pb	Masas de plomo
E1, E2	Ejes de las paredes inclinables	Pc	Placa de carga
F	Fondo del recipiente	T	Tapa del recipiente

Fig. 8. Corte transversal del aparato mostrado en el límite de su carrera

pared A tiene su eje fijo en los cojinetes superiores, los inferiores se deslizan verticalmente. Los cojinetes de rodillos de la parte superior tienen por objeto soportar mayor carga y los inferiores, de bolas, reducir la fricción. Al deformarse el espécimen e inclinarse las paredes A y B, una de ellas sube y la otra baja.

Las paredes deslizables consisten en tres segmentos horizontales iguales de 0.10 m de altura (fig 9); el inferior está atornillado al fondo del recipiente; el intermedio y el superior se deslizan longitudinalmente mediante correderas de agujas de acero endurecido que a la vez los mantiene unidos uno al otro y les impide moverse lateralmente conservando la pared vertical. Los segmentos superior e inferior tienen un perno en cada extremo donde giran los cojinetes de las paredes A y B, siendo ajustables horizontalmente para dejar una holgura de aproximadamente 0.005 pulg entre paredes y fondo del recipiente, con objeto de impedir que la membrana de látex se salga por las uniones; el ajuste en los cojinetes superiores permite conseguir el paralelismo de las paredes. El sentido del movimiento es horizontal y paralelo a las paredes menores. Las superficies interiores del recipiente están acabadas a espejo para reducir al mínimo la fricción entre la membrana y el recipiente, lo cual se consigue usando aceite de silicón DC7.

Tapa del recipiente El espécimen está limitado lateralmente por una membrana de látex, en la parte superior por la placa de carga, y en la inferior por la de fondo. Para mantener las condiciones no drenadas, la membrana lateral se traslapa con las placas superior e inferior (fig 10); mediante un arosello de hule se consiguen condiciones herméticas y se evita pérdida de presión por fugas.

La tapa está unida a un cajón rígido de acero (fig 11) que, a su vez, está guiado, mediante cojinetes de bolas, por un bastidor exterior (fig 12), colocado sobre una mesa vibradora y soportado por cojinetes de agujas, con objeto de que se desplace en forma independiente del recipiente. El objeto de guiar la tapa verticalmente mediante el cajón rígido y el bastidor es reducir los efectos de cabeceo inducido por las fuerzas de inercia de la sobrecarga.

Para impedir que la tapa ejerza presión sobre la membrana de látex durante el movimiento, el armazón de la tapa tiene cuatro cojinetes de rodillos que se apoyan en topes de acero atornillados a las aletas exteriores de las paredes inclinables; el punto de contacto entre cojinetes y topes coincide en todo momento con la cara superior del espécimen, lo que permite que este y la tapa desciendan simultáneamente. La

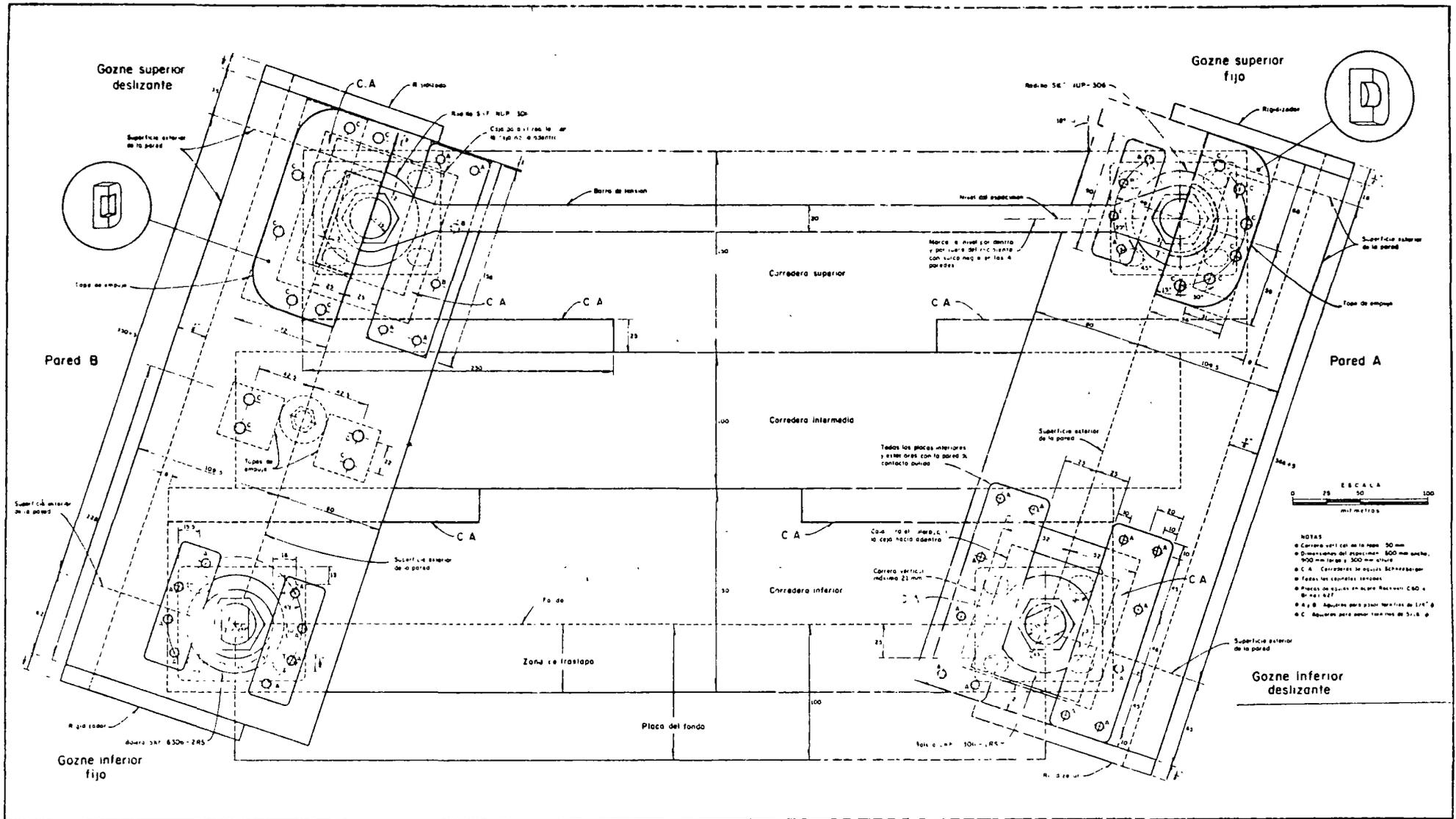


Fig. 9. Vista lateral del recipiente de Iluación, en el límite de su capacidad.

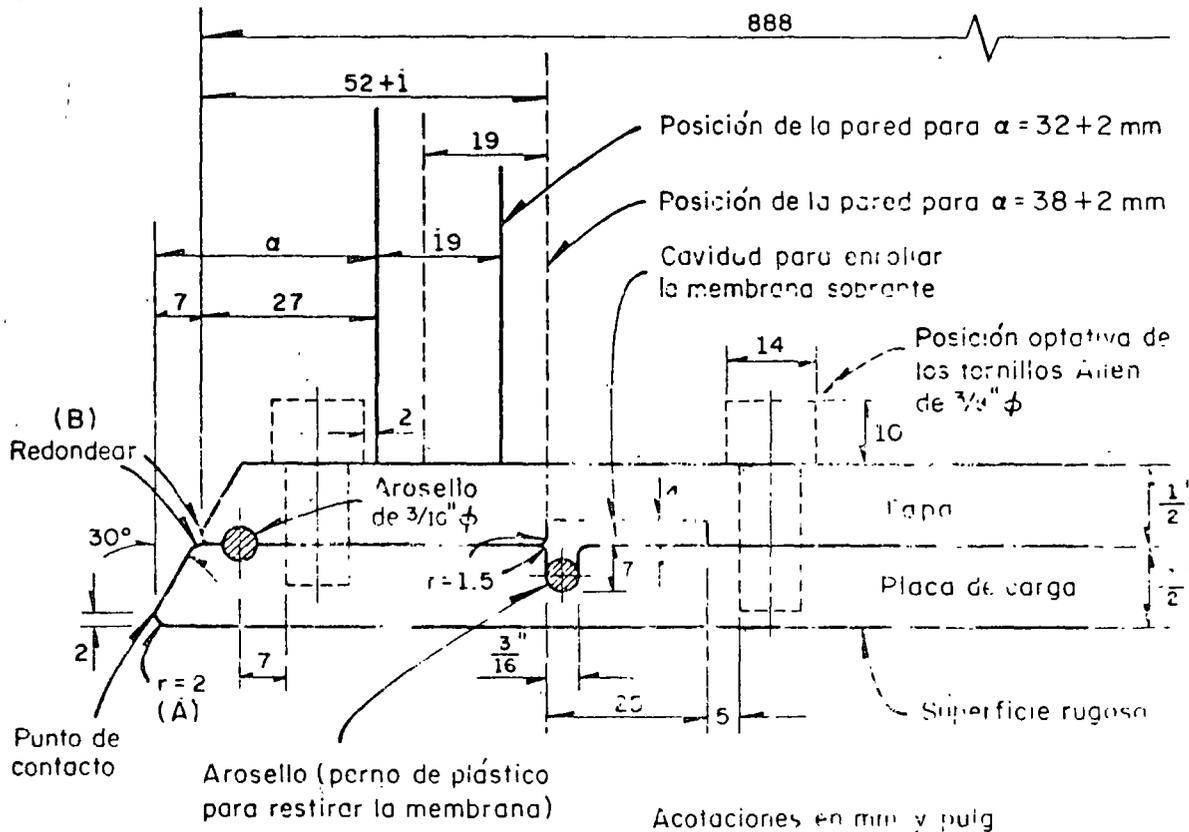


Fig 10. Placa de carga y tapa del recipiente

tapa tiene una construcción especial que hace posible enrollar el sobrante de la membrana de látex sin alterar el contacto con la placa superior de carga (fig 10).

Bastidor de carga. Sobre el conjunto de tapa y armazón, descansa un bastidor de vigueta de acero con prolongaciones que quedan situadas a ambos lados del recipiente frente a las paredes inclinables; en cada una de estas prolongaciones se colocan 2 500 kg de lastre como máximo.

3. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL EQUIPO Y MUESTRAS

En este capítulo se describen la excitación, propiedades de la arena utilizada, formación de muestras y muestreo.

3.1 Sistema de excitación

El diseño del aparato de licuación permite realizar los ensayos de dos formas.

a) Utilizando mesa vibradora, en cuyo caso el fondo del recipiente (fig 8) se apoya directamente sobre la plataforma de la mesa vibradora, unido rígidamente a

esta mediante tornillos. El bastidor de la tapa está soportado y guiado por cojinetes de agujas que le permiten desplazamiento libre.

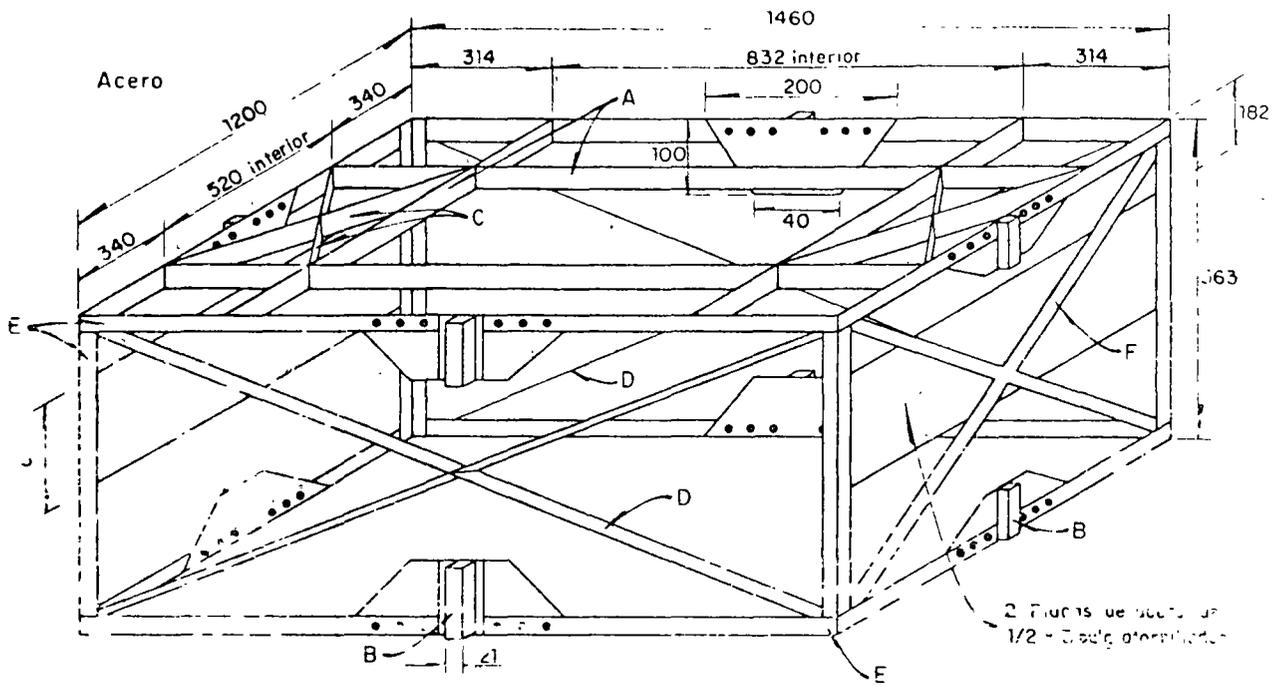
b) Excitación directa, en que el fondo del recipiente y el bastidor de la tapa se apoyan en el piso del laboratorio utilizando cojinetes de agujas. La unión entre el vibrador y la base del recipiente (fig 13) se efectúa mediante una barra de acero, D.

Esta opción permite realizar ensayos cuando no se pueda utilizar la mesa vibradora.

En ambos casos se usa un vibrador armónico cuyo intervalo de frecuencias es de 0 a 20 Hz, con una fuerza máxima de 5 000 kg.

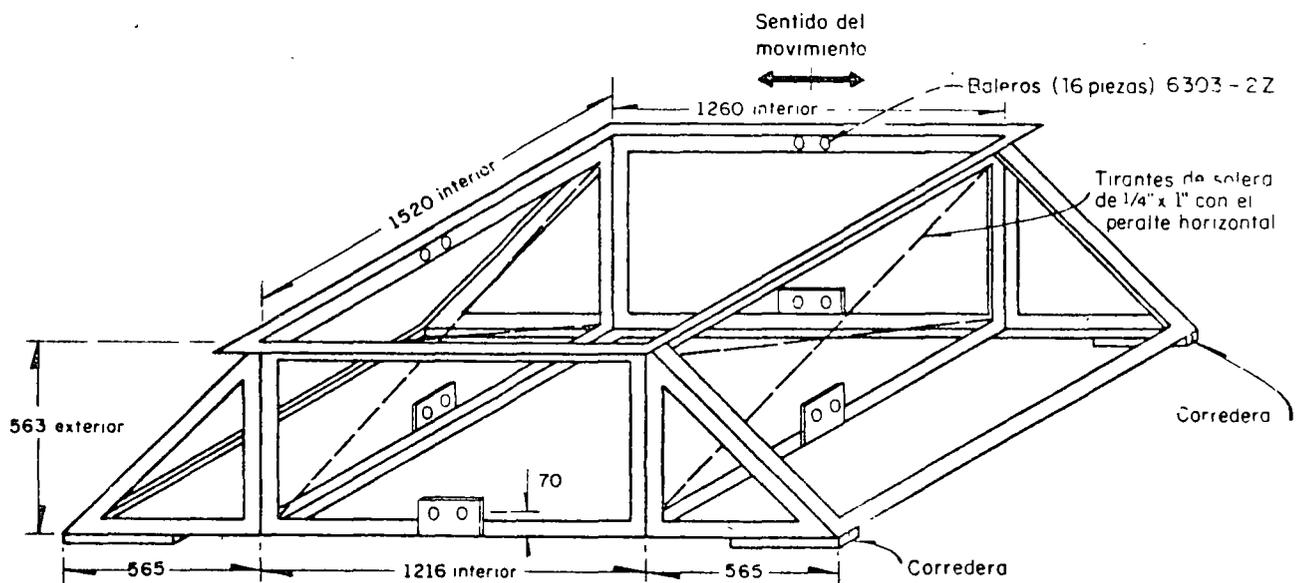
3.2 Arena utilizada

Para la formación de las muestras se utilizó arena fina sílica Jáltipan, uniforme, de granos subredondeados (estimado). Con objeto de obtener un material fino y uniforme, que no se segregara durante la formación de los especímenes, toda la arena se pasó por la malla No 60 (0.250 mm) y se retuvo en la malla No 100 (0.149 mm).



Acotaciones en mm y pulg

Fig 11. Armazón para la tapa



Acotaciones en mm y pulg

Fig 12. Bastidor para guiar el armazón de la tapa

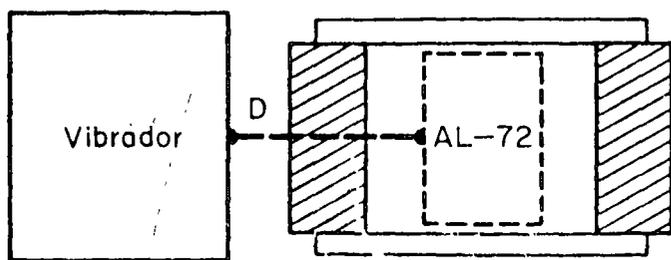


Fig 13. Localización de vibrador y recipiente AL-72

La granulometría se eligió teniendo en cuenta los resultados de Lee y Filtron (ref 15), acerca de los tipos más susceptibles de licuarse. La arena seleccionada tiene densidad de sólidos $G_s = 2.65$, $e_{máx} = 1.02$ y una relación de vacíos mínima $e_{mín} = 0.65$ que corresponden a un $\gamma_{mín} = 1.31$ g/cm^3 y un $\gamma_{máx} = 1.60$ g/cm^3 , respectivamente. La $e_{máx}$ se determinó colocando la arena dentro de un molde, vertiéndola lentamente sin altura de caída, la $e_{mín}$ se determinó vibrando la arena dentro del molde. Se obtuvieron prácticamente los mismos resultados con arena saturada que con arena seca.

3.3 Formación y muestras

El procedimiento de formación de muestras tiene como objetivo preparar muestras homogéneas. Se eligió el vertido de la arena en agua (utilizando una extensión del recipiente) como medio para conseguir grandes relaciones de vacíos, es decir, con C_r aproximadamente de 30 por ciento.

Antes de colocar la membrana de látex se inmovilizan las paredes inclinables, la membrana se fija en su parte inferior con la placa del fondo y en la parte superior en la forma que se indica en la fig 14. En la fig 15 se muestra la unión entre el recipiente y su extensión de 50 cm de altura; esta extensión tiene en su parte inferior las dimensiones del recipiente y en la superior 110 x 60 cm; una de sus paredes mayores es de lucita para observar el tendido de la arena; el conjunto recipiente-extensión se llena de agua hasta una altura de 75 cm. La extensión tiene en la parte superior dos rieles de aluminio, a lo largo de las paredes mayores, sobre los cuales corre un esparcidor de arena, eléctrico, a una velocidad aproximada de 2 m/seg (fig 16). La alimentación al esparcidor se efectúa por medio hidráulico mediante el dispositivo mostrado en la fig 17. Una tubería de agua unida al fondo de un depósito de arena saturada, de 400 lt de capacidad, suministra una corriente de agua que arrastra los granos de arena hasta un filtro, el cual tiene como finalidad eliminar impurezas. La arena pasa del filtro a un pequeño depósito distribuidor, del cual parten seis mangueras de 1/4 pulg de diámetro, las cuales alimen-

tan una flauta de 3/4 pulg de diámetro y de longitud igual al ancho del recipiente.

Mediante una válvula reguladora se puede ajustar el gasto de arena y agua. El sistema tiene, además, cuatro tubos de extracción de agua y un vertedor de demasías para mantener un nivel de agua constante dentro del recipiente.

El funcionamiento del conjunto se detiene cuando el nivel de la arena sedimentada excede en más de 2 cm la altura de la muestra.

Para remover el material excedente y lograr una superficie plana en la muestra, se utiliza sifonaje; dicho procedimiento permite realizar estas operaciones sin provocar alteraciones a la muestra, ya que el tubo de succión se encuentra a 5 mm de la superficie que se está ensazando.

Con esta operación termina la formación de la muestra. El procedimiento de colocación de la placa de carga, cierre hermético de la muestra, y aplicación de las cargas, se describirá en la segunda parte de este informe.

3.4 Muestreo

Para conocer la relación de vacíos promedio obtenida para condiciones especificadas de formación de muestras (altura de caída de los granos, velocidad de tendido y gasto de arena), así como para determinar las variaciones en distintos puntos de las mismas y verificar su homogeneidad, se decidió llevar el control mediante muestreo, este se realiza utilizando un tubo partido de pared delgada, de sección cuadrada de 7,5 x 7,5 cm, y de 50 cm de longitud. Para solidificar la muestra y facilitar su extracción, se utiliza gelatina (fig 18).

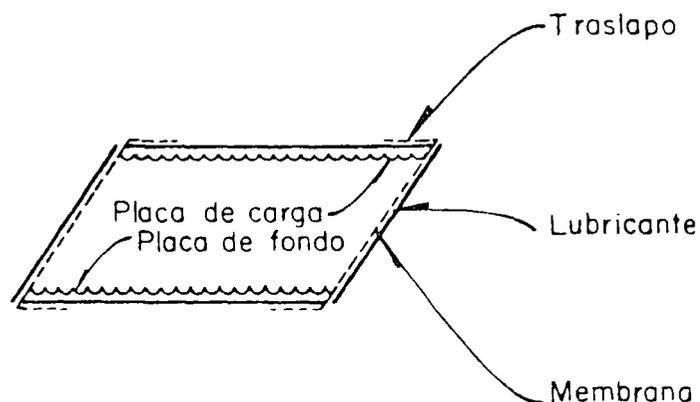


Fig 14. Colocación de la membrana

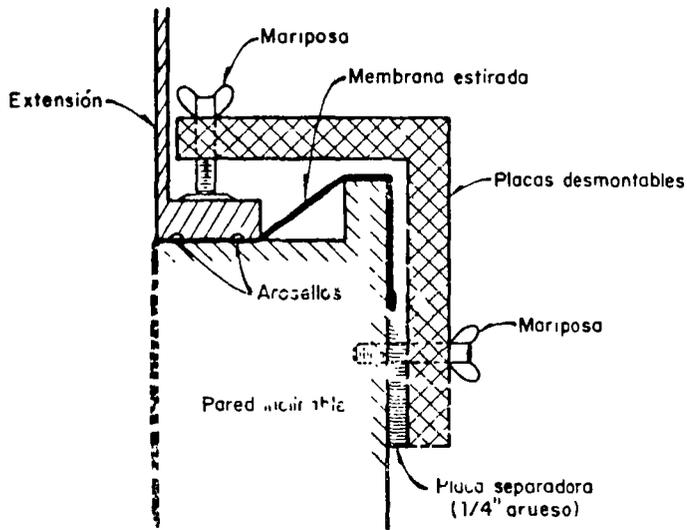


Fig. 15. Unión entre el recipiente y su extensión - sección de la membrana

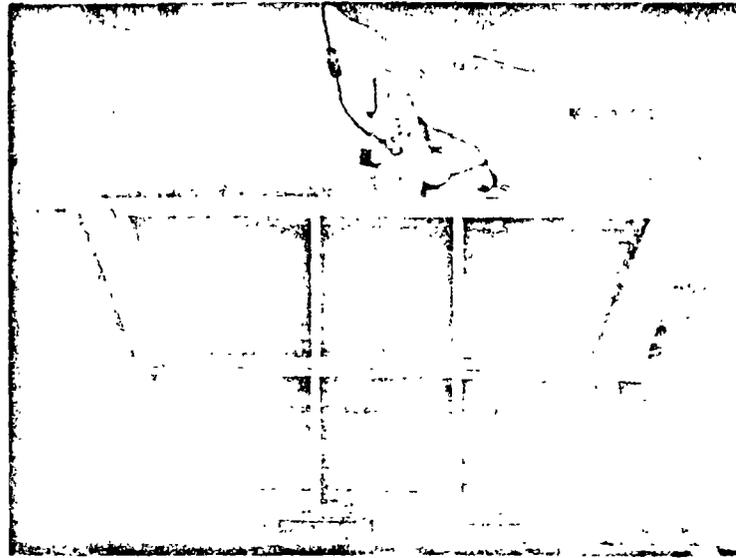


Fig. 16. Formación de la muestra

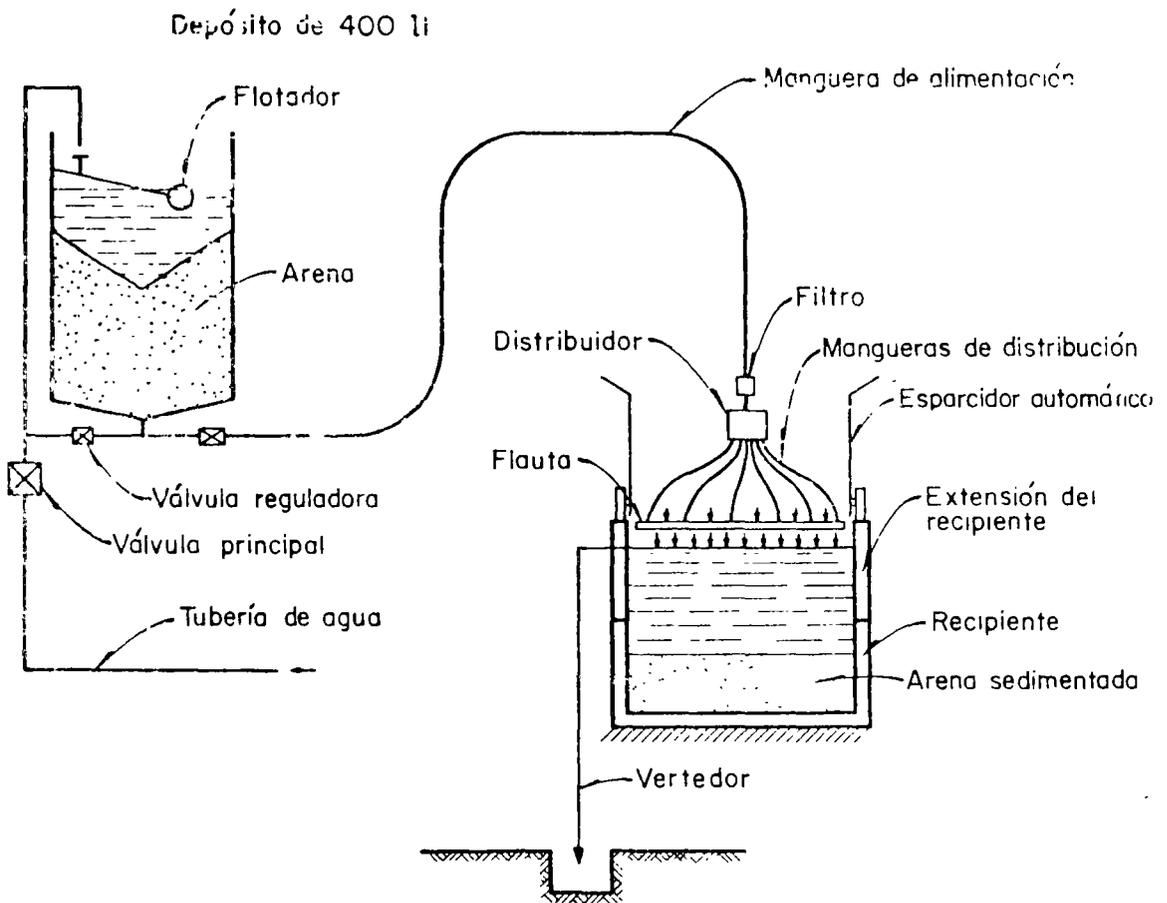


Fig. 17. Dispositivo para la formación de muestras de arena

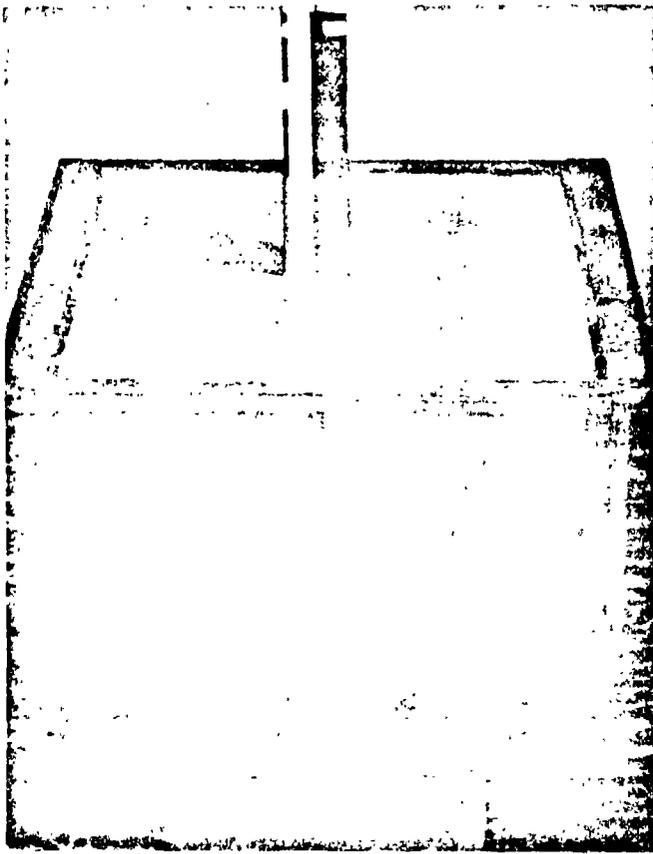


Fig 18. Muestreo utilizando tubo de pared delgada

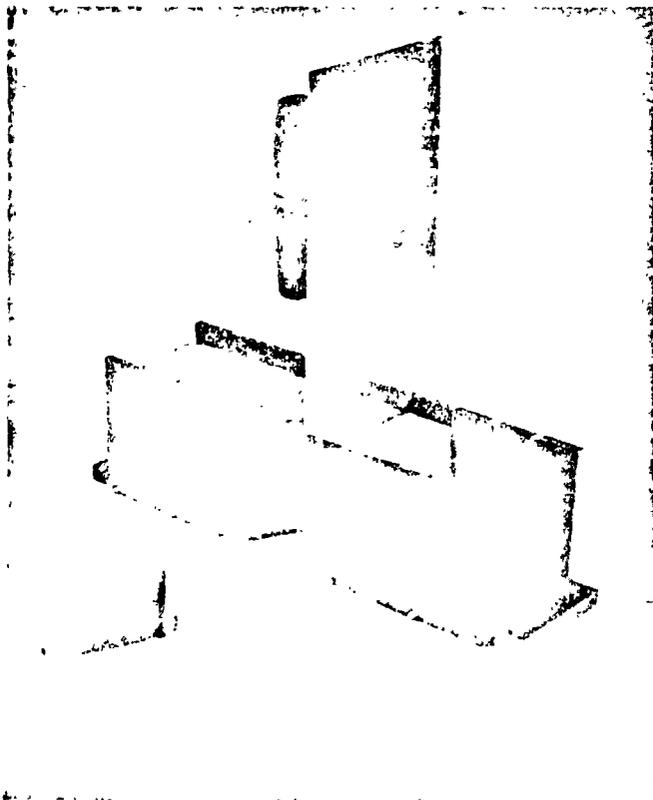


Fig 19. Manipulación de la muestra

Después de extraer la muestra, se corta en secciones iguales de 2.5 cm de espesor (fig 19), de las cuales se obtiene la relación de vacíos correspondiente; con estos datos se puede trazar el perfil de la relación de vacíos con la profundidad.

4. CONCLUSIONES

El recipiente AL-72, para ensayos de licuación, pretende reproducir con mayor aproximación, las condiciones en que se encuentra la arena de un depósito sujeto a carga repetida, superando o reduciendo algunas de las limitaciones señaladas a otros aparatos diseñados para los mismos fines. El AL-72 permitirá ensayar muestras grandes de 30 x 60 x 30 cm en mesa vibradora, imponer condiciones de deformación controlables (corte simple), simular el efecto de la presión de sobrecarga considerando fuerzas de inercia, y efectuar mediciones de presión de agua en diferentes puntos del interior de la muestra.

5. RECOMENDACIONES

Para la segunda parte de este trabajo, se recomienda lo siguiente:

1. Fabricar el recipiente AL-72.
2. Afinar el procedimiento de formación de muestras y obtención de los parámetros que gobiernan el fenómeno.
3. Diseñar las operaciones de remoción de burbujas de aire, aplicación de la contrapresión (disolución de burbujas de aire), y aplicación de la carga normal efectiva.
4. Elaborar el programa de ensayos.
5. Obtener las ecuaciones constitutivas del material.
6. Preparar un programa para computadora, a fin de conocer los estados de esfuerzo y deformación en cualquier punto de la muestra, considerando el efecto de fuerzas de inercia, utilizando el método del elemento finito. Este programa se utilizará en la interpretación de resultados.
7. Realizar ensayos tendientes a reproducir el fenómeno de licuación de arenas e interpretación de resultados.

6. RECONOCIMIENTO

Los autores agradecen a Luis Esteva y Octavio A. Rascón sus comentarios durante la preparación de este trabajo. Ricardo Chicurel efectuó la revisión estructural del aparato. Edgardo Rodríguez colaboró en la elaboración del programa de computadora de la solución elástica.

7. REFERENCIAS

1. R. J. Marsal, "Behavior of a Sandy Uniform Soil during the Jalisco Earthquake, Mexico", *Procs., V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris (1961)
2. H. B. Seed, "The Influence of Local Soil Conditions on Earthquake Damage", *Soil Dynamics Speciality Conference*, México, D. F. (ago 1969)
3. H. B. Seed y K. L. Lee, "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 92, No SM6 (nov 1966), pp 105-131
4. H. B. Seed e I. M. Idriss, "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 93, No SM3 (may 1967), pp 30-108
5. H. B. Seed e I. M. Idriss, "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 97, No SM9 (sep 1971), pp 1249-1272
6. A. Casagrande, "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills", *Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineering. Publicado originalmente en *Journal Boston Society of Civil Engineering* (ene 1936)
7. A. Casagrande, "The Shearing Resistance of Soils and its Relation to the Stability of Earth Dams", *Procs., Soils and Foundation Conference of the US Engineering Department* (jun 1938)
8. G. Castro, "Liquefaction of Sands", Ph. D. Thesis, *Harvard University*, Cambridge, Mass (1969)
9. Waterways Experiment Station (WES), "A Review of the Soil Studies", *Potomacy Logy Investigations*, Report No 12-5, Vicksburg, Miss (jun 1956)
10. V. A. Florin y P. L. Ivanov, "Liquefaction of Saturated Sandy Soils", *Procs., V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1 (1961), pp 107-111
11. H. Hishida, "Characteristics of Liquefaction Sand During Mino-Owari, Tohankai and Fukui Earthquakes", *Soils and Foundations*, Vol 9, No 1, Japón (mar 1969), pp 75-92
12. Y. Ohsaky, "Effects of Sand Compaction on Liquefaction During the Tokachi-Oki Earthquake", II. Seminar on Soil Behaviour and Ground Response During Earthquake under the Auspices of US, *Japan Cooperative Science Program*, Tokio (ago 1969)
13. H. Peacock y B. Seed, "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 94, No SM3 (may 1968), pp 689-708
14. K. Lee y B. Seed, "Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 93, No SM1 (ene 1967), pp 47-70
15. K. L. Lee y J. A. Fitton, "Factors Affecting the Cyclic Loading Strength of Soil", Symposium on Vibration Effects on Earthquakes on Soils and Foundations, Special Technical Publication No 450, *ASTM* (1968), pp 71-95
16. L. Finn, D. J. Pickering y P. L. Bransby, "Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests", *Soil Mechanics Research*, University of British Columbia, Canadá (1971)
17. W. Kjellman, "On Plasticity Law for the Work-Hardening Materials", *PMM*, Vol 22, No 1 (1951) pp 129-160
18. K. H. Roscoe, "An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples", *III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (1953), pp 186-191
19. D. J. Pickering y L. Finn, "A Simple Shear Machine for Soil", Ph. D. Thesis, *University of British Columbia*, Canadá (1969)
20. L. Finn, Emery y Gupta, "Liquefaction of Large Samples of Saturated Sand Excited on a Shaking Table" (1971)
21. R. V. Whitman, "Summary of Results from Shaking Table Tests at University of Chile Using a Medium Sand", Progress Report No 9, Effect of Local Soil Conditions Upon Earthquake Damage, Research Report R-70-25, Soil Publication No 258, MII, *Department of Civil Engineering*, Cambridge, Mass (may 1970)
22. H. Y. Ko, "Static Stress-Deformation Characteristics of Sand", Ph. D. Thesis, *California Institute of Technology* (1966)
23. H. Y. Ko y R. F. Scott, "Deformation of Sand in Hydrostatic Compression", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 93, No SM3 (may 1967), pp 137-156
24. B. O. Hardin y V. P. Drnevich, "Shear Modulus and Damping in Soils: 2, Desing Equations and Curves", Technology Report 27-70-CE3, Soil Mechanics Series No 2, *University of Ky, College of Engineering* (jul 1970)
25. Timoshenko y Goodier, "Theory of Elasticity", *Mc Graw Hill Book Co. Inc.*, 2a. ed., Kogakusha (1951)

8. BIBLIOGRAFIA

- Ambraseys y Sarma, "Liquefaction of Soils Induced by Earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 59, No 2 (abr 1969), pp 651-664
- E. D'Appolonia, "Dynamic Loadings", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 96, SM1 (ene 1970), pp 49-68
- J. M. Duncan y P. Dunlop, "Behaviour of Soils in Simple Shear Tests", *Procs. VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, México, D. F. (1969), pp 101-109
- L. Finn, P. T. Bransby y J. Pickering, "Effect of Strain History on Liquefaction of Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 96, SM6 (nov 1970), pp 1917-1933
- L. Finn, D. J. Pickering y P. L. Bransby, "Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests", *Soil Mechanics Research Report Series, University of British Columbia*, Vancouver (ago 1969)
- Y. C. Fung, "A First Course in Continuum Mechanics", *Prentice-Hall*, USA
- W. Graves, "Horror Strikes on Good Friday", *National Geographic Magazine*, Vol 126, No 1 (jul 1964)
- B. O. Hardin y F. E. Richart Jr., "Elastic Wave Velocities in Granular Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 89, No SM1, Parte 1 (feb 1963), pp 33-65
- J. J. Kolbuszewski, "An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of Sands", *Procs. II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, Rotherdam
- D. A. Sangrey, "Changes in Strength of Soils Under Earthquakes and Other Repeated Loading"
- H. B. Seed, "Landslides During Earthquakes Due to Soil Liquefaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 94, No SM5 (sep 1968), pp 1053-1122
- H. B. Seed, C. K. Chan, "Clay Strength Under Earthquake Loading Conditions", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 92, No SM2 (mar 1966), pp 53-78
- H. B. Seed y W. H. Peacock, "Applicability of Laboratory Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics Under Cyclic Loading", Report No EERC 70-8, University of California, *Earthquake Engineering Research Center*, Berkeley (nov 1970)
- M. L. Silver, H. B. Seed, "Deformation Characteristics of Sands Under Cyclic Loading", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 97, No SM8 (ago 1971), pp 1081-1181

G. R. Thiers y H. B. Seed, "Cyclic Stress-Strain Characteristics of Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 94, No SM2 (mar 1968), pp 555-568

T. Lowell, Jr., "An Alaskan Family's Ordeal", *National Geographic Magazine*, Vol 126, No 1 (jul 1964)

R. V. Whitman y P. Ortigosa, "Densification of Sand by Vertical Vibrations", *Procs. IV World Conference on Earthquake Engineering*, No A5, Santiago de Chile (1969), pp 29-37

S. Windisch y M. Soulie, "Technique for Study of Granular Material", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol 96, No SM4 (jul 1970), pp 1113-1125

APENDICE

El estado de deformación plana en el plano x-y, exige que los desplazamientos según el eje z sean nulos y que los desplazamientos u y v sean funciones de x y y únicamente. Por tanto, se debe tener:

$$\frac{\partial}{\partial z} = 0 \quad y \quad w = 0 \quad (1)$$

Entonces

$$e_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0 \quad (2)$$

Escribiendo las ecuaciones de la elasticidad lineal tridimensional en forma matricial

$$\begin{bmatrix} e_x \\ e_y \\ e_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Sustituyendo la ec 2 en la 3 se obtiene:

$$\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z) = e_x E \quad (4)$$

$$\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z) = e_y E \quad (5)$$

$$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) \quad (6)$$

$$2(1+\nu)\tau_{xy} = \gamma_{xy} E \quad (7)$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zx} = 0 \quad (8)$$

Introduciendo la ec 6 en la 4 se llega a:

$$e_y E = -\nu(1+\nu)\sigma_x + (1-\nu^2)\sigma_y \quad (9)$$

De manera semejante

$$e_x E = -\nu(1+\nu)\sigma_x + (1-\nu^2)\sigma_y \quad (10)$$

$$\gamma_{xy} E = 2(1+\nu)\tau_{xy} \quad (11)$$

La compatibilidad de esfuerzos, no considerando fuerzas de cuerpo (ref 25), es

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (\sigma_x + \sigma_y) = 0 \quad (12)$$

Un método para resolver este tipo de ecuación es el que emplea la función de Airy, Φ , en el cual

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y} \quad (13)$$

Sustituyendo la ec 13 en la 12, se tiene que la condición que debe cumplir la función Φ es

$$\frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 \Phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \Phi}{\partial y^4} = 0 \quad (14)$$

Considerando que la solución $\Phi(x, y)$ tiene la forma

$$\Phi(x, y) = f_1(x) \cdot f_2(y) \quad (15)$$

y que

$$f_1(x) = \cos \frac{n\pi}{e} x$$

Entonces, la ec 14 queda en la forma

$$\cos \frac{n\pi}{e} x \left[\left(\frac{n\pi}{e} \right)^4 f_2(y) + 2 \left[-\cos \frac{n\pi}{e} x \left(\frac{n\pi}{e} \right)^2 f_2''(y) \right] + \cos \frac{n\pi}{e} x f_2^{(4)}(y) \right] = 0 \quad (16)$$

La solución de esta ecuación es

$$f_2(y) = A e^{\frac{n\pi}{e} y} + B y e^{\frac{n\pi}{e} y} + C e^{-\frac{n\pi}{e} y} + D y e^{-\frac{n\pi}{e} y} \quad (17)$$

Debido a la asimetría vertical, un punto de la frontera superior tiene condiciones iguales a las del correspondiente en la frontera inferior, pero de signo opuesto; por tanto, $A = -C$ y $B = +D$.

Sustituyendo y simplificando (ref 18), la función de esfuerzos es

$$\Phi(x, y) = \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \cos \frac{n\pi}{e} x \left(C_{1n} \operatorname{sen} h \frac{n\pi}{e} y + C_{2n} y \cos h \frac{n\pi}{e} y \right) \quad (18)$$

donde

$$\frac{C_{1n}}{E\omega} = \frac{4}{9a_n^3} \cdot \frac{4 \operatorname{sen} h a_n + 3a_n \operatorname{cos} h a_n}{5 \operatorname{sen} h a_n \operatorname{cos} h a_n + 3a_n} \quad (19)$$

$$\frac{C_{2n}}{E\omega} = -\frac{4}{3a_n^2} \cdot \frac{\operatorname{sen} h a_n}{5 \operatorname{sen} h a_n \operatorname{cos} h a_n + 3a_n} \quad (20)$$

$$a_n = \frac{n\pi}{l}$$

Los componentes del esfuerzo son

$$\sigma_x = \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \operatorname{cos} a_n x \left\{ C_{1n} a_n^2 \operatorname{sen} h a_n y + C_{2n} a_n (2 \operatorname{sen} h a_n y + a_n y \operatorname{cos} h a_n y) \right\} \quad (21)$$

$$\sigma_y = \sum_{n=1,3,5}^{\infty} -a_n^2 \operatorname{cos} a_n x \left\{ C_{1n} \operatorname{sen} h a_n y + C_{2n} y \operatorname{cos} h a_n y \right\} \quad (22)$$

$$\tau_{xy} = \sum_{n=1,3,5}^{\infty} a_n \operatorname{sen} h a_n x \left\{ C_{1n} \operatorname{cos} h a_n y + C_{2n} (\operatorname{cos} h a_n y + a_n y \operatorname{sen} h a_n y) \right\} \quad (23)$$

$$E u = \sum \frac{1}{2} \operatorname{sen} a_n x \left\{ (3 C_{1n} a_n + 4 C_{2n}) \operatorname{sen} h a_n y + 3 C_{2n} a_n y \operatorname{cos} h a_n y + E \omega y \right\} \quad (24)$$

$$E v = \sum \frac{1}{2} \operatorname{cos} a_n x \left\{ (3 C_{1n} a_n - C_{2n}) \operatorname{cos} h a_n y + 3 C_{2n} a_n y \operatorname{sen} h a_n y + E \omega (C-x) \right\} \quad (25)$$

Por medio de estas ecuaciones se obtuvieron las distribuciones de esfuerzos y deformaciones para distintas dimensiones de la muestra, las distribuciones correspondientes aparecen en las figs A.1 a A.4.

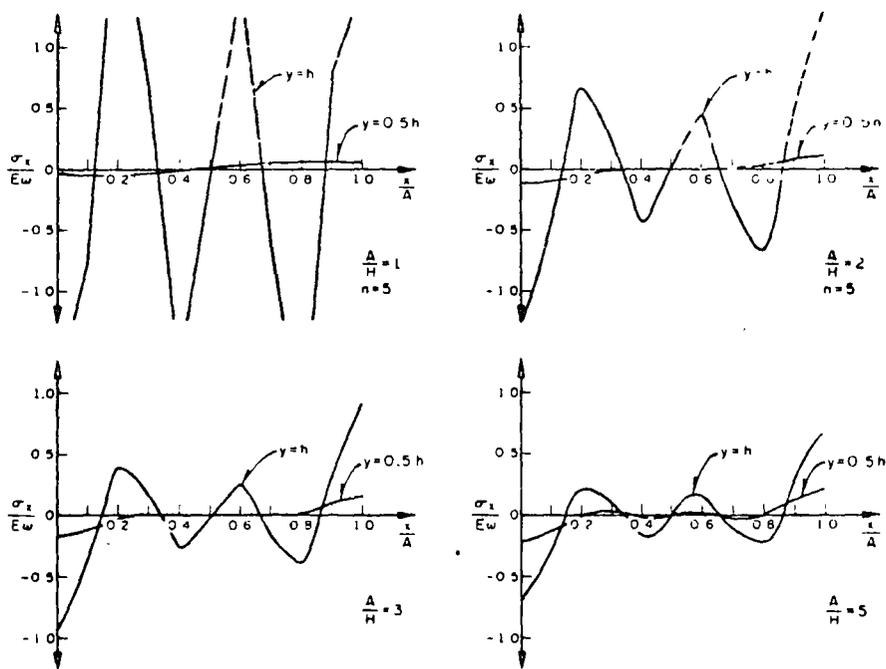


Fig A.1. Distribución de esfuerzos σ_x (adimensional) para cuatro relaciones largo-alto

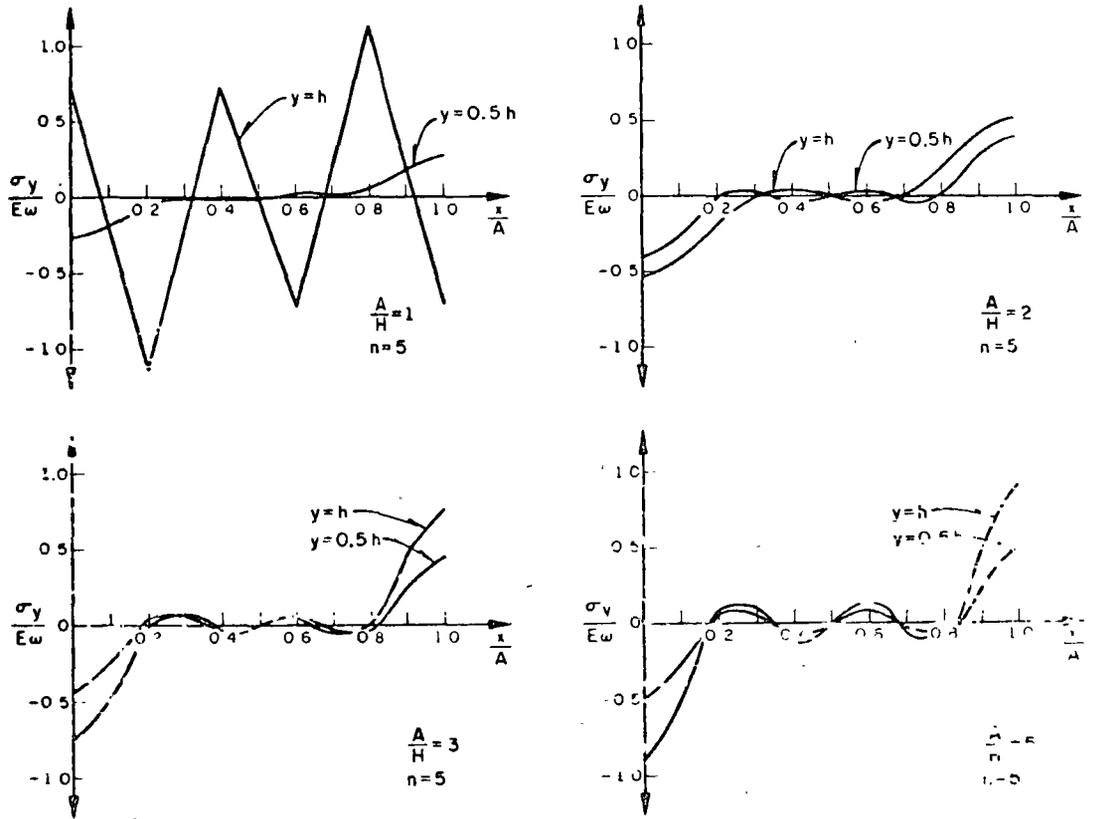


Fig. A.2. Distribución de esfuerzos σ_y (adimensional) para cuatro relaciones largo-alto

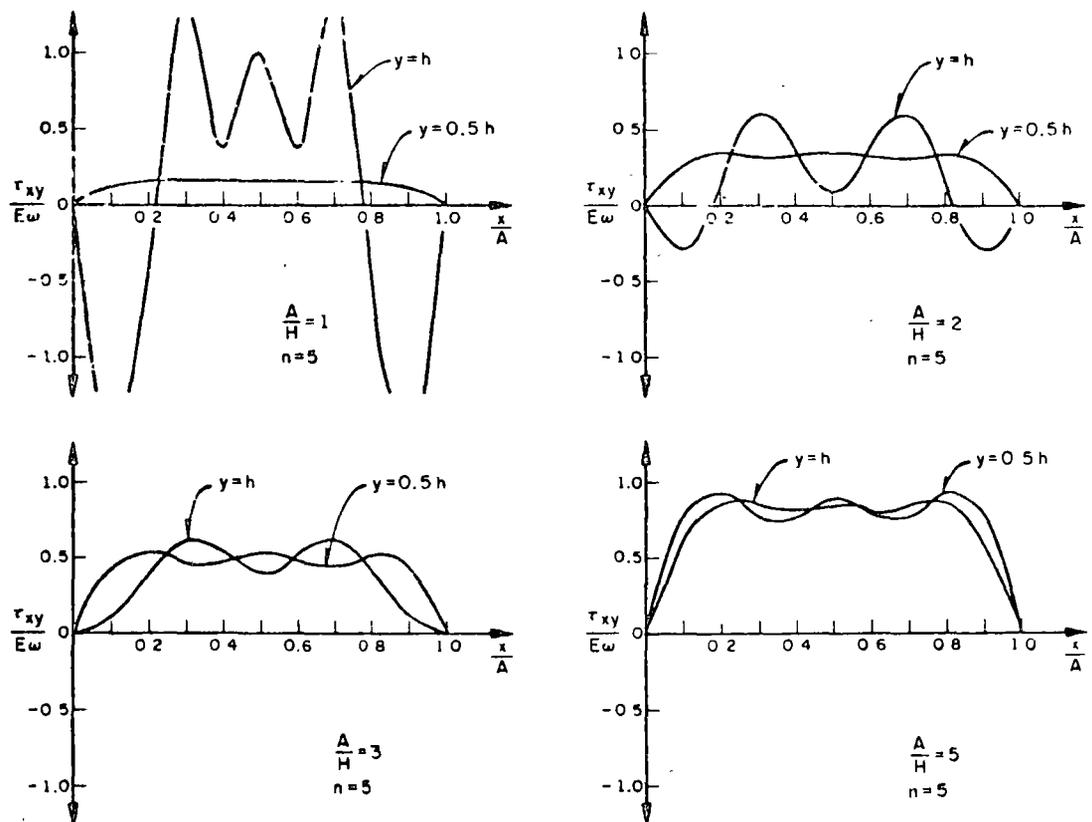


Fig. A.3. Distribución de esfuerzos τ_{xy} (adimensional) para cuatro relaciones largo-alto

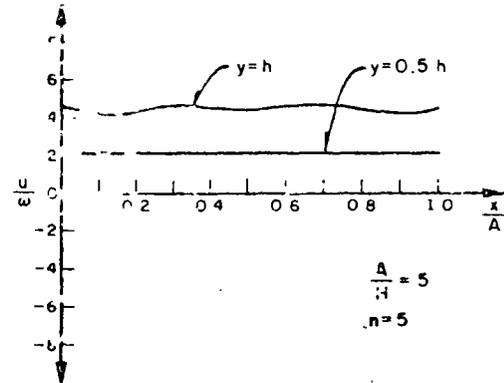
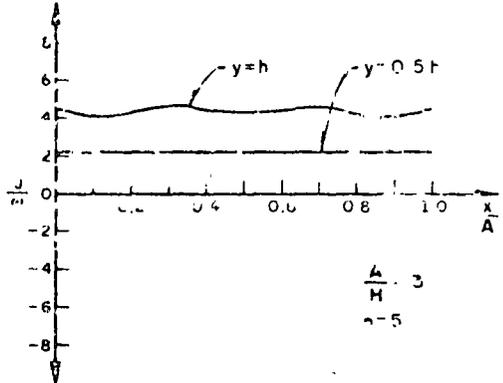
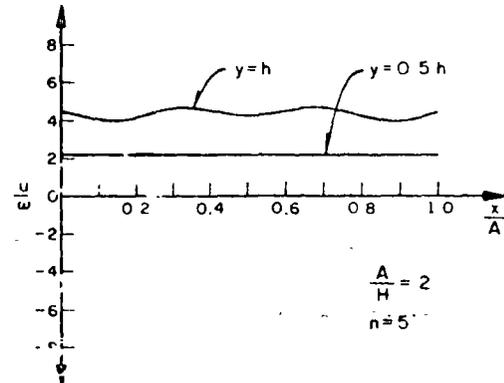
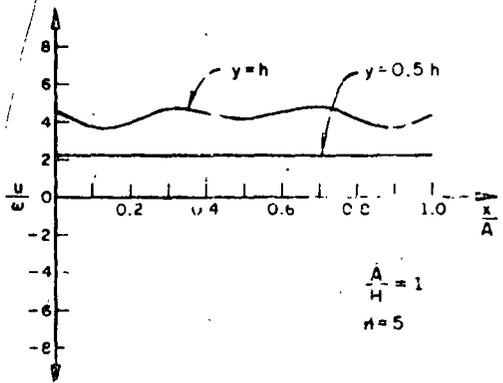
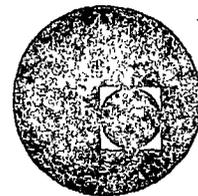


Fig A.4. Distribución de desplazamientos horizontales u (adimensional) para cuatro relaciones largo-alto



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

RESULTADOS EXPERIMENTALES EN MODELOS DE
CÓRTINAS DE ENROCAMIENTO

M. EN I. ABRAHAN DIAZ RODRIGUEZ

AGOSTO, 1978.

III CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

Acapulco, Gro. J.
Noviembre 10 a 13 de 1971

Resultados experimentales en modelos
de cortinas de enrocamiento

por

A. Díaz Rodríguez

Tema.

Estructuras de tierra



SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA
SISMICA, A. C.

RESULTADOS EXPERIMENTALES EN MODELOS DE CORTINAS DE ENROCAMIENTO

Por Abraham Díaz R*

1. INTRODUCCION

La importancia que ha adquirido en nuestro país la construcción de cortinas de enrocamiento de gran elevación ha motivado el interés en conocer el comportamiento dinámico de tales estructuras.

Dentro del programa de revisión y desarrollo de métodos analíticos experimentales para el diseño sísmico de presas de tierra y enrocamiento, patrocinado por la Comisión Federal de Electricidad, se han realizado ensayos dinámicos en modelos construidos con material granular deleznable. Las características de estos modelos y los ensayos efectuados se describen en el presente trabajo.

Las propiedades físicas y mecánicas del material deleznable utilizado en la construcción de los modelos, provienen de ensayos en mezclas con diferentes componentes y proporciones. El resultado de estos ensayos ha sido la obtención de un material que reproduce en forma aproximada las relaciones esfuerzo-deformación y el peso volumétrico de los enrocamientos (refs 1-2), y que además presenta rotura de partículas durante las pruebas estáticas y dinámicas, lo cual constituye una ventaja adicional sobre otros materiales, como las arenas. La rotura de granos, cuya importancia se ha mencionado en otros trabajos (refs 3-6), es un fenómeno que depende principalmente de la resistencia de las partículas y de la magnitud de los esfuerzos de contacto entre ellas.

* Profesor investigador, Facultad de Ingeniería, UNAM

Se piensa que los modelos de cortinas de presas de enrocamiento fabricados con este material permitirán determinar algunos aspectos del comportamiento dinámico de los prototipos, que actualmente no pueden estudiarse adecuadamente en forma analítica ni mediante analogías eléctricas. Como ejemplos de estos problemas se encuentran el comportamiento no lineal en modelos tridimensionales y los cambios de volumen del enrocamiento debidos a rotura de las partículas.

Los resultados experimentales obtenidos de los modelos han sido alentadores, y hacen suponer que este tipo de modelos puedan servir como herramientas auxiliares cuantitativas en el diseño sísmico de presas de tierra y enrocamiento.

2. CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS MODELOS

Las relaciones de similitud de los modelos se establecieron mediante la aplicación del análisis dimensional. Se escogió como material prototipo el producto de excavación con explosivos en la cantera 5, que fue el material usado para construir gran parte de los respaldos de la presa el Infiernillo.

Para efectuar las pruebas sobre el modelo de 1 m de altura, construido con material deleznable, se utilizó una mesa vibradora de 5 x 5 m, sobre la cual se fijó la boquilla donde se construyeron los modelos. La boquilla es una estructura de concreto formada por dos planos perpendiculares entre sí y un plano horizontal en el fondo (fig 1). La excitación de la mesa la proporciona un vibrador armónico cuya frecuencia de operación varía entre 0 y 20 Hz, con una fuerza máxima de 5 000 kg.

El sistema restaurador del movimiento de la mesa vibradora lo constituye una placa de acero que en adelante se denominará resorte (fig 1).

El sistema de registro usado consta de diez servo-accelerómetros, un amplificador de diez canales diseñado especialmente en el Instituto de Ingeniería y un oscilógrafo de 24 canales.

2.1 Material granular deleznable

El material granular deleznable usado en la construcción de los modelos es un material escalado* en cuanto a peso volumétrico y resistencia al esfuerzo cortante; esta última propiedad se considera mediante la rotura de granos y las relaciones esfuerzo desviador-deformación axial.

Los problemas de producción en gran escala (10 tons) de material para modelos han sido mencionados por otros investigadores (refs 3-5). En este caso, el sistema de producción se diseñó tomando en cuenta las características de baja resistencia del material, y la rotura de partículas.

2.2 Modelos de práctica

Para conocer las dificultades de construcción del modelo definitivo se construyeron cuatro modelos, que se sometieron a vibración forzada armónica hasta alcanzar una frecuencia de 20 Hz sin producirse la falla.

2.3 Modelo exploratorio

El procedimiento de construcción de este modelo fue el mismo que se utilizó en los modelos de práctica. La única diferencia consistió en utilizar material deleznable, el cual necesitó mayor cuidado en su manejo y colocación debido a sus características de baja resistencia y elevado peso volumétrico.

El material empleado en la construcción del modelo fue el denominado GL 30, tuvo una granulometría igual a la utilizada en los modelos de práctica, cuyas relaciones esfuerzo-deformación se muestran en la fig 2.

Las características geométricas del modelo se fijaron arbitrariamente, y fueron las siguientes:

* Cumple las condiciones de similitud del análisis dimensional.

Altura	50 cm
Ancho de la cresta	7 cm
Longitud	142 cm
Ancho de la base	182 cm
Taludes	1.75: 1

El modelo se construyó con capas de 2 cm de espesor, las cuales se compactaron por vibración; el peso volumétrico del material deleznable fue de 3.6 ton/m^3 .

Este modelo se instrumentó con cuatro acelerómetros, cuya localización se muestra en la fig 3. Los acelerómetros se fijaron a una caja de lucita y se lastraron para compensar el peso del material desalojado.

Debido a que los acelerómetros se colocaron casi superficialmente (a 4.5 cm de profundidad), al ensayar dinámicamente el modelo se produjo la falla local en la cresta. Este tipo de falla se evitó en los demás modelos colocando los acelerómetros a una profundidad de 10 cm.

El modelo exploratorio fallado se reconstruyó para repetir los ensayos dinámicos. En el modelo reconstruido los cables que enviaron las señales de vibración se sacaron a través de la boquilla, en vez de hacerlo a través de la cresta.

2.4 Modelo definitivo

En el modelo definitivo se aprovechó la experiencia obtenida en los modelos anteriores. El material utilizado en este modelo fue el GL 30 (ref 6), cuyas relaciones esfuerzo-deformación se muestra en la fig 4. La granulometría de este material es la siguiente: 65% (en peso) del material pasa la malla No. 4 (4.76 mm) y se retiene en la malla No. 6 (3.36 mm); 35% del material pasa la malla No. 6 y se retiene en la malla No. 10 (2.00 mm).

La granulometría anterior fue diferente a la utilizada en el modelo exploratorio, ya que se eliminaron los granos retenidos en la malla No. 20 (0.840 mm),

debido a que estos dificultaban la homogeneización de las capas y eran los que más se destruían durante su manipulación.

2.4.1 Construcción

Las características relevantes de la geometría del modelo fueron las siguientes:

Altura	100 cm
Ancho de la cresta	7 cm
Longitud	142 cm
Ancho de la base	357 cm
Taludes	1.75: 1

Los datos anteriores corresponden a una escala de longitudes $\lambda = 140$, fijada por las dimensiones de la mesa vibradora y por las características geométricas simplificadas de la presa El Infiernillo.

La construcción del modelo se realizó por capas. El volumen total del modelo fue de dos metros cúbicos y el peso correspondiente fue de 7 190 kg.

En la fig 5 se presenta el modelo terminado. Las líneas marcadas sobre los taludes sirvieron de referencia en la localización de las zonas de falla.

2.4.2 Instrumentación

En la fig 6 se muestra la localización de los acelerómetros en el modelo definitivo, y la dirección en que se orientaron sus ejes sensibles.

Los acelerómetros se fijaron a una placa de acero, cuyas dimensiones dieron al conjunto un peso equivalente al del material desalojado; la unión con el material del modelo se consiguió adhiriendo granos de arena a la superficie del conjunto placa de apoyo-acelerómetro.

Además de los acelerómetros se usaron seis indicadores de deslizamiento, los cuales consistieron en alambres de plomo de 1.4 mm de diámetro, colocados en posi

ción vertical. En caso de ocurrir la falla, estos alambres se separarían de su posición original, ya que su resistencia a la flexión es muy baja; el punto de inflexión de los indicadores permitiría conocer la profundidad de la superficie de falla.

3. ENSAYES DINÁMICOS REALIZADOS EN LOS MODELOS

3.1 Objetivos

Los objetivos de los ensayos de vibración forzada fueron la determinación de algunas de las propiedades dinámicas de los modelos durante su comportamiento lineal, y el estudio de la variación de su sección transversal por efecto de las vibraciones.

Aún cuando los modelos construidos con material deleznable son estructuras tridimensionales, su comportamiento dinámico se estudió solamente con base en la respuesta en dirección perpendicular a la cresta, que fue la dirección en que se aplicó la excitación.

Las propiedades dinámicas que se determinaron fueron las curvas y las frecuencias de resonancia, así como las configuraciones y el amortiguamiento respectivos. A continuación se definen estas propiedades.

1. Las curvas de resonancia son gráficas que relacionan la respuesta máxima de la cortina, en estado estacionario, con la frecuencia de excitación. Las ordenadas de estas curvas son los valores del módulo de la función de respuesta a la frecuencia del sistema (ref 7).
2. Las frecuencias de resonancia son aquellos valores de la frecuencia de excitación, en estado estacionario, que coinciden con alguna frecuencia natural del sistema. En una curva de resonancia las frecuencias asociadas a los valores máximos locales (picos) de la respuesta son las frecuencias de resonancia.

3. La configuración de resonancia es el lugar geométrico de la respuesta instantánea del sistema (contenida en un plano), correspondiente a una determinada frecuencia, de resonancia. En el caso de los modelos, estas configuraciones se obtuvieron a partir de la respuesta, en dirección transversal, de puntos localizados a lo largo de la corona y en el interior del modelo, en el plano longitudinal de simetría (fig 9).
4. El amortiguamiento es una propiedad del sistema que permite estimar la energía que éste disipa durante las vibraciones; además, es el parámetro que reduce la amplitud de la respuesta a la frecuencia en una prueba de vibración forzada.

3.2 Ensayes efectuados

Los ensayos dinámicos consistieron en someter a los modelos a un estado estacionario de vibraciones armónicas. A partir de las mediciones de aceleraciones en la cortina y en la mesa vibradora se estudió la variación de la respuesta de los modelos con la frecuencia de excitación.

Mediante estos ensayos se determinaron las curvas de resonancia de los modelos, usando distintas condiciones de carga en el vibrador. La frecuencia de excitación inicial fue de 3.4 Hz, valor superior a la frecuencia de resonancia de la masa vibradora (2.5 Hz). Los incrementos de frecuencia en cada prueba fueron de 0.2 Hz, y en las zonas próximas a la frecuencia de resonancia se redujeron dichos incrementos a 0.1 Hz, con objeto de definir el pico de la curva de resonancia.

3.3 Determinación de las propiedades dinámicas

Con base en las curvas de resonancia del modelo se determinaron algunas de sus propiedades dinámicas de la manera que se describe a continuación (ref 8).

La frecuencia de resonancia se obtuvo midiendo sobre la curva de reso

nancia la abscisa correspondiente al punto donde la respuesta alcanzó un valor máximo local (un pico).

Las configuraciones de resonancia en planta y en elevación se obtuvieron con base en las mediciones de la respuesta correspondientes a la frecuencia de prueba que se localizó más cerca de resonancia. El parámetro que se usó como medida de la energía disipada por el modelo durante el movimiento fue la relación de amortiguamiento viscoso equivalente. Este parámetro se estimó midiendo sobre la curva de resonancia el semi-ancho de banda correspondiente a una ordenada igual a 0.7 del valor máximo de la respuesta, usando la expresión simplificada (ref 8), válida para valores pequeños del amortiguamiento.

$$\zeta = \frac{f_2 - f_1}{2 f_n}$$

donde:

ζ = fracción del amortiguamiento respecto al crítico

f_n = frecuencia de resonancia, en Hz

f_2, f_1 = frecuencias que definen el semi-ancho de banda, en Hz

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1 Resultados obtenidos en los modelos exploratorios

Las curvas de resonancia obtenidas para estos modelos relacionan los desplazamientos máximos, normalizados respecto a la fuerza generada por el vibrador, con la frecuencia de excitación. Estos desplazamientos se obtuvieron directamente a partir de los registros de aceleraciones considerando que el movimiento fue armónico.

Debido a las características del sistema de prueba (fig 7), las aceleraciones absolutas registradas en la cortina presentaron dos componentes: uno, de cuer

po rígido (mesa vibradora), y otro relativo, producido por las deformaciones de la cortina.

Los resultados que se presentan en esta sección, si no se hace alguna aclaración al respecto, corresponden a los valores de los desplazamientos absolutos normalizados respecto a la fuerza generada por el vibrador. Estos desplazamientos se obtuvieron con base en las aceleraciones absolutas registradas en cada prueba.

Las curvas de resonancia del modelo exploratorio se presentan en la fig 8. En estos modelos no se pudo obtener el movimiento relativo ya que no se contó con los ángulos de fase característicos del sistema de medición; sin embargo, para los objetivos propuestos en esta etapa, se consideró que tal movimiento no aportaría más información que la medida del cociente de los desplazamientos máximos del modelo y de la mesa vibradora.

En las curvas de amplificación dinámica presentadas en la fig 8 puede observarse claramente un valor máximo de la respuesta, al cual corresponde una frecuencia de 12 Hz.

Se obtuvieron resultados antes y después de reconstruir el modelo usando resortes de diferentes rigideces en la mesa vibradora (fig 7). Las diferencias tan marcadas que presentan estas curvas entre sí parecen indicar que las características mecánicas del material deleznable varían con la historia de cargas.

La configuración asociada a la frecuencia de resonancia de 12 Hz aparece en la fig 9, la cual, por tener los desplazamientos de todos los puntos simultáneamente hacia el mismo lado, corresponde al modo fundamental de la vibración en dirección transversal.

El amortiguamiento viscoso equivalente de la cortina se estimó a par

tir de la curva de resonancia de los desplazamientos relativos de la corona. Para los puntos 2, 3 y 4 se obtuvieron valores del amortiguamiento, en porcentaje, de 5.9, 6.2 y 5.7, respectivamente.

Con objeto de conocer la variación de la sección transversal durante las pruebas, se obtuvieron los perfiles del modelo correspondientes a las etapas inicial y final de cada ensayo.

Los datos obtenidos de la evolución de los perfiles fueron los siguientes: aceleración máxima de 0.18 g, a una frecuencia de 14.0 Hz y una pérdida de bordo libre de 17 mm. La sección transversal obtenida después de llevar este modelo a la falla a partir de una frecuencia de 19 Hz mostró simetría en las direcciones longitudinal y transversal, respecto al eje de la corona, como era de esperarse en virtud de la simetría de la excitación respecto al eje transversal del modelo y a que las aceleraciones positivas y negativas fueron de la misma magnitud.

4.2 Resultados obtenidos en el modelo definitivo

Las curvas de resonancia correspondientes al modelo definitivo se obtuvieron en forma semejante a las del modelo exploratorio.

Las aceleraciones con que se excitó este modelo fueron las mínimas que se pudieron obtener debido a las características actuales de diseño del vibrador. No obstante, se tuvieron aceleraciones hasta de 0.3 g, mismas que provocaron el rodamiento de partículas a partir de una frecuencia de 12 Hz, sin haberse detectado alguna frecuencia de resonancia. Esto representó una limitación para lograr los objetivos, ya que no se pudo estudiar la respuesta del modelo en el intervalo de 12 a 20 Hz, sin lle

* Aceleración debida a la gravedad.

varlo a la falla.

Todas las curvas de resonancia se obtuvieron a partir de cuatro pruebas, en cada una de las cuales se midió la respuesta a la frecuencia de los modelos. En la fig 10 se observa que ésta presenta un valor máximo de la respuesta, la cual se asocia a una frecuencia de resonancia de 15.2 Hz. La curva correspondiente al punto 9, cercano al punto 6, también presenta un valor máximo de la respuesta en la frecuencia de 15.2 Hz, aunque no se define tan claramente como en la fig 10. En las gráficas para los puntos restantes no se detectó ninguna frecuencia de resonancia.

Para complementar la información que se obtuvo de las pruebas de vibración forzada, en lo que respecta a la obtención de las frecuencias naturales, se sometió el modelo definitivo a una prueba de vibración libre. Esto se logró mediante impactos sobre la mesa vibradora, con lo cual se obtuvieron registros de aceleraciones. En este acelerograma las ondas de menor frecuencia corresponden al movimiento de la mesa, en tanto que las de mayor frecuencia están asociadas al movimiento relativo de la cortina. La frecuencia natural obtenida por este procedimiento fue de 18.5 Hz, valor superior al determinado mediante las pruebas de vibración forzada.

La diferencia en los valores obtenidos de la frecuencia natural se debe probablemente a que en las pruebas de vibración forzada, las aceleraciones generadas sobre la cortina hayan causado una disminución en la presión confinante del material, la cual se tradujo en una disminución en la rigidez de la estructura. Además, si se observa la fig 10, se encuentra que la frecuencia de resonancia obtenida de la prueba 2 aparentemente es mayor que la obtenida de la prueba 4, lo cual parece indicar que el material deleznable es sensible a la historia de cargas, tal como se observó en el modelo exploratorio

El valor del amortiguamiento obtenido en las pruebas de vibración libre fue de 2.8 por ciento y en las de vibración forzada, de 3.5 por ciento.

Se obtuvieron dos perfiles en este modelo. La sección transversal teórica es la que se indicó en la fig 6, en tanto que la inicial se obtuvo al terminar la construcción del modelo. El perfil F-1 se determinó al finalizar las pruebas 1 y 2 en las cuales se cubrió un intervalo de frecuencias de 1.6 a 15.8 Hz; la aceleración máxima registrada fue de 0.13 g para una frecuencia de 15.8 Hz; la pérdida de bordo libre fue de 25.0 mm y el asentamiento en el interior del modelo, de 0.8 mm. Tomando en cuenta la escala de longitudes $\lambda = 140$, estos desplazamientos corresponden a 3.50 y 0.11 m, respectivamente, en el prototipo.

El perfil F-2 se obtuvo después de llevar el modelo a la falla, la cual ocurrió a partir de 15.8 Hz (prueba 4); en este caso la aceleración máxima detectada fue de 0.40 g y la pérdida de bordo libre, 49.5 mm; el asentamiento máximo en el interior del modelo fue de 1.0 mm. En el prototipo estos desplazamientos corresponden a 7.0 y 0.14 m respectivamente.

Al comparar la magnitud de los asentamientos en la cresta y en el interior del modelo, se puede concluir que éste no sufrió asentamientos por compactación sino por rotura de granos. Por otra parte, la pérdida de bordo libre se debió a las intensas aceleraciones a que se sometió el modelo, las cuales al ser amplificadas en la cresta, produjeron el desplazamiento de los granos.

En la fig 11 se muestra un aspecto inicial de la falla del modelo; se observa una configuración de resonancia que no se pudo detectar instrumentalmente debido a errores cometidos durante la operación del equipo de captación.

Cualitativamente, el tipo de falla observado en el modelo definitivo, con rodamiento de partículas y asentamiento de la corona se ha presentado en menor escala en algunos prototipos sometidos a la acción de sismos de baja intensidad (ref 9).

Un aspecto importante de la etapa final de los ensayos es que a pesar de las intensas aceleraciones a que se sometió el modelo y al estado avanzado de la falla, no se produjeron desplazamientos relativos del modelo respecto a las laderas. Esto se debió a que el material deleznable reprodujo en forma aceptable el peso propio de la corona, originando una mayor fricción entre ésta y la ladera, lo cual no se ha conseguido en los modelos construidos con arena, como los que se describen en la ref 10.

5. CONCLUSIONES

1. El intervalo de frecuencias del vibrador, comprendido entre 0 y 20 Hz, sólo permitió detectar una frecuencia de resonancia para cada modelo.
2. La naturaleza de la falla está limitada al tipo de excitación senoidal suministrada por el vibrador, la cual no representa la acción real de un sismo. Sin embargo, mediante la excitación armónica se pueden estimar algunas propiedades dinámicas de los modelos en el rango de respuesta lineal.
3. La frecuencia de resonancia obtenida de las pruebas de vibración forzada fue menor que la determinada en ensayos de vibración libre. Esto hace suponer que las propiedades mecánicas del material deleznable varían con la historia de cargas.
4. El amortiguamiento calculado a partir de las curvas de resonancia fue mayor que el obtenido de los registros de vibración libre. Esta diferencia se debe quizá a la no linealidad de la respuesta en las pruebas de vibración forzada.
5. La pérdida de bordo libre se debió a desplazamientos de los granos originados por las intensas aceleraciones que se tuvieron en la corona.

6. La respuesta del modelo a las excitaciones con frecuencias cercanas a la de resonancia fue no lineal en virtud de que la magnitud de la fuerza excitadora resultó excesiva. Por lo tanto, no se pueden comparar los resultados obtenidos experimentalmente en ese intervalo con los suministrados por algún modelo analítico que se base en la hipótesis de comportamiento lineal.

6. RECONOCIMIENTO

Este trabajo es un resumen de la referencia 15, sobre el Comportamiento dinámico de modelos de cortinas de enrocamiento. Segunda etapa, patrocinado por la Comisión Federal de Electricidad.

El autor agradece los valiosos comentarios de Luis Esteva y de Octavio A. Rascón, quien revisó cuidadosamente el manuscrito. Ramón Cervantes y Belzay Mar_tínez realizaron la interpretación de los ensayos dinámicos.

8. REFERENCIAS

1. J.A. Díaz y J. A. Nieto, "Comportamiento dinámico de cortinas de enrocamiento. Modelos de material deleznable. Primera etapa". Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No. 233 B, México, D.F. (sep 1969).
2. J.A. Nieto, R. Cervantes y J.A. Díaz, "Excitador mecánico de velocidad controlada para estudios de vibración forzada," Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No. 244, México, D.F. (mayo 1970).
3. J. Krishna y S. Prakash, "Earth dams subjected to earthquakes", Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, pp 1-83-191, Tokio (1960)
4. N.N. Ambraseys, discusión al artículo "Earth dams subjects to earthquakes", Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, pp 1-92, Tokio (1960).
5. J. Krishna, S. Prakash y S.K. Thakkar, "A study of earth dam models under shock loading", Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, pp. A-5 89-100, Santiago, Chile (1969).
6. J.A. Díaz, M.A. Córdova y R. Iturbe, "Características de material deleznable para modelos", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe en prensa, México, D.F. (sep 1971).
7. O.A. Rascón, "Vibraciones de turbogeneradores, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe en prensa, México, D.F. (1971)
8. F.E. Richart, Jr., J.R. Hall, Jr y R.D. Woods, "Vibration of soil and foundations", Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey (1970).
9. N.N. Ambraseys", "On the seismic behaviour of earth dams", Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, pp 1-331-1-358, Tokio (1960).
10. J.I. Bustamante, "Dynamic behavior of noncohesive embankment models", Proceedings, 3rd. World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelandia (1965).
11. J. Prince, R. Cervantes y H. Rodríguez, "Excitación dinámica de la cortina de la presa El Infiernillo", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No. 266, México, D.F. (mar 1970).
12. E. Santoyo y D. Reséndiz, "Una cámara triaxial de precisión, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No. 235, México, D.F. (1969).
13. A.S. Vesic y G.W. Clough, "Behavior of granular materials under high stresses", Journal Soil Mechanics and Foundation. Division, Proc ASCE, Vol. 94, No. SM3 (mayo 1968).
14. R.J. Marsal, et al, "Investigación sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento", CFE, México, D.F. (1965).
15. A. Díaz, R. Cervantes, B. Martínez, I. Mora y O. Weckmann, "Comportamiento dinámico de cortinas de enrocamiento. Segunda etapa". Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe en prensa, México, D.F. (oct 1971).

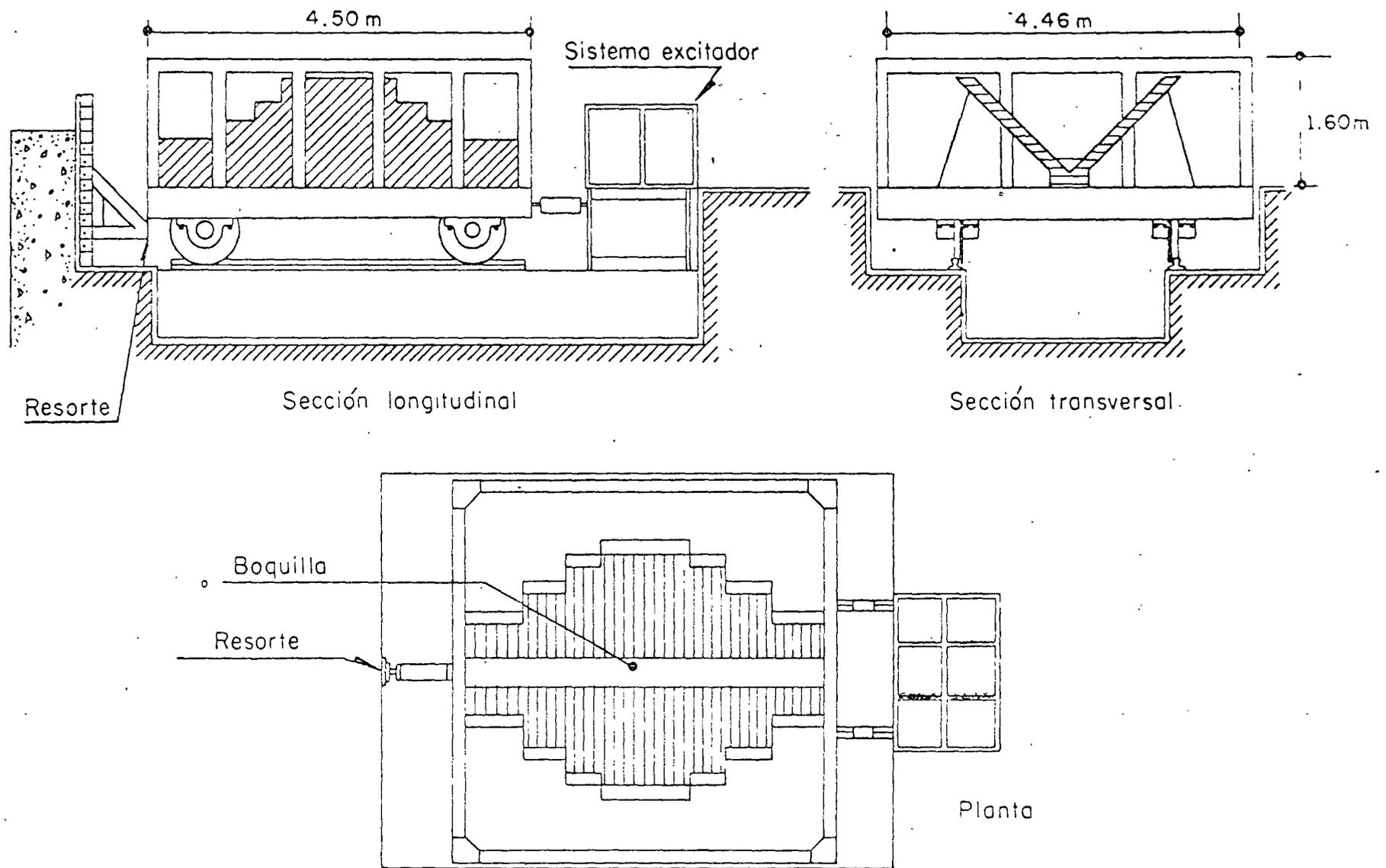


Fig 1 Características geométricas de la mesa vibratora

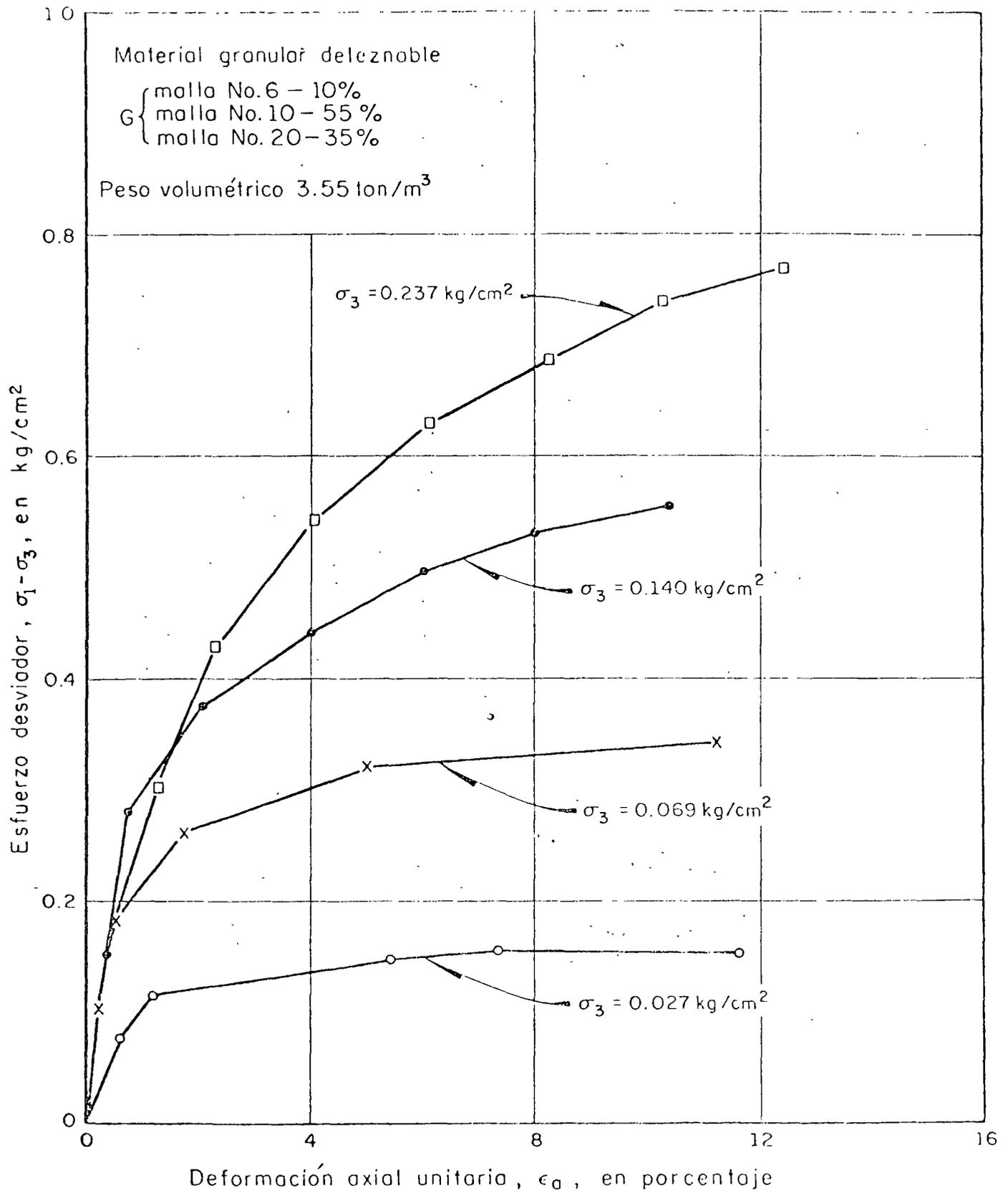


Fig 2 Relaciones esfuerzo - deformación del material usado en el modelo exploratorio

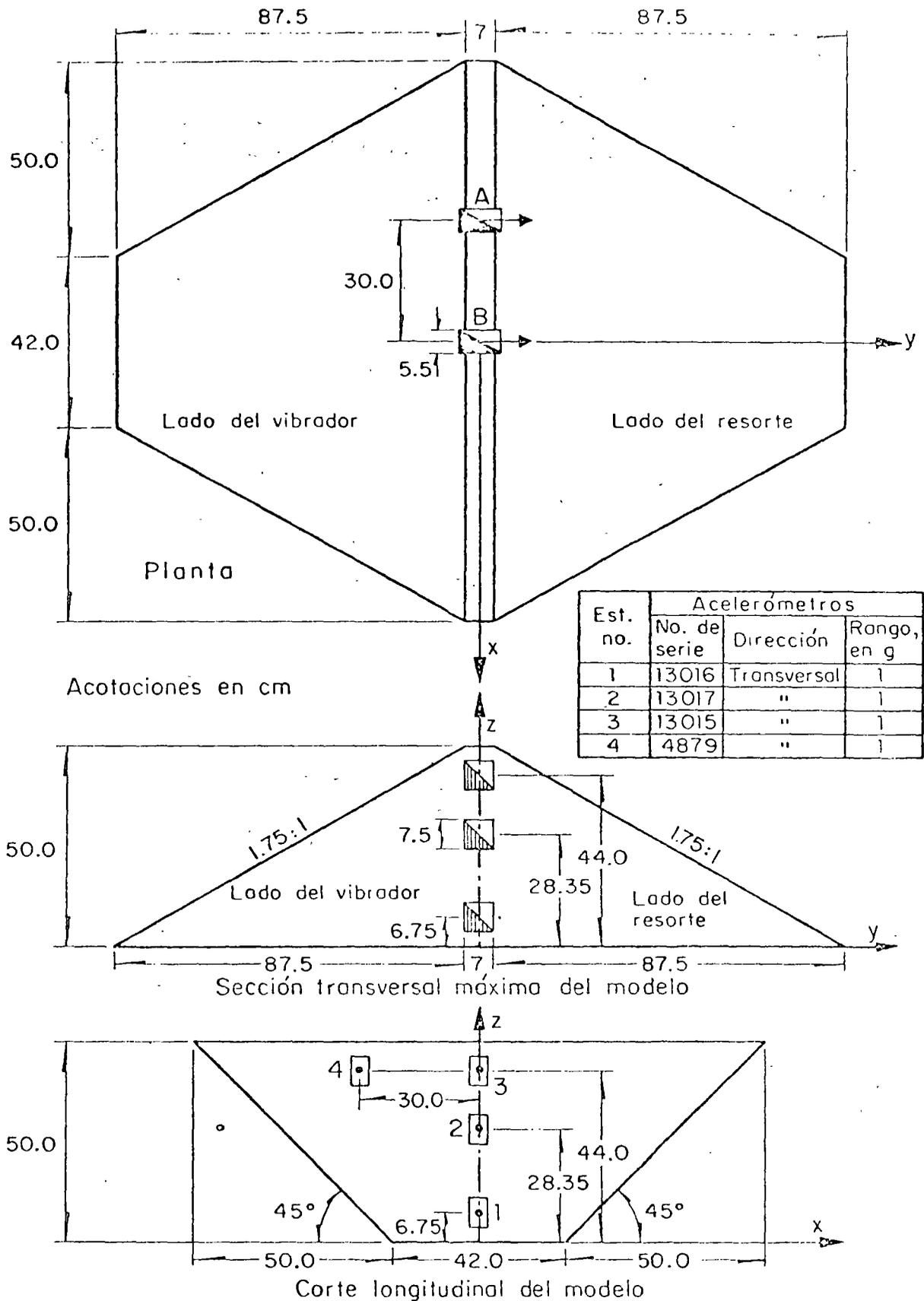


Fig 3 Localización de los acelerómetros en el modelo exploratorio

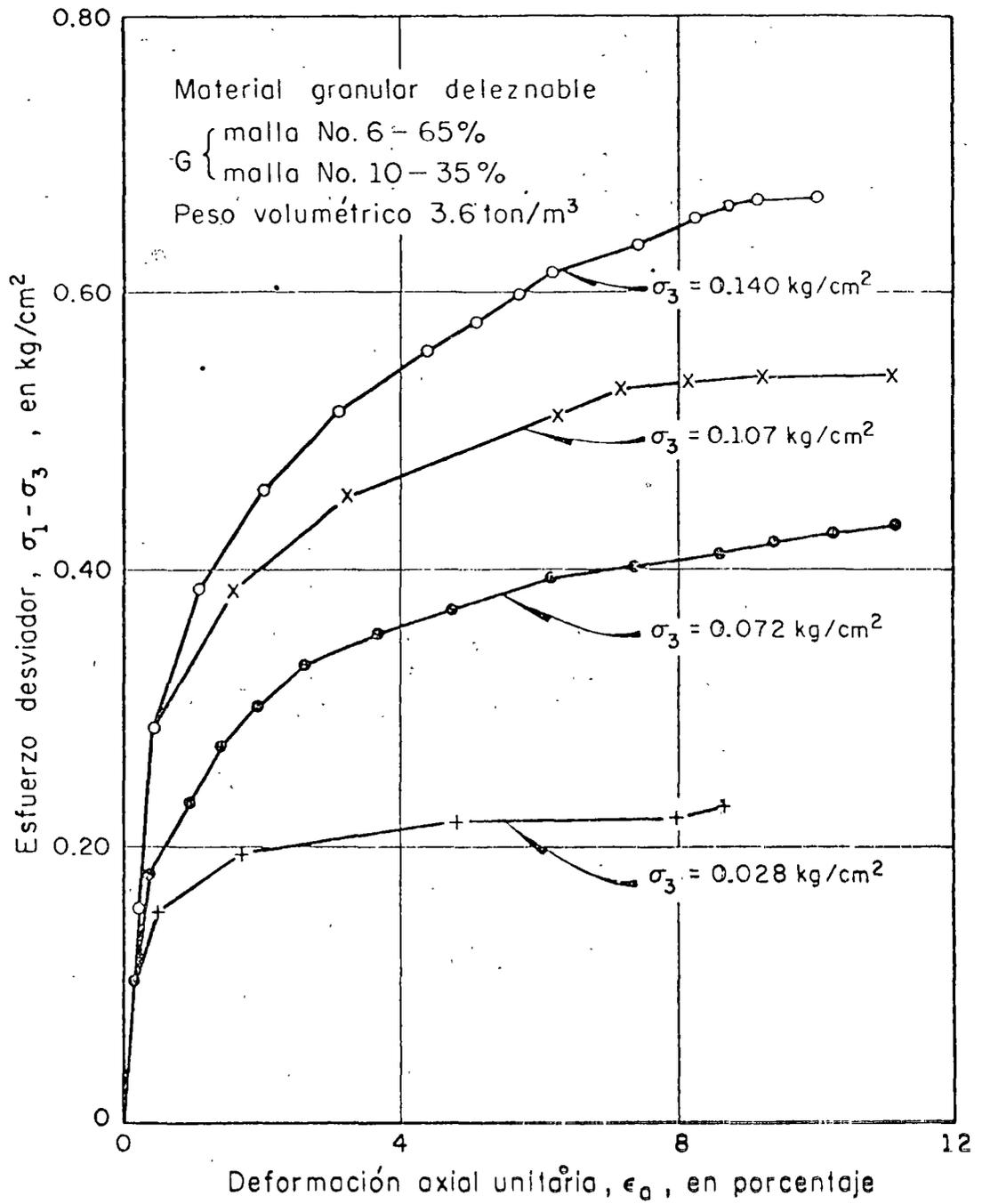
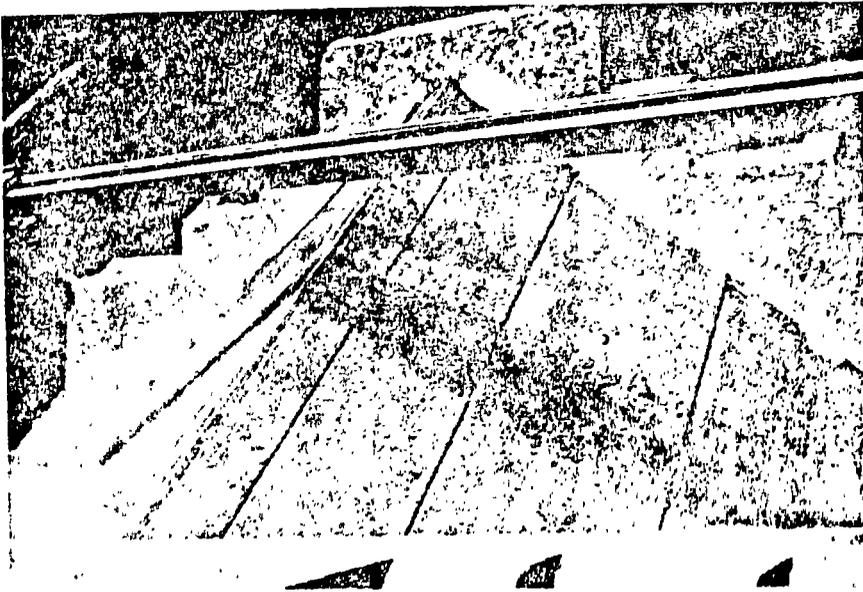


Fig 4 Relaciones esfuerzo - deformación del material usado en el modelo definitivo



a) En construcción



b) Al finalizar la construcción

Fig 5. Modelo definitivo

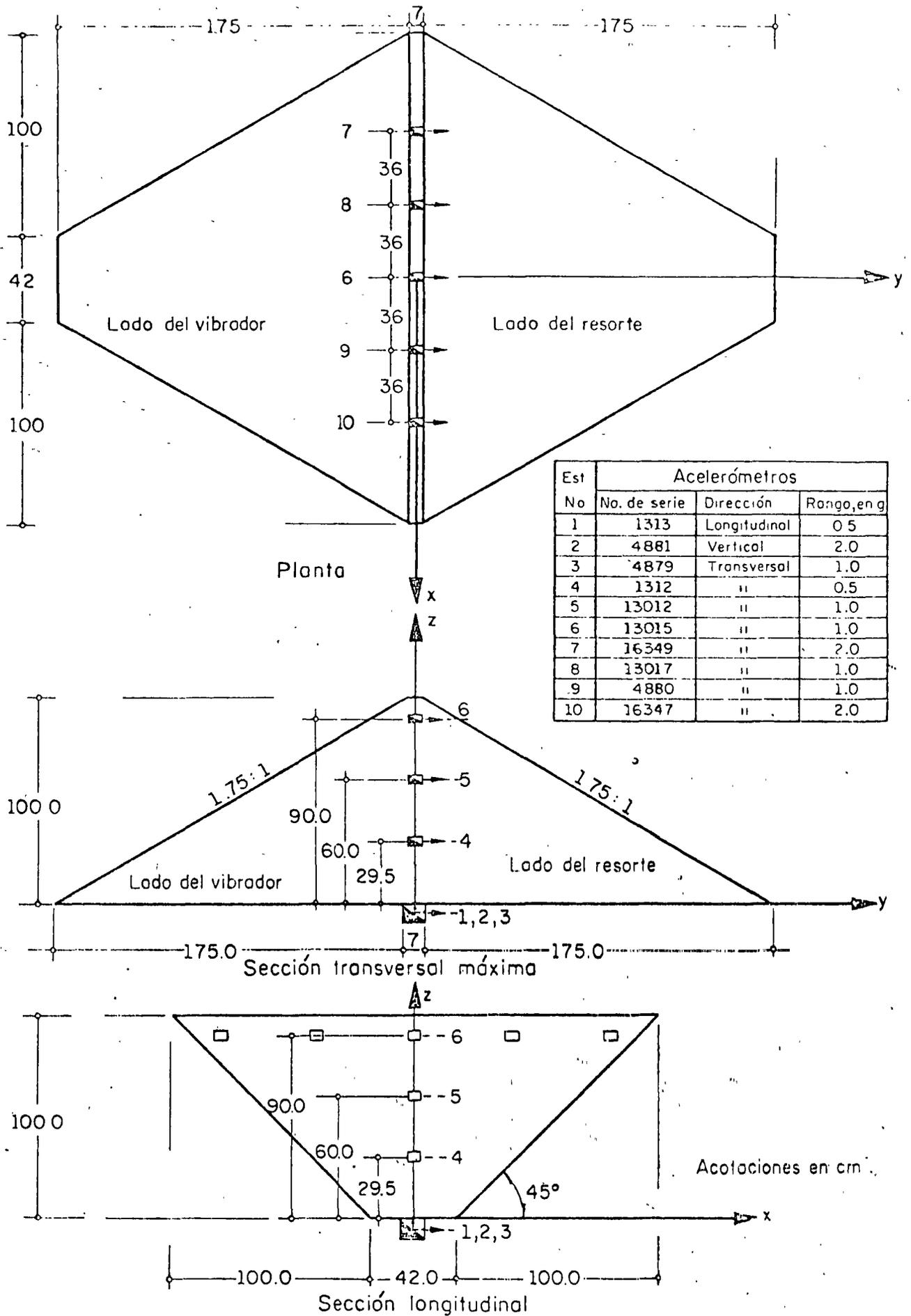


Fig 6 Localización de los acelerómetros en el modelo definitivo

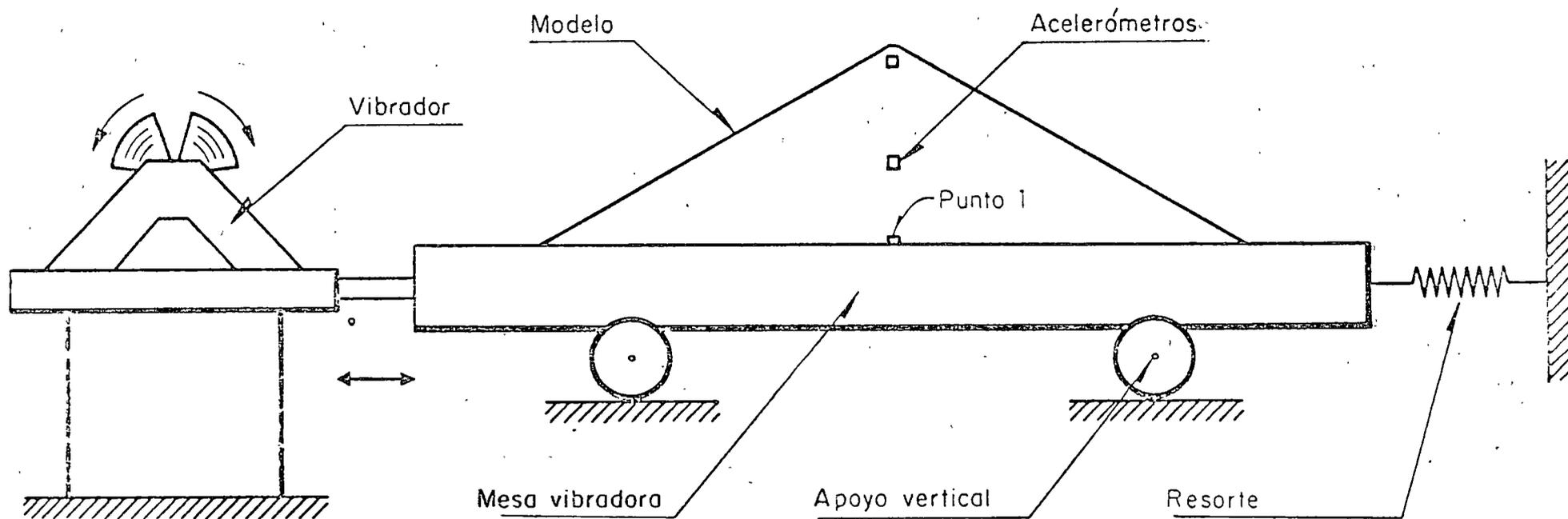


Fig 7 Sistema de prueba

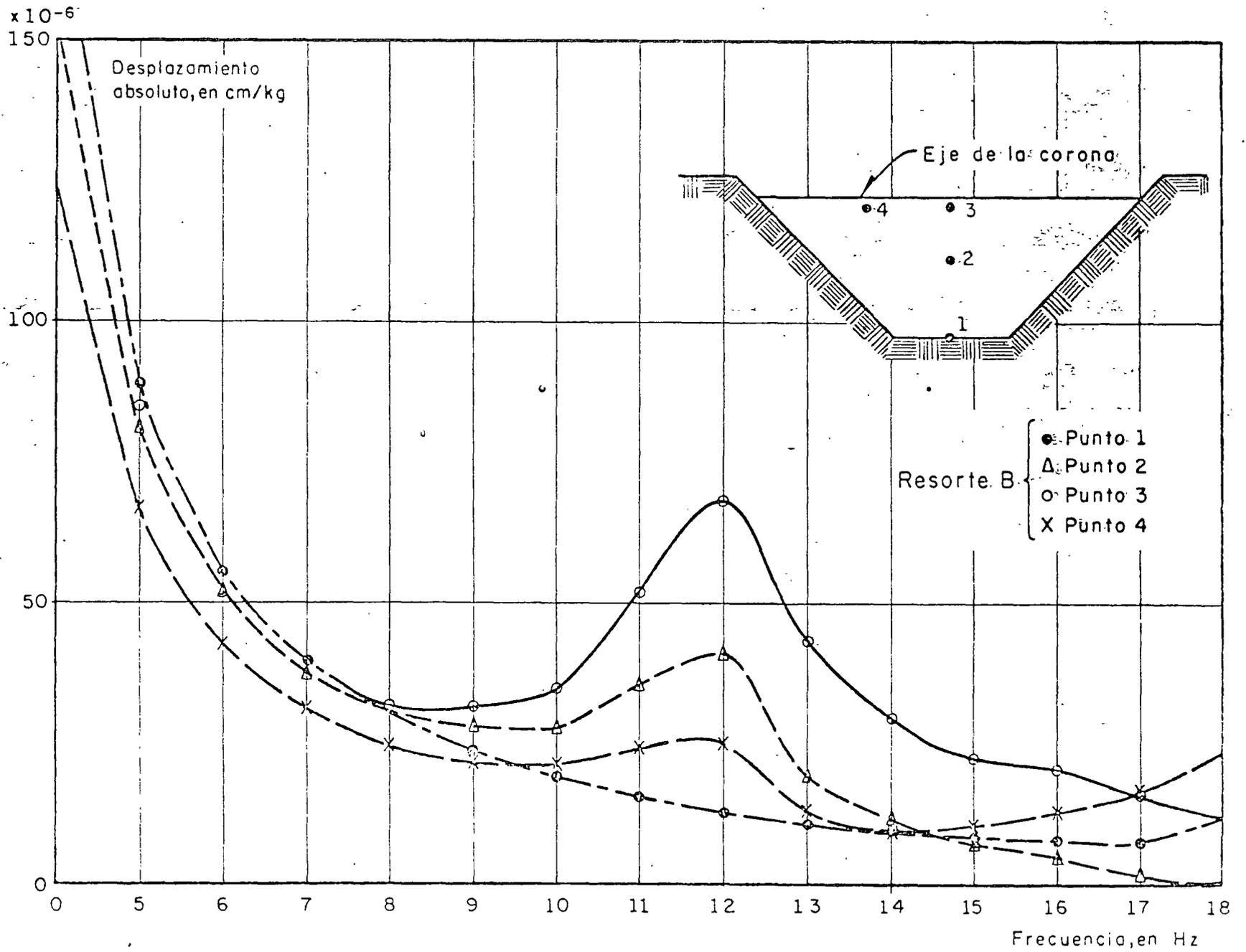
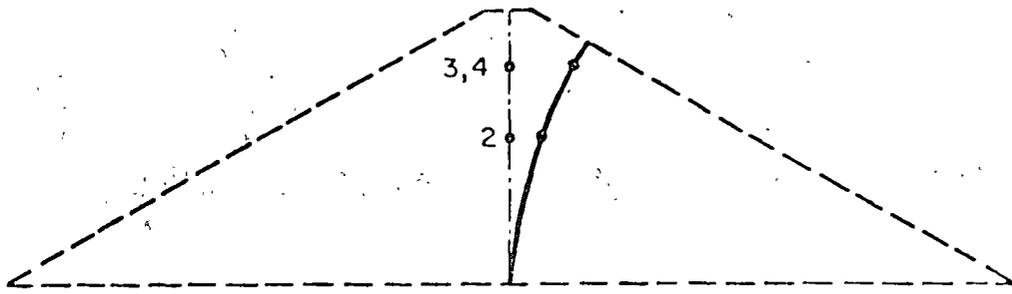
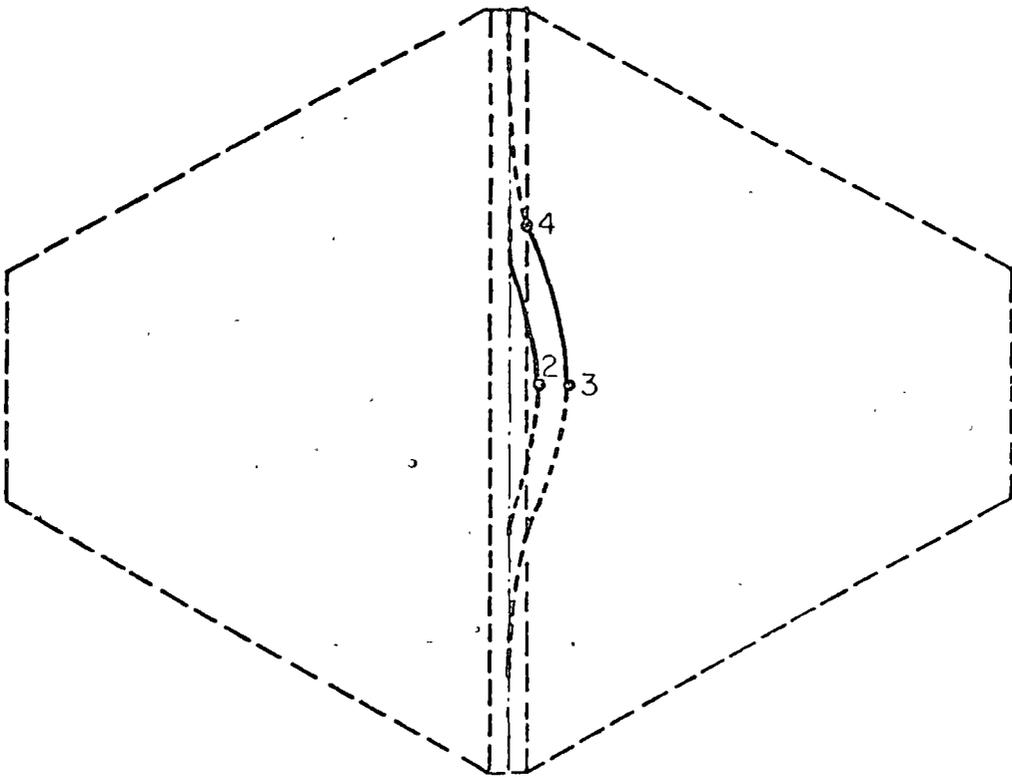


Fig 8 Curvas de resonancia del modelo exploratorio reconstruido



Sección transversal máxima



Planta

Fig 9 Configuración de resonancia asociada a la frecuencia de 12 Hz

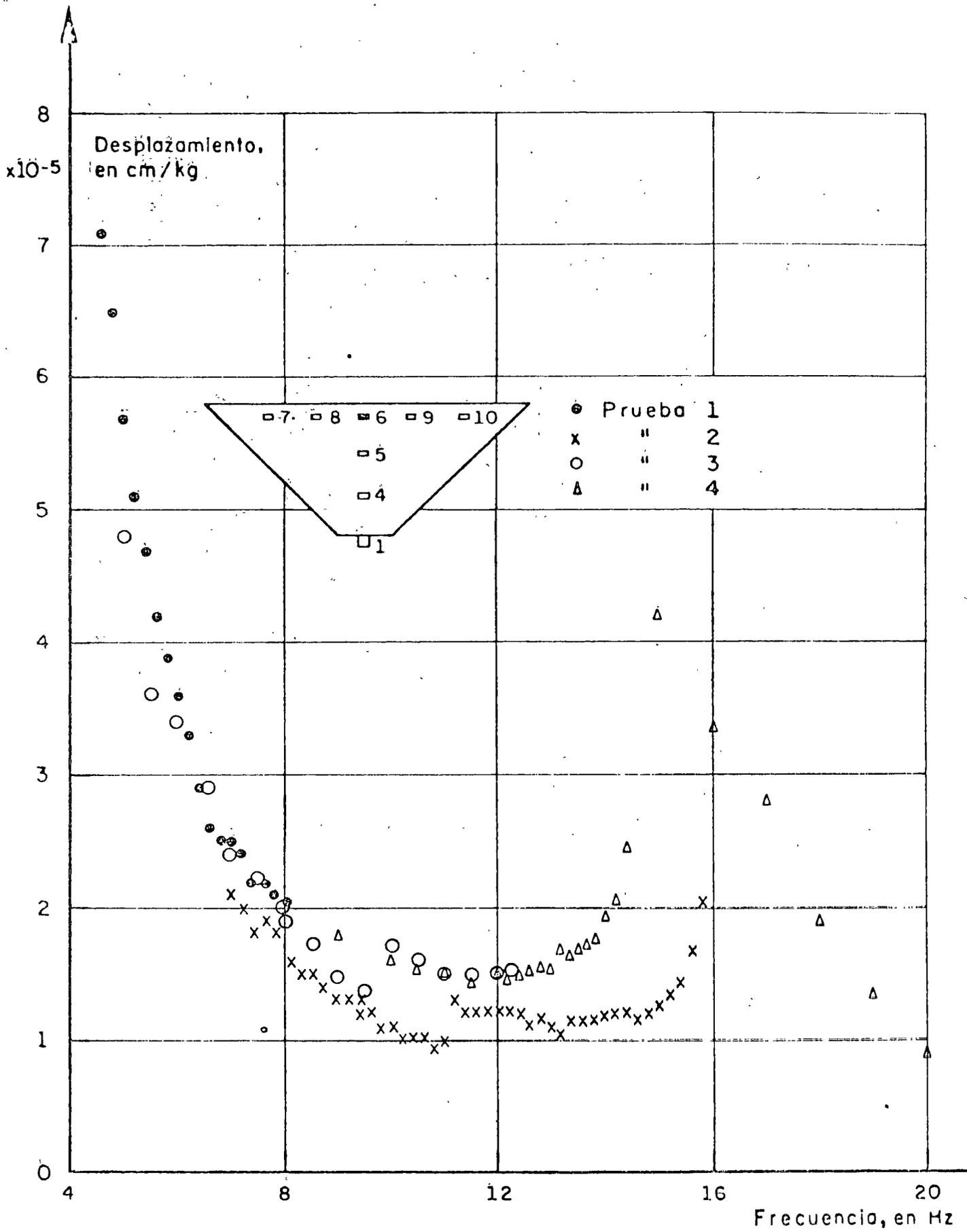


Fig 10 Curva de resonancia del modelo definitivo, obtenida en el punto 6

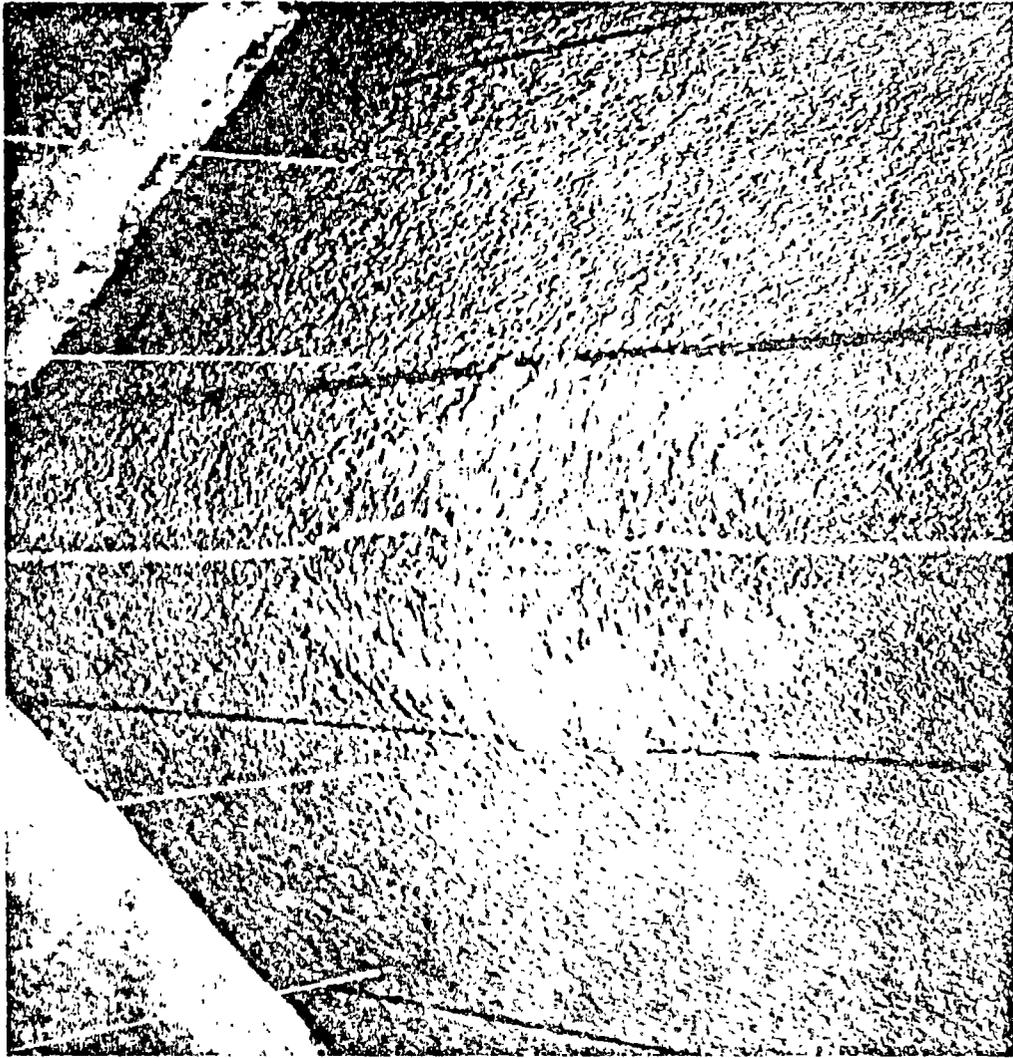


Fig 11 . Etapa inicial de la falla en el modelo definitivo



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS

LAS VIAS TERRESTRES EN EL DESARROLLO URBANO

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER

AGOSTO, 1978.

ASOCIACION MEXICANA DE
INGENIERIA DE VIAS TERRESTRES

II. REUNION NACIONAL DE INGENIERIA DE VIAS TERRESTRES

"Las Vías Terrestres en el Desarrollo Urbano"

AREA I	Carreteras
TEMA 4	"El Túnel Carretero"
PONENCIA	Aspectos Generales de la Construcción de Túneles
AUTOR	Ing. Juan J. Schmitter*** *Superintendente Técnico SOLUM, S. A. **Profesor Universidad Iberoamericana

AGOSTO 1977

ASPECTOS GENERALES DE LA
CONSTRUCCION DE TUNELES

1.	INTRODUCCION	1
2.	CASOS HISTORICOS	3
2.1	Arte Rupestre	3
2.2	Primeros Túneles	3
2.3	Qanats	4
2.4	Primer Túnel Bajo el Támesis	4
2.5	Túneles Alpinos	5
2.6	Túneles mas Largos	7
3.	CLASIFICACION	8
3.1	Por su Utilización	9
3.2	Por su Posición Topográfica	9
3.3	Por el Material Excavado	10
4.	ESTUDIOS PREVIOS	10
4.1	Análisis Económicos	10
4.2	Levantamiento Geológico y Exploración	11
4.2.1	Objetivos de la Exploración Geológica	12
4.2.2	Secuencia de Exploración Geológica	13
4.2.3	Clasificación Tunnelman's para Suelos	13
4.3	Selección de las Características Geométricas	13
5.	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	
5.1	Excavación en Roca	15
5.1.1	Explosivos	16
5.1.2	Moles	18
5.1.3	Rascadoras Mecánicas	18

5.2	Excavación en Suelos	19
5.2.1	Rompedoras Manuales	20
5.2.2	Escudos	20
5.3	Soporte	21
5.3.1	Madera	23
5.3.2	Marcos Metálicos	23
5.3.3	Anclas	24
5.3.4	Concreto Lanzado	24
5.3.5	Dovelas de Concreto	24
5.3.6	Dovelas Metálicas de Lámina Troquelada	25
5.3.7	Dovelas de Hierro Fundido	25
5.3.8	Tabiques y Mampostería	26
5.3.9	Concreto	26
5.4	Servicios Auxiliares	26
5.5	Control	27
6.	CONCLUSIONES	28

ASPECTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCION DE TUNELES

Por: Ing. Juan J. Schmitter*

1. INTRODUCCION.

En forma simple puede decirse que un Túnel es "un pasaje subterráneo hecho sin remover el suelo o la roca sobreyacente" (Szechy 1970) o bien, "un paso subterráneo abierto artificialmente para establecer comunicación a través de un río u otro obstáculo". (Diccionario de la Lengua Española, Real Academia)

La palabra "Túnel" proviene del sustantivo "Tonel", especie de barril grande, cuyo aspecto interno efectivamente recuerda el de un túnel.

Cualquiera que sea su definición, existe en general una clara idea de lo que túnel significa, por la gran divulgación del concepto, asociado a un sinúmero de situaciones de la vida real.

* Superintendente Técnico SOLUM, S. A.
Profesor Cimentaciones Universidad Iberoamericana

Se dice (Sandström 1963) que a todo grupo humano de cualquier época y nación le llega su momento, en que para subsistir, requiere buscar el camino hacia lo subterráneo, ya sea como refugio de protección, para búsqueda y conducción de agua, conseguir metales, (Figura 1) atravesar obstáculos o bien deshacerse de líquidos sobrantes.

El desarrollo de las comunicaciones dentro de las ciudades congestionadas en superficie obliga a invadir el espacio subterráneo, para ubicar pasos a desnivel, servicios urbanos etc. y entre ciudades establecidas las distancias se acortan mediante Túneles Ferrocarrileros y Carreteros.

No resulta despreciable la acción constructora de túneles por la naturaleza, principalmente por la acción mecánica y química del agua, presente en los ríos en la lluvia y en el oleaje. Las grutas de Cacahuamilpa son claro ejemplo de un túnel hecho por la naturaleza, el cual con mas de 6 km de longitud conduce los ríos Manilaltenango y San Jerónimo hasta la confluencia conocida como 2 bocas, dando así origen al Río Amacuzac.

También es notable la capacidad de los animales para construir túneles quienes llegan a formar verdaderas ciudades subterráneas.

Este escrito tiene por objeto mostrar algunos casos históricos en la construcción de túneles hechos por el hombre, los estudios previos que actual

mente se requieren para ejecutarlos y algunos aspectos constructivos de la actual tecnología en túneles.

2. CASOS HISTORICOS.

2.1 Arte Rupestre.

El hombre en su continua búsqueda de mejores condiciones de vida, empezó siendo usuario de los túneles naturales, según se demuestra por las pinturas encontradas en las paredes de las Grutas de Kent's, Altamira y Lascaux, situadas en Inglaterra, España y Francia respectivamente.

2.2 Primeros Túneles.

Probablemente el primer túnel de manufactura humana, de que se tenga noticia fue construído hace 4,000 años (2180 BC) en Babilonia bajo el Río Eufrates, para comunicar el Palacio de la Reina Semiramis con el Templo de Jove (Széchy 1970) su longitud se estima en 1 km, su sección transversal en 3.6 x 4.5 m y fue construído con el método de Cortar y Cubrir.

Los Egipcios construyeron innumerables túneles para tener acceso a canteras de extracción de roca y tumbas, en la India se labraron tem

plos en roca con destreza y calidad notables. Los romanos hace 2000 años construyeron notables ejemplos de túneles para personas, vehículos, agua potable y drenaje.

2.3 Qanats.

Quizá una de las aplicaciones mas atinadas de los túneles en la antigüedad que aún perdura en servicio en nuestros días es la de los "Qanats" (Figura.2) existentes en Persia, Norte de Siria, Africa, India, los cuales se emplean para conducir agua desde los manantiales que existen en los abanicos aluviales al pie de las montañas hasta el interior de las ciudades fortificadas atravesando el subsuelo de zonas desérticas.

Existen tres razones principales para la existencia de los Qanats, topográfica, de estrategia militar y para evitar evaporación.

El gasto que conducen es de unos cuantos litros por minuto, pero se pone de manifiesto la importancia que en la vida del hombre tiene el agua potable no importando su costo relativo para obtenerla, conducirla y protegerla del candente sol.

2.4 Primer Túnel Bajo el Támesis.

En 1825, Sir Marc Isambard Brunel (1769 - 1849) padre e Isambard Kingdom Brunel (1806 - 1859) hijo, inician la construc

ción del primer túnel subacuático, bajo el Támesis (idea que intentó realizar anteriormente Trevithick (1777-1833)), empleando una nueva máquina patentada, (Figura 3) inspirada según se dice, en el Gusano Barrenador de Madera Teredo Navalis, que con las secreciones que expulsa va creando un "ademe". Es así como nace el concepto de "Escudo", ampliamente usado en la actualidad.

El túnel de 6.9 m de alto, 11.6 m de ancho y 365 m de longitud se terminó en 1843, después de múltiples problemas constructivos causados principalmente por la entrada del río a las obras.

La obra empezó a funcionar como túnel Peatonal (Figura 4), ya que por agotarse el presupuesto, con tantos problemas, no fué posible construir rampas de acceso para los carruajes de la época. En 1865 el túnel fue comprado y transformado en túnel ferroviario permaneciendo así hasta nuestros días.

2.5 Túneles Alpinos.

El gran desarrollo ferrocarrilero en Europa, en el siglo XIX provocó el establecimiento de nuevas redes de vías que pronto encontraron barreras naturales como los Alpes, que dividían físicamente, psicológicamente y hasta religiosamente a Europa. Al pedir a los famosos técnicos ferrocarrileros ingleses Stephenson y Swinburne su opinión sobre la posibilidad de hacer túneles bajo los alpes, concluyeron que tal

cosa no era posible. Los geólogos apoyados en elucubraciones matemáticas hablaban de las altas temperaturas, existentes en el interior de las montañas, además de las dificultades propias de la excavación.

No obstante la opinión anterior, varios notables ingenieros y hombres de ciencia, desarrollaron ideas que a la postre hicieron posible la ejecución del primer túnel alpino. El físico Colladón tenía la firme convicción de que el aire comprimido podría servir para operar las máquinas de perforación, a la vez que limpiaba los huecos perforados y proporcionaba ventilación a los operarios,

Germain Sommeiller en 1855 bajo las ideas de T. Bartlett y con desarrollo de sus propias investigaciones desarrolló una máquina de barrenación a base de aire comprimido, que resultó práctica a partir de 1868. Con ésta nueva maquinaria (Figura 5) se inició el primer túnel alpino Frejus (Mt. Cenis), según se vea desde el punto de vista Francés-Italiano o Inglés, el cual en 12.7 km conecta Turín (Italia) con Chambery (Francia). Al principio se usaba pólvora negra para la excavación de los túneles, con la secuencia de:

- a) Perforar
- b) Cargar
- c) Detonar
- d) Ventilar
- e) Rezagar

En 1863, Alfred Nobel basado en la Nitroglicerina obtenida por Ascanis

Sobero en 1846, desarrolla la "pólvora sin humo" o dinamita, un explosivo seguro de manejar, que requiere de un impulso inicial dado por fulminato de mercurio para detonar con potencia demoledora mayor que la de la pólvora negra. Se empieza a fabricar en serie a partir de 1867 y para 1870 se emplea en el túnel San Gotthard de 15 km de longitud, que comunica Göschenen, Suiza con Airolo, Italia.

La utilización del carburo de Tungsteno en las herramientas de perforación a partir de 1950, presenta una nueva faceta en la excavación de rocas al tenerse brocas mas eficientes.

2.6 Túneles mas Largos.

Según la Enciclopedia Guines de records mundiales, página 297, los túneles mas largos según su especialidad son:

a) Para Agua Potable.

El que une Nueva York con Delaware Occ., desde Rondout Reservoir hasta Hilview Reservoir al Norte de la Isla de Manhattan N. Y. E.U.A. Tiene 136 km de longitud 4.1 m de diámetro, fué iniciado en 1937 y terminado en 1945.

b) Ferroviano (Simplón II)

Une Suiza con Italia pasando en ocasiones a 2135 m bajo la cumbre de los alpes. Tiene 19.5 km de longitud y fue terminado en 1922.

c) Para Trenes Urbanos. (Condon Transport Executive)

Una Mordèn con East Finchley vía Bank en Londres Inglaterra. -
Tiene 27.8 km de longitud y 3.7 m de diámetro, está en uso -
desde 1939.

d) Carretero. (MonteBlanco)

Una Pelernis, cerca de Chamonix Francia, hasta Entreves, pró-
ximo a Courmayeur, Valle D'Aosta Italia. Tiene 11.6 km de lon-
gitud 7.4 m de ancho y 9 m de altura, está en uso desde 1965.

e) Subacuático. (Kanmon)

Una Shimonseki, Honshu a Kyushu Japón. Tiene 9.9 km de longi-
tud y está en uso desde 1958. El túnel Seikan actualmente en -
construcción, unirá Tappi Saki en Honshu con Fukushima, Hokaido
Japón, a través de un túnel de 54 km de longitud que correrá ba-
jo el estrecho Tsugaru, a 140 m abajo del lecho del mar. Se -
espera terminar para 1980.

f) Riego o Hidroeléctrico.

Es el de los ríos Orange y Fish en Sudáfrica, tiene 82.9 km de -
largo y 5.33 m de diámetro. La perforación se terminó en 1973.

3. CLASIFICACION.

La clasificación de túneles y construcciones subterráneas puede hacer

se desde el punto de vista de su utilización, de su posición topográfica o del material en el cual se excavará.

3.1 Por su Utilización.

- a) Túneles para la industria minera.
- b) Túneles para obras civiles. (Figura 6)
 - b1) Tráfico. (ferrocarriles, carreteras, peatonales, navegación, trenes urbanos)
 - b2) Conducción. (generación hidroeléctrica, agua potable, servicios municipales, drenaje para transporte de materiales en plantas industriales)
- c) Refugios para ataques aéreos.
- d) Almacén de líquidos, garages, etc.

3.2 Por su Posición Topográfica.

Atendiendo a su posición o alineación los túneles pueden a su vez dividirse en:

- a) Túneles de parteaguas o de silla de montar
- b) Túneles en espiral (Figura 7)
- c) Túnel en estribaciones de montañas (Figura 8)
- d) Túnel al pie de taludes inestables (Figura 9)

3.3 Por el Material Excavado.

Por el material que atraviesan pueden clasificarse como:

Túneles en Roca, Competente o Fracturada

Túneles en Suelos, Compactos, Suelos o Blandos

4. ESTUDIOS PREVIOS.

La ejecución de un túnel requiere efectuar una serie de estudios encaminados en principio a determinar su factibilidad económica y después para realizar su diseño y proyectar su construcción.

Los estudios previos mas relevantes son:

4.1 Análisis Económico.

Dentro de las construcciones civiles, el túnel es de las mas costosas en su inversión inicial; consecuentemente los ahorros que se logren en sus dimensiones finales, tanto en longitud como en sección transversal son significativas.

De acuerdo con datos presentados por Szechy en 1970 el costo de túneles en terreno montañoso es de \$ 5,000.00 a \$ 1,000.00 dólares - por metro lineal, mientras que cuando se construyen bajo agua, en suelos blandos o sueltos, empleando aire comprimido, es de a 6 ó 7-

veces mayor. Se pueden obtener ahorros de un 30% sobre el último método si el túnel es precolado y se hunde en el lugar.

El análisis económico debe incluir el volumen de tráfico esperado a futuro, así como sus costos individuales de transportación.

Se deberá comparar la alternativa en túnel con otro tipo de solución analizando la conveniencia económica de cada proyecto.

En el análisis deben incluirse aspectos de desarrollo regional motivados por las nuevas obras.

4.2 Levantamiento Geológico y Exploración.

Es quizá la fase más importante de los estudios previos, ya que ello condicionará el procedimiento constructivo y avance esperado del túnel y permitirá estimar las cargas que intervendrán en el diseño de su revestimiento, temporal y definitivo.

La ubicación general del túnel está gobernada por su fin específico, mientras que su posición detallada depende de las características geológicas de la región.

Entre más preciso sea el conocimiento de la geología de la zona se tendrán planos más confiables para la construcción del túnel mejores avances, y menos variaciones del presupuesto original.

4.2.1 Objetivos de la Exploración Geológica.

- a) Origen y condiciones de las rocas, o suelos.
- b) Datos hidrológicos, existencia de gases y temperaturas del terreno.
- c) Propiedades físicas y mecánicas, de las rocas a lo largo de la línea propuesta para el túnel, delineando unidades geológicas con propiedades relativamente homogéneas.
- d) Detalles geológicos que pueden afectar la magnitud de la presión de roca sobre el túnel, como contactos entre formaciones, fallas, zonas de alteración, etc.

Las investigaciones deben extenderse para:

- e) Investigar el material arriba del proyecto.
- f) Determinar posición y calidad de la roca profunda.
- g) Conocer las condiciones del drenaje superficial.
- h) Conocer la posición del agua subterránea, su volumen, así como los gases contenidos en rocas profundas.
- i) Conocer con detalle las propiedades físicas y resistencia al ataque con herramientas, de la roca por excavar.

Las exploraciones deben continuarse durante la construcción del túnel, no solo para confirmar las hipótesis de diseño sino para ratificar los procedimientos de construcción.

4.2.2. Secuencia de Exploración Geológica.

- a) Levantamiento geológico general.
- b) Investigaciones geológicas detalladas antes de planear la obra.
- c) Exploraciones del sitio durante el diseño.
- d) Exploración in situ durante la construcción.

4.2.3. Clasificación Tunnelman's para Suelos.

De acuerdo con la clasificación Tunnelman's para suelos (basadas en categorías de Terzaghi Tabla I (Brandt 1970)), el material del frente puede ser agrupado en función de su comportamiento; como duro, firme, de graneado lento, de graneado rápido, de extrusión lenta, expansivo, que corre cohesivamente, que corre, de extrusión rápida, que fluye y pedregoso.

En la Tabla II, se ha establecido una correlación entre el Sistema Unificado de clasificación de suelos y la clasificación Tunnelman's, - - (Brandt 1970).

4.3 Selección de las Características Geométricas.

En esta fase se establece el trazo más idóneo, su elevación longitudinal y pendientes para facilitar el drenaje de agua hacia los portales. En los túneles subacuáticos no es posible drenar a gravedad, y

TABLA I
CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Terzaghi, mas tres adiciones, *)

No.	Clasificación del Suelo para Tüneleo	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
1	(*) DURO	La frente del túnel puede avanzar sin soporte en la clave.	Arcillas calcáreas muy duras; gr y arenas cementadas.
2	FIRME	La frente del túnel puede avanzar sin soporte en la clave, y el soporte permanente puede construirse antes de que empiece a moverse el suelo.	Loes arriba del nivel freático, arcillas calcáreas de baja plasticidad.
3.	DEL GRANEO LENTO	Empiezan a caer del techo y paredes terrones y hojuelas de material, algún tiempo después que el suelo ha estado expuesto.	Gráneo rápido se presenta en sustratos residuales o en arena con cemento de arcilla, bajo el nivel freático.
4	DE GRANEO RAPIDO	Gráneo rápido el proceso se inicia en pocos minutos.	Arriba del nivel freático el mismo tipo de suelos puede comportarse como Gráneo lento o aún firme.
5	DE EXTRUSION LENTA	El terreno avanza lentamente hacia el túnel sin fracturarse y sin incremento de agua perceptible. Puede provocar hundimiento en superficie.	Arcilla blanda o medianamente blanda.

TABLA I
CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Terzaghi, mas tres adiciones, *)

No.	Clasificación del Suelo para Tunel	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
6	EXPANSIVO	Al igual que en el caso anterior, el terreno avanza lentamente hacia el túnel, pero existe un notable incremento de volumen.	Arcillas fuertemente preconsolidadas con Índice Plástico mayor de 30%; -- formaciones sedimentarias conteniendo capas de anhidrita..
7	DE CORRIDA COHESIVA	La remoción del soporte lateral en cualquier superficie con ángulo de talud mayor de 34° provoca una "corrida", donde el material fluye como -- azúcar granulada, hasta que el ángulo de talud se vuelve 34°. Si la "corrida" es precedida de un breve período de graneó, se le denomina de -- Corrida Cohesiva.	Corridas cohesivas ocurren en arena fina limpia y húmeda.
8	DE CORRIDA		Corridas ocurren en arena limpia mediana o gruesa, arriba del nivel freático.
9	(*) DE EXTRUSION RAPIDA	El terreno avanza rápidamente hacia el túnel en un flujo plástico.	Arcillas y limos con alto índice de plasticidad.
10	FLUYENTE	El terreno se mueve como un líquido viscoso. Puede invadir el túnel por el techo, paredes y piso hasta llenar el espacio.	Cualquier suelo bajo el nivel freático con diámetro efectivo mayor de -- 0.005 mm.

TABLA I
 CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Terzaghi, mas tres adiciones, *)

No.	Clasificación del Suelo para Tüneleo	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
1	(*) PEDREGOSO	Se tienen problemas al avanzar el escudo, o en tablestacado frontal; explosivos ó excavación a mano adelante de la maquinaria puede ser necesario.	Suelo glacial pedregoso, relleno de zaga, depósito de taludes, suelos duales. La matriz entre boleos puede ser grava, arena, limo, arcilla sus combinaciones.

se requieren estaciones de bombeo que mantengan transitable al túnel.

En los trenes urbanos pueden emplearse perfiles de trazo pendular -- res, que aceleren a gravedad los equipos a la salida de las estaciones y lo frenen antes de llegar a la siguiente.

Las dimensiones y forma de la sección transversal del túnel se eligen en base a:

- a) Las necesidades propias del túnel según su uso, así como a tolerancias y galibos especificados para vehículos y mercancías -- que se transporten.
- b) El tipo de presiones existentes en el material por excavar, así -- como las propiedades mecánicas de éste.
- c) El procedimiento de construcción.
- d) El material que formará el revestimiento del túnel así como su resistencia y cargas que actuarán sobre él.

5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

El procedimiento constructivo de un túnel está ligado íntimamente -- con las características geológicas del terreno donde se excavará, el nivel de esfuerzos que prevalecen en el sitio y su correspondiente --

la geología cataloga la roca, como todo material sólido que forma parte de la corteza terrestre lo cual no deja campo de acción a la Mecánica de Suelos.

Por otro lado en agronomía el aspecto suelo esta intimamente ligado a la porción de la corteza susceptible de permitir la vida vegetal.

Ante tal pugna de conceptos, algunos autores, resuelven graciosamente el problema diciendo que si al golpear el material con un martillo este hace "Pic" es roca y si hace "Poc" es suelo.

Independientemente de cual sea la definición mas apropiada, es obvio que debe recurrirse a las propiedades mecánicas y comportamiento del material para seleccionar su procedimiento constructivo.

Es de esperarse así que se tengan soluciones de excavación comunes para las rocas blandas y para los suelos duros o cementados.

5.1.1 Explosivos.

Comunmente llamado método convencional consiste en barrenar el material del frente por excavar, siguiendo un patrón determinado hasta cierta profundidad de avance, cargar con dinamita los agujeros practicados y detonar de acuerdo con una cierta secuencia para obtener una área excavada línea B lo mas cercana a la del túnel proyectado.

tado línea A.

En este proceso es usual empezar por una cuña central que forma un hueco inicial, hacia el cual en forma ordenada y progresiva, se va lanzando el material por efecto de las explosiones subsecuentes.

La Figura 11 muestra un ejemplo típico de un diagrama de barrenación.

En éste método las reglas, del juego son usar la mínima cantidad de explosivo y la mínima longitud de barrenación para el máximo volumen de roca demolida, cumpliendo con las dimensiones mínimas de la sección proyectada, línea A, y sin sobrepasar en lo posible la línea de pago o línea B.

El ciclo de avance en éste sistema consiste en:

Barrenar
Cargar
Detonar
Ventilar
Rezagar
Colocar Soporte Temporal
Barrenar

El proceso de excavación, planteado a base de explosivos puede realizarse a sección completa, media sección y banqueo, túnel piloto, media sección y banqueo o alguna otra variante. (Ver Figura 12 a 15)

5.1.2 Moles.

Denominados también excavadoras integrales son un artificio mecánico, que a manera de gigantesca broca tricónica horada la roca, mediante rotación y avances continuos, formando túneles circulares.

La presión que ejerce la cabeza de corte contra el frente, se obtiene de gatos hidráulicos apoyados en un sistema de zapatas que mediante un mecanismo expansor, desarrolla fuerzas friccionantes apreciables, en la pared previamente cortada del túnel.

La cabeza de corte, tapizada de rodillos con aristas similares a las de una broca tricónica gira continuamente y la roca pulverizada es evacuada mediante bandas transportadoras.

Rocas suaves poco fracturadas y secciones de túnel pequeñas a moderadas ofrecen las mejores condiciones de trabajo con este sistema.

5.1.3 Rascadoras Mecánicas.

Son máquinas excavadoras de túneles que a manera de fresadoras - colocadas en el extremo de un brazo móvil operado manualmente van desgajando la roca, evacuando los fragmentos caídos mediante un dispositivo recolector y banda transportadora.

A diferencia de los "Moles" que cortan la sección completa del túnel

en cada giro de la cabeza de corte avanzando simultáneamente, las rascadoras (Figura 16) tienen que barrer paulatinamente todo el frente antes de avanzar.

La sección excavada puede tener cualquier forma geométrica, dependiendo de la destreza del operador.

Generalmente se emplea en rocas de baja resistencia y en secciones transversales de dimensiones moderadas.

Cuando el grado de fracturamiento de la roca es excesivo, pueden usarse camisas protectoras para evitar caídos sobre la máquina excavadora.

5.2 Excavación en Suelos.

5.2.1 Rompedoras Manuales.

Constituyen un procedimiento de excavación sencillo, para túneles de sección pequeña, en suelos duros, firmes o de granaje lento según el criterio Tunnelman's.

Se emplea en combinación con sistemas de ademe ligeros, de colocación rápida.

5.2.2 Escudos.

Es quizá el sistema de excavación mas idóneo para la gran mayoría de los suelos.

Por su concepción de diseño, proporciona soporte continuo a las paredes del nuevo túnel, mediante su camisa exterior metálica cilíndrica, al abrigo de la cual se van instalando los anillos de dovelas del revestimiento primario (Figura 17).

Cuando el frente es estable, el Escudo se puede dejar abierto, y la excavación del material se puede realizar a base de rompedoras manuales, o bien mediante estrellas cortadoras oscilantes.

También pueden disponerse de coronas giratorias con ranuras tipo "Pela Papas".

Si el frente de trabajo es inestable como ocurre algunas veces en arcilla de extrusión rápida o en arenas que fluyen, se requiere un escudo de frente cerrado, fuera del cual y en contacto con el terreno se tiene dentro de una cámara de lodo a presión una estrella cortadora.

El suelo se evacúa del frente de trabajo, licuandolo y bombeandolo al exterior.

Como alternativa se puede recurrir al empleo de aire comprimido-

y escudo con frente abierto, teniéndose en tal caso el inconveniente para el personal de trabajar bajo aire comprimido con las restricciones medicas que ello exige.

Para ciertos casos de limos blandos que fluyen se han empleado escudos de frente cerrado, donde el material atravesado es admitido en el túnel mediante compuertas de guillotina controladas, o bien desplazado el suelo hacia los lados del escudo.

5.3 Soporte.

Dependiendo del comportamiento del material donde se ejecuta el túnel, se instalará el sistema de soporte a la velocidad y con la robustez que se requiera.

Recuerdese la clasificación Lauifer (Figura 10).

Es de todos conocido, que durante la excavación de un túnel se produce cercano al frente, el efecto de media bóveda o tridimensional y después el de arqueado o bidimensional (Figura 18).

Siendo el primer efecto mas favorable que el segundo en lo que a estabilidad se refiere, se aprovecha comunmente para que al amparo de su protección se coloque el ademe primario o soporte temporal.

La acción estabilizadora del soporte sobre la masa rocosa o de suelo que rodea al túnel, ha sido analizada tradicionalmente desde va-
rios enfoques, desde el proporcionado por la teoría de la elasticidad hasta los criterios empíricos de Terzaghi, Stini y otros.

Se concluye por lo observado en casos prácticos que el ademe o soporte aplica al terreno una presión tal, que le da confinamiento y consecuentemente capacidad de carga para contribuir en buena parte a su estabilización. Es decir el ademe raras veces se diseña pa-
ra soportar todo el peso de la columna de suelo arriba del túnel, -
por el contrario su misión es aplicar una presión estabilizadora -
que incrementa notablemente la capacidad natural de soporte del material.

El soporte puede clasificarse en Temporal o Definitivo atendiendo a la durabilidad del material que lo constituye o al uso final del tú-
nel.

Es así como un soporte temporal de madera requiere ser sustitui-
do por un soporte definitivo o revestimiento de concreto, tabique o
mampostería labrada, que resultan mas durables.

Puede ocurrir que el soporte temporal se convierta en definitivo si se integra de dovelas de concreto y no se requiere tratamiento pos-
terior para su funcionamiento, como ocurre por ejemplo en un-

Túnel carretero, ferrocarrilero o para tren urbano.

Entre los principales tipos de ademe se cuentan:

5.3.1 Marcos de Madera.

Formados por troncos de árboles, o puntales aserrados de sección cuadrada o rectangular, constituyeron en un principio el medio mas económico y adecuado para soportar el material excavado. Su uso en minas fue intenso.

En la actualidad su uso está restringido a obras pequeñas, provisionales, donde la madera compite económicamente con otros materiales de soporte.

5.3.2 Marcos Metálicos.

Se forman de perfiles estructurales I ó H, rolados para adaptarse al diseño de la sección del túnel.

Entre el marco y el terreno siempre se colocan cuñas y trozos de madera, constituyendo el llamado retaque, el cual permite al marco presionar contra la roca o suelo para lograr su estabilidad.

En la Figura 19 se presenta la disposición usual de los marcos metálicos como soporte temporal, en comparación con los de madera.

5.3.3 Anclas.

Constituyen un método especial de soporte (Figura 20), que mejora las condiciones estructurales del material natural, logrando así su autosoporte. Su uso mas espectacular es en el caso de rocas moderadamente fracturadas.

Las anclas pueden combinarse con otros sistemas de soporte.

5.3.4 Concreto Lanzado.

Constituye un excelente sistema de soporte tanto temporal como definitivo. Consiste en "pintar" sobre la superficie recién excavada de la roca una serie de capas de concreto que forman una película, usualmente de 10 a 15 cm de espesor, que impide el desmoronamiento del material conservandole así su trabajo en arco.

En combinación con anclas, resulta un excelente método de soporte denominado "Nuevo Método Austriaco" (Figura 21).

5.3.5 Dovelas de Concreto.

Se emplean tradicionalmente en el sistema de excavación con escudo para suelos colocandose como soporte temporal (Figura 22). Son precoladas y su tamaño y número por anillo, estan condicionados por las dimensiones del túnel, los dispositivos para su coloca-

ción y las restricciones impuestas por el trazo del túnel.

Además de funcionar como ademe, constituyen el sistema de apoyo contra el cual reaccionan los gatos que hacen avanzar el escudo.

Es usual rellenar con gravilla e inyección el espacio anular dejado por la camisa del escudo, entre el suelo y las dovelas. También se han empleado mecanismos que permiten la expansión del anillo de dovelas. Con ello se busca reducir el asentamiento en la superficie provocado por las maniobras constructivas.

5.3.6 Dovelas Metálicas de Lámina Troquelada.

Comunmente llamadas "Charolas" constituyen un sistema de ademe flexible, que proporciona resultados excelentes en combinación con escudos para suelos (Figura 23).

Su tamaño y forma está condicionado por su manejo y colocación en el túnel, generalmente a base de personal.

5.3.7 Dovelas de Fierro Fundido.

Constituyen una alternativa de las dovelas de concreto, para ciertos proyectos especiales (Figura 24).

5.3.8 Tabique y Mampostería.

En el pasado constituía el método mas común para formar el revestimiento definitivo. Requería de mano de obra muy especializada - para su colocación.

5.3.9 Concreto.

En el presente constituye la forma mas común de proporcionar re-vestimiento definitivo a los túneles. Especialmente si la superfi- cie interior debe tener un acabado adecuado a la conducción de lí- quidos.

5.4 Servicios Auxiliares.

Para la excavación de todo túnel debe contarse con una serie de -- servicios auxiliares, que intervienen directa o indirectamente. En entre los principales se cuentan:

- a) Ventilación durante la construcción.
- b) Achique y extracción de agua mediante bombeo.
- c) Suministro de corriente eléctrica para iluminación de los tra- bajos y operación de equipos.
- d) Suministro de aire comprimido para operación de las perfora doras, rezagadoras, bombas de achique, etc.

- e) Suministro de aceite a presión para operar gatos hidráulicos, en Escudos o Moles.
- f) Sistema para evacuación de la rezaga.
- g) Lumbrenas o portales de acceso al túnel.
- h) Sistemas de inyección.
- i) Campamentos para personal.

5.5 Control.

La trayectoria del túnel debe conocerse en todo momento, para asegurar que cumpla con la alineación y pendientes del proyecto. Debido a requisitos de programa la generalidad de los túneles se atacan desde varios frentes, bien sean portales de entrada y salida o lumbrenas intermedias, por lo que el control topográfico es primordial para el buen desarrollo del trabajo.

En la actualidad el empleo de Teodolitos Lasser, permite disponer de una línea de colimación permanente y visible que guía en todo momento la trayectoria del túnel.

En ocasiones, cuando la topografía superficial lo permite, se ejecutan sondeos verticales desde los cuales se confirma la trayectoria en túnel, asegurándose que coincida con lo programado.

Además del control topográfico es necesario colocar instrumentos -

de medición en el túnel y en la superficie del terreno (en zonas urbanas), a fin de conocer el comportamiento real del medio por efecto del túnel excavado, el empuje sobre el revestimiento primario, sus deformaciones y desplazamientos, etc.

En zonas urbanas que descansan sobre suelos poco compactos, sueltos o blandos, es importante conocer los hundimientos en superficie, pues ello repercute en daños económicos a las instalaciones.

En resumen, el control constructivo del túnel reviste importancia notable para conocer no solo el comportamiento de la obra, sino su repercusión en estructuras vecinas existentes.

6. CONCLUSIONES.

La construcción de túneles y cavidades subterráneas siempre ha constituido un reto para los pobladores del planeta, de todas las épocas.

La tecnología sobre el particular se ha superado continuamente, lográndose optimizar los sistemas constructivos tradicionales y desarrollar nuevas técnicas para suelos inestables que en otros tiempos no hubiere sido posible horadar.

La experiencia tunelera en México se inicia con los constructores de Pirámides y Templos, sean Teotihuacanos, Mayas o Aztecas en cu-

En las ciudades es usual encontrar conductos subterráneos para accesos secretos o para evacuación de agua de lluvia o servida.

Siendo un país minero por excelencia, también por este concepto se acumularon bastas experiencias, desde la época de colonia.

Túneles para ferrocarriles fueron también construídos en su oportunidad. Con el desarrollo hidroeléctrico y de riego manifestado en las últimas décadas, se han construído grandes cavidades subterráneas para alojar casas de máquinas con todo el sistema de túneles anexos que ello significa.

El abastecimiento de agua potable para los grandes centros de población también ha requerido de túneles importantes.

Problemas de transportación masiva en las ciudades de México y Guadalajara condujeron al desarrollo de nuevas tecnologías para la construcción de túneles en suelos blandos y sueltos.

Finalmente problemas de drenaje, resueltos con túneles profundos, permiten confirmar que la experiencia mexicana sobre el particular está a la altura de las mejores del mundo.

En el aspecto de túneles carreteros, el campo permanece prácticamente virgen, con ejemplos sumamente escasos, pero notables como el de Chicoasén.

En el X Congreso Nacional de Ingeniería Civil, los Ingenieros J.A. Albarran y A.A. Bello 1976, presentaron una ponencia sobre la Potencialidad del empleo de Túneles en las Carreteras de México, lo cual pone de manifiesto que estamos en la época donde los precios cada vez mas altos del combustible, del mantenimiento de vehículos, y los relacionados con el transporte de personas y mercancías, justifican el considerar como alternativa la "Solución en Túnel", dentro de las otras soluciones tradicionales, apoyados para ello en la gran experiencia con la que ya cuenta México en tal renglón.

Se proponen en tal ponencia entre los otros, los siguientes túneles:

Acapulco - Puerto Marqués (Guerrero) (1600 m en dos niveles)

Loma Larga (Monterrey, N. L.) (590 y 500 m, gemelos)

Córdova - Veracruz (Veracruz) (500 y 332 m, gemelos)

México - Toluca (Estado de México) (1540 m, gemelos)

Buenavista - Iguala (Guerrero) 1800 m)

El futuro de los caminos de México cuenta ahora con nuevas alternativas de solución en túnel a disposición de los Ingenieros Proyectistas, con técnicas aplicables en México.

México, D. F., a 4 de Agosto de 1977.

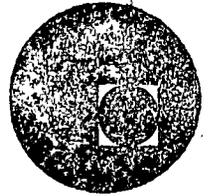
ING. JUAN J. SCHMITTER.

REFERENCIAS

- Széchy. K., 1970 The art of Tunneling, Akadémiai Kiadó, Budapest.
- Sandström. G., 1963 The History of Tunneling, Barrie and Rockliff, London.
- Boardman Jr. F.W., 1960 Tunnels, Henry Z. Walck, Inc. New York.
- Brandt, C.T. et al, 1970 A Systems Study of Soft Ground Tunneling, Report for OHSGT, Report No. DOT-FRA-OHSGT-231: Order P.B. 194769 from Clearing House, Springfield, Va.22151.
- Samuelson A. 1977 Apuntes del Curso Excavación y Revestimiento de Túneles Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Albarran A. y A. Bello 1976 Potencialidad del empleo de Túneles en las Carreteras de México, X Congreso Nacional de Ingeniería Civil, México, D. F. Noviembre de 1976.
- Ochoa E.R. 1977 Apuntes del Curso Excavación y Revestimiento de Túneles Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Schmitter J.J. 1975 Apuntes del Curso Geotécnica Aplicada a las Vías Terrestres, Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Moreno F.A. 1975 Sistemas de Soporte en Excavaciones Subterráneas en Roca, Publicación No. 2 de Información Técnica Grupo I.C.A.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

NOTAS SOBRE LA MECANICA DEL
ELEMENTO FINITO

DR. MIGUEL P. ROMO

AGOSTO, 1978.

INTRODUCCION AL METODO DEL ELEMENTO FINITO

Los pasos involucrados en los análisis con el elemento finito son:

- 1.- Subdividir la estructura en elementos.
- 2.- Calcular las rigideces de cada elemento.
- 3.- Formar la matriz de rigidez de la estructura.
- 4.- Modificar las ecuaciones de equilibrio de acuerdo a las condiciones de frontera.
- 5.- Resolver las ecuaciones de equilibrio para los desplazamientos.
- 6.- Calcular esfuerzos y deformaciones en los elementos.

A continuación se presentan cada uno de los pasos involucrados en la formulación del problema. Para lograr esto, primero se usará el elemento más sencillo: el elemento barra. Posteriormente, se seguirá el mismo procedimiento para elementos bidimensionales.

El método del elemento finito es similar al método directo de rigideces del análisis estructural.

Método Directo de Rigideces (Método del Elemento Finito Usando Elementos Barra)

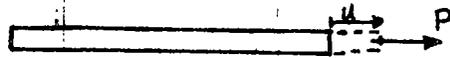
Este método permite formular problemas estructurales en una forma directa. El método resulta en un sistema de ecuaciones simultáneas cuyas incógnitas son las deflexiones de la estructura. La necesidad de resolver un número grande de ecuaciones simultáneas hace que el método sea poco usado en cálculos hechos "a mano". Sin embargo, con la ayuda de computadoras electrónicas podemos resolver cientos de ecuaciones simultáneas de manera eficiente. La ventaja del método para usarse en computadoras es que es fácil de programar, debido a que las ecuaciones de equilibrio se pueden formular por repetición de unas operaciones básicas simples.

Concepto de Rigidez

La rigidez es la fuerza ^{requerida} para causar un desplazamiento unitario en un

2
punto de la estructura, mientras los puntos restantes permanecen fijos.

Por ejemplo, considere una barra de sección A y longitud L , cargada axialmente con una fuerza P :



En general, el desplazamiento u , está dado por

$$u = \frac{PL}{AE} \quad ; \quad E = \text{módulo de Young}$$

Para un desplazamiento unitario,

$$1 = \frac{PL}{AE} \implies P = \frac{AE}{L}$$

Esta es la fuerza requerida para causar un desplazamiento unitario, por tanto, es la rigidez de la barra la cual denotaremos por K :

$$K = \frac{AE}{L}$$

Esta rigidez es una propiedad básica de la barra y se puede usar para relacionar la carga con la deflexión:

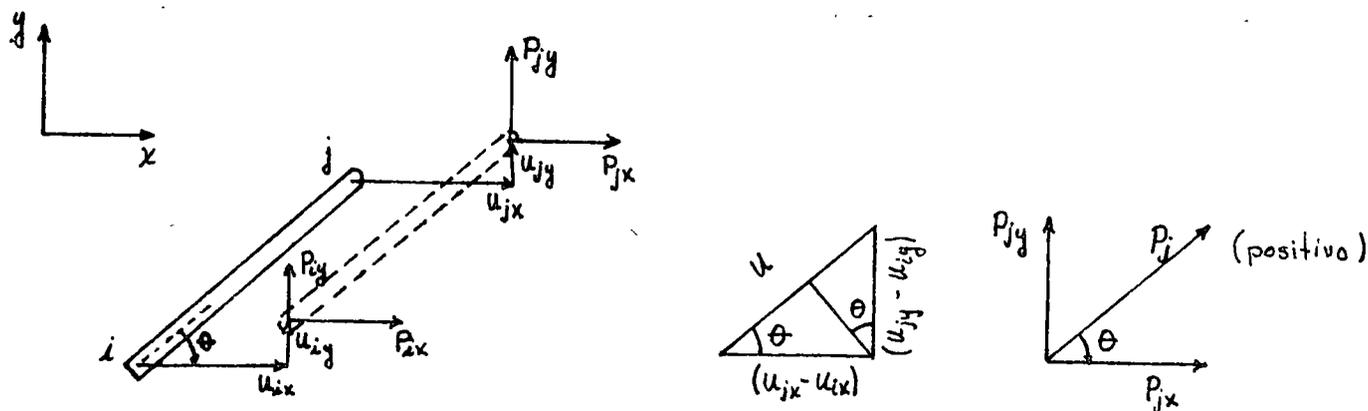
$$P = K u$$

O, inversamente, relacionar la deflexión con la carga:

$$u = \frac{1}{K} P$$

Desarrollo General para un Elemento Barra

Consideremos un elemento barra inclinado un ángulo θ y supongamos que ambos extremos se desplazan:



La elongación axial u , está dada por:

$$u = (u_{jx} - u_{ix}) \cos \theta + (u_{jy} - u_{iy}) \operatorname{sen} \theta$$

La carga axial, $P_j = \frac{AE}{L} \cdot u$; $P_{jx} = P_j \cos \theta$, $P_{jy} = P_j \operatorname{sen} \theta$

$$\therefore P_{jx} = \frac{AE}{L} [(u_{jx} - u_{ix}) \cos^2 \theta + (u_{jy} - u_{iy}) \operatorname{sen} \theta \cos \theta]$$

$$P_{jy} = \frac{AE}{L} [(u_{jx} - u_{ix}) \cos \theta \operatorname{sen} \theta + (u_{jy} - u_{iy}) \operatorname{sen}^2 \theta]$$

Para que se cumpla el equilibrio las fuerzas en el nudo i deben ser iguales y de signo cambiado a las fuerzas del nudo j :

$$P_{ix} = -\frac{AE}{L} [(u_{jx} - u_{ix}) \cos^2 \theta + (u_{jy} - u_{iy}) \operatorname{sen} \theta \cos \theta]$$

$$P_{iy} = -\frac{AE}{L} [(u_{jx} - u_{ix}) \cos \theta \operatorname{sen} \theta + (u_{jy} - u_{iy}) \operatorname{sen}^2 \theta]$$

Las cuatro últimas ecuaciones se pueden escribir como:

$$P_{ix} = \frac{AE}{L} [u_{ix} \cos^2 \theta + u_{iy} \operatorname{sen} \theta \cos \theta - u_{jx} \cos^2 \theta - u_{jy} \operatorname{sen} \theta \cos \theta]$$

$$P_{iy} = \frac{AE}{L} [u_{ix} \operatorname{sen} \theta \cos \theta + u_{iy} \operatorname{sen}^2 \theta - u_{jx} \operatorname{sen} \theta \cos \theta - u_{jy} \operatorname{sen}^2 \theta]$$

$$P_{jx} = \frac{AE}{L} [-u_{ix} \cos^2 \theta - u_{iy} \operatorname{sen} \theta \cos \theta + u_{jx} \cos^2 \theta + u_{jy} \operatorname{sen} \theta \cos \theta]$$

$$P_{jy} = \frac{AE}{L} [-u_{ix} \operatorname{sen} \theta \cos \theta - u_{iy} \operatorname{sen}^2 \theta + u_{jx} \operatorname{sen} \theta \cos \theta + u_{jy} \operatorname{sen}^2 \theta]$$

Cada uno de los multiplicandos de los desplazamientos es un coeficiente de rigidez. Entonces, podríamos escribir las relaciones anteriores en la forma siguiente:

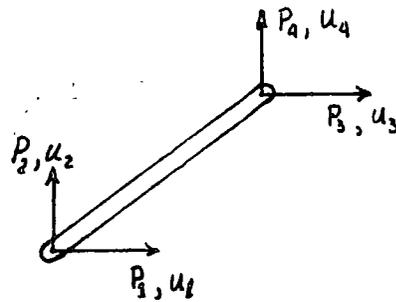
$$P_{ix} = K_{ixix} u_{ix} + K_{ixiy} u_{iy} + K_{ixjx} u_{jx} + K_{ixjy} u_{jy}$$

$$P_{iy} = K_{iyix} u_{ix} + K_{iyiy} u_{iy} + K_{iyjx} u_{jx} + K_{iyjy} u_{jy}$$

$$P_{jx} = K_{jxix} u_{ix} + K_{jxiy} u_{iy} + K_{jxjx} u_{jx} + K_{jxjy} u_{jy}$$

$$P_{jy} = K_{jyix} u_{ix} + K_{jyiy} u_{iy} + K_{jyjx} u_{jx} + K_{jy jy} u_{jy}$$

donde K_{ixjy} es la fuerza en el nudo i en la dirección x debido a un desplazamiento unitario en el nudo j en la dirección y . Aunque esta terminología es muy ilustrativa, es muy tediosa para escribir; por tanto, la nomenclatura puede simplificarse numerando las fuerzas y desplazamientos como sigue:



$$P_1 = K_{11} u_1 + K_{12} u_2 + K_{13} u_3 + K_{14} u_4$$

$$P_2 = K_{21} u_1 + K_{22} u_2 + K_{23} u_3 + K_{24} u_4$$

$$P_3 = K_{31} u_1 + K_{32} u_2 + K_{33} u_3 + K_{34} u_4$$

$$P_4 = K_{41} u_1 + K_{42} u_2 + K_{43} u_3 + K_{44} u_4$$

Representando estas ecuaciones en forma matricial, se obtiene:

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix}$$

o, simbólicamente

$$\{P\} = [K] \{u\}$$

(1)

donde:

$\{P\}$ es el vector de carga
 $[K]$ es la matriz de rigidez
 $\{u\}$ es el vector de desplazamientos.

Los coeficientes de la matriz de rigidez están dados por las ecuaciones de equilibrio originales:

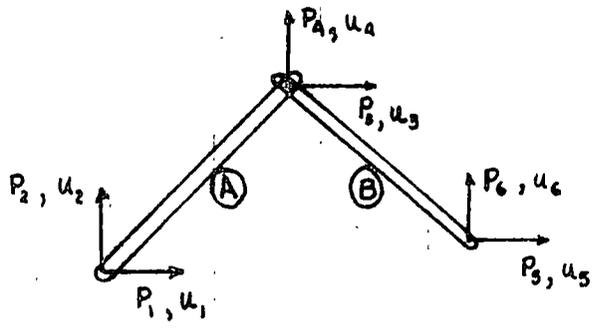
$$[K] = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} (\cos^2 \theta) & (\text{sen} \theta \cos \theta) & (-\cos^2 \theta) & (-\text{sen} \theta \cos \theta) \\ (\text{sen} \theta \cos \theta) & (\text{sen}^2 \theta) & (-\text{sen} \theta \cos \theta) & (-\text{sen}^2 \theta) \\ (-\cos^2 \theta) & (-\text{sen} \theta \cos \theta) & (\cos^2 \theta) & (\text{sen} \theta \cos \theta) \\ (-\text{sen} \theta \cos \theta) & (-\text{sen}^2 \theta) & (\text{sen} \theta \cos \theta) & (\text{sen}^2 \theta) \end{bmatrix} \quad (2)$$

Note que $[K]$ es simétrica y los términos de la diagonal principal son positivos.

Rigidez de una Estructura con Dos Elementos Barra

Una de las ventajas del método directo de las rigideces es que cuando la

estructura consiste de más de un elemento, para obtener su rigidez simplemente se suman las rigideces de los elementos individuales. Por ejemplo, consideremos la estructura



Sabemos que para la barra (A) podemos escribir la siguiente ecuación

$$\begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^A & K_{12}^A & K_{13}^A & K_{14}^A \\ K_{21}^A & K_{22}^A & K_{23}^A & K_{24}^A \\ K_{31}^A & K_{32}^A & K_{33}^A & K_{34}^A \\ K_{41}^A & K_{42}^A & K_{43}^A & K_{44}^A \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{pmatrix}$$

Similarmente, para la barra (B)

$$\begin{pmatrix} P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{33}^B & K_{34}^B & K_{35}^B & K_{36}^B \\ K_{43}^B & K_{44}^B & K_{45}^B & K_{46}^B \\ K_{53}^B & K_{54}^B & K_{55}^B & K_{56}^B \\ K_{63}^B & K_{64}^B & K_{65}^B & K_{66}^B \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix}$$

Los coeficientes de las matrices de rigidez de los elementos (A) y (B)

son similares a los dados en la Ec. (2). Para obtener la matriz de rigidez de la estructura simplemente sumamos las componentes de las dos matrices como se indica abajo

$$\begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^A & K_{12}^A & K_{13}^A & K_{14}^A & 0 & 0 \\ K_{21}^A & K_{22}^A & K_{23}^A & K_{24}^A & 0 & 0 \\ K_{31}^A & K_{32}^A & (K_{33}^A + K_{33}^B) & (K_{34}^A + K_{34}^B) & K_{35}^B & K_{36}^B \\ K_{41}^A & K_{42}^A & (K_{43}^A + K_{43}^B) & (K_{44}^A + K_{44}^B) & K_{45}^B & K_{46}^B \\ 0 & 0 & K_{53}^B & K_{54}^B & K_{55}^B & K_{56}^B \\ 0 & 0 & K_{63}^B & K_{64}^B & K_{65}^B & K_{66}^B \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix} \quad (3)$$

Solución de las Ecuaciones de Equilibrio

Si los desplazamientos fueran conocidos, la solución de las ecuaciones de equilibrio en términos de las cargas sería sencilla pues lo único que tendríamos que hacer es sustituir los valores de los desplazamientos en la primera ecuación y encontrar P_1 , sustituir los desplazamientos en la segunda ecuación y encontrar P_2 , etc.

Sin embargo, el problema más común es aquel en que las cargas son conocidas y ^{las} incógnitas son los desplazamientos. En este caso, el sistema de ecuaciones que tenemos que resolver es

$$\{u\} = [K]^{-1} \{P\} \quad (4)$$

donde $[K]^{-1}$ es la matriz inversa de $[K]$.

Existen otros procedimientos para resolver sistemas de ecuaciones como el

método iterativo de Gauss-Seidel o el método de eliminación directa y sustitución

Método de Eliminación de Gauss

Supongamos que el sistema de ecuaciones es el siguiente:

$$\begin{aligned}
 a_{11}u_1 + a_{12}u_2 + a_{13}u_3 + \dots + a_{1N}u_N &= b_1 \\
 a_{21}u_1 + a_{22}u_2 + a_{23}u_3 + \dots + a_{2N}u_N &= b_2 \\
 \cdot & \cdot \\
 a_{N1}u_1 + a_{N2}u_2 + a_{N3}u_3 + \dots + a_{NN}u_N &= b_N
 \end{aligned}$$

El método directo para resolver este sistema de ecuaciones en términos de las incógnitas u , involucra los siguientes pasos:

- 1.- Usando la primera ecuación obtenemos una expresión para u_1 en términos de las otras incógnitas y de los coeficientes

$$u_1 = \frac{1}{a_{11}}(b_1 - a_{12}u_2 - a_{13}u_3 - \dots)$$

- 2.- Sustituyendo esta ecuación en todas las restantes, obtenemos un nuevo sistema de $(N-1)$ ecuaciones que contienen las $(N-1)$ incógnitas de u_2 a u_N . Por ejemplo, la segunda ecuación es:

$$(a_{22} - \frac{a_{21}a_{12}}{a_{11}})u_2 + (a_{23} - \frac{a_{21}a_{13}}{a_{11}})u_3 + \dots = b_2 - \frac{b_1}{a_{11}}$$

y la tercera es:

$$(a_{32} - \frac{a_{31}a_{12}}{a_{11}})u_2 + (a_{33} - \frac{a_{31}a_{13}}{a_{11}})u_3 + \dots = b_3 - \frac{b_1}{a_{11}}$$

los coeficientes de $u_2, u_3, \text{etc.}$ se pueden escribir como

$$\left. \begin{aligned} a'_{ij} &= a_{ij} - \frac{a_{2i} a_{1j}}{a_{11}} \\ b'_i &= b_i - \frac{a_{1i} b_1}{a_{11}} \end{aligned} \right\} \text{El superíndice 1 indica una modificación de los coeficientes.}$$

3.- Usando la segunda ecuación modificada, que es la primera ecuación del sistema restante, se obtiene una expresión para u_2 en términos de las incógnitas restantes y coeficientes modificados como sigue:

$$u_2 = \frac{1}{a'_{22}} (b'_2 - a'_{23} u_3 - a'_{24} u_4 - \dots)$$

4.- Sustituyendo esta expresión en las ecuaciones restantes y eliminando la incógnita u_2 , se obtienen $(N-2)$ ecuaciones con $(N-2)$ incógnitas. Las ecuaciones modificadas son:

$$(a'_{33} - \frac{a'_{23} a'_{23}}{a'_{22}}) u_3 + (a'_{34} - \frac{a'_{23} a'_{24}}{a'_{22}}) u_4 + \dots = b'_3 - \frac{a'_{32} b'_2}{a'_{22}}$$

Los coeficientes de $u_3, u_4, \text{etc.}$ se pueden expresar en general como:

$$\left. \begin{aligned} a^2_{ij} &= a'_{ij} - \frac{a'_{i2} a'_{2j}}{a'_{22}} \\ b^2_i &= b'_i - \frac{a'_{i2} b'_2}{a'_{22}} \end{aligned} \right\} \text{El superíndice 2 indica la segunda modificación}$$

5.- Repitiendo este procedimiento $(N-1)$ veces, se eliminan $(N-1)$ incógnitas. La fórmula de recurrencia para las incógnitas que son eliminadas es:

$$u_k = \frac{b^{(k-1)}_{kk}}{a^{(k-1)}_{kk}} - \sum_{j=k+1}^N \frac{a^{(k-1)}_{kj}}{a^{(k-1)}_{kk}} u_j \quad (5)$$

y para los valores de los coeficientes a medida que son modificados por sustitución de esta expresión en las ecuaciones restantes, se tiene:

$$a_{ij}^{(k)} = a_{ij}^{(k-1)} - \frac{a_{ik}^{(k-1)} a_{kj}^{(k-1)}}{a_{kk}^{(k-1)}} \quad \text{para } i=(k+1) \rightarrow N$$

$$j=(k+1) \rightarrow N$$

(6)

$$b_i^{(k)} = b_i^{(k-1)} - \frac{a_{ik}^{(k-1)} b_k^{(k-1)}}{a_{kk}^{(k-1)}} \quad \text{para } i=(k+1) \rightarrow N$$

6.- Una vez que las $(N-1)$ incógnitas han sido eliminadas, se resuelve la última ecuación, dada por la relación:

$$a_{NN}^{(N-1)} u_N = b_N^{(N-1)}$$

la cual puede ser resuelta para u_N :

$$u_N = \frac{b_N^{(N-1)}}{a_{NN}^{(N-1)}}$$

7.- Habiendo encontrado u_N , las incógnitas restantes se pueden determinar sustituyendo los valores de u_N, u_{N-1}, \dots en las ecuaciones modificadas. Esto se puede hacer directamente usando la ecuación del paso 5

$$u_k = \frac{b_k^{(k-1)}}{a_{kk}^{(k-1)}} - \sum_{j=k+1}^N \frac{a_{kj}^{(k-1)}}{a_{kk}^{(k-1)}} u_j$$

y procediendo hacia atrás. Conocida u_N , se encuentra u_{N-1} ; los coeficientes modificados $b_N^{(N-1)}$ y $a_{NN}^{(N-1)}$ son conocidos.

Ejemplo:

Supongamos que tenemos la siguiente ecuación

$$\begin{bmatrix} 5.0 & 4.0 & 3.0 \\ 4.0 & 2.0 & 4.0 \\ 3.0 & 4.0 & 4.0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2.0 \\ -1.0 \\ 3.0 \end{pmatrix}$$

usando la Ec. (5) podemos expresar u_1 en términos de las otras incógnitas:

$$u_1 = \frac{2.0}{5.0} - \frac{4.0}{5.0} u_2 - \frac{3.0}{5.0} u_3$$

ando las Ecs (6) calculamos los coeficientes a modificados,

$$a'_{22} = 7.0 - \frac{(4.0)(4.0)}{5.0} = 3.8$$

$$a'_{23} = 4.0 - \frac{(4.0)(3.0)}{5.0} = 1.6$$

$$a'_{32} = 4.0 - \frac{(3.0)(4.0)}{5.0} = 1.6$$

$$a'_{33} = 4.0 - \frac{(3.0)(3.0)}{5.0} = 2.20$$

Similáramente, los coeficientes b modificados:

$$b'_2 = -1.0 - \frac{(4.0)(2.0)}{5.0} = -2.6$$

$$b'_3 = 3.0 - \frac{(3.0)(2.0)}{5.0} = 1.8$$

Por tanto, las nuevas ecuaciones son:

$$\begin{bmatrix} 3.8 & 1.6 \\ 1.6 & 2.2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -2.6 \\ 1.8 \end{Bmatrix}$$

Si siguiendo el mismo procedimiento, podemos eliminar u_2 y desarrollar un sistema de ecuaciones modificado (en este ejemplo solo queda una ecuación con una incógnita). La expresión para u_2 es

$$u_2 = -\frac{2.6}{3.8} - \frac{1.6}{3.8} u_3$$

y los coeficientes modificados

$$a^2_{33} = 2.2 - \frac{(1.6)(1.6)}{3.8} = 1.526$$

$$b^2_3 = 1.8 - \frac{(1.6)(-2.6)}{3.8} = 2.895$$

Por tanto, la ecuación restante es:

$$(1.526) u_3 = 2.895$$

$$\therefore u_3 = \frac{2.895}{1.526} = 1.897$$

Sustituyendo el valor de u_3 en la ecuación para u_2 , obtenemos:

$$u_2 = -\frac{2.6}{3.8} - \frac{1.6}{3.8}(1.897)$$

$$\therefore u_2 = -1.483$$

Finalmente, sustituyendo los valores de u_2 y u_3 en la ecuación para u_1 , obtenemos:

$$u_1 = \frac{2.0}{5.0} - \frac{4.0}{5.0}(-1.483) - \frac{3.0}{5.0}(1.897)$$

$$\therefore u_1 = 0.448$$

Por tanto, tenemos que el vector u está dado por

$$u = \begin{pmatrix} 0.448 \\ -1.483 \\ 1.897 \end{pmatrix}$$

Condiciones de Frontera

En cada punto modal conocemos ambas cargas, o ambos desplazamientos o un desplazamiento y una carga. Estos valores deben ser introducidos en las ecuaciones de equilibrio.

Si todas las cargas fueran conocidas, lo único que tendríamos que hacer es introducir los valores conocidos en el vector de carga (lado derecho de las ecuaciones) y resolver el sistema de ecuaciones como se indicó anteriormente.

Sin embargo, generalmente conocemos algunas de las cargas modales y algunos de sus desplazamientos. Donde los desplazamientos son conocidos y las cargas

de desconocen, modificamos las ecuaciones de tal manera que en el lado derecho del sistema de ecuaciones tengamos puros valores conocidos. Una vez hecho esto, resolvemos como se indicó anteriormente. Supongamos que el sistema de ecuaciones es el siguiente:

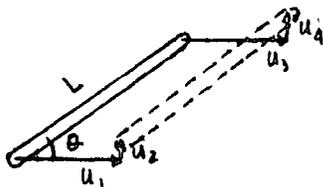
$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix}$$

Supongamos que todos los valores de P son conocidos excepto P_3 . En cambio, u_3 es conocido: $u_3 = r$. Entonces, la tercera ecuación se sustituye por la ecuación $u_3 = r$ y dondequiera que u_3 aparezca en otra ecuación, el término que contiene u_3 se resta tanto del lado izquierdo como del lado derecho del sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & 0 & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & 0 & K_{24} \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ K_{41} & K_{42} & 0 & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1 - K_{13}r \\ P_2 - K_{23}r \\ r \\ P_4 - K_{43}r \end{Bmatrix}$$

Cálculo de Deformaciones

Una vez que los desplazamientos de cada nudo han sido calculados, podemos calcular la deformación de cada elemento



El alargamiento axial es: $u = (u_3 - u_1) \cos \theta + (u_4 - u_2) \sin \theta$

La deformación axial es: $\epsilon = \frac{u}{L}$; donde L es la longitud de la barra.

Cálculo de Esfuerzos

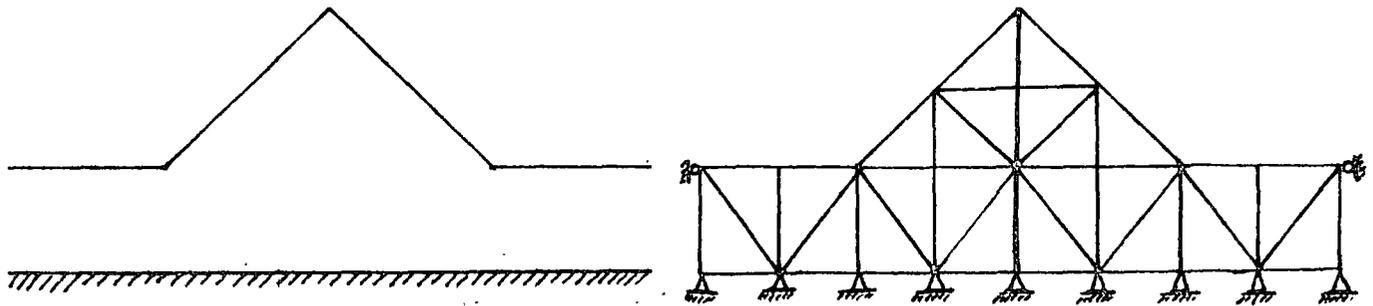
Conocidas las deformaciones, podemos calcular los esfuerzos en las barras usando la relación:

$$\sigma = E \epsilon$$

donde E es el módulo de Young.

Método del Elemento Finito Usando Elementos Planos

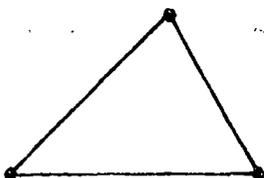
En el análisis de medios continuos con el método del elemento finito, el medio continuo se reemplaza por elementos finitos planos. Los elementos deben cubrir todo el espacio ocupado por la estructura.



Tipos de Elementos Planos

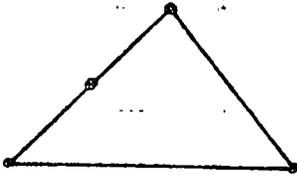
El tipo de elemento se define de acuerdo a su forma y al tipo de deformaciones que puede soportar.

1.- Elemento triangular con deformación constante:



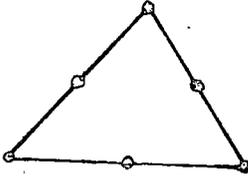
En este elemento líneas rectas permanecen rectas en el estado deformado. Los desplazamientos varían linealmente y las deformaciones constantes.

2.- Elemento triangular con deformación lineal restringida:



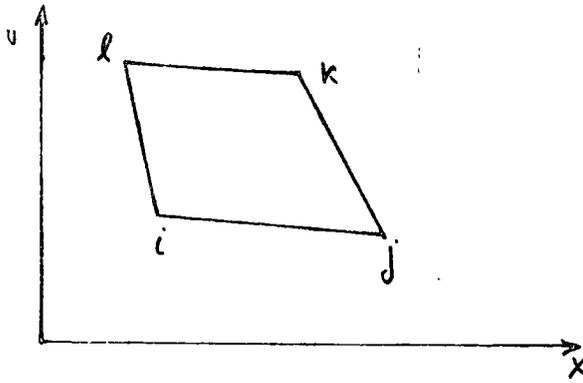
Este elemento tiene tres nudos en un lado y dos nudos en los otros lados. Las deformaciones son lineales en el lado de tres nudos y constantes en los lados de dos nudos.

3.- Elemento triangular con deformación lineal:



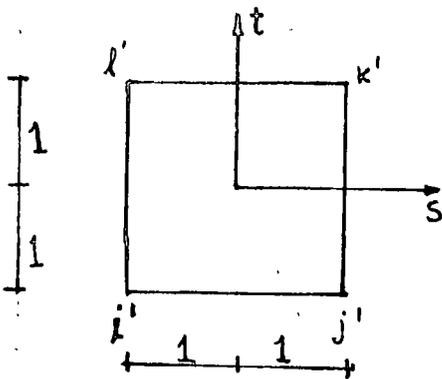
Este elemento tiene tres nudos en los lados del triángulo. Los desplazamientos son parabólicos y las deformaciones varían linealmente.

4.- Elemento isoparamétrico:



En este tipo de elementos el funcional que se utiliza para representar la variación de las deformaciones dentro del elemento, se emplea para representar su geometría. En análisis bi-dimensional el elemento isoparamétrico de cuatro lados más simple es aquel en que se utiliza un campo lineal de deformaciones.

Cuando el elemento no es rectangular, se tiene el problema de encontrar un funcional tal que líneas rectas antes de la deformación permanezcan rectas después de que ocurra la deformación. Para simplificar el problema el elemento se puede "mapear" a otro sistema de coordenadas tal que transforme el elemento cuadrilátero en uno rectangular.



En estas notas sólo se presentará el elemento triangular con deformación constante.

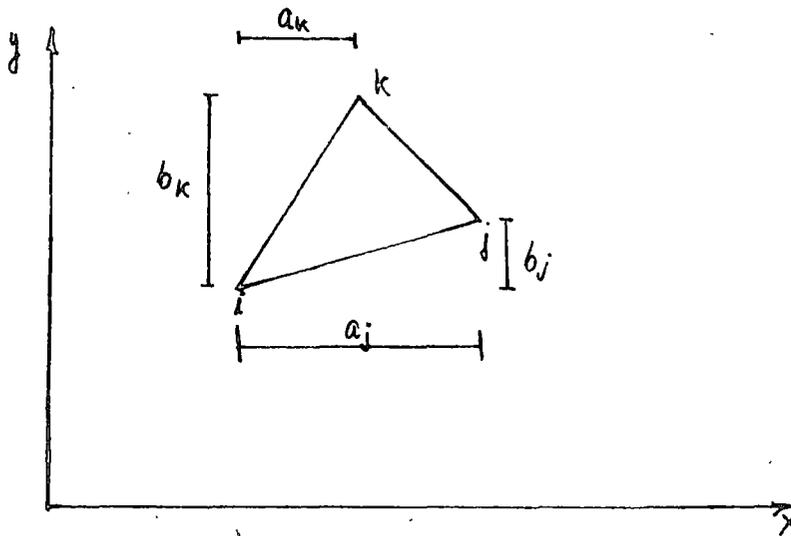
Procedimiento para Calcular la Matriz de Rigidez

Los pasos necesarios para desarrollar la matriz de rigidez son los siguientes:

- 1.- relacione deformaciones y desplazamientos
- 2.- relacione esfuerzos y deformaciones
- 3.- relacione cargas y esfuerzos.
- 4.- combine, relacionando cargas y desplazamientos.

Rigidez del Elemento Triangular con Deformación Constante

1.- Relacione deformaciones y desplazamientos. La hipótesis básica es que los desplazamientos varían linealmente dentro del elemento.



La función de desplazamiento está dada por:

$$u = u_i + c_1 \Delta x + c_2 \Delta y$$

$$v = v_i + c_3 \Delta x + c_4 \Delta y$$

donde Δx y Δy se miden a partir del nudo i. Podemos encontrar los valores de c_1, c_2, c_3 y c_4 substituyendo los valores de $u, v, \Delta x$ y Δy en los nudos j y k.

$$u_j = u_i + c_1 a_j + c_2 b_j \quad (7)$$

$$u_k = u_i + c_1 a_k + c_2 b_k \quad (8)$$

Resolviendo la Ec(7) para c_1 , se obtiene:

$$c_1 = \frac{1}{a_j} (u_j - u_i - c_2 b_j) \quad (9)$$

Resolviendo la Ec. (8) para c_2 , se obtiene:

$$c_2 = \frac{1}{b_k} (u_k - u_i - c_1 a_k) \quad (10)$$

Sustituyendo la Ec (10) en la Ec (9), se obtiene:

$$c_1 = \frac{(b_j - b_k) u_i + b_k u_j - b_j u_k}{(a_j b_k - a_k b_j)}$$

Similarmente para c_2 ,

$$c_2 = \frac{(a_k - a_j) u_i - a_k u_j + a_j u_k}{(a_j b_k - a_k b_j)}$$

Para c_3 ,

$$c_3 = \frac{(b_j - b_k) v_i + b_k v_j - b_j v_k}{(a_j b_k - a_k b_j)}$$

Y, para c_4 ,

$$c_4 = \frac{(a_k - a_j) v_i - a_k v_j + a_j v_k}{(a_j b_k - a_k b_j)}$$

Las deformaciones dentro del elemento están dadas por

$$\begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{pmatrix}$$

Usando la función de desplazamientos se obtiene que:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= C_1 \\ \epsilon_y &= C_4 \\ \gamma_{xy} &= C_2 + C_3\end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{a_j b_k - a_k b_j} \begin{bmatrix} (b_j - b_k) & 0 & b_k & 0 & -b_j & 0 \\ 0 & (a_k - a_j) & 0 & -a_k & 0 & a_j \\ (a_k - a_j) & (b_j - b_k) & -a_k & b_k & a_j & -b_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix}$$

o, simbólicamente

$$\{\epsilon\} = [A]\{u\} \quad (11)$$

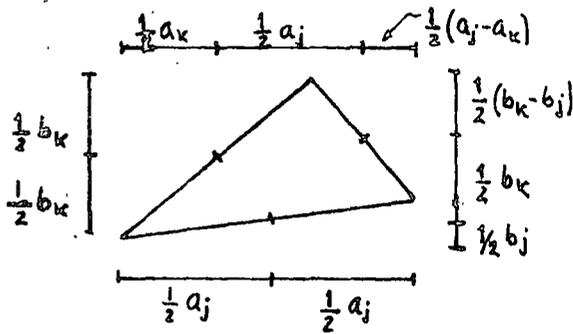
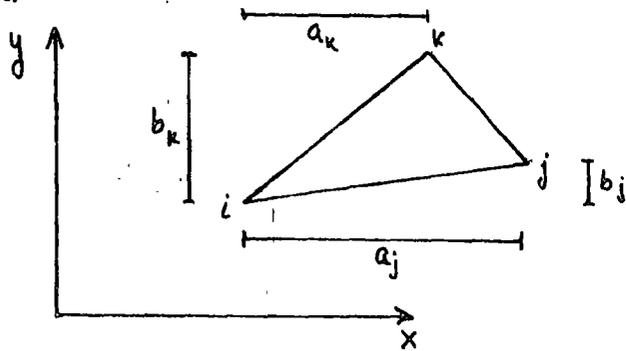
2.- Relación esfuerzos y deformaciones. Para condiciones de deformación plana y comportamiento isotrópico, la ley generalizada de Hooke es

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (12)$$

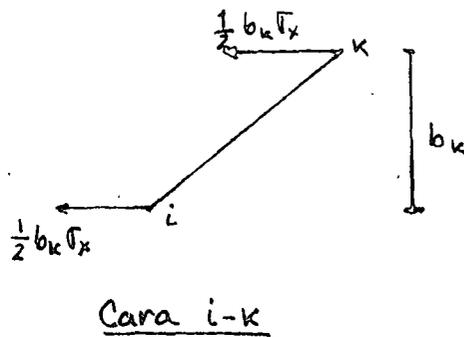
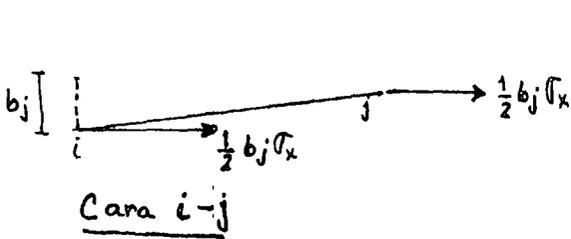
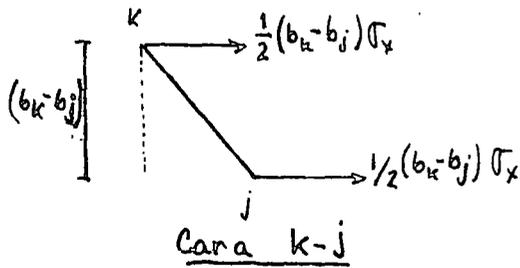
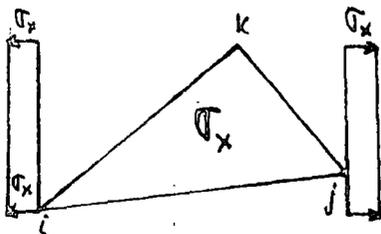
donde E es el módulo de Young y ν es la relación de Poisson. Note que para $\nu=0.5$ el multiplicando es indeterminado, por tanto, para deformación plana no se puede analizar el caso de materiales incompresibles; por ejemplo, arcillas saturadas. La Ec. (12) se puede escribir en forma simbólica como:

$$\{\sigma\} = [C]\{\epsilon\} \quad (13)$$

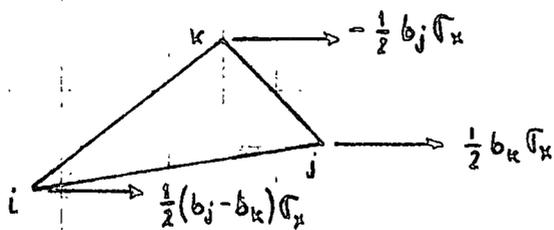
3.- Relación cargas a esfuerzos. Podemos reemplazar esfuerzos uniformes actuando en el elemento por fuerzas nodales estáticamente equivalentes. Para lograr esto, consideremos la mitad del área proyectada sobre cada cara que está asociada con cada punto nodal



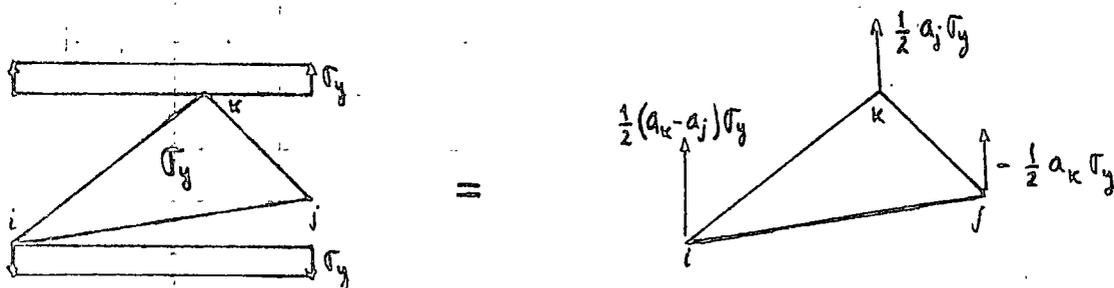
Componente en la dirección x: Esfuerzo en la dirección x = σ_x



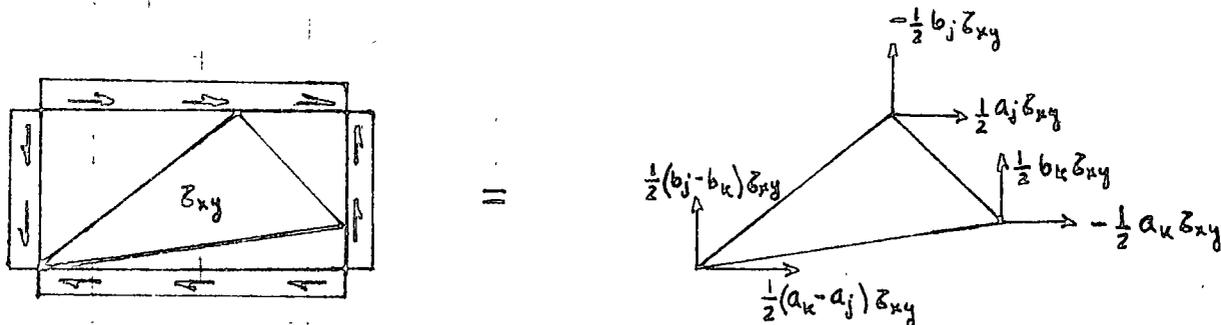
Superponiendo las cargas modales, se obtiene



Similarmemente, para la dirección y: Esfuerzo en y = σ_y



Y, para el esfuerzo cortante τ_{xy} :



Escribiendo los resultados obtenidos con los diagramas de cuerpo libre, en forma matricial, se obtiene la siguiente relación entre cargas y esfuerzos:

$$\begin{Bmatrix} P_x^i \\ P_y^i \\ P_x^j \\ P_y^j \\ P_x^k \\ P_y^k \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} (b_j - b_k) & 0 & (a_k - a_j) \\ 0 & (a_k - a_j) & (b_i - b_k) \\ b_k & 0 & -a_k \\ 0 & -a_k & b_k \\ -b_j & 0 & a_j \\ 0 & a_j & -b_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Simbólicamente

$$\{P\} = [B]\{\sigma\} \quad (14)$$

4.- Combine, relacionando cargas y desplazamientos. Sustituyendo la Ec. (11) en la Ec. (13), se obtiene la siguiente relación:

$$\{\sigma\} = [C][A]\{u\} \quad (15)$$

Sustituyendo la Ec. (15) en la Ec. (14), se obtiene la relación,

$$\{P\} = [B][C][A]\{u\} \quad (16)$$

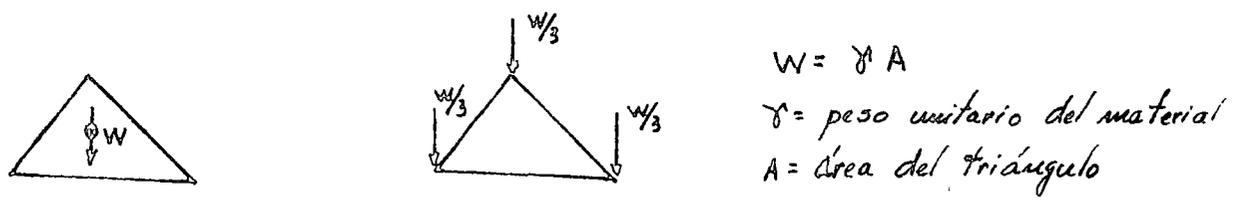
que relaciona desplazamientos y cargas. Comparando las Ecs. (1 y 16) se deduce que la matriz de rigidez $[K]$ está dada por

$$[K] = [B][C][A] \quad (17)$$

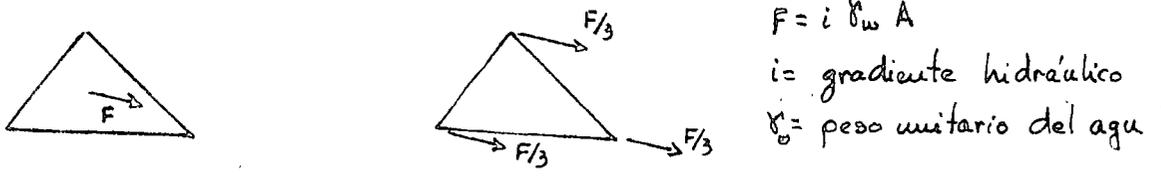
Generación de Cargas

A fin de llevar a cabo análisis con el método del elemento finito, tenemos que representar el problema en términos de una estructura con condiciones de frontera conocidas y sujeta a un sistema de cargas conocido.

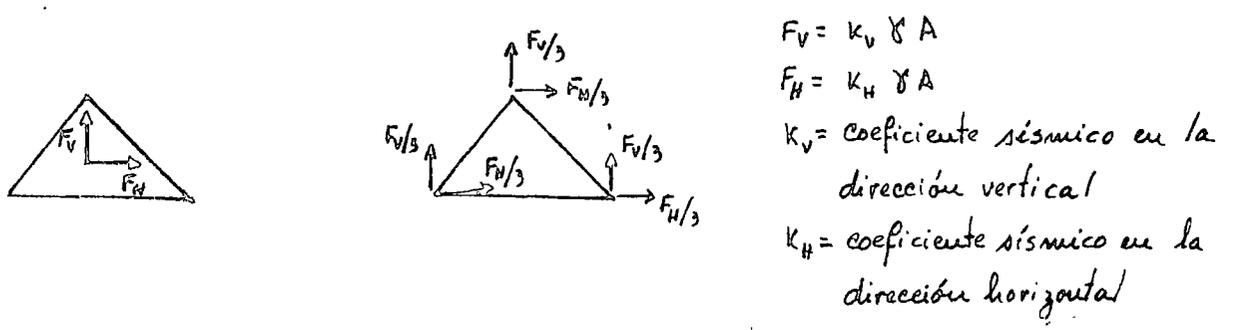
1- Peso Unitario. Usualmente $\frac{1}{3}$ del peso de un elemento triangular se distribuye en cada punto nodal



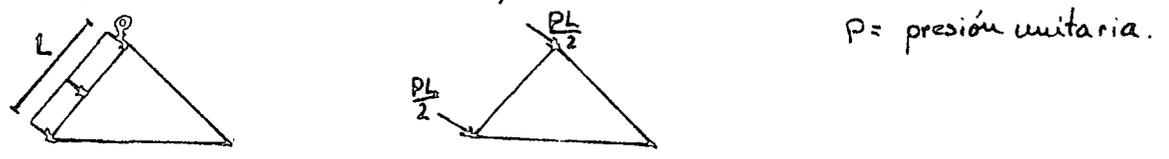
2- Fuerza de Flujo de Agua. Usualmente $\frac{1}{3}$ de la fuerza de filtración se distribuye en cada nudo. La fuerza de filtración actúa en la dirección del flujo de agua.



3- Fuerza Sísmica. Similarmente, $\frac{1}{3}$ de la fuerza sísmica se distribuye en cada nudo.



4- Presiones en la Frontera. La resultante de una presión actuando en una frontera se distribuye en los puntos nodales de esa frontera



Aunque el método del elemento finito fue desarrollado para ingeniería estructural, su empleo en mecánica de suelos y rocas ha sido múltiple en los últimos diez años.

La mayoría de los problemas de mecánica de suelos y rocas han sido estudiados con el método del elemento finito. Así, uno puede determinar los asentamientos instantáneos y de consolidación que ocurren bajo una cimentación desplantada en un estrato compresible; o, determinar la capacidad de carga de cimentaciones con diversas geometrías desplantadas sobre medios estratificados. También se pueden estudiar cimentaciones piloteadas tomando en cuenta la interacción entre los pilotes y el suelo que los rodea. Cimentaciones especiales como cajones desplantados a diferentes niveles también son susceptibles de estudio.

El método del elemento finito se ha usado repetidamente para estudiar la estabilidad de terraplenes naturales y principalmente terraplenes artificiales como presas de tierra y enrocamiento. En este último caso, análisis anteriores a la construcción de la presa permiten detectar problemas como el agrietamiento de la cortina o zonas de debilidad que puedan poner en peligro la estabilidad de la obra. La estabilidad de la cortina se estudia durante la etapa de construcción, al final de la construcción, durante el primer llenado del embalse y a flujo establecido. En las dos primeras etapas, en el análisis se consideran el peso propio del material de construcción, sus características esfuerzo-deformación y la historia de cargas (proceso de construcción). En la tercera etapa se incluye la presión hidrostática ejercida por el agua y la reducción en resistencia por saturación del material y en la cuarta etapa, se construye la red de flujo a través de la cortina y en el análisis se incluyen las fuerzas de filtración en la dirección del flujo.

El elemento finito se ha usado con éxito en la determinación del estado de esfuerzos en la vecindad de túneles construidos en roca o en suelos blandos. En el caso de túneles en roca fisurada, estos análisis permiten determinar racionablemente la zona y cantidad de anclaje requerido para evitar el colapso de las paredes y clave del túnel. Por otro lado, cuando se construye un túnel en suelos blandos debajo de una zona desarrollada, es importante poder estimar

la magnitud de los asentamientos que ocurrirán en la superficie y a diferentes niveles durante el túnel. Es importante, por ejemplo, dadas unas condiciones de excavación del frente del túnel, conocer la zona de influencia y prever estimar su progreso a medida que el frente del túnel pasa de una sección a otra sección de interés. Este tipo de problemas pueden estudiarse utilizando el método del elemento finito.

La estabilidad de laderas rocosas y el flujo de agua a través de fisuras y juntas en masivos rocosos, también pueden estudiarse con el elemento finito.

El estudio de pavimentos con el elemento finito se vuelve especialmente atractivo pues permite determinar el estado de esfuerzos y deformaciones en el cuerpo del terraplén. Es sabido que el agrietamiento de la carpeta asfáltica se debe a deformaciones de tensión que ocurren en la base de la carpeta y a la acción repetida de cargas impuestas por el tránsito de vehículos. Por otro lado, el ondulamiento del pavimento se debe a las deformaciones verticales ocurridas en la subrasante. Por tanto, el conocimiento de estos parámetros permitiría hacer un diseño racional de los pavimentos.

El método se ha utilizado también en el estudio de excavaciones a cielo abierto y en el análisis de estructuras que soportan masas de suelo como tablestacas, muros de retención, ataguías, etc.

Debido al conocimiento actual de las características esfuerzo-deformación de los suelos, el método del elemento finito y el análisis dimensional pueden usarse conjuntamente para establecer procedimientos sencillos que permitan estimar el comportamiento de las estructuras térreas. Por ejemplo, uno puede establecer correlaciones entre el factor de seguridad de terraplenes y su distorsión externa (deformación exterior del talud). De esta forma, una vez conocido el factor de seguridad y la geometría del talud, se podría estimar el nivel de deformaciones que ocurrirían exteriormente. Similarmente, se podría estimar la pérdida de bordo libre.

Este procedimiento se puede aplicar a muchos otros problemas de ingeniería como túneles en suelos blandos, cimentaciones, etc.

Lo anteriormente dicho se aplica a condiciones estáticas. Similarmente, uno podría considerar el efecto de solicitaciones sísmicas simplemente planteando el problema como uno de vibraciones o de propagación de ondas sísmicas, y utilizando las propiedades esfuerzo-deformación de los materiales para condiciones dinámicas.

En lo que sigue se da una lista de referencias pertinentes al uso del método del elemento finito en problemas de mecánica de suelos y rocas

Referencias.

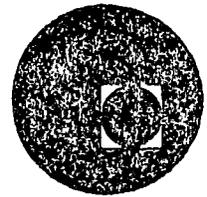
- Alberro, J y Romo, M.P. (1969). "Método del Elemento Finito," Publicación N° 239, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- Alberro, J. (1971). "Stress-Strain Analysis of El Infiernillo Dam," ASCE, Specialty Conference on Earth and Earth-Supported Structures, Purdue University, Lafayette Indiana, USA.
- Alberro, J y León, J.L. (1971). "Estado de Esfuerzos y Deformaciones en la Presa La Villita," Publicación N° 298, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- Alberro, J. (1974). "La Angostura Dam Underground Powerhouse Prediction and Measurement of Displacements During Construction," International Conference on Rock Mechanics, Denver, USA.
- Covarrubias, S.W. (1969). "Cracking of Earth and Rockfill Dams," Doctoral Thesis, Harvard University, USA
- Covarrubias, S.W. y Romo, M.P. (1970). "Análisis de Esfuerzos en la Presa La Angostura," Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM. México.
- Duncan, J.M. and Dunlop, P. (1969). "Slopes in Stiff-Fissured Clays and Shales," Proc. ASCE, JSM&F Division, Vol. 95, SM2, March.
- Lough, G.W., and Duncan, J.M. (1969). "Finite Element Analysis of Port Allen and Old River Locks," Contract Report No. TE 69-3, USAEWES. University of California, Berkeley.

- D'Appolonia, D.J. (1970). "Prediction of Stress and Deformation for Undrained Loading Conditions," Proc. ASCE, J. SM&F Division, Vol. 96, SM2, March.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970). "Nonlinear Analysis of stress and Strain in Soils," Proc. ASCE, J. SM&F. Division, Vol. 96, SM5, September.
- Goodman, R.E. et al. (1968). "A Model for the Mechanics of Jointed Rocks," Proc. ASCE, J. SM&F. Division, Vol. 94, SM3, May.
- Kulhawy, F.H. and Duncan, J.M. (1969). "Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Embankments During Construction," Contract Report No. TE-69-4, USAEWES, November, University of California, Berkeley.
- Desai, C.S. and Reese, L.C. (1970). "Solution of Stress-Deformation Problems in Soil and Rock Mechanics Using the Finite Element Method," Proc. ASCE, J. SM&F. Division, Vol. 96, SM4, July.
- Girijavallabhan, C.V. and Reese, L.C. (1968). "Finite Element Method Applied to Some Problems in Soil Mechanics," Proc. ASCE, J. SM&F. Division, Vol. 94, SM2, March.
- Carrier, W.D. and Christian, J.T. (1973), "Rigid Circular Plate Resting on a Non-Homogeneous Elastic Half-Space," Géotechnique 23, No. 1.
- Kono, I. (1974). "Finite Element Analysis of a Nonsteady Seepage Problem," Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4, December.
- Höeg, Kåre (1972). "Finite Element Analysis of Strain-Softening Clay," Proc. ASCE, J. SM&F. Division, Vol. 98, No. SM1, January.
- Christian, J.T. et al. (1972). "Consolidation of Layer Under Strip Load," Proc. ASCE, J. SM&F. Division, Vol. 98, No SM7, July.
- Roséndiz, D. y Romo, M.P. (1972). "Analysis of Embankment Deformations," Proc. of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Vol. 1 Part 1, Purdue, USA.

- Romo, M.P. et. al. (1977). "Finite Element Random Vibration Method for Soil-Structure Interaction Analysis," Trans. of the IV International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Vol. K(a), San Francisco, Cal. USA.
- Romo, M.P. y Orozco, R.V. (1978). "Uso del Método del Elemento Finito en el Análisis de Pavimentos," Memorias del IV Congreso de la ANIAC., Mérida, Yucatán.
- Ghaboussi, J. and Ranken, R. (1975). "Tunnel Design Considerations: Analysis of Stresses and Deformations Around Advancing Tunnels," Report No. FRA-OR&D, University of Illinois.
- Izumi, H. et. al. (1976). "Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Excavations," Proc. of the 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia. USA.
- Finn, W.D.L. and Varoglu, E. (1976). "Numerical Solution of Unconfined Seepage Problems," Proc. of the 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia. USA.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

DINAMICA DE SUELOS

DR. RAUL FLORES BERRONES

AGOSTO, 1978

APUNTES DE DINAMICA DE SUELOS

Por el Profesor Raúl Flores Berrones

CAPITULO III

COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS

1) Introducción

En esta parte se estudia el comportamiento de los suelos cuando se les sujeta a cargas o movimientos dinámicos, tales como los originados por sismos o los provocados por algunas máquinas. Primeramente se explica la naturaleza general del comportamiento dinámico de los suelos y los modelos matemáticos que más se utilizan para representar al suelo, así como la determinación de los parámetros que intervienen en el gobierno del modelo viscoelástico. Se proporcionan también algunas fórmulas empíricas que permiten estimar a estos parámetros y se indican los procedimientos de campo y laboratorio que más se utilizan para determinar las propiedades dinámicas de los suelos. Finalmente se dan las conclusiones y recomendaciones referentes a la determinación de esas propiedades.

II) Naturaleza general del comportamiento dinámico de los suelos

En términos generales, se ha observado experimentalmente que un suelo presenta efectos de endurecimiento cuando los esfuerzos aplicados en pruebas unidimensionales están por arriba de 13 a 14 kg/cm². Por el contrario, a niveles bajos de esfuerzo (<3 kg/cm²), el suelo presenta un efecto de ablandamiento (fig 3.1). Este último tipo de efecto es el que sucede en la mayoría de los problemas relacionados en dinámica de suelos.

Ahora bien, cuando a un suelo se le sujeta a cargas del tipo cortantes cíclicas, tal como las producidas en algunas cimentaciones de maquinaria y desde luego por las ondas de cortante sísmicas, las curvas típicas de esfuerzo deformación son como las mostradas por la fig 3.2. Definiendo como *módulo secante cortante* a la pendiente de la recta que une a cada uno de los lazos de histéresis allí formados, y considerando que el área dentro de dichos lazos representa la *energía disipada* (debido fundamentalmente a los efectos no lineales de fricción entre las partículas de suelo), de esta figura se puede ver que ambas cantidades varían con el nivel de las deformaciones.

Así pues, la figura 3.2 señala que un suelo (sea cohesivo o no), cuando se le sujeta a cargas cortantes cíclicas, tiene un comportamiento claramente no lineal. De manera similar se obtiene este tipo de comportamiento cuando a un suelo se le somete a cargas de compresión cíclicas, como los que se producen, por ejemplo, en una prueba triaxial dinámica.

Puesto que en general los movimientos de un sismo están caracterizados por esfuerzos cortantes reversibles que varían en amplitud y frecuencia (fig 3.3), puede decirse que para cada ciclo de carga y descarga se tendrá una curva de esfuerzo-deformación del tipo señalado por la fig 3.2. Dependiendo del nivel de esfuerzos en cada ciclo se tendrá un cierto valor del módulo cortante y un cierto valor del amortiguamiento o pérdida de energía.

Tomando en cuenta que la velocidad de aplicación de las cargas que se producen durante sismos y en varios problemas de cimentación de maquinaria, es relativamente rápida en comparación con la velocidad con que puede fluir el agua entre las partículas de suelo (de manera que no exista presión de poro), puede considerarse que las condiciones de drenaje durante cargas dinámicas corresponde a situaciones no drenadas. (Obviamente este puede no ser el caso, por ejemplo de gravas o arenas muy gruesas, e incluso pueden haber circunstancias intermedias).

Del análisis en pruebas de laboratorio se ha observado que la resistencia de un suelo puede disminuir con el número de repeticiones. La fig 3.4, obtenida de una serie de pruebas, indica el número de ciclos requeridos para alcanzar una deformación del 20%, contra el esfuerzo axial dinámico máximo normalizado con respecto a la resistencia estática; obsérvese en esta figura que después de 15 ciclos la resistencia del suelo empieza a disminuir considerablemente.

III) Modelos empleados para el estudio del comportamiento

Una vez conocido el *tipo de comportamiento* que el suelo tiene bajo cargas dinámicas, o lo que es igual, las curvas de esfuerzo-deformación correspondientes, es posible seleccionar un modelo matemático que reproduzca a dicho comportamiento y que permita un análisis simple del mismo. Este análisis se realiza empleando las soluciones matemáticas que se obtienen para cada modelo.

Existen en general dos criterios para seleccionar el modelo requerido. El primero de ellos consiste en seleccionar un modelo que reproduzca o involucre todas las modalidades que el suelo representado puede tener, tales como la no linealidad y el efecto viscoso. El otro criterio es el de seleccionar un modelo simple, con características de esfuerzo-deformación lineales, pero que proporcione los aspectos claves de un problema específico y tenga sus parámetros ajustados al nivel de deformaciones esperado. Con este segundo criterio generalmente se requiere un proceso iterativo; es decir, se estiman primeramente los parámetros y se calculan las deformaciones, se revisan después los parámetros y el proceso se repite hasta que exista compatibilidad entre el valor de los parámetros y el nivel de deformaciones.

Modelo de Ramberg-Osgood. Un modelo representativo del primer criterio es el llamado de Ramberg-Osgood ilustrado en la fig 3.5; dicho modelo se caracteriza por el punto de fluencia (τ_y, Y_y) que define el límite del comportamiento lineal, el valor inicial del módulo al cortante (G_{max}), y los parámetros α y R . Las ecuacion

nes que gobiernan este modelo, en términos de las relaciones de esfuerzo-deformación cortantes, son:

$$\frac{Y}{Y_Y} = \frac{\tau}{\tau_Y} \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_Y} \right)^{R-1} \right]; \quad \text{ecuación para la curva que desarrolla carga inicial}$$

$$\frac{Y-Y_1}{Y_Y} = \frac{\tau-\tau_1}{\tau_Y} \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau-\tau_1}{2\tau_Y} \right)^{R-1} \right]; \quad \text{ecuación para las curvas de descarga o recarga}$$

τ_Y y Y_Y se refieren, respectivamente, al esfuerzo y la deformación cortante de fluencia, mientras que τ_1 y Y_1 se refieren al último punto de regreso del esfuerzo.

α es un factor que se puede variar para ajustar la posición de la curva en el eje de las deformaciones y R es un factor que controla la curvatura. La fig 3.6 muestra como se pueden ajustar las curvas de Ramberg-Osgood a las que se tienen en suelos. La ventaja principal de este modelo es precisamente la buena concordancia con los resultados experimentales, pero tiene el inconveniente de que su empleo es costoso.

Modelo viscoelástico lineal. Entre los modelos correspondientes al segundo criterio, el que más se emplea por sus ventajas que ofrece y su buena representatividad a la respuesta del suelo bajo cargas cíclicas, es el modelo viscoelástico lineal, ilustrado en la fig 3.7. Los parámetros principales que gobiernan a este modelo son el *módulo lineal equivalente* y el *amortiguamiento lineal equivalente*. El bajo costo que resulta al emplear este

modelo y la buena aproximación que con el se obtiene en la mayoría de los problemas comunes de dinámica de suelos, ha hecho que sea el que en realidad se use en la práctica.

Por lo anterior, en lo que resta de este capítulo se hará énfasis en la determinación de estos dos parámetros que gobiernan al modelo viscoelástico. Dado que ambos parámetros dependen del nivel de deformaciones, primeramente se indicarán los procedimientos más comunes para su obtención junto con los correspondientes rangos de deformación que en dichos procedimientos se producen; posteriormente se indicará la manera de estimar los valores de estos parámetros a niveles diferentes a los obtenidos directamente.

Antes de continuar conviene hacer la siguiente aclaración. Cuando la deformación se indica por un simple número, como 10^{-3} , 10^{-6} , etc, quiere decir que la deformación está expresada en cm/cm o en pulg/pulg, según sean las unidades con las que se está trabajando; sin embargo, cuando va seguida del signo %, quiere decir que la deformación está expresada en por ciento. Así, $10^{-4}\%$ es igual a 10^{-6} .

IV) Determinación de los parámetros que gobiernan el comportamiento del modelo viscoelástico

a) MODULO EQUIVALENTE

En la mayoría de las teorías empleadas en la dinámica de suelos se utiliza el módulo al cortante G o el llamado módulo de Young E. Ambos módulos están relacionados mediante la expresión

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3.1)$$

donde μ es la relación de Poisson

El módulo G está relacionado con la velocidad de las ondas al corte mediante la ecuación

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.2)$$

donde

v_s es la velocidad de propagación de las ondas cortantes y ρ es la densidad de masa del suelo ($= \frac{\text{peso volumétrico del suelo}}{\text{aceleración de la gravedad}}$)

E, por otro lado, está relacionado con la velocidad de ondas longitudinales en muestras cilíndricas del suelo, mediante la expresión siguiente

$$v_L = \sqrt{E/\rho} \quad (3.3)$$

donde

v_L es la velocidad de propagación de las ondas longitudinales en barras

Ambos módulos están también relacionados con la velocidad de las ondas compresionales de cuerpo v_o , mediante las siguientes ecuaciones

$$v_o = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \sqrt{\frac{1-\mu}{(1-2\mu)(1+\mu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}} \quad (3.4)$$

Sin embargo, dado que en suelos saturados las ondas compresionales viajan primordialmente a través del agua y por tanto las velocidades de propagación de esas ondas no están relacionadas con la estructura del suelo, en dinámica de suelos se utiliza relativamente poco esta clase de ondas para determinar el valor de los módulos equivalentes.

En este capítulo se hará énfasis en la determinación del módulo equivalente al corte, ya que dicho módulo es el que más interviene en la formulación matemática de los problemas manejados en la dinámica de suelos.

Existen tres formas básicas de hacer la determinación del módulo G ; a) pruebas de laboratorio, b) pruebas de campo y c) fórmulas empíricas. Los procedimientos más comunes dentro de cada una de estas formas se describen a continuación.

Pruebas de laboratorio

Los procedimientos más conocidos para determinar el valor de G en el laboratorio, son:

- | | |
|----------------------------------|--|
| | Pruebas |
| 1) Aplicación de cargas cíclicas | $\left\{ \begin{array}{l} \text{a) triaxial cíclica} \\ \text{b) cortante simple} \\ \text{c) cortante por torsión} \end{array} \right.$ |

- 2) Vibraciones forzadas } Prueba de la columna resonante
- 3) Vibraciones libres } (a) columna resonante
 (b) cortante con torsión
 (c) cortante simple
 (d) mesas vibratoras
- 4) Técnica pulsativa

El rango de deformaciones que se puede lograr a través de estas pruebas, y su comparación con el rango que se tiene durante tem**po**res de mediana y alta intensidad, se indica en la fig 3.8. La única prueba que en dicha figura no aparece es la de la Técnica pulsativa; por lo general, el rango de deformación en el que se trabaja en esta prueba es $\leq 10^{-6}$.

Prueba triaxial cíclica

La prueba triaxial cíclica consiste en aplicar esfuerzos longitudinales de compresión y extensión a una probeta cilíndrica de suelo, montada dentro de una cámara triaxial del tipo convencional.

La fig 3.9 indica los esfuerzos a los que queda sujeta la muestra durante la aplicación de carga axial cíclica. En este caso el valor de E se determina a través de las mediciones directas de las características de esfuerzo deformación, y para obtener el valor de G es necesario utilizar la relación indicada en la ecuación 3.1. Esta prueba tiene la ventaja de variar el nivel de deformaciones a través de un control adecuado de los esfuerzos

aplicados y la de utilizar un equipo que fácilmente se puede conseguir en el mercado. Sin embargo, presenta los serios inconvenientes de no reproducir las condiciones de consolidación y de carga que suceden en la realidad. (En el campo los estratos de suelo se consolidan anisotrópicamente y el estado de esfuerzos durante las cargas que se tienen, para el caso de sismos, es muy diferente al producido en el laboratorio; además, las restricciones impuestas por los aparatos en los extremos de la probeta, inducen concentraciones de esfuerzos en esos lugares).

Prueba cortante simple cíclica

Esta clase de pruebas se han efectuado tanto en probetas pequeñas cilíndricas y cuadradas, como en probetas de tamaño relativamente grande. En el caso de probetas pequeñas, los esfuerzos cortantes cíclicos se aplican directamente a través de las paredes de los aparatos que las contienen (fig 3.10); el módulo al corte se obtiene directamente al determinar los esfuerzos y las correspondientes deformaciones cortantes. Un inconveniente de esta clase de pruebas es el efecto de las fronteras que inducen concentraciones de esfuerzos cerca de las esquinas o extremos de las probetas, así como condiciones no uniformes de deformación; todo esto conduce a que el valor del módulo determinado sea menor que el que en realidad se tiene en el campo para mismos niveles de deformación.

Sin embargo, son este tipo de pruebas las que mejor reproducen las condiciones del campo cuando a un suelo se le sujeta a movimientos intensos de sismo.

En cuanto a pruebas a mayor escala, se utiliza un mecanismo que permite determinar el valor del módulo al cortante a través de las vibraciones libres o de vibraciones forzadas en la muestra de suelo. Las vibraciones libres se obtienen aplicando primero una fuerza horizontal en la parte superior de la muestra (fig 3.11) y relajándola rápidamente para medir el decremento de los desplazamientos o las aceleraciones en función del tiempo; el valor del módulo en este caso se obtiene a través de la siguiente expresión (Ref 14)

$$G = \frac{24\gamma H^2}{g T^2} \quad (\text{en libras/pie}^2) \quad (3.5)$$

donde

γ = peso volumétrico del suelo, lb/pie³

H = altura de la muestra de suelo, pies

g = constante gravitacional, 32.2 pies/seg²

T = período de las vibraciones libres, seg

Las vibraciones forzadas se obtienen aplicando una carga horizontal cíclica en la parte superior de la muestra; de la medición de la fuerza aplicada y los desplazamientos producidos se puede obtener la curva de esfuerzo-deformación, y a partir de ella se determina directamente el módulo al cortante.

Esta prueba cortante cíclica se utiliza sólo en trabajos de investigación y generalmente está limitada a muestras alteradas o remodeladas de suelo (por la dificultad de obtener muestras inalteradas a distintas profundidades con las dimensiones señaladas en la fig 3.11).

Pruebas cortantes torsionales cíclicas

Existen dos tipos de pruebas de torsión cíclica que son conocidas y empleadas para determinar el módulo al cortante. La primera de ellas es la desarrollada por Hardin y Drenevich (Ref 5) y consiste en aplicar cargas torsionales cíclicas a una probeta cilíndrica de suelo que puede ser sólida o hueca (fig 3.12). La ventaja de la probeta hueca es la disminución de la variación de las deformaciones cortantes en la sección transversal que se analiza (En la probeta sólida la deformación en el centro es nula mientras que en la orilla es máxima).

De la determinación de la carga aplicada y las deformaciones resultantes se pueden dibujar las curvas histeréticas; el valor del módulo se obtiene entonces calculando la pendiente de la línea que une los extremos de los lazos histeréticos correspondientes.

La ventaja de esta prueba es la posibilidad de determinar el valor del módulo cortante en un rango muy amplio de deformaciones; sin embargo, cuando se usan probetas huecas, existe el inconveniente de no poder emplear muestras inalteradas de suelo.

La otra prueba de torsión cíclica es la desarrollada por el Prof. Zeevaert (Ref 16) y es quizá la más sencilla y práctica para determinar el módulo cortante en cualquier tipo de suelo. El procedimiento consiste en aplicar un par torsionante en el extremo superior de una muestra cilíndrica (fig 3.13), para posteriormente soltarla y provocar vibraciones libres que son registradas mediante un instrumento eléctrico.

Después de que el aparato es calibrado y determinada su frecuencia natural amortiguada de vibración, de la observación de las vibraciones libres del sistema se obtiene la frecuencia circular natural amortiguada del mismo. El valor de G se obtiene entonces de la siguiente expresión:

$$G = \frac{\omega_{nd}^2}{(1-D_s^2) - (1-D_a^2) \left(\frac{\omega_{nd}}{\omega_{ad}}\right)^2} \frac{k_a h}{\omega_a^2 I_p} \quad (3.6)$$

donde

ω_{nd} es la frecuencia circular natural amortiguada del sistema (aparato-suelo)

D_s es la relación de amortiguamiento del sistema (que se obtiene a partir de la determinación del decremento logarítmico de las vibraciones)

D_a es la relación de amortiguamiento del aparato

ω_{ad} es la frecuencia circular natural amortiguada del aparato

ω_a es la frecuencia circular natural del aparato $\left[\omega_a^2 = \omega_{ad}^2 / (1-D_a^2)\right]$

k_a es la rigidez del aparato (tanto D_a , ω_{ad} y k_a se obtienen a partir de la calibración del aparato)

h es la altura de la probeta

$I_p = \pi d^4 / 32$, es el momento polar de inercia de la probeta

Cuando el instrumento se diseña de manera que el término

$(1-D_s^2) \left(\frac{\omega_{nd}}{\omega_{ad}}\right)^2$ sea despreciable, el valor de G se obtiene con la

siguiente expresión

$$G = \frac{\omega_{nd}^2}{1-D_s^2} \frac{k_a h}{\omega_a^2 I_p} \quad (3.7)$$

Para mayores detalles de este procedimiento, véase la Ref 16.

Prueba de columna resonante

Esta prueba consiste en someter a una probeta cilíndrica de suelo (similar a la señalada para pruebas de torsión cíclica) a vibraciones que bien pueden ser longitudinales, si lo que se desea medir es el módulo E, o torsionales (cortantes) si lo que se busca es el módulo G (fig 3.14). La frecuencia de excitación se hace variar hasta alcanzar una de las frecuencias de resonancia y poder así determinar la correspondiente velocidad de propagación de ondas. Por ejemplo, en el caso de que la probeta de suelo este fija en su base y libre en su parte superior, las frecuencias de resonancia están dadas por la siguiente expresión

$$f_n = (2n-1) \frac{v}{4H} \quad (3.8)$$

donde

n es un número entero (igual a 1 para la frecuencia fundamental)

H es la altura de la columna

v es la velocidad de onda

Teniendo la velocidad de propagación de las ondas, sean cortantes o longitudinales, el módulo correspondiente se obtiene a partir de la expresión

$$M = \rho v^2 \quad (3.9)$$

donde

M es el módulo (G o E, según sea el caso) y

ρ es la densidad de masa del suelo

Combinando entonces las dos expresiones anteriores se obtiene

$$M = \frac{16\rho H^2 f^2}{(2n-1)^2} \quad (3.10)$$

En esta prueba, donde el nivel de deformaciones con el que se trabaja es relativamente pequeño (del orden de $10^{-4}\%$), las principales ventajas son la simplicidad de su ejecución y la posibilidad de aplicarla en varios tipos de suelos. Es además una de las pruebas que más comúnmente se usan en los laboratorios de dinámica de suelos.

Mesas vibradoras

El empleo de las mesas vibradoras tiene como fin primordial el de estudiar y determinar las propiedades dinámicas de los suelos a través de especímenes más grandes, y por tanto más representativos de lo que se tiene en la realidad. Su uso se ha extendido considerablemente en los centros de investigación, y hoy en día existen varias que ofrecen una gran variedad de modalidades.

El procedimiento más común para determinar el módulo al cortante en esta clase de pruebas, consiste en excitar la base del espécimen a través de desplazamientos horizontales en la base (fig 3.15) y medir la respuesta de vibración libre cuando se suspende dicha excitación. El valor del módulo al cortante se obtiene entonces a través de las mismas expresiones señaladas en la prueba de la columna resonante, para el primer modo de vibración, o sea $G = 16\rho H^2 f^2$. (En la estimación de G , usando este procedimiento,

se está suponiendo que la frecuencia fundamental es aproximadamente igual a la frecuencia natural de vibración amortiguada).

La ejecución de esta prueba es sumamente laboriosa y resulta sumamente cara. Además se presentan varios problemas del tipo práctico, tales como la dificultad de preparación de la muestra, su saturación y lo difícil que resulta aplicar altas presiones de confinamiento.

Todo ello conduce a que esta prueba sea de uso exclusivo para trabajos de investigación.

Técnica pulsativa

La técnica pulsativa consiste en colocar unos cristales piezoeléctricos en cada extremo de una probeta de suelo, y aplicar un pulso eléctrico en los cristales de uno de los extremos. Cuando lo que se quiere medir es la velocidad de ondas al corte, la disposición de los cristales es en forma radial (fig 3.16).

Los cristales son manufacturados en forma tal que, cuando se aplica un pulso eléctrico, se produce una distorsión cortante; dicha distorsión origina una onda transversal que pasa a través de la probeta y es registrada por los cristales del otro extremo. La fig 3.17 muestra el tipo de registro que se obtiene en un osciloscopio, en el cual se puede determinar el tiempo que tarda la onda en llegar al otro extremo.

La velocidad se determina simplemente de dividir la longitud de la probeta entre el tiempo que tardó la onda en pasar de un

extremo al otro. Con dicha velocidad el módulo buscado se obtiene en la forma señalada por la ec 3.9.

El nivel de deformaciones al cual corresponde el valor del módulo obtenido a través de esta prueba es, como ya se indicó antes, menor e igual a 10^{-6}

Pruebas de campo

Prácticamente existen tres pruebas de campo empleadas para determinar el módulo del suelo: a) pruebas geofísicas, b) empleo de un vibrador y c) pruebas de placa. Una descripción breve de cada una de ellas se hace a continuación.

Pruebas geofísicas

El procedimiento que se emplea para calcular el módulo del suelo consiste en determinar las velocidades de propagación de las ondas que son generadas en un cierto punto y registradas en otro. Dentro de las técnicas geofísicas las más empleadas para determinar el módulo dinámico son las que hacen uso de hoyos para registrar y/o generar las ondas cuya velocidad de propagación se trata de determinar a distintas profundidades. Dependiendo del tipo de ondas que se analice, se puede determinar el módulo E o G a través de las siguientes expresiones

$$E = \rho v_c^2 \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{(1-\mu)} \quad (3.11)$$

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.12)$$

donde

v_c es la velocidad de propagación de las ondas compresionales o dilatantes

v_s es la de las ondas cortantes

ρ es la densidad de masa del suelo, y

μ es la relación de Poisson

Sin embargo, cabe aquí recordar que las ondas compresionales, cuando se propagan por medios saturados, no resultan de utilidad en la determinación de las propiedades del esqueleto de suelo, ya que ellas viajan fundamentalmente a través del agua.

Las técnicas que más se emplean son las señaladas en la fig 3.18. El principio usado es el mismo en todas ellas, aunque existen desde luego ventajas de unas sobre otras, dependiendo de las características del suelo en sí y del equipo empleado. Dicho principio consiste en determinar las velocidades de las ondas que van de la fuente de energía a la fuente receptiva, mediante el uso de osciloscopios que registran el tiempo de salida y el de llegada de cada onda. El principal problema surge al tratar de distinguir las clases de ondas que corresponden a cada señal; esto se debe a que generalmente existen otras fuentes de energía (vibraciones de vehículos, ruidos, etc) y a que los distintos tipos de ondas que se generan, pueden seguir diferentes trayectorias en suelos muy estratificados. Todo esto hace que las señales de llegada sean muy complejas y difíciles de interpretar. Para eliminar este problema, se han ideado varios procedimientos especia

ies, entre los que se encuentra el sugerido por Richart (Ref 7), el cual consiste en aplicar un impacto en el punto de excitación e invertir el sentido del mismo a fin de que las trazas generadas divergan en el momento de que las ondas cortantes llegan (fig 3.19)

La principal ventaja de las técnicas geofísicas, como es de hecho la mayoría de las pruebas de campo, es la de trabajar con un material *in situ*. Además, según ya se indicó, se puede determinar el valor del módulo dinámico a diferentes profundidades. Entre las desventajas se encuentra el hecho de que las técnicas geofísicas generalmente emplean, como fuente de energía, un solo impulso, lo cual hace que el patrón de ondas generado sea difícil de duplicar. Para eliminar esta desventaja se ha desarrollado un vibroempacador que puede usarse con la técnica de hoyos paralelos y con el cual se inducen continuamente ondas polarizadas de compresión o de cortante (Ref 1).

Empleo de un vibrador superficial

Esta técnica estriba en medir la longitud de onda superficial que genera un vibrador, trabajando a una determinada frecuencia, en la superficie del terreno. Como se muestra en la fig 3.20, la longitud de onda se determina moviendo un receptor a lo largo de una línea radial al eje del vibrador y localizando los puntos que están en fase. El valor de la velocidad de ondas cortantes se obtiene mediante la expresión

$$v_s = f\lambda$$

donde

f es la frecuencia de excitación en ciclos/seg
λ es la longitud de onda

Por tanto, el valor de G se obtiene mediante la expresión $G = \rho v_s^2$, ya señalada anteriormente. Una regla semiempírica es suponer que el módulo calculado mediante este procedimiento, corresponde al valor que dicho módulo tiene a una profundidad igual a un medio de la longitud de onda ($\lambda/2$). Por lo tanto, al cambiar la frecuencia de excitación, se puede variar la longitud de onda, y con ello la profundidad de inspección.

Debe aclararse que mediante este procedimiento se está suponiendo que la velocidad de las ondas Rayleigh, que viajan a través de la superficie, son iguales a las ondas cortantes; dicha suposición es válida en la mayoría de los problemas prácticos (Ref 15). Cuando se tiene un medio estratificado, existen teorías que permiten, a través de las matemáticas, determinar los módulos de cada capa (Ref 3); sin embargo, faltan datos experimentales para conocer la validez de dichas teorías y su aplicación desde el punto de vista práctico.

El más serio inconveniente de esta técnica es el de disponer de un vibrador que puede trabajar a bajas frecuencias de operación, de manera que la profundidad de inspección no se limite a valores pequeños. En general la prueba resulta cara y se requiere experiencia y antecedentes teóricos bien fundamentados para hacer una interpretación correcta de los datos.

Pruebas de placa

Estas pruebas consisten en aplicar cargas repetidas sobre una placa de un pie de diámetro (o de lado si es cuadrada), la cual se encuentra apoyada sobre la superficie del terreno o a una cierta profundidad (fig 3.21). Determinando la pendiente de la curva desplazamiento carga (fig 3.22), se obtiene la rigidez k del suelo que se relaciona con el módulo G , mediante la siguiente expresión

$$k = \frac{4 G R}{1 - \mu}$$

donde

R es el radio de la placa

μ es la relación de Poisson

Para extrapolar las rigideces obtenidas usando las placas de pequeñas áreas, a las reales del prototipo, se pueden utilizar las recomendaciones dadas por Terzaghi (Ref 13) para cargas estáticas o sea

$$\text{suelo cohesivo; } k_{\text{prototipo}} = k_1 \text{ diam}^C$$

$$\text{suelo no cohesivo; } k_{\text{prototipo}} = k_1 \text{ diam}^{\left(\frac{C+1}{2}\right)^2}$$

donde

C es la relación de la dimensión menor de la cimentación real a la dimensión menor de la placa

Existe también una prueba de placa consistente en colocar un pequeño vibrador sobre una placa de 12 a 30 pulgadas de diámetro, y variar la frecuencia de excitación del vibrador hasta alcanzar

la condición de resonancia (fig 3.23). En este caso el valor de la rigidez k del suelo se obtiene mediante la siguiente expresión

$$k = (f_r \cdot 2\pi)^2 M$$

donde

M es la masa del vibrador junto con la de la placa, y

f_r es la frecuencia de resonancia en ciclos/seg

La desventaja más importante que se presenta en el empleo de pruebas de placa (sea usando cargas repetidas o el pequeño vibrador), es la correcta interpretación de los resultados y la multitud de variantes que en ella entran. Por otro lado el procedimiento se limita a determinar valores superficiales del módulo del suelo.

Estos inconvenientes han hecho que las pruebas de placa sean poco usadas en la solución práctica de problemas de dinámica de suelos.

c) Fórmulas semiempíricas

Existen fórmulas semiempíricas que dan el valor máximo de G , es decir, el valor de G correspondiente a niveles de deformación bajos. (Ya se había mencionado que se considera como nivel de deformación bajo el que es menor o igual a 10^{-5}). La fórmula más conocida y empleada es la de Hardin y Drnevich (Ref 5), que proporciona muy buenos resultados para valores pequeños de la relación de vacíos ($e \leq 2.0$), y es además válida tanto para suelos cohesivos como no cohesivos; dicha fórmula queda representada por la siguiente expresión

$$G = 1200 \frac{(3-e)^2}{1+e} (\text{OCR})^a (\bar{\sigma}_0)^{1/2}$$

donde

$\bar{\sigma}_0$ y G deben estar en lb/pulg²

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3}{3}$$

($\bar{\sigma}_1$, $\bar{\sigma}_2$ y $\bar{\sigma}_3$ son, respectivamente, los esfuerzos efectivos normales mayor, intermedio y menor)

OCR es la relación de preconsolidación, y

"a" depende del índice de plasticidad (fig 3.24)

Para el caso de arenas, Seed y Idriss (Ref 12) emplean la expresión

$$G = 1000 k_2 (\bar{\sigma}_0)^{1/2}$$

donde

k_2 depende de la densidad relativa (o de la relación de vacíos), en la forma señalada por la fig (3.25)

Puesto que G es función de los esfuerzos efectivos que se tienen en el sitio, y la resistencia no drenada de los suelos normalmente consolidados (S_u) también lo es, se puede normalizar G con respecto a S_u y expresar G/S_u versus γ . La fig 3.26, a través de la curva llena, se puede usar para fines estimativos de G . Whitman (Ref 15) recomienda emplear

$$G = 1600 S_{u2}$$

para valores de deformación angular entre 10^{-5} y 10^{-6} .

En estas fórmulas se indica muy claramente que el módulo es principalmente función de la relación de vacíos del suelo y de los esfuerzos efectivos que se tienen *in situ*. Existen algunos otros factores de los cuales depende G , como es desde luego el nivel de deformaciones y algunos otros que Richart (Ref 7) señala. Por ejemplo, está el efecto de la *duración de la carga (time effect)* que se refiere al aumento de v_s en la probeta de la columna resonante, a medida que tiene una mayor duración la aplicación de los esfuerzos de confinamiento.

Otro efecto es el de la *historia de esfuerzos* que se refiere al cambio de los esfuerzos en el suelo y el cual es diferente en el caso de las arenas en comparación con los suelos arcillosos; dicho efecto es solo importante después de ciertos niveles de deformación (10^{-4} en el caso de arenas y 10^{-5} en el caso de arcillas); si lo que se tiene son arenas, el efecto de la historia de esfuerzos origina un aumento en v_s (por el cambio de e), pero si son arcillas se produce una disminución del módulo G y un aumento en el amortiguamiento. (Cabe señalar que cuando un sismo origina grandes cambios de esfuerzo aparejados con grandes deformaciones, el valor de G disminuye en ese momento, pero si se deja en reposo a ese suelo, el valor de G vuelve a su valor original después de cierto tiempo; este hecho ha sido comprobado experimentalmente). Está también el llamado efecto de la temperatura el cual es de relativa poca importancia; experimentalmente se ha observado que la velocidad de onda es ligeramente mayor a menores temperaturas. Todos estos últimos efectos aquí seña-

datos deben observarse cuando se hacen pruebas de laboratorio y estudios de investigación.

Un ejemplo de perfil de suelos correspondiente a un depósito profundo de arena, donde se determinaron los valores de la velocidad de onda a diferentes profundidades, se muestra en la fig 3.27. En ella se pueden ver las velocidades determinadas en el laboratorio mediante pruebas de columna resonante, las determinadas en el campo a través de técnicas geofísicas y las calculadas con la fórmula de Hardin y Umevich para niveles pequeños de deformación. Los resultados no coinciden totalmente, pero desde el punto de vista práctico, se puede decir que las correlaciones son aceptables. En esta figura se puede observar que la tendencia del módulo es aumentar con la profundidad, lo cual es lógico si se considera que los esfuerzos efectivos *in situ* crecen con la profundidad.

La fig 3.28 muestra dos comparaciones entre el módulo medido *in situ* con pruebas geofísicas y el módulo medido en el laboratorio con la técnica de la columna resonante. La fig (3.28a) se refiere a un limo arcilloso y la (3.28b) a una arena; en ambos casos se observan buenas correlaciones.

g) AMORTIGUAMIENTO

El otro parámetro que gobierna el modelo viscoelástico lineal es el que se refiere a la pérdida de energía causada primordialmente por el efecto de histeresis, es decir, el amortiguamiento.

Una de las formas más comunes de expresar esta pérdida de energía es mediante la llamada capacidad de amortiguamiento, ψ , definida mediante

$$\psi = \frac{\text{Energía perdida en cada ciclo de carga}}{\text{Máxima energía de deformación producida en el ciclo de carga}}$$

Haciendo referencia a la fig 3.29, el valor de ψ sería

$$\psi = \frac{\Delta W}{W}$$

donde

ΔW es el área del triángulo azulado, y

W es el área dentro del lazo histerético

Otra forma de indicar el amortiguamiento es mediante la llamada "relación de amortiguamiento", D , definida como sigue

$$D = \frac{\text{Coeficiente de amortiguamiento viscoso actual}}{\text{Coeficiente crítico}}$$

El coeficiente crítico es el que se requiere para suprimir las vibraciones libres, y de acuerdo con los principios de dinámica (Ref 2), dicho coeficiente crítico vale

$$C_{\text{crit}} = 2 \sqrt{kM}$$

donde

k es la rigidez, y

M la masa del modelo equivalente

Esta relación de amortiguamiento es quizá la manera más común de expresar la pérdida o disipación de energía que ocurre en los sistemas reales.

Existe otra forma más de expresar el amortiguamiento y ella es mediante el decremento logarítmico definido como

$$\Delta = 2n \ln \frac{z_i}{z_{i+1}}$$

donde

z_i es la amplitud i-ésima, y

z_{i+1} es la amplitud $i+1$ de la vibración.

En la práctica, la determinación de Δ se hace con ayuda de un osciloscopio donde se registra el decaimiento de las vibraciones libres. La fig 3.30a muestra una fotografía de un registro típico y el dibujo de una línea recta como la mostrada por la fig 3.30b, puede auxiliar a determinar fácilmente el valor de Δ .

En dinámica básica se demuestra que estas tres cantidades están relacionadas entre sí por la siguiente expresión

$$\Delta = 2\pi D = \frac{\eta}{2}$$

Se verá ahora la forma de determinar físicamente el valor del amortiguamiento.

Pruebas de campo

Teóricamente existen tres maneras de determinar el amortiguamiento a través de pruebas de campo.

- 1) Mediante la observación de la disminución de las amplitudes de vibración que ocurren durante un temblor

- 2) A través de la observación de la disminución de la amplitud de vibraciones producidas por explosiones
- 3) Mediante el uso de generadores u otras fuentes de energía que producen microtemblores en el suelo; en este caso se hace variar la frecuencia de excitación y se mide las amplitudes de vibración, hasta obtener la frecuencia de resonancia; el valor del amortiguamiento se obtiene mediante la siguiente expresión

$$D = \frac{\Delta f}{2f_m}$$

donde

$$\Delta f = f_2 - f_1 \quad (f_1 \text{ y } f_2 \text{ están definidos en la fig 3.31)}$$

f_m es la frecuencia de resonancia

Hasta ahora, la experiencia que se tiene en la determinación del amortiguamiento mediante pruebas de campo es muy poca, y puede afirmarse que solo a través de pruebas de laboratorio es como se ha podido determinar el amortiguamiento para fines prácticos. Las mayores dificultades que se presentan, al querer determinar el amortiguamiento a través de pruebas de campo, son

- a) resultan muy caras
- b) el amortiguamiento interno es por lo general muy pequeño y es muy difícil de medirse *in situ* porque se ve opacado por el amortiguamiento radial; éste último, como se verá en el Cap IV, se debe a la disipación de energía a través de ondas que viajan alejándose de la fuente de excitación.

Pruebas de laboratorio

El amortiguamiento de un suelo se puede obtener a partir de la ejecución de la mayoría de las pruebas de laboratorio señaladas. En efecto, para el caso de pruebas donde se aplican cargas cíclicas (triaxiales, cortante simple o por torsión), el amortiguamiento se puede obtener a partir de la determinación del área dentro del lazo histéretico; en el caso de vibraciones libres (columna resonante, cortante simple o por torsión y mesas vibradoras), el amortiguamiento se obtiene observando la disminución de la amplitud en las vibraciones y calculando el llamado decremento logarítmico.

Los resultados del amortiguamiento obtenidos mediante las diversas pruebas, son más o menos consistentes para un mismo nivel de deformaciones (Ref. 14).

6. DETERMINACION DE G Y D A NIVELES DE DEFORMACION DIFERENTES A LOS OBTENIDOS EXPERIMENTALMENTE O ESTIMADOS A NIVELES BAJOS DE DEFORMACION

Ya se mencionó en un principio que el suelo, cuando es sujeto a fuerzas dinámicas que originan niveles de deformación muy pequeños (menor de 10^{-5}), se comporta prácticamente como un material elástico lineal; es decir, a esos niveles de deformación, tanto el módulo como el amortiguamiento se pueden considerar constantes. Sin embargo, a medida que se incrementa el nivel de deformación, el amortiguamiento aumenta mientras que el módulo disminuye. En este último caso lo que se hace en la práctica es hablar de un módulo lineal y de un amortiguamiento equivalente;

el módulo equivalente se define, según se mencionó anteriormente, como la pendiente de la línea que conecta los valores extremos del lazo de histéresis, y el amortiguamiento equivalente se relaciona directamente al área dentro de ese lazo histerético.

En estas circunstancias, si se desea referirse a un módulo G a niveles altos de deformación, se podrá hacerlo en términos del módulo determinado a pequeñas deformaciones, simplemente afectando este último por un factor de reducción. Análogamente se puede hacer lo mismo con el amortiguamiento, sólo que al factor por aplicar será de amplificación en vez de reducción.

La fig 3.32 presenta una banda donde caen los factores de reducción de la mayoría de los suelos, basados precisamente en la definición de módulo equivalente y a partir de resultados obtenidos en pruebas de laboratorio (principalmente de columna resonante). Varios resultados experimentales de campo han demostrado la buena validez de esta gráfica, Whitman (Ref 15) recomienda utilizar una curva promedio de esta banda, para aplicarla en trabajos prácticos que involucren cualquier suelo.

Para el caso del amortiguamiento, la fig 3.33 nos muestra una curva análoga a la (3.32); dicha figura fue dibujada a partir de una gran variedad de información. A pesar de tener una gran dispersidad de valores, puede observarse que en general el amortiguamiento crece a medida que el nivel de las deformaciones aumenta. En este caso la curva que se recomienda es la inferior, a fin de estar del lado de la seguridad.

Conviene recordar que para emplear estos conceptos de módulo y amortiguamiento equivalente, es necesario aplicar el proceso iterativo señalado al principio de este capítulo.

En el caso de ingeniería sísmica, donde se tienen cargas transitorias que involucran varios ciclos y cada uno induce un nivel de deformación diferente, resulta complicada la definición de un módulo y un amortiguamiento equivalente. Una manera de manejar este caso consiste en determinar el valor máximo de las deformaciones y tomar el valor correspondiente a 2/3 del máximo como valor promedio o representativo de las deformaciones.

La determinación del amortiguamiento D y el módulo al cortante G a distintos niveles de deformación Y , se pueden obtener a través de la fórmula de Hardin y Drnevich mediante las siguientes expresiones

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + Y/Y_r}$$

donde $Y_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}}$

$$\tau_{\max} = \left(\frac{1+k_0}{2} \bar{\sigma}_v \sin \bar{\phi} + \bar{C} \cos \bar{\phi} \right)^2 - \left(\frac{1-k_0}{2} \bar{\sigma}_v \right)^2 \Big)^{1/2}$$

k_0 = coeficiente de los esfuerzos horizontales $\left(\frac{u}{v}\right)$

$\bar{\sigma}_v$ = esfuerzos efectivos verticales

\bar{C} y $\bar{\phi}$ son los parámetros de resistencia estáticos en términos de los esfuerzos efectivos

Para el amortiguamiento la expresión resultante es la siguiente

$$D = \frac{D_{\max} \frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \gamma/\gamma_r}$$

donde D_{\max} es el amortiguamiento máximo correspondiente a deformaciones muy grandes. Para el caso de arenas limpias

$D_{\max} = 30 - 1.5 \log N$ (N = número de ciclos) y para suelos cohesivos saturados $D_{\max} = 31 - (3 + 0.03f) (\bar{\sigma}_0)^{1/2} + 1.5f^{1/2} - 1.5 \log N$;

en esta última expresión f es la frecuencia con que se aplica la carga cíclica (dada en revoluciones/segundo).

d) RELACION DE POISSON

La relación de Poisson μ , para la mayoría de los suelos, varía por lo general en un rango relativamente estrecho. En el caso de suelos secos o con bajo grado de saturación el valor de μ alrededor de 0.35; para suelos saturados μ anda cerca de 0.5. Un valor promedio de la relación de Poisson, en la mayoría de los suelos se puede considerar que se encuentra entre 0.4 a 0.5.

Cuando se quiere estimar en forma más precisa esta relación, teóricamente puede hacerse mediante la determinación de dos de las velocidades de propagación de ondas. Sin embargo, los pequeños errores que puede haber en la estimación de μ , no afecta de manera significativa los resultados que se obtienen en problemas prácticos de dinámica de suelos y basta hacer la estimación en forma aproximada.

V) Conclusiones

Las principales conclusiones que se pueden extraer de lo señalado en este capítulo son:

- 1) El comportamiento del suelo cuando se le sujeta a cargas dinámicas es muy complejo, caracterizándose particularmente por la no linealidad a deformaciones grandes como las que ocurren en temblores fuertes.
- 2) La presión que se crea en el agua localizada dentro de los poros de un suelo, como consecuencia de las cargas rápidas que se aplican durante sismos o fuerzas de maquinaria, desempeña un papel importante en el comportamiento dinámico de dicho suelo.
- 3) Para fines prácticos, se puede utilizar el modelo matemático viscoelástico para analizar el comportamiento del suelo en la mayoría de los problemas de dinámica de suelos.
- 4) La determinación del módulo dinámico cortante G , a niveles pequeños de deformación (menos o iguales a 10^{-5}), se puede determinar satisfactoriamente tanto en el campo (por ejemplo, a través de pruebas geofísicas) como en el laboratorio (mediante la prueba de la columna resonante). Sin embargo, se puede estimar el módulo equivalente a niveles grandes de deformación mediante procedimientos confiables.
- 5) El amortiguamiento interno del suelo sólo se puede determinar prácticamente mediante pruebas de laboratorio. Cuando se

desea determinar el amortiguamiento a distintos niveles de deformación a partir de los datos obtenidos en pruebas de laboratorio, ésto se puede realizar satisfactoriamente utilizando curvas empíricas.

- 6) Las pruebas de laboratorio que más se utilizan para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos son la triaxial cíclica y la de la columna resonante. Sin embargo, la prueba torsional cíclica con vibraciones libres es quizá la que presenta más ventajas (simplicidad, niveles de deformación iguales a los que se tienen durante sismos, etc), por lo que es muy factible que en un futuro próximo sea la más empleada.

REFERENCIAS DEL CAPITULO IV

1. Ballard, R.F., Jr, and Leach, R.E. (1969) "Development of Vibropacker System for Inducing Polarized Shear Waves and Compression Waves at Depths", Misc Paper S-69-30, U.S. Army Eng Waterway Experiment Station, Vicksburg, Miss, Julio.
2. Biggs, J.M. (1964) "Introduction to Structural Dynamics", McGraw-Hill Book Company.
3. Blain, J. (1968) "Resultats obtenus au Laboratoire Central en 1965 et 1966", Bulletin des Laboratoires Roatiers.
4. Faccioli, E. and Resendiz D. (1975) "Soil Dynamics Behavior Including Liquefaction", E15, Instituto de Ingenieria, UNAM Mayo.
5. Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. (1970b) "Shear Modulus and Damping in Soils; 2, Design Equations and Curves", Tech Report 27-70-CE 3, Soil Mechs Series No. 2, Univ of Ky, College of Eng, July.
6. Kovacs, W.D. (1968) "An Experimental Study of the Response of Clay Embankments to Base Excitation", Ph.D. Thesis, Univ of Calif, Berkelev.
7. Richart, F.E, Jr. (1975) "Some Effects of Dynamic Soil Properties on Soil-Structure Interaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, No. GT12, Proc Paper 11764, December, pp 1193-1240.
8. Richart, F.E., Jr, Hall, J.R., Jr, and Woods, R.D. (1970) "Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs, N.J.
9. Seed, H.B., and Chan, C.K. (1966) "Clay Strength under Earthquake Loading Conditions", Journal of the Soil Mech and Found Div, ASCE, Vol 92, No. SM2, Mar, pp 53-78.
10. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1967) "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", Jour of the Soil Mech and Found Div, ASCE, Vol 93, No. SM3, Mayo, pp 83-108.
11. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1969) "Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes", Jour of the Soil Mech and Found Div, ASCE, Vol 95, No. SM1, Enero, pp 99-137.
12. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970c) "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Report No. EERC 70-10, December, Univ of California, Berkeley.

13. Terzaghi, K. (1955) "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", *Geotechnique*, pp 297-326.
 14. U.S. Atomic Energy Commission (1972) "Soil Behavior Under Earthquake Loading Conditions", *State of the Art Evaluation of Soil Characteristics for Seismic Response Analysis*, Chapter 4, *Enero*.
 15. Whitman, R.V. (1973) "Soil Dynamics Notes", Massachusetts Institute of Technology, Civil Engineering Department.
 16. Zeevaert, L. (1973) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", *Van Nostrand Reinhold*, pp 531-541.
-

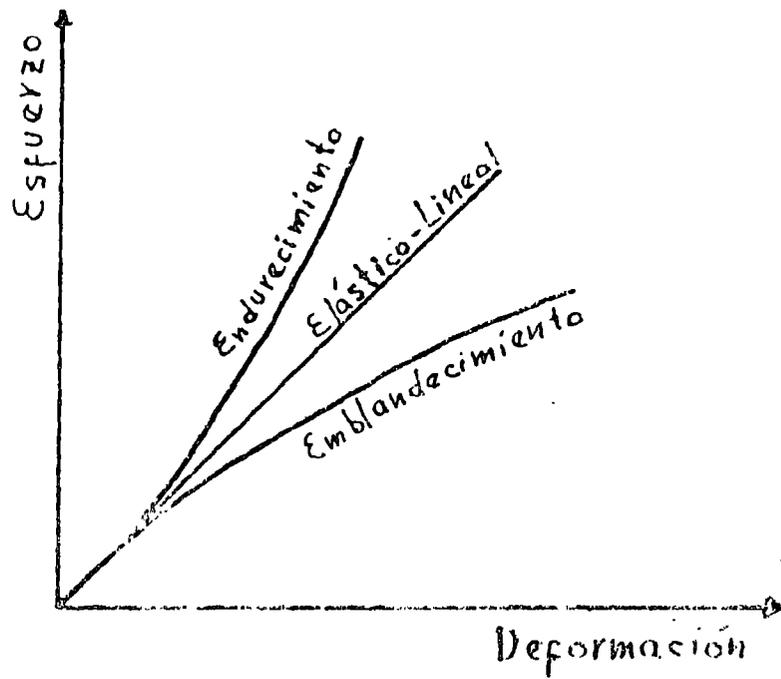


Fig 3.1 Tipos de Curvas Esfuerzo-Deformación
(Ref # 7)

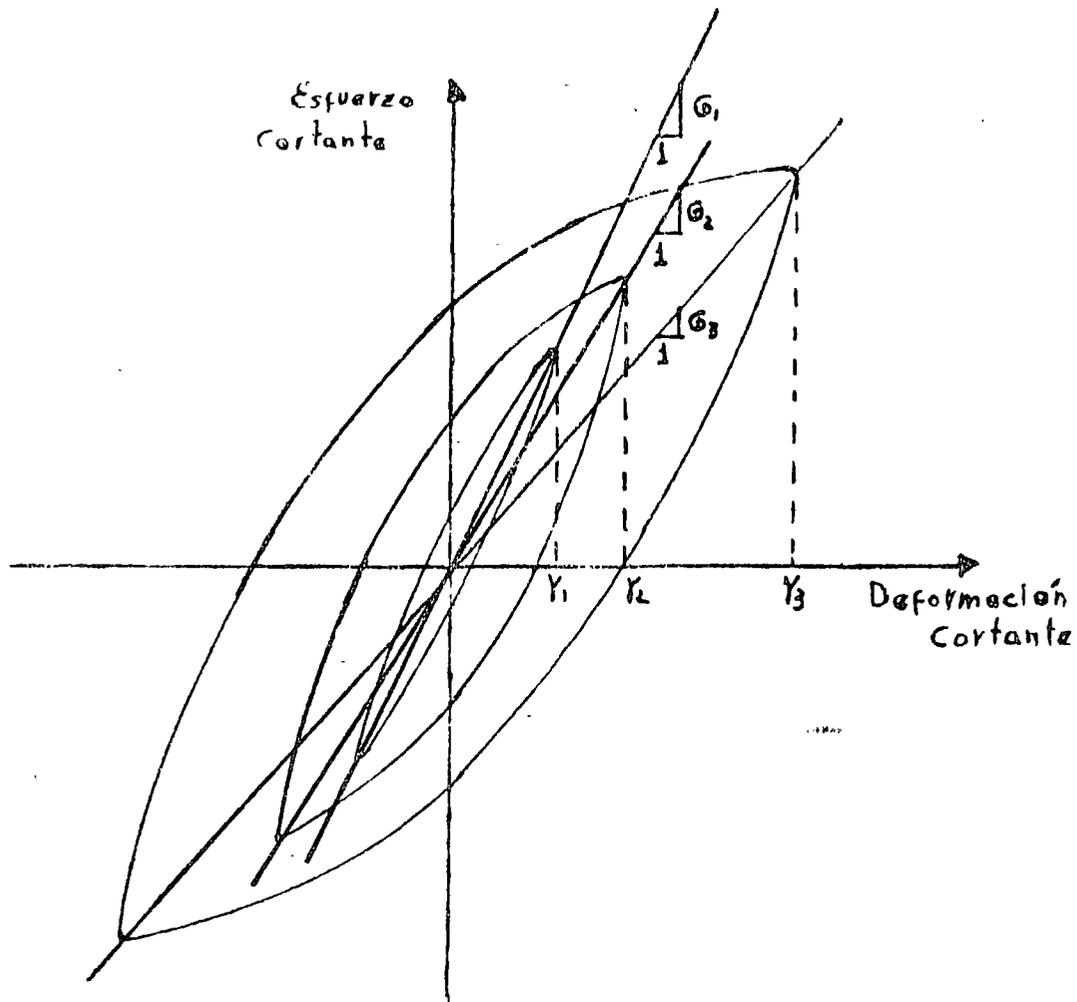


Fig 3.2 Curvas Histeráticas Esfuerzo-Deformación en Pruebas Torsionantes Cíclicas

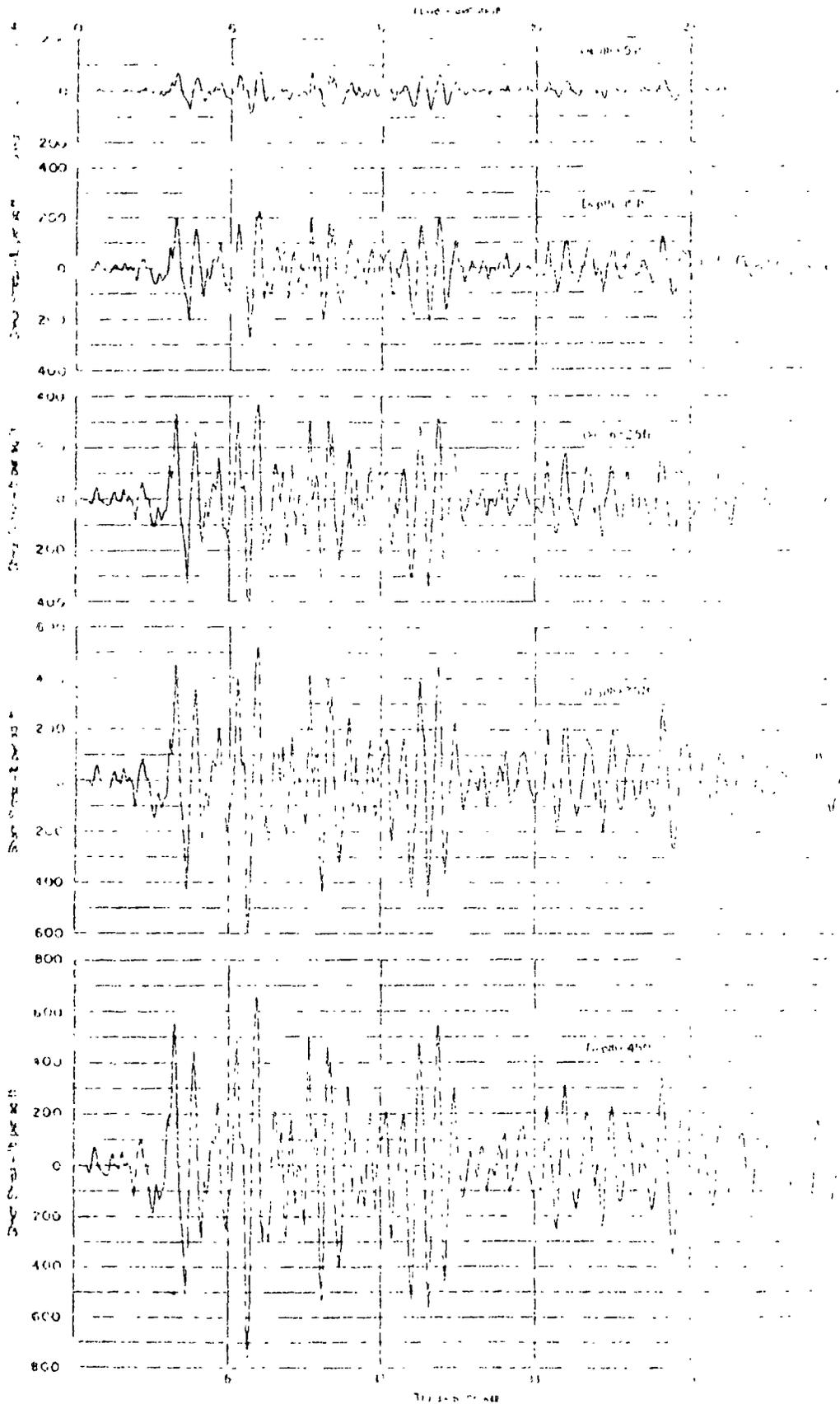
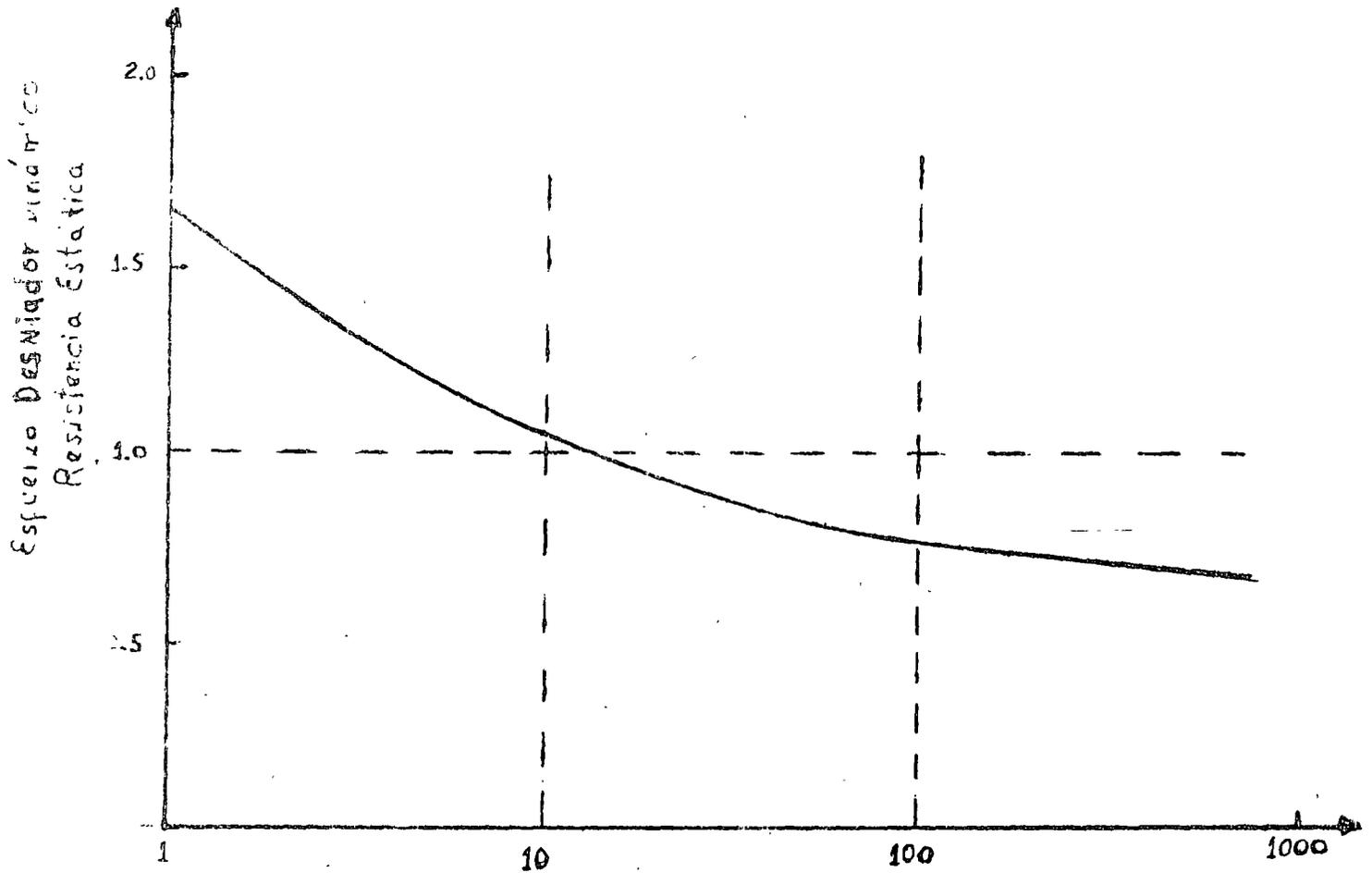


Fig. 53 SHEAR STRESS VARIATION DETERMINED BY RESPONSE ANALYSIS FOR THE NIIGATA EARTHQUAKE



No. de Ciclos Requeridos para Alcanzar una Deformación del 20%

Fig 3.4 Efecto de Fatiga en una Arcilla Limosa Inalterada
(Ref. # 9)

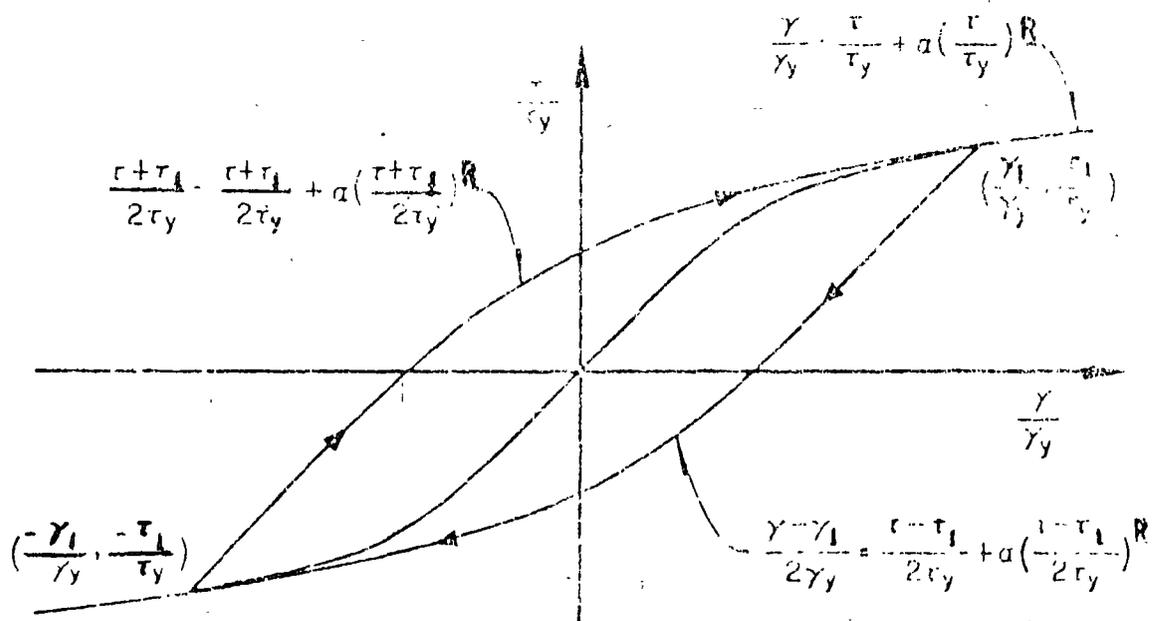
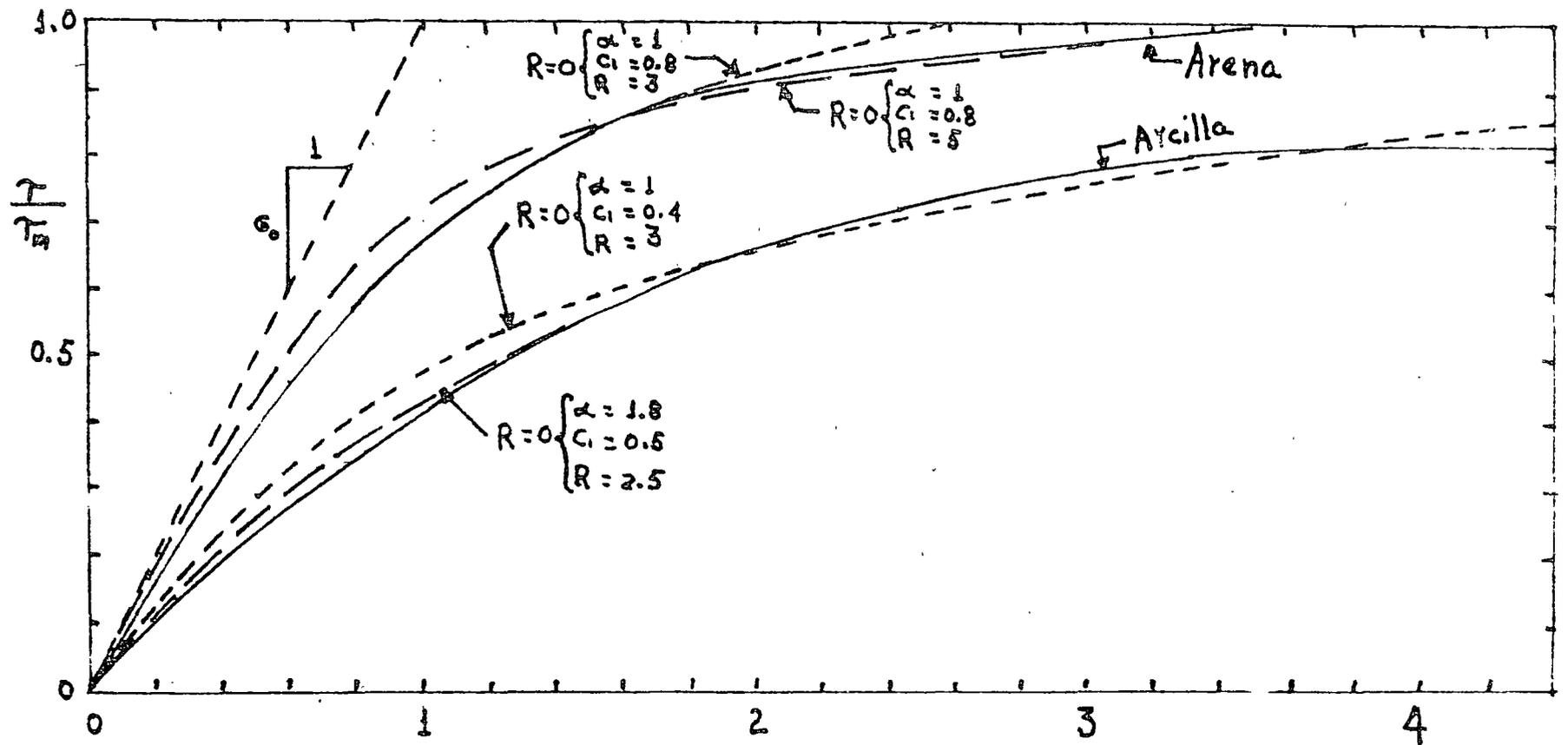
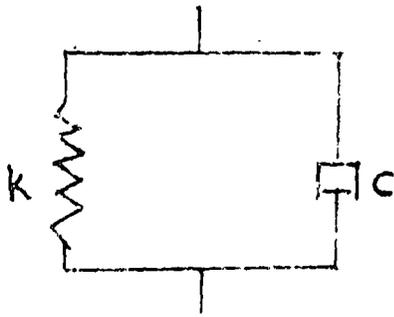


Fig 3.5 Modelo Constitutivo de Ramberg Osgood
(Rep. # 4)

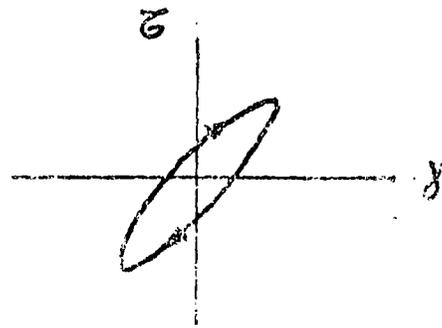
Fig 3.6 Ajustamiento de las Curvas de Ramberg Osgood con las Curvas Experimentales
(Ref. #7)



$$\frac{Y}{Y_r} \quad \text{ó} \quad \frac{Y G_0}{T_m}$$

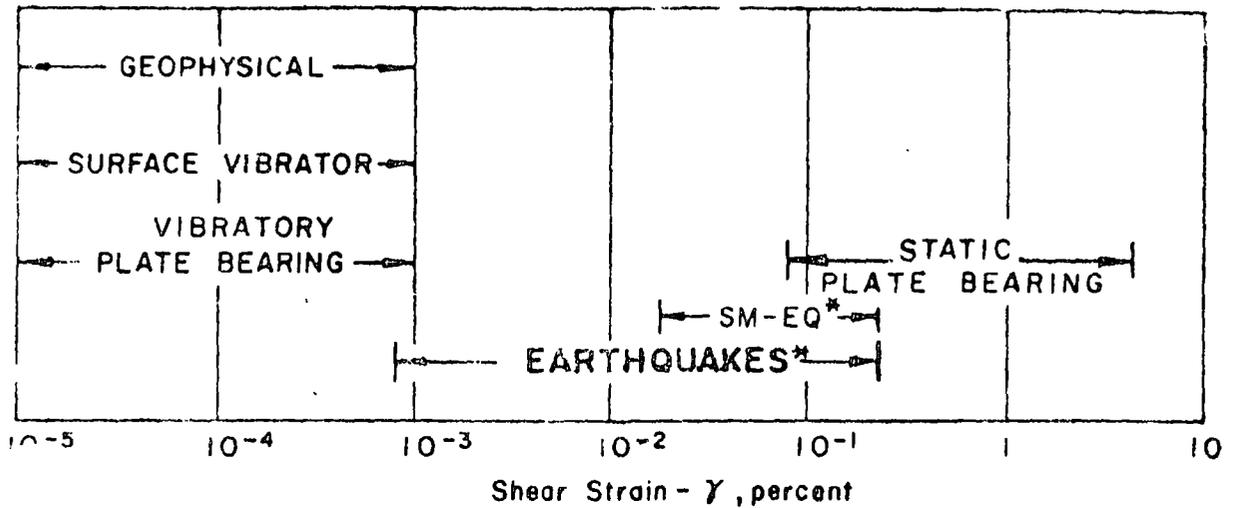


a) Representación del Modelo

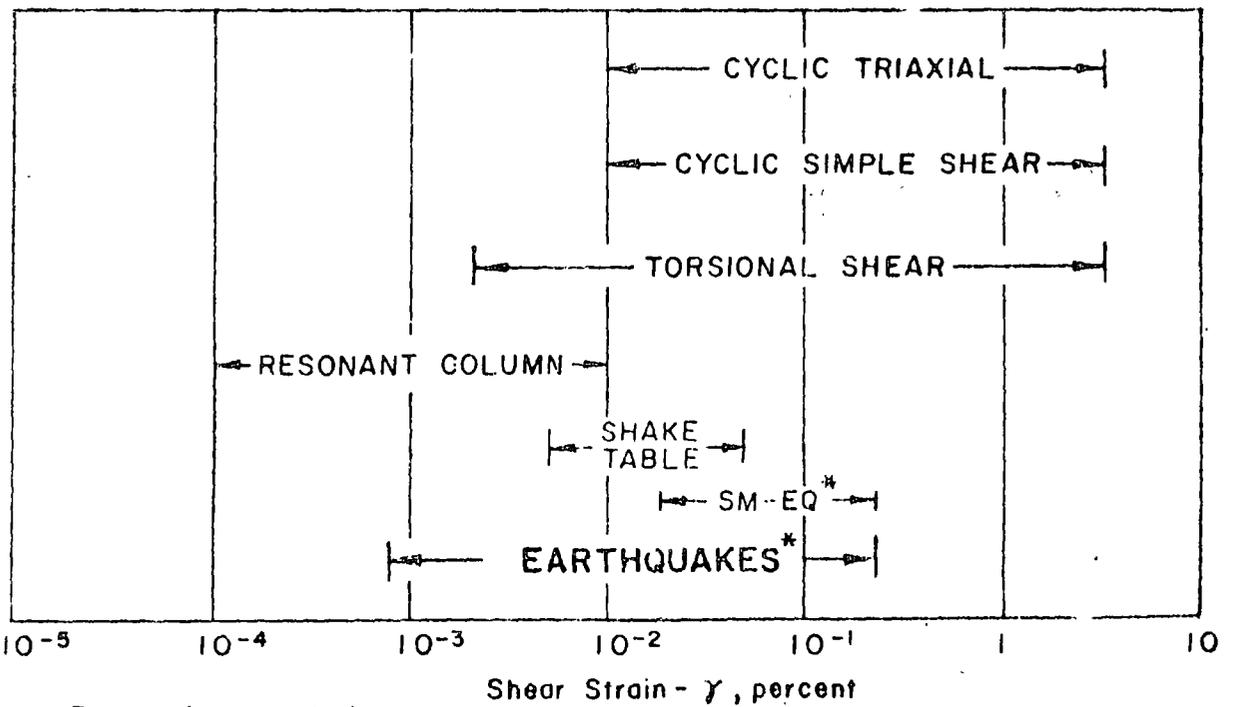


b) Curva típica Real de Esfuerzo - Deformación

Fig 3.7 Modelo Viscoelástico Lineal



a. FIELD TESTS



b. LABORATORY TESTS

* Note: Range of shear strain denoted as "Earthquakes" represents an extreme range for most earthquakes. "SM-EQ" denotes strains induced by strong motion earthquakes.

Fig. 3.8 FIELD AND LABORATORY TESTS SHOWING APPROXIMATE STRAIN RANGES OF TEST PROCEDURES

(Ref# 14)

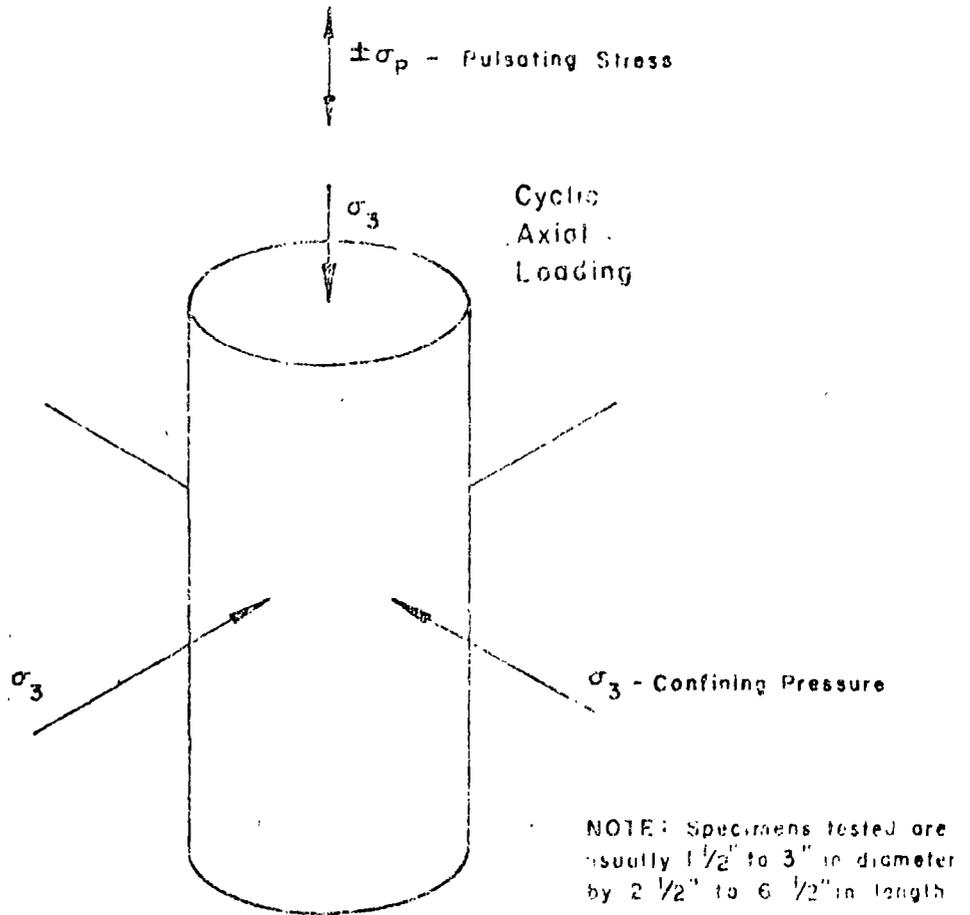
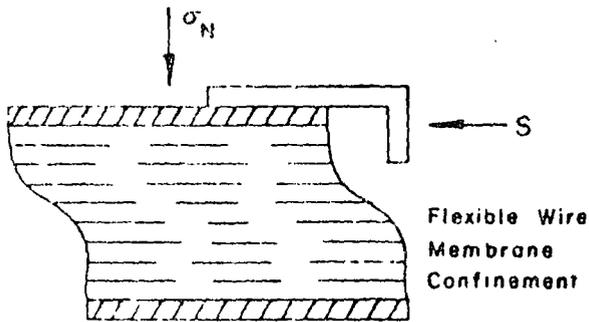


Fig. 3.9 CYCLIC TRIAXIAL TEST

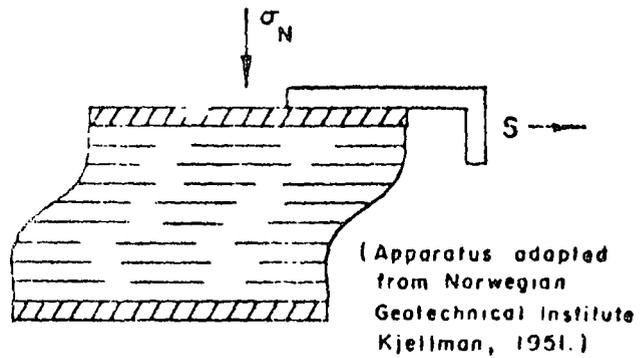
(Cyclic Axial Loading)

(Ref #14)

SPECIMENS, APPROX
3" diam. X 0.4" high

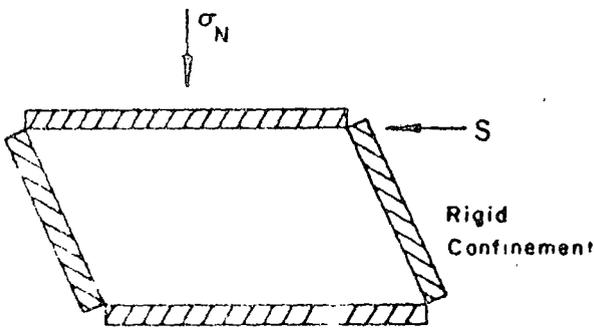


LOADING A

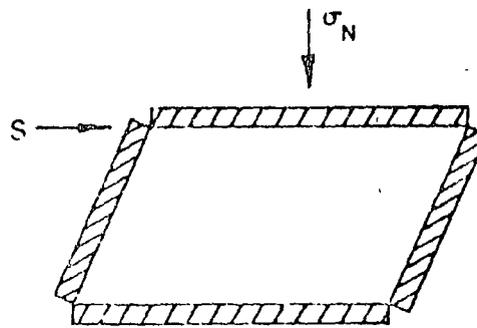


LOADING B

a. UNIFORM STRESS IN SIMPLE SHEAR
(Cylindrical Shaped Specimen)



LOADING A



LOADING B

(Apparatus adapted from the original design by Roscoe, 1953.)

b. UNIFORM STRAIN IN SIMPLE SHEAR
(Rectangular Shaped Specimen)

Fig. 3.10 CYCLIC SIMPLE SHEAR TESTS
(Cyclic Shear Loading)
(Ref # 14)

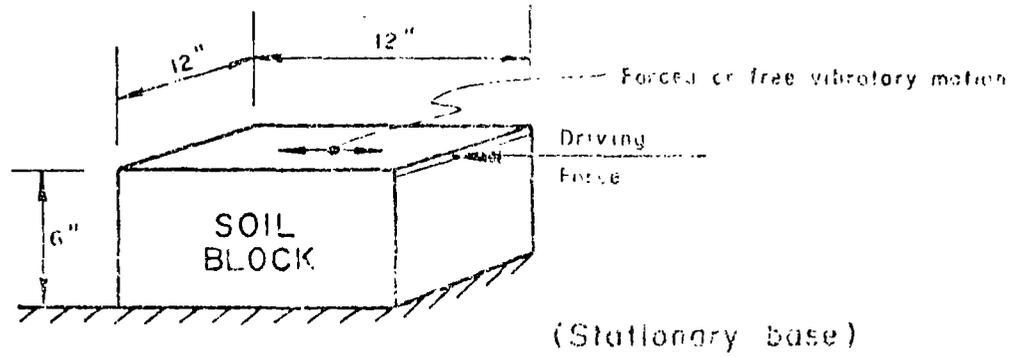


Fig 3.11 LARGE SCALE SIMPLE SHEAR TEST
(Ref #6)

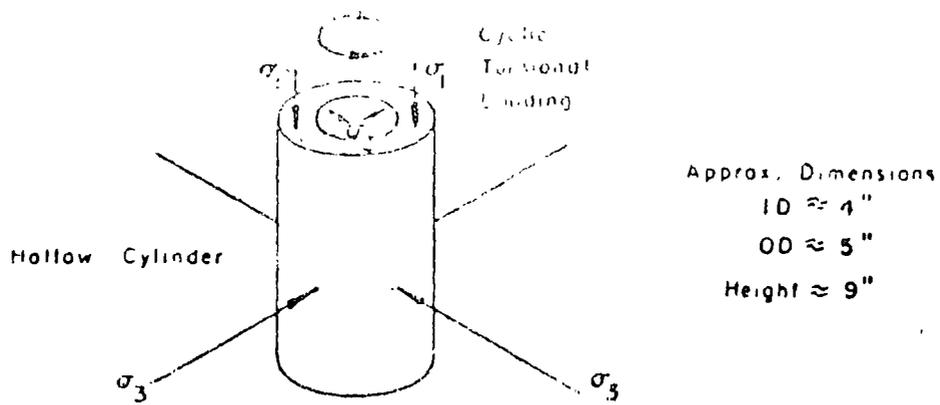


Fig 3.12 TORSIONAL COLUMN LOADING TEST
 (Torsional Cyclic Loading of Low Frequencies)

(Ref # 14)

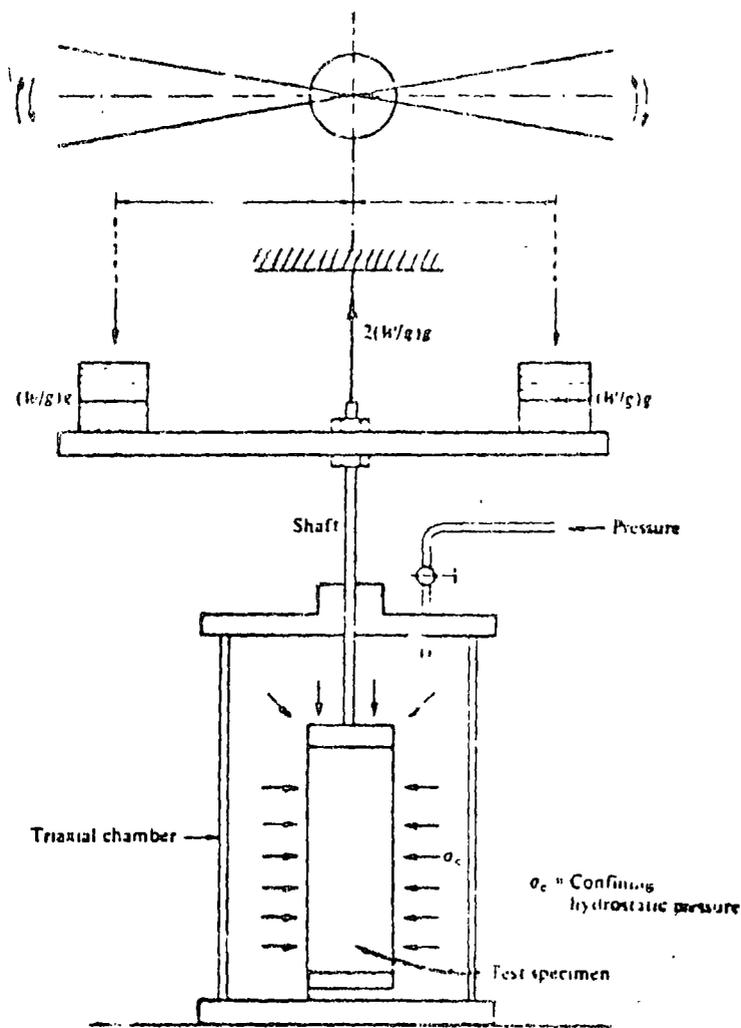
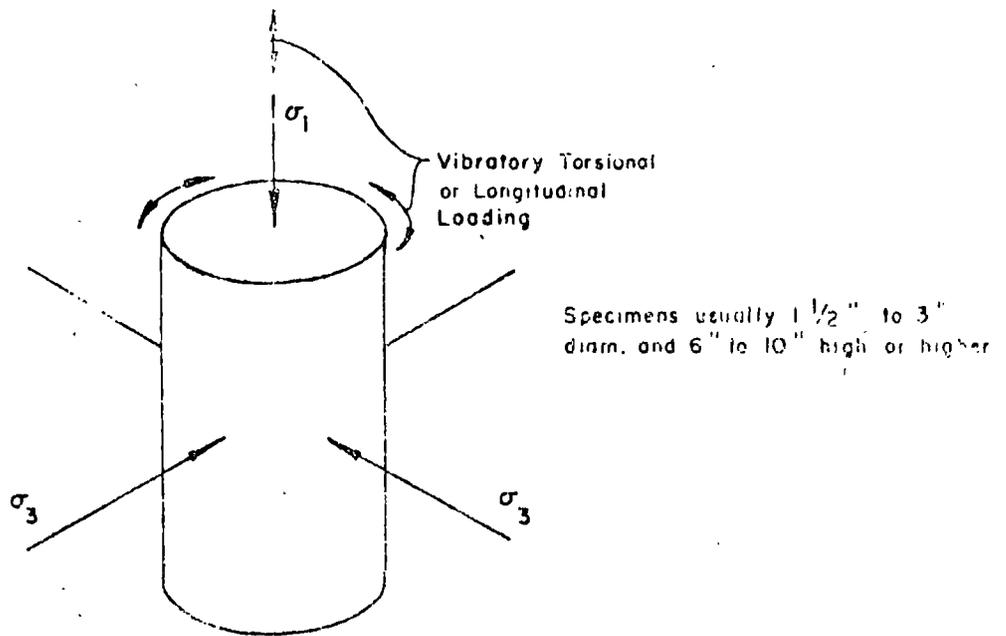
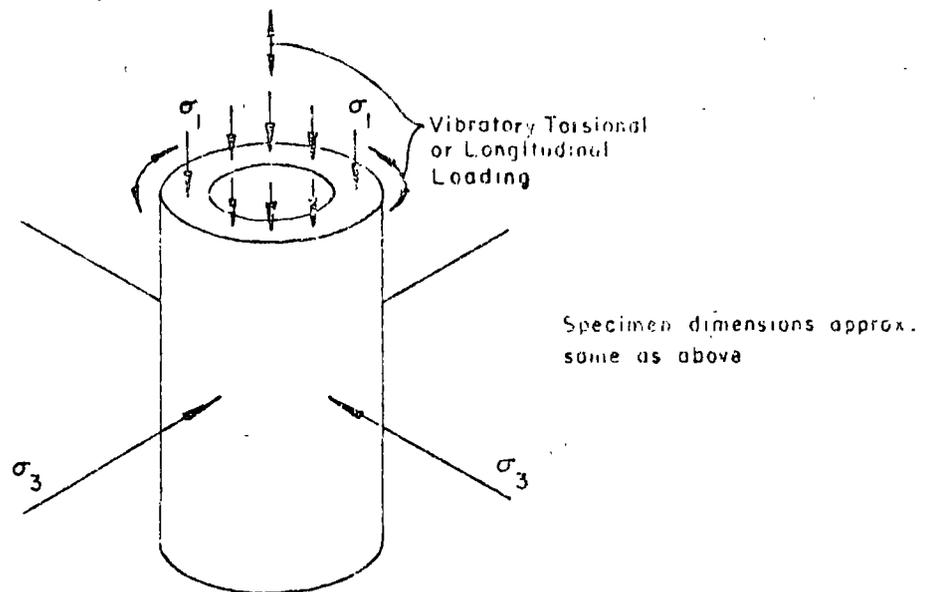


Fig. 5.13 Free torsion pendulum test under confined conditions

(Ref # 16)



a. SOLID CYLINDER



b. HOLLOW CYLINDER

Fig. 3.14 RESONANT COLUMN TESTS
(Ref. # 14)

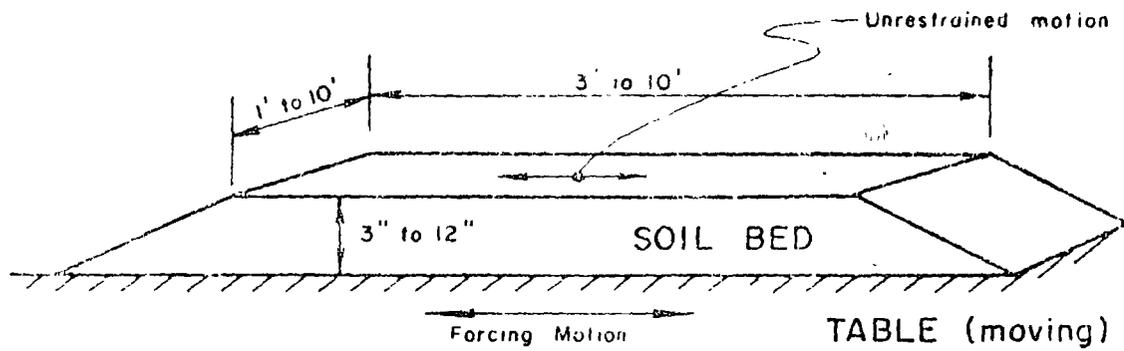


Fig. 3.15 SHAKE TABLE TEST
(Ref #14)

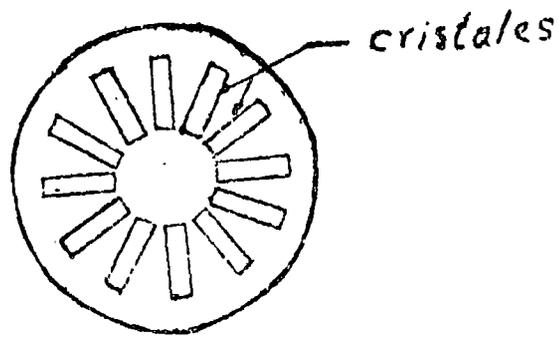


Fig 3.16 Disposición Radial de los Cristales Piezo-
eléctricos para Enviar o Recibir Ondas Cortan-
tes

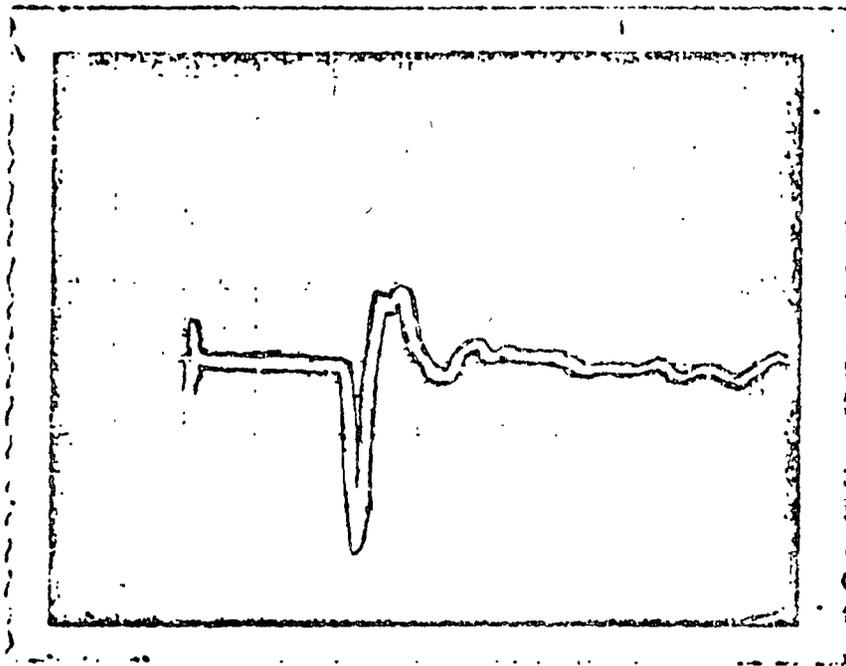


Fig. 3.17 Fotografía de una pantalla de Osciloscó-
pio Indicando la Llegada de una Onda de
Corte.

(Ref. # 15)

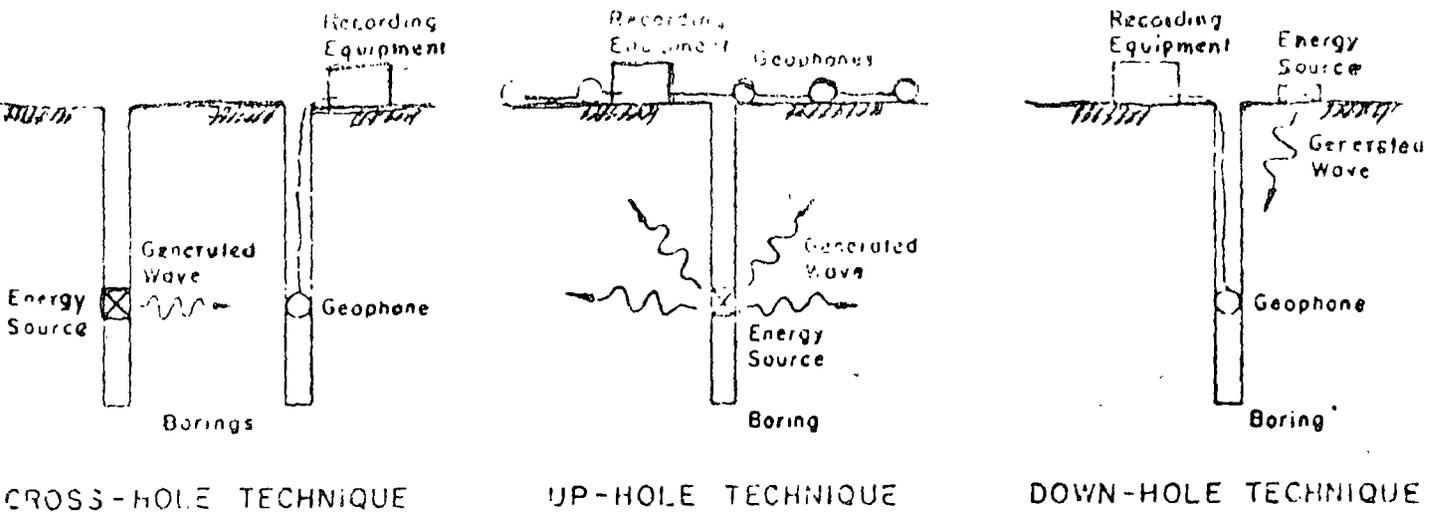


Fig 3.18 GEOPHYSICAL TESTS
(Ref. #14)

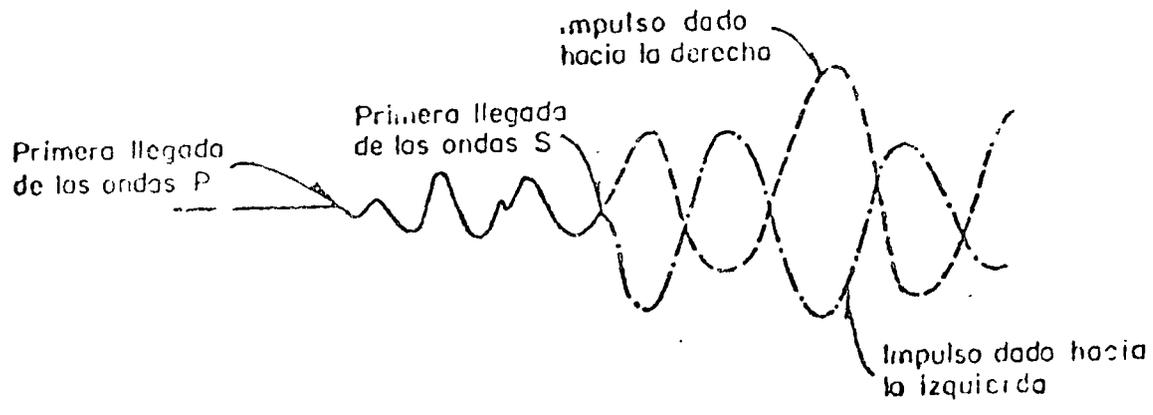
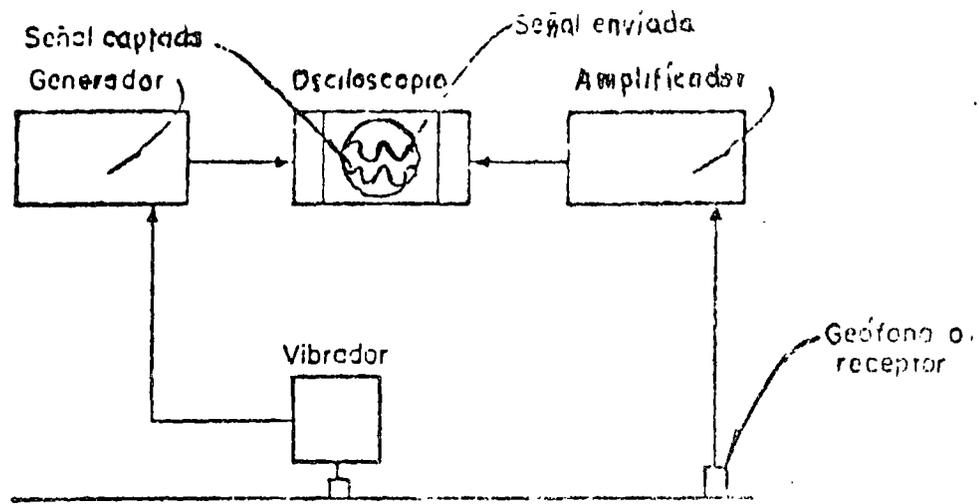


Fig 3.19 Efecto en las trazas al invertir el sentido del Impacto
(Ref # 7)



Disposición de los aparatos empleados para el registro de ondas
 Fig. 3.20 a

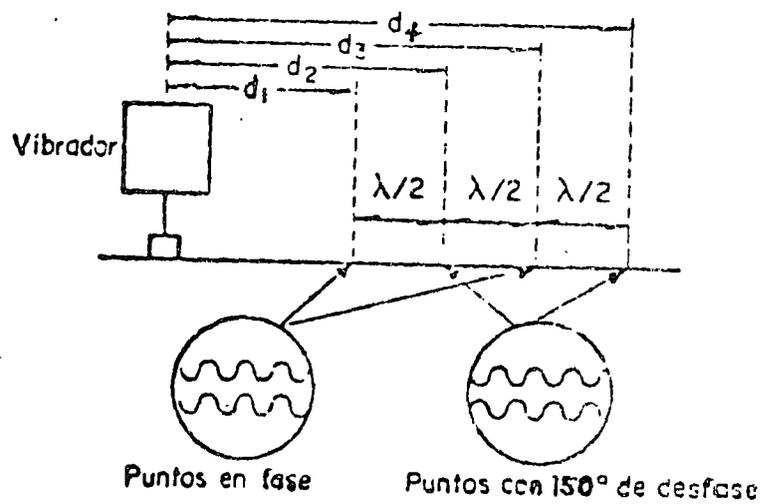
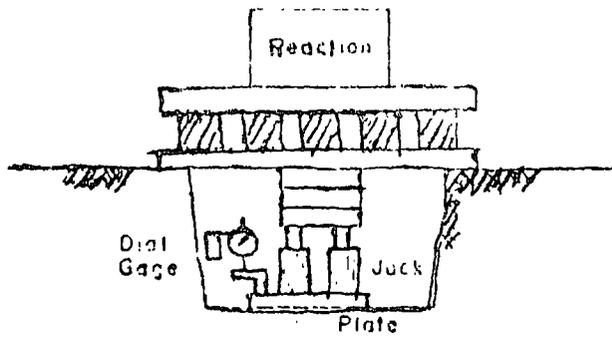


Fig. 3.20 b Determinación de la longitud de onda mediante las curvas observadas en el osciloscopio



STATIC TEST
 (Continuous Load & Unload Test)
 Fig 3.21 (Ref # 14)

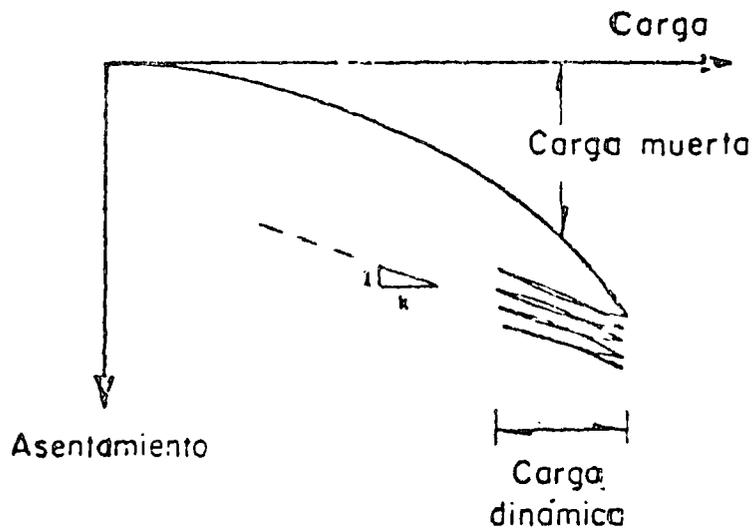
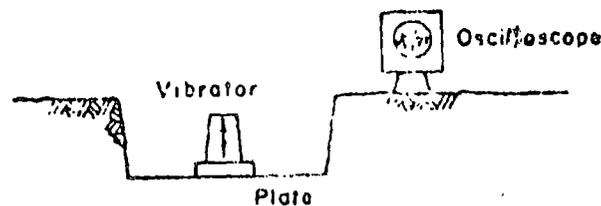


Fig 3.22 Determinación de k mediante pruebas de placa



VIBRATORY TEST
 Fig 3.23 (Ref # 14)

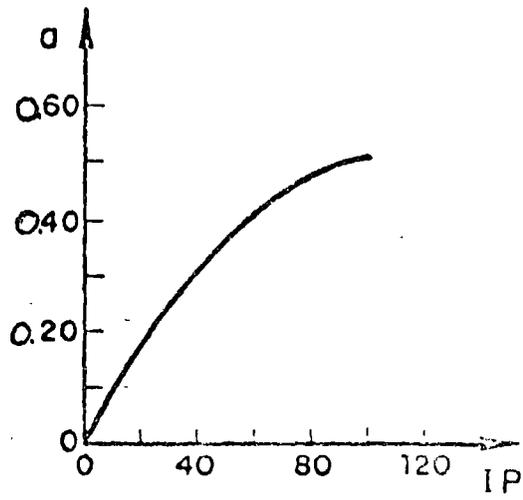


Fig 3.24 Parámetro "a" vs el índice de plasticidad (IP)

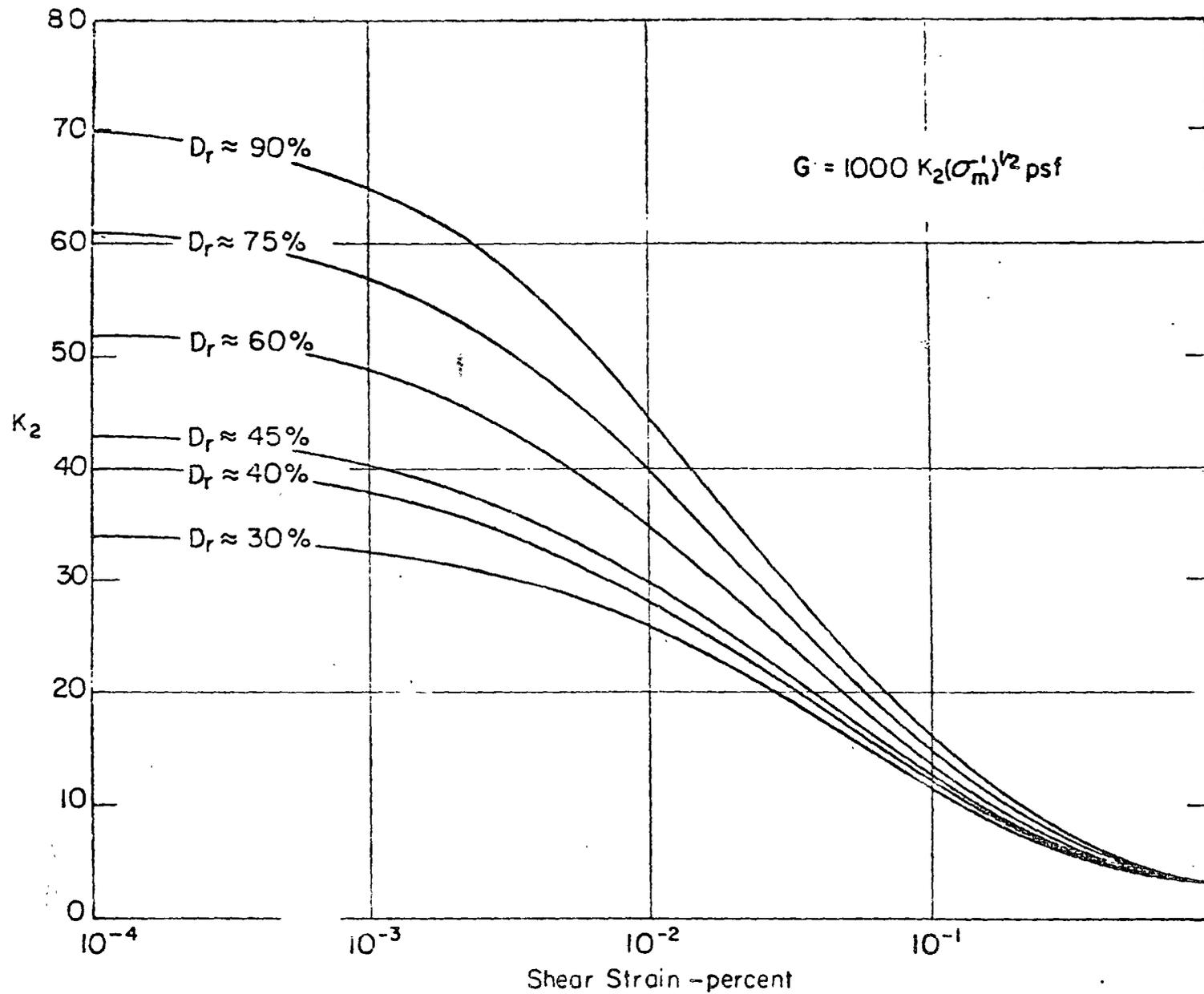


Fig. 3.2.5 SHEAR MODULI OF SANDS AT DIFFERENT RELATIVE DENSITIES.

(Ref #12)

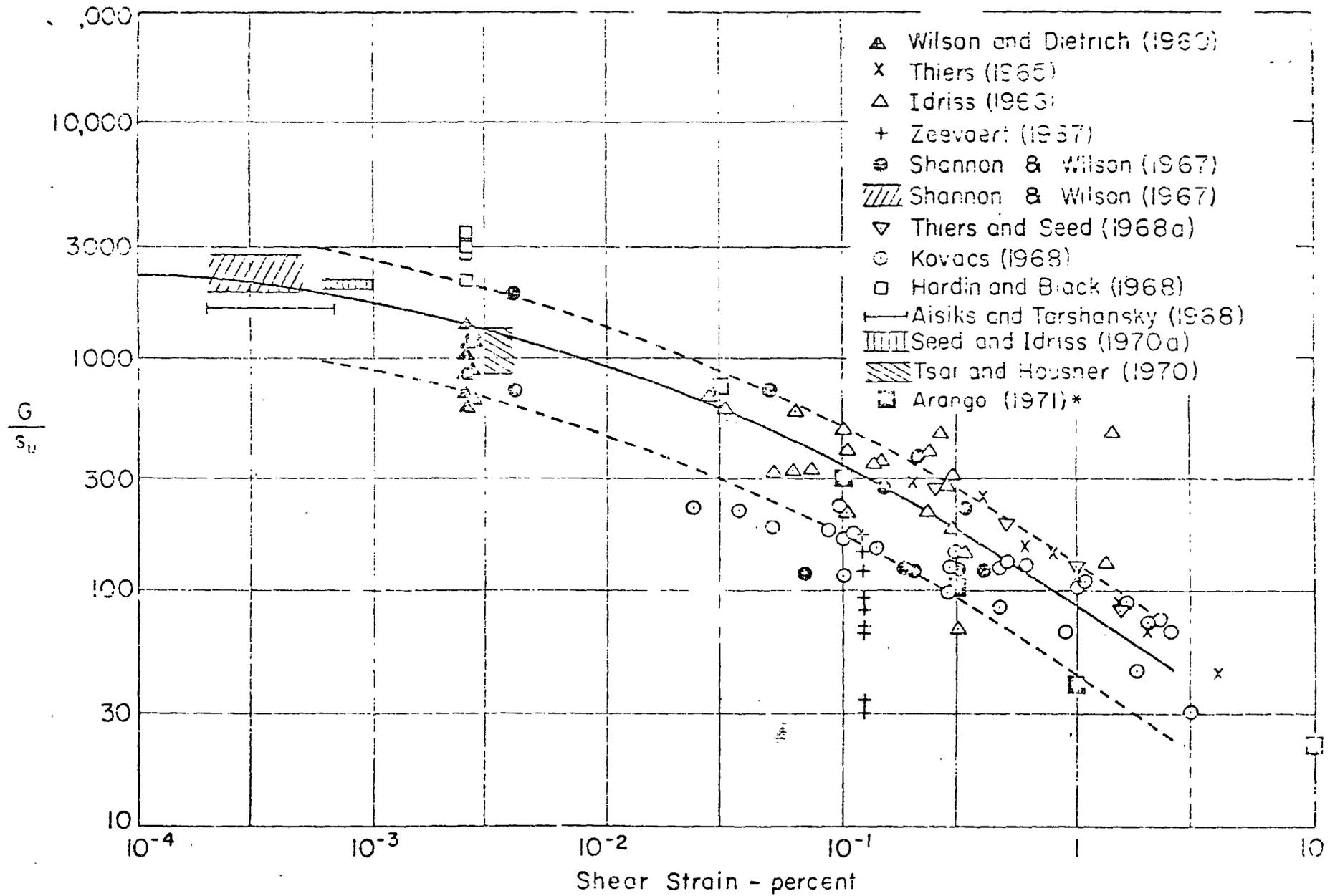


Fig 3.26 IN-SITU SHEAR MODULI FOR SATURATED CLAYS.

(Ref #12)

* Data added subsequent to the referenced publication

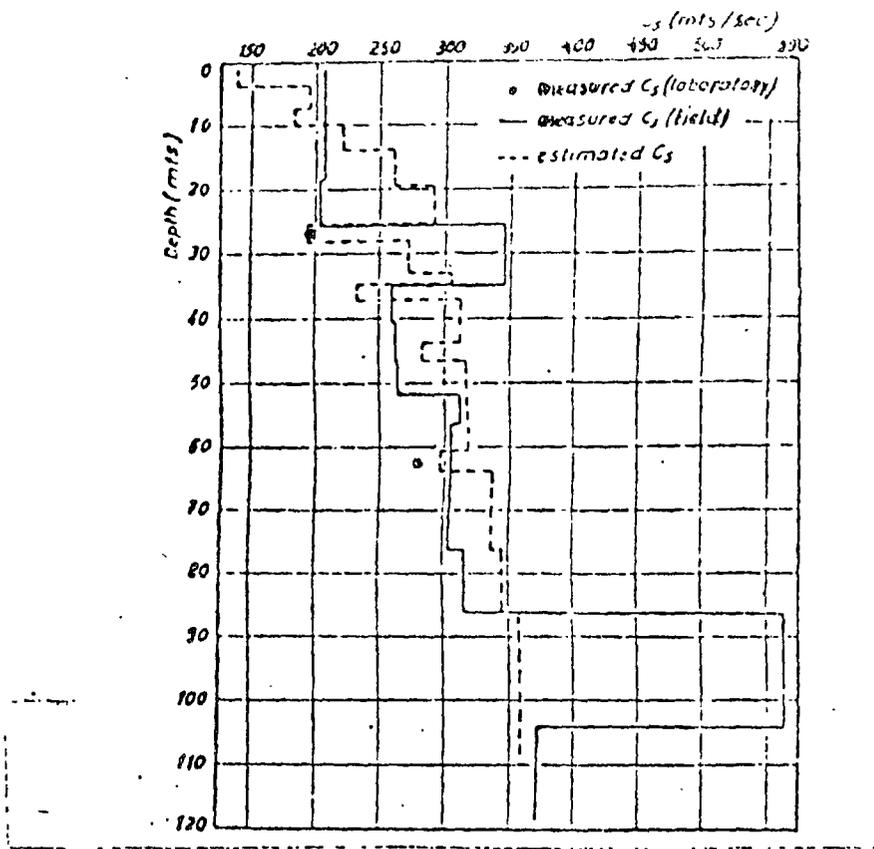
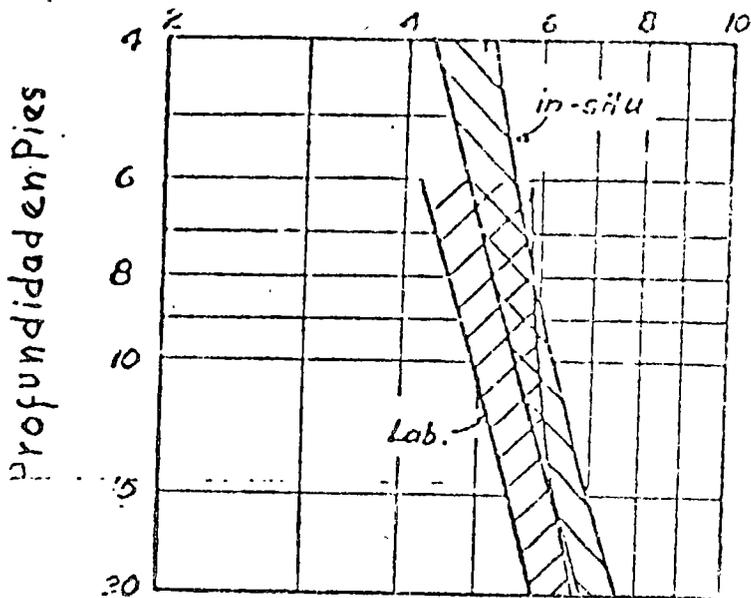


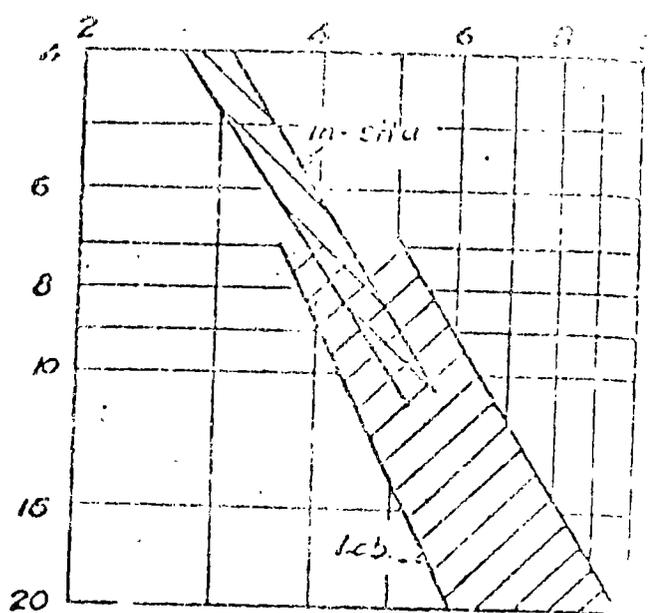
Fig. 3.27 Velocidades de Onda Cortante en un Depósito Fluvial Profundo

(Ref. # 15)

Módulo al Cortante en $\text{lb/pulg.}^2 \times 10^{-3}$



(a). Vicksburg site
Arena



(b) Eglon site
Arcilla

Fig. 3.28 Comparación de los Módulos Medidos en el Campo y en el Laboratorio

(Ref. # 15)

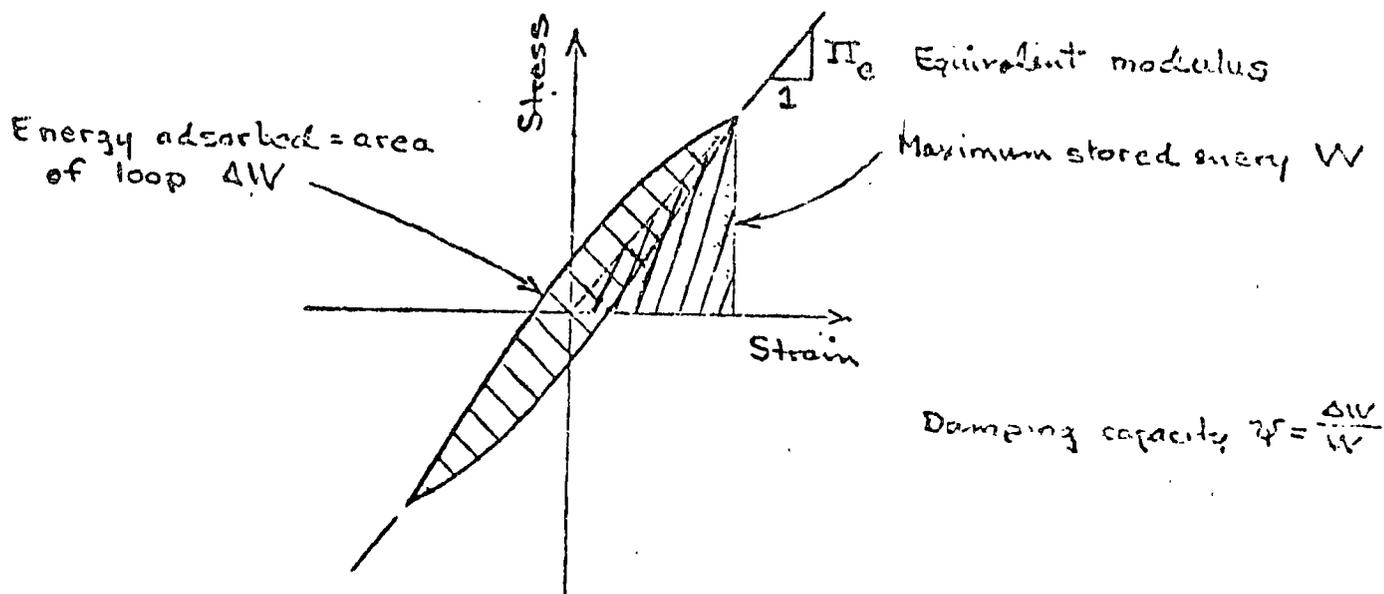
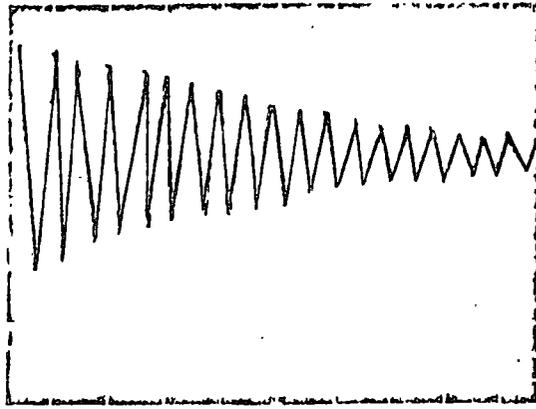
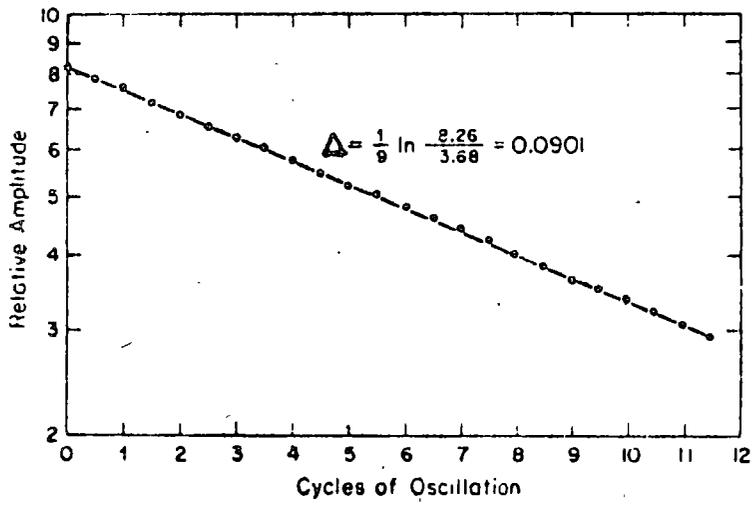


FIGURE 3.29 DEFINITION OF EFFECTIVE MODULUS AND DAMPING CAPACITY FOR CYCLIC LOADING OF HYSTERETIC MATERIAL

(Ref. # 15)



(a)



(b)

Figure 3.30 Typical free vibration-decay curves obtained from resonant-column tests of Ottawa sand (from Hall, 1952). (a) Amplitude-time decay curves. (b) Amplitude vs. cycle number plot.

(Ref. # 8)

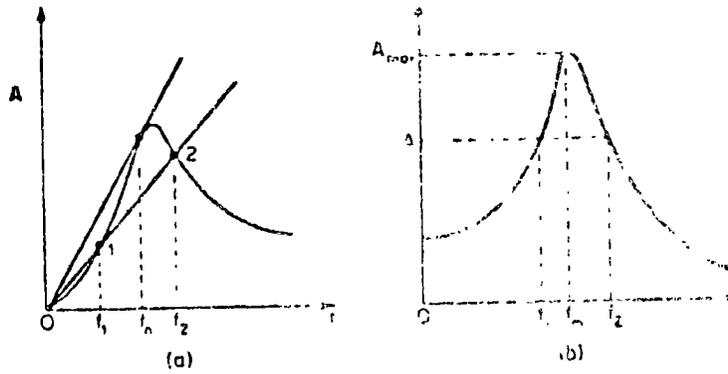
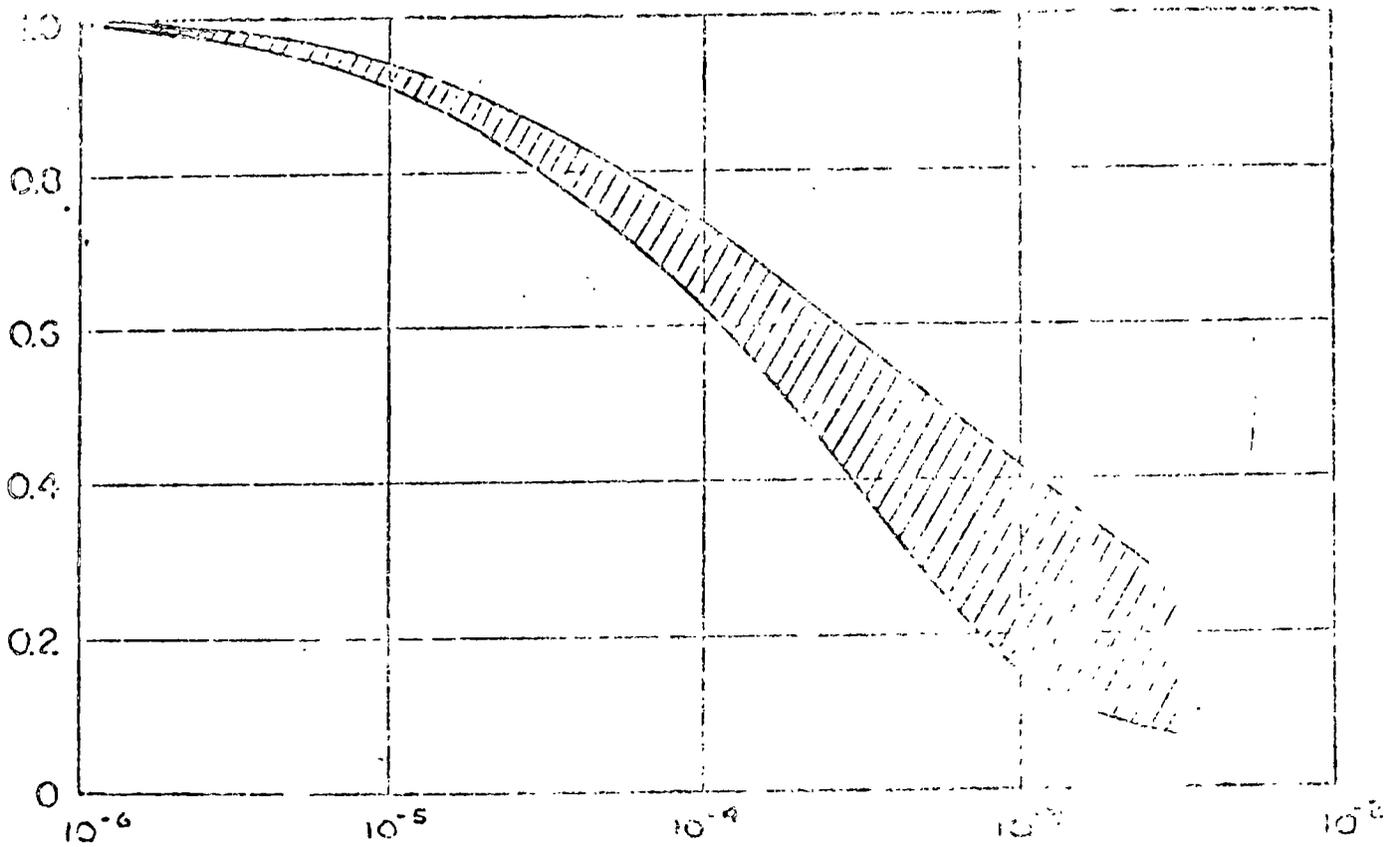


Figure 3.31 Geometric shapes of response curves for the determination of damping

(Ref. # 5)

Relación: $\frac{\text{Mod equivalente a una Def. } \delta}{\text{Módulo para } \gamma = 10^{-6}}$



Deformación al Corte

Fig. 3.32 Rango de Variación del Módulo Equivalente al Corte como Fracción del Módulo a una Deformación de 10^{-6}

(Ref. # 11)

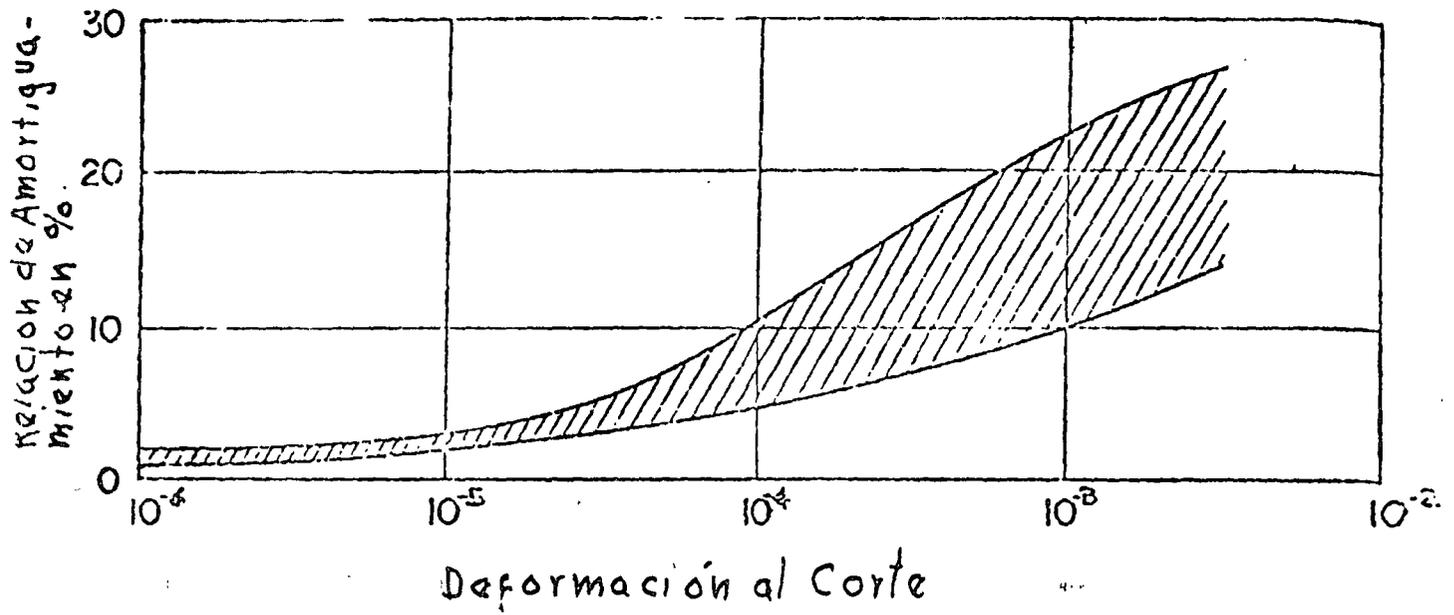


Figura 3.33 Rango de Variación del Amortiguamiento Equivalente para Varios Suelos

(Ref. # 11)

PARTE II

PROPAGACION DE ONDAS

II.1 INTRODUCCION

Puesto que las vibraciones transmitidas por las cimentaciones (bien de las estructuras hacia el suelo como son las fuerzas de maquinaria, o del suelo hacia las estructuras como es el caso de sismos) se efectúan siempre a través de ondas, es muy importante conocer los distintos tipos de ondas que se producen en el suelo y sus mecanismos de propagación.

En problemas relacionados al terreno de cimentación se tendrán situaciones que van, desde el caso de considerar un medio idealizado como homogéneo y elástico (depósitos profundos de arcilla), hasta el caso más complejo pero más común, consistente en un medio errático, con estratificaciones alternantes y con características no lineales de esfuerzo deformación. Además, cuando se analiza un suelo a través de probetas en el laboratorio, se tendrá un caso particular de medio no continuo por las condiciones de frontera allí existentes.

Los casos señalados se pueden analizar a partir del estudio de la propagación de ondas, tanto en seriespacios infinitos homogéneos o estratificados, así como en barras de longitud finita.

El presente capítulo no pretende cubrir el estado del arte en propagación de ondas, sino simplemente presentar los fundamentos

que se requieren para el manejo de los conceptos que se tratan en la dinámica de suelos. Al lector que le interese profundizarse más sobre el tema, podrá consultar las referencias señaladas al final del capítulo.

Primeramente se indicarán los tipos de ondas elásticas existentes en un medio infinito, posteriormente se analizará la propagación de ondas en un medio seminfinito con características tanto homogéneas como las de un medio estratificado, y finalmente se describirá la propagación de ondas en barras.

II.2 PROPAGACION DE ONDAS EN UN MEDIO INFINITO

En un medio infinito, homogéneo e isótropo, sólo se pueden propagar los dos tipos de ondas que corresponden a las dos únicas soluciones que se obtienen de las ecuaciones de movimiento que más adelante se señalan; estas dos clases de ondas son las llamadas de compresión, primarias o dilatantes y las conocidas como ondas cortantes, secundarias o distorsionales.

Partiendo del análisis de equilibrio de un pequeño elemento como el mostrado por la fig 2.1, se llega a las siguientes expresiones conocidas en la literatura como las ecuaciones de movimiento (los pasos para llegar a las mismas se pueden ver en la ref 1)

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad (2.1)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v \quad (2.2)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 w \quad (2.3)$$

donde $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ (operador laplaciano en coordenadas cartesianas)

u, v, w son los desplazamientos en las direcciones x, y y z respectivamente

ρ es la densidad de masa del medio (peso volumétrico/aceleración de la gravedad)

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (\text{constante de Lamé})$$

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \quad (\text{módulo al cortante})$$

ν es la relación de Poisson

E el módulo elástico de Young

$$\bar{\epsilon} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \quad (\text{dilatación cúbica})$$

y ϵ_x, ϵ_y y ϵ_z son respectivamente las deformaciones normales en las direcciones x, y y z

Derivando las ecuaciones 2.1, 2.2 y 2.3 con respecto a x, y y z respectivamente, y sumando las expresiones obtenidas, se llega a la siguiente ecuación

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \nabla^2 \bar{\epsilon}$$

$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = v_c^2 \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (\text{ec de onda de dilatación cúbica}) \quad (2.4)$$

$$\text{donde } v_c = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (2.5)$$

Esta última expresión representa la velocidad de propagación de una onda dilatante o irrotacional, o dicho en otras palabras, la dilatación $\bar{\epsilon}$ se propaga con una velocidad v_c . Al numerador de la ecuación 2.5 se le conoce comúnmente como módulo dilatante D , es decir

$$D = \lambda + 2G = \frac{(1-\nu) E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Derivando ahora la ecuación 2.2 con respecto a z y a 2.3 con respecto a y , y eliminando $\bar{\epsilon}$ mediante la substracción de las dos expresiones resultantes, se obtiene

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = G \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right)$$

$$\text{o sea } \rho \frac{\partial^2 \theta_x}{\partial t^2} = G \nabla^2 \theta_x \quad (2.6)$$

donde $\theta_x = 2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right)$, o sea es la rotación alrededor del eje x

La ecuación 2.6 se puede también escribir como sigue

$$\frac{\partial^2 \theta_x}{\partial t^2} = v_s^2 \nabla^2 \theta_x \quad (2.7)$$

donde $v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ es la velocidad de las llamadas ondas cortantes o equivolumétricas y representa la velocidad de propagación de la rotación θ_x .

Las ecuaciones correspondientes a θ_y y θ_z se obtienen de manera similar a la ec (2.7), y se puede decir que la rotación se propaga con la velocidad v_s .

Además de la velocidad con que se propagan cada una de estas ondas existentes en un medio elástico infinito, llamadas ambas ondas de cuerpo, tienen la siguiente particularidad. En las ondas compresionales el movimiento de las partículas tiene la misma dirección en que se propagan (véase fig 2.2), mientras que en las ondas cortantes los movimientos de las partículas son perpendiculares a la dirección de su propagación. La relación entre las velocidades de estas dos clases de ondas está dada por la expresión

$$\frac{v_c}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (2.8)$$

la cual implica que $v_c > v_s$ para cualquier valor de ν , y que para $\nu=0.5$, v_c adquiere un valor teórico de infinito.

II.3 PROPAGACION DE ONDAS EN UN MEDIO SEMINFINITO

En un medio seminfinito existe una frontera que permite obtener una tercera solución a las ecuaciones de movimiento y así tener un tercer tipo de onda. Este tercer tipo corresponde a las ondas superficiales llamadas de Rayleigh (en honor a quien las descubrió), las cuales producen en las partículas movimientos elípticos (fig 2.2) y disminuyen rápidamente su amplitud con la profundidad.

La ecuación de la onda Rayleigh se puede obtener estableciendo un sistema de coordenadas como el señalado en la fig 2.3, y suponiendo una onda plana que viaja en la dirección positiva de las x . Así, partiendo de que los desplazamientos u y w se pueden escribir respectivamente como

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \Psi}{\partial z} \quad \text{y} \quad w = \frac{\partial \phi}{\partial x} - \frac{\partial \Psi}{\partial x},$$

donde ϕ y Ψ son funciones potenciales que resultan estar relacionadas respectivamente con la dilatación y rotación del medio, se obtiene, al sustituir u y w en las ecs (2.1) y (2.3), las siguientes expresiones

$$\rho \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \right) + \rho \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \right) = (\lambda + 2G) \frac{\partial}{\partial x} (\nabla^2 \phi) + G \frac{\partial}{\partial z} (\nabla^2 \Psi) \quad (2.9)$$

y

$$\rho \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \right) - \rho \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \right) = (\lambda + 2G) \frac{\partial}{\partial z} (\nabla^2 \phi) - G \frac{\partial}{\partial x} (\nabla^2 \Psi) \quad (2.10)$$

De estas ecuaciones se obtiene

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \nabla^2 \phi = v_C^2 \nabla^2 \phi \quad (2.11)$$

y

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} = \left(\frac{G}{\rho}\right) \nabla^2 \psi = v_S^2 \nabla^2 \psi \quad (2.12)$$

Ahora bien, suponiendo una solución del tipo de onda senosoidal viajando en la dirección positiva de las x , se puede escribir

$$\phi = F(z) e^{i(\omega t - N_x)} \quad (2.13)$$

y

$$\psi = G(z) e^{i(\omega t - N_x)} \quad (2.14)$$

donde $F(z)$ y $G(z)$ son funciones que describen la variación de la amplitud de la onda con la profundidad, y $N=2\pi/L_R$ (conocido como número de onda); L_R es la longitud de la onda generada. Al sustituir los valores de ϕ y ψ dados por las ecuaciones (2.13) y (2.14) dentro de las ecuaciones (2.11) y (2.12), y considerar la condición de que la amplitud de la onda superficial tiende a cero con la profundidad, los valores de $F(z)$ y $G(z)$ resultan iguales a

$$F(z) = A_1 e^{-\sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_C^2}} z}$$

y

$$G(z) = A_2 e^{-\sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_S^2}} z}$$

Los valores de A_1 y A_2 se obtienen de aplicar las condiciones de frontera relativas a que los esfuerzos cortantes y normales en la superficie del semiespacio deben ser nulos. Aplicando dichas condiciones se obtienen las siguientes expresiones

$$\frac{A_1}{A_2} \frac{(\lambda + 2G) \left(N^2 - \frac{\Omega^2}{v_c^2}\right)^2 - \lambda N^2}{2i GN \sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_s^2}}} - 1 = 0 \quad (2.15)$$

y

$$\frac{A_1}{A_2} \frac{2 \sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_c^2}} iN}{2N^2 - \frac{\Omega^2}{v_s^2}} + 1 = 0 \quad (2.16)$$

Añadiendo estas dos ecuaciones y haciendo algunos arreglos matemáticos, se llega a la ecuación que da el valor de la velocidad con que se propagan las ondas Rayleigh

$$\left(\frac{v_R}{v_s}\right)^2 - 8 \left(\frac{v_R}{v_s}\right)^4 + \left[24 - 16 \left(\frac{v_s}{v_c}\right)^2 \right] \left(\frac{v_R}{v_s}\right)^2 + 16 \left[\left(\frac{v_s}{v_c}\right)^2 - 1 \right] = 0 \quad (2.17)$$

En la fig (2.4) se muestra la relación que guarda v_R/v_s y v_c/v_s para varios valores de la relación de Poisson ν ; obsérvese que v_R es aproximadamente igual a v_s , particularmente para valores grandes de ν .

En cuanto a la variación de los desplazamientos con la profundidad, éstos se pueden obtener a partir de las expresiones señaladas para $u = \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z}$ y $w = \frac{\partial \phi}{\partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x}$, así como de sus-

tituir en ellas los valores de ϕ y Ψ dados por las ecs (2.13) y (2.14).

Las expresiones que resultan (ref 1), son las siguientes

$$u = A_1 N i \left\{ - \exp \left[- \frac{\sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_c^2}}}{N} (zN) \right] + \frac{2 \sqrt{(N^2 - \frac{\Omega^2}{v_c^2})(N^2 - \frac{\Omega^2}{v_s^2})}}{N^2} \times \frac{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_s^2}}{N^2 + 1} \exp \left[- \frac{\sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_s^2}}}{N} (zN) \right] \right\} \exp i(\Omega t - Nx) \quad (2.18)$$

y

$$w = A_1 N \left\{ \frac{2 \sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_c^2}}}{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_s^2} + 1} \exp \left[- \frac{\sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_s^2}}}{N} (zN) \right] - \frac{\sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_c^2}}}{N} \exp \left[- \frac{\sqrt{N^2 - \frac{\Omega^2}{v_s^2}}}{N} (zN) \right] \right\} \exp i(\Omega t - Nx) \quad (2.19)$$

De la observación de estas dos ecuaciones, se puede deducir que los términos dentro de las llaves representan la variación respectiva de u y w con la profundidad. O sea

$$u = U(z) A_1 N i e^{i(\Omega t - Nx)}$$

y

$$w = W(z) A_1 N e^{i(\Omega t - Nx)}$$

La variación de $U(z)$ y $W(z)$ con la profundidad para varios valores de ν , se indica en la fig 2.5. Para fines recordatorios, la fig 2.6 señala la interpretación física del concepto de longitud de onda que interviene en la figura anterior.

Debe señalarse que son las ondas Rayleigh las que transmiten la mayor parte de la energía generada por la vibración de una zapata sobre la superficie de un semiespacio. (Cuando la zapata es circular, el 67% de la energía es transmitida por las ondas Rayleigh, mientras que las cortantes transmiten el 26% y las de compresión el 7% restante.) Por otro lado, en comparación con las ondas de cuerpo, las amplitudes de las ondas Rayleigh disminuyen más lentamente con la distancia r al centro de la fuente de excitación (mientras que la atenuación de las ondas P y S en la superficie es proporcional a $1/r^2$, en las ondas Rayleigh es proporcional a $1/\sqrt{r}$); la razón de esta diferencia se debe al concepto del llamado amortiguamiento radial que se estudia en el siguiente capítulo. Lo anterior hace, como se ilustrará posteriormente, que las ondas Rayleigh desempeñen un papel muy importante en la transmisión de vibraciones en o cerca de la superficie.

Las ondas Rayleigh son generalmente fáciles de reconocer ya que usualmente tienen una amplitud grande con frecuencia relativamente baja, según puede observarse en la fig 2.7.

II.4 PROPAGACION DE ONDAS EN UN MEDIO ESTRATIFICADO

En la mayoría de los casos reales se tienen depósitos de suelo constituidos por estratificaciones, lo cual obliga a conocer la transmisión de vibraciones a través de medios estratificados. En forma simplista se puede conocer lo que sucede con las ondas que llegan a las superficies de contacto de dos estratos con propiedades diferentes, partiendo del análisis de refracción y reflexión que experimentan cada una de las ondas de cuerpo.

Sin embargo, con el objeto de considerar la división de la energía que se origina en el punto de incidencia, es conveniente considerar primeramente el caso particular de la descomposición de las ondas P y S al llegar a una superficie libre. Para ello resulta a la vez conveniente tomar en cuenta que las ondas cortantes S se pueden descomponer en una componente paralela a la superficie (ondas S H), y en otra contenida en el plano vertical (ondas S V). La fig 2.8 ilustra esta descomposición.

Cuando una onda dilatante P incide sobre la superficie libre del semiespacio, parte de la energía se refleja a través de una onda cortante SV y parte a través de una onda P (fig 2.9). El ángulo de reflexión θ_1 de la onda SV está dado de acuerdo con la ley de Snell

$$\text{sen } \theta_1 = \text{sen } \theta \frac{v_s}{v_p}$$

donde θ es el ángulo de incidencia.

El ángulo θ_1 de la onda P resulta igual al de incidencia.

Al llegar una onda cortante SV a la superficie, toda la energía que se refleja se hace a través de: a) una onda SV con un ángulo de reflexión igual al de incidencia (fig 2.10), y b) a través de una onda P cuyo ángulo de generación está dado por

$$\text{sen } \theta_1 = \text{sen } \theta \frac{v_c}{v_s}$$

Existe un cierto ángulo de incidencia, llamado crítico, para el cual las ondas incidentes P y S se reflejan horizontalmente (fig 2.11); dicho ángulo depende únicamente de la relación de Poisson.

$$\text{Para ondas dilatantes } \theta_{cr} = \text{sen}^{-1} \frac{v_c}{v_s}, \text{ y}$$

$$\text{para ondas cortantes } \theta_{cr} = \text{sen}^{-1} \frac{v_s}{v_p}$$

La fig 2.12 muestra la relación entre θ_{cr} y ν para el caso de ondas de incidencia SV. Cuando los ángulos de incidencia son mayores, los componentes horizontal y vertical de los movimientos del terreno se encuentran desfasados creando una vibración del tipo elipsoidal; la fig 2.13 muestra que para $\theta_s = 45^\circ$ el movimiento es vertical y que para $\theta_s = 90^\circ$ el movimiento se reduce a cero.

En el caso de una onda SH que llega a la superficie, toda la energía que se refleja se hace a través de otra onda SH, la

cual tiene un ángulo de reflexión igual al de incidencia (fig 2.14). Esta característica hace que existan procedimientos especiales por medio de los cuales se generen este tipo de ondas y se facilite la interpretación de los datos obtenidos mediante los métodos geosísmicos; el empleo de dichos métodos se explicarán en capítulos posteriores.

Ahora bien, para el caso de llegar una onda a la superficie de contacto de dos estratos de características diferentes, se tendrá lo siguiente:

Al llegar una onda P sobre la superficie de contacto, se producen cuatro tipos de ondas según se ilustra en la fig 2.15a; dos ondas SV (una reflejada $[P-SV_1]$ y otra refractada $[P-SV_2]$) y dos P (una reflejada $[P-P_1]$ y otra refractada $[P-P_2]$).

Para una onda SV incidente habrá cuatro ondas resultantes:

- a) una onda SV reflejante (SV-SV₁)
- b) otra onda SV refractante (SV-SV₂)
- c) una onda P reflejada (SV-P₁) y
- d) una onda P refractada (SV-P₂).

En cuanto a las ondas incidentes SH, parte de la energía es reflejada (ondas SH-SH₁) y parte refractada (SH-SH₂), pero nuevamente sólo a través de ondas SH; la razón de no producir ondas P se debe a que las ondas SH no tienen componente normal en el plano de contacto.

Los ángulos de reflexión y refracción pueden calcularse a partir de la ley de Snell, de la cual se obtiene la siguiente expresión

$$\frac{\text{sen } \theta}{v_{p1}} = \frac{\text{sen } \theta_1}{v_{s1}} = \frac{\text{sen } \theta_2}{v_{p2}} = \frac{\text{sen } \theta_3}{v_{s2}} \quad (2.20)$$

donde

v_{p1} y v_{p2} son respectivamente las velocidades de las ondas dilatantes en los medios superior e inferior, y análogamente

v_{s1} y v_{s2} son las velocidades de las ondas cortantes de dichos medios.

Cuando la velocidad de una onda reflejada o refractada es mayor que la velocidad de la onda incidente, puede haber un ángulo de incidencia crítico para el cual la onda reflejada o refractada será horizontal; dicho ángulo se obtiene a partir de las expresiones 2.20. (Por ejemplo, para una onda dilatante P incidente, $\theta_{cr} = \text{sen}^{-1} \frac{v_{p1}}{v_{p2}}$).

Existen en la literatura fórmulas y gráficas que proporcionan la cantidad de energía que se trasmite a través de cada una de las ondas reflejadas o refractadas; véanse por ejemplo las refs 1 y 2.

Cuando existen varios estratos se tendrán múltiples refracciones y reflexiones, según puede observarse en la fig 2.16, y el problema de propagación de ondas se vuelve más complejo. Cuan

do el estrato superior es menos rígido que el que lo subyace, se puede generar otro tipo de onda superficial conocida como onda Love; este tipo de ondas son originadas por las reflexiones totales múltiples de la capa superior, y son ondas que se desplazan horizontalmente y producen movimientos transversales horizontales. Ewing (ref 3) define a esta clase de onda como "la onda cortante polarizada horizontalmente, atrapada en la capa superficial y originada por las reflexiones totales múltiples". Jones (ref 4) demuestra que para altas frecuencias de excitación, la velocidad de propagación de las ondas Love se aproximan asintóticamente a la velocidad de propagación de las ondas cortantes en el estrato superior, mientras que para bajas frecuencias dicha aproximación se refiere a la velocidad de las ondas cortantes en el estrato inferior.

II.5 PROPAGACION DE ONDAS EN BARRAS

Cuando las ondas dilatantes o compresionales se propagan en medios que no son infinitos, las condiciones de frontera modifican las ondas generadas haciendo que éstas sean un poco diferentes a las señaladas hasta ahora. Por ejemplo, las ondas compresionales que se propagan a través de una barra donde pueden haber expansiones libres en el sentido transversal, tienen una velocidad de propagación que resulta, según se demuestra más adelante, aproximadamente igual a

$$v_L = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.21)$$

Esta velocidad es menor que la velocidad v_c dada por la ecuación (2.5); la razón de ello es que en un medio infinito o seminfinito no existen desplazamientos normales a la dirección en que se propagan estas ondas, mientras que en una barra dichos desplazamientos son factibles. A esta clase de ondas compresionales en barras se les conoce en la literatura con el nombre de ondas longitudinales.

La obtención de la ecuación 2.21 se puede hacer a partir del análisis de fuerzas actuando en un elemento de barra de longitud Δx (fig 2.17), que tiene una sección transversal de área A .

Del equilibrio de fuerzas indicadas en la fig 2.17 se obtiene

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} \Delta x A = \rho \Delta x A \left(- \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right)$$

Simplificando la expresión anterior se obtiene

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} + \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.22)$$

Esta misma ecuación se puede expresar en otros términos de la siguiente manera. De la teoría de elasticidad se tiene

$$\sigma = E \epsilon \quad (2.23)$$

donde $\epsilon = - \frac{\partial u}{\partial x}$

Llevando (2.23) a (2.22), se obtiene

$$E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.24)$$

que es la llamada "ecuación de ondas en una dimensión". La solución a esta ecuación es del tipo

$$u = f\left(x \pm \sqrt{\frac{E}{\rho}} t\right) \quad (2.25)$$

Ejemplo de funciones que satisfacen la condición anterior son las siguientes

$$u = \text{sen} \left(x \pm \sqrt{\frac{E}{\rho}} t \right)$$

$$u = \text{cos} \left(x \pm \sqrt{\frac{E}{\rho}} t \right)$$

$$u = \left(x \pm \sqrt{\frac{E}{\rho}} t \right)^2$$

El significado físico de las implicaciones de dicha solución se muestra en la fig (2.18). Para un tiempo cualquiera t_1 (que puede ser $t_1=0$), se tiene un cierto tipo de desplazamiento caracterizado por una función que satisfaga la ec 2.25; posteriormente, en el tiempo t_2 , se observará exactamente el mismo tipo de desplazamiento pero en un lugar diferente. Es decir, el tipo de movimiento que se observa es precisamente como el de una onda que se desplaza a una velocidad $v_L = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$. Analíticamente lo anterior se puede comprobar de la siguiente manera; su-

póngase el signo negativo de la ecuación (2.25), y que $t_2 = t_1 + \Delta t$; se tiene entonces:

$$u \Big|_{t=t_1} = f(x - v_L t)$$

$$u \Big|_{t_2=t_1+\Delta t} = f[(x + \Delta x) - v_L (t + \Delta t)]$$

$$u \Big|_{t_2=t_1+\Delta t} = f[(x + v_L \Delta t - v_L t - v_L \Delta t)] = f(x - v_L t),$$

lo cual confirma lo antes señalado.

Es importante distinguir la diferencia que existe entre la velocidad de onda y la velocidad de la partícula. Para el caso de una onda de compresión como la mostrada en la fig 2.13, la velocidad de la partícula se obtiene a partir de la determinación del esfuerzo

$$\sigma_x = E \frac{u}{\Delta x}$$

de donde se obtiene que

$$u = \frac{\sigma_x}{E} \Delta x = \frac{\sigma_x}{E} v_L \Delta t$$

Por lo tanto, la velocidad de la partícula es

$$\dot{u} = \frac{u}{\Delta t} = \frac{\sigma_x v_L}{E} \quad (2.26)$$

Obsérvese en esta última expresión que la velocidad de la partícula depende del valor del esfuerzo aplicado, mientras que la velocidad de propagación de ondas depende sólo de las propiedades del material.

Ahora bien, al analizar las ondas cortantes en barras, siguiendo un procedimiento similar al descrito para las ondas compressionales, se llega a que la ecuación de onda está dada por la siguiente expresión

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = v_s^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (2.27)$$

donde θ es el ángulo de giro y

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.28)$$

es la velocidad con que se propagan las ondas cortantes en barras.

Este valor, como puede notarse, resulta ser igual al obtenido en el análisis de propagación de ondas en un medio infinito o seminfinito.

Obsérvese que conociendo las velocidades v_L o v_s los módulos E y G se pueden obtener respectivamente mediante las ecuaciones 2.21 y 2.28.

En la práctica la determinación de C_L y C_s se puede efectuar a través de probetas cilíndricas en el laboratorio, las

cuales constituyen barras de longitud finita. Si se consideran por ejemplo las ondas longitudinales a través de barras, la solución en este caso a la ecuación 2.24 se puede escribir en forma de series trigonométricas, de la siguiente manera

$$u = U(A_1 \cos \omega_n t + A_2 \operatorname{sen} \omega_n t) \quad (2.29)$$

donde

U es la amplitud de los desplazamientos

A_1 y A_2 son constantes que dependen de las condiciones de frontera

y ω_n es la frecuencia circular natural de vibración del n -ésimo modo

Al sustituir (2.29) en la ecuación 2.24, se obtiene

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\omega_n^2}{v_L^2} U = 0 \quad (2.30)$$

La solución a esta ecuación diferencial es del siguiente tipo

$$U = A_3 \cos \frac{\omega_n x}{v_L} + A_4 \operatorname{sen} \frac{\omega_n x}{v_L}$$

donde A_3 y A_4 son también constantes dependientes de las condiciones de frontera. Por ejemplo, suponiendo un extremo fijo y el otro libre (fig 2.19), dos condiciones son las siguientes

$$1) \quad U = 0 \Big|_{x=0} \quad (\text{significa que en el extremo fijo los desplazamientos son nulos})$$

$$2) \quad \left. \frac{\partial U}{\partial x} = 0 \right|_{x=\ell} \quad (\text{en el extremo libre las deformaciones valen cero})$$

Aplicando la primera condición se deduce que $A_3=0$, y de la segunda se obtiene que

$$\cos \frac{\omega_n \ell}{v_L} = 0$$

de donde se deduce que

$$\omega_n = (2n-1) \frac{v_L}{2\ell}, \quad n=1,2,3,\dots \quad (2.31)$$

Lo anterior conduce a poder expresar la amplitud del desplazamiento de la siguiente manera

$$U = A_4 \operatorname{sen} \frac{(2n-1) \pi x}{2\ell} \quad (2.32)$$

En la fig 2.19 se muestran los tres primeros modos de vibración de una probeta circular y el significado físico de la constante A_4 . Al sustituir la ec (2.32) en (2.29), se obtiene la forma general de los desplazamientos

$$u = \operatorname{sen} \frac{(2n-1) \pi x}{2\ell} \left[(A_1)_n \cos \frac{(2n-1) \pi v_L t}{2\ell} + (A_2)_n \operatorname{sen} \frac{(2n-1) \pi v_L t}{2\ell} \right] \quad (2.33)$$

Para otras condiciones de frontera o para el caso de vibraciones torsionales se podrá seguir el procedimiento descrito y obtener expresiones análogas a la ec (2.33). La expresión co-

rrespondiente a la frecuencia circular natural bajo excitaciones torsionales, considerando las mismas condiciones de frontera (un extremo fijo y el otro libre), resulta exactamente la misma dada por la ec (2.31), sólo que en vez de v_L interviene v_s .

REFERENCIAS

1. Richart, F.E., Hall, J.R., and Woods, R.D. (1970), "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice-Hall.
2. Mooney, H.M. (1973), "Handbook of Engineering Geophysics", Bison Instruments, Inc.
3. Ewing, W.M., Jardetzky, W.S., and Press, F. (1957), "Elastic Waves in Layered Media", McGraw-Hill Book Co (New York) pp 380.
4. Jones, R. (1958), "In-Situ Measurements of the Dynamic Properties of Soil by Vibration Methods", Geotechnique, Vol 8, No 1, Marzo, pp 1-21.

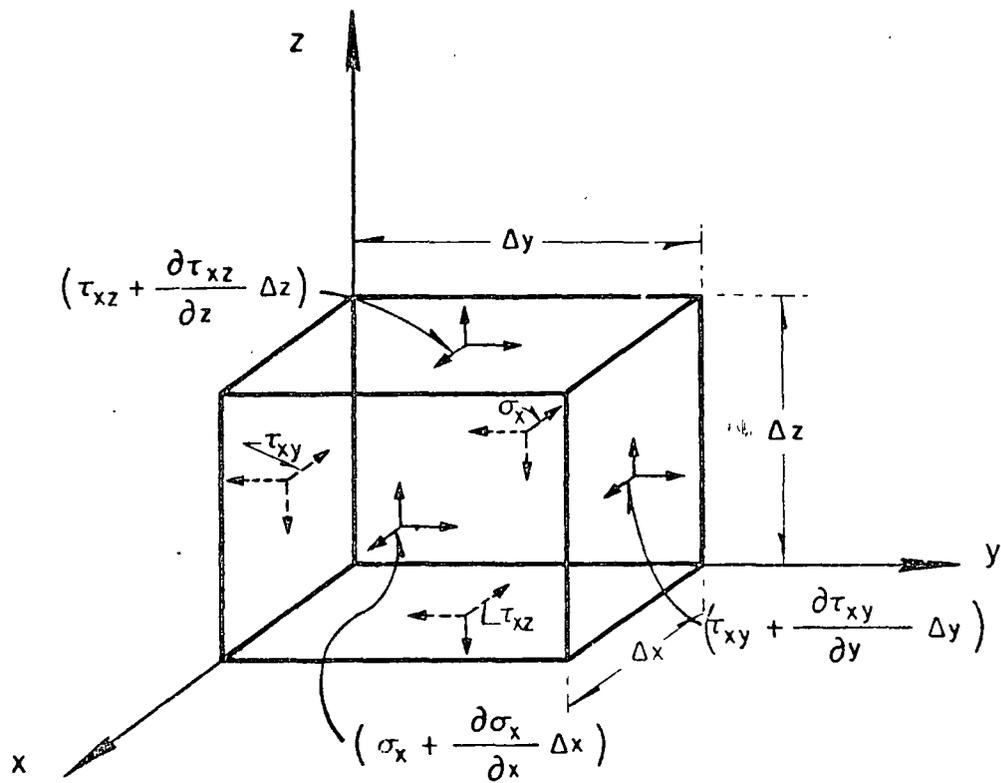


Fig 2.1 Esfuerzos actuando sobre un pequeño elemento

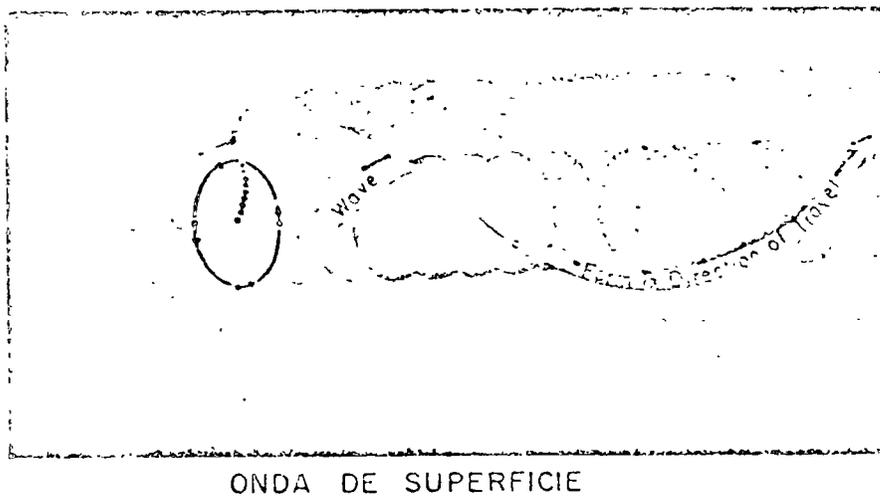
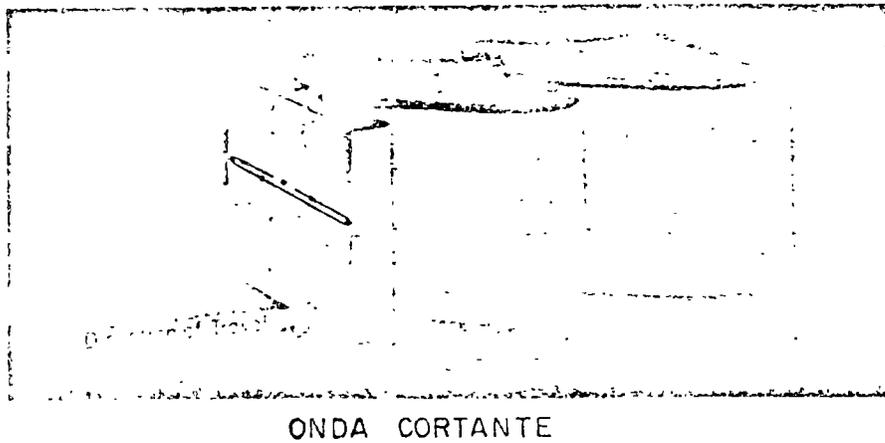
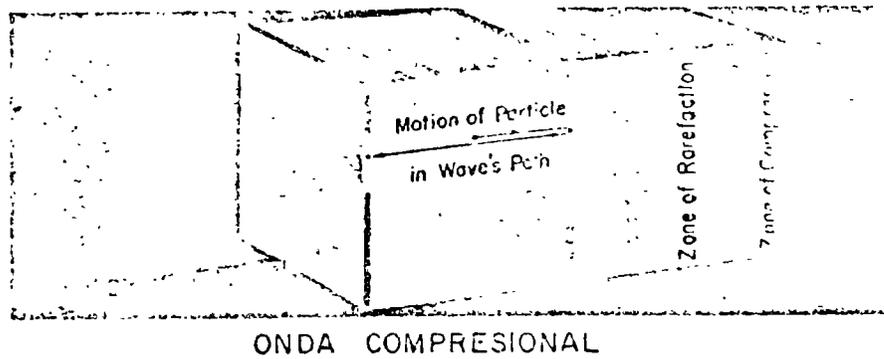


Fig 2.2 Naturaleza de los desplazamientos de las partículas de un suelo durante el paso de ondas de compresión (P) , cortante (S) y Rayleigh

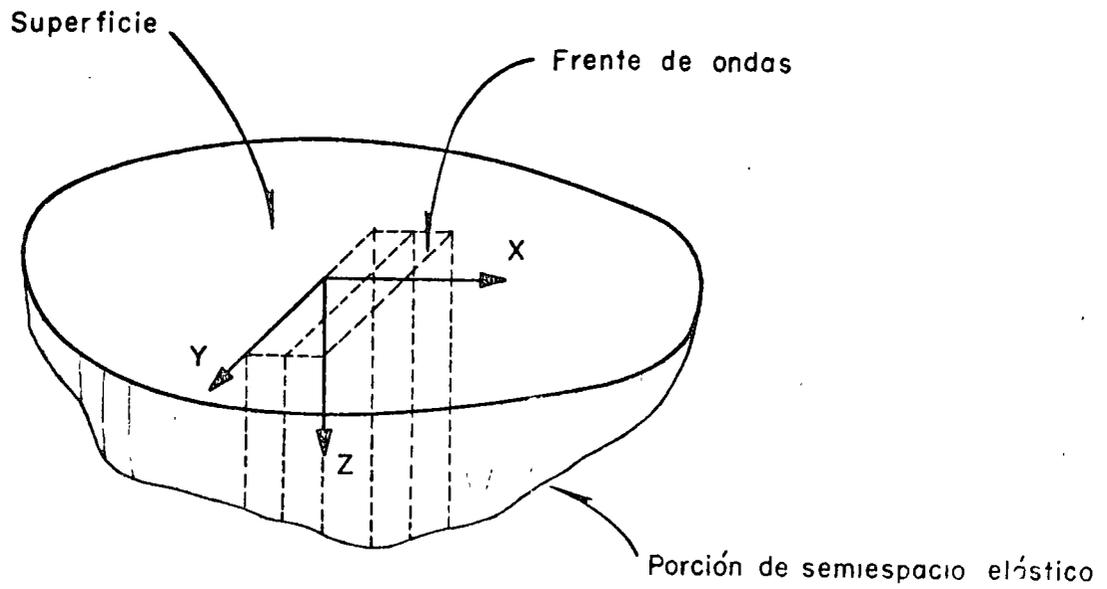


Fig 2.3 Sistema de coordenadas en un semiespacio elástico

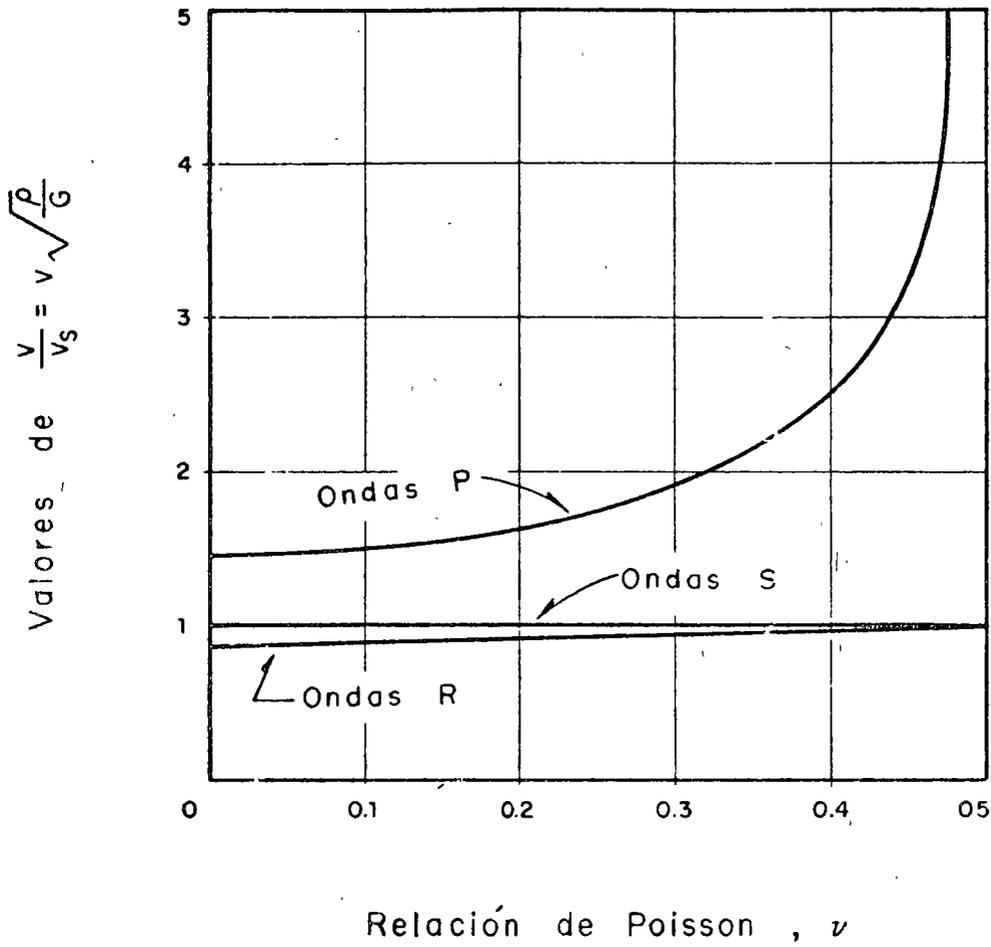


Fig 2.4 Relación entre v_s , v_c y v_R , contra la "relación de Poisson" ν

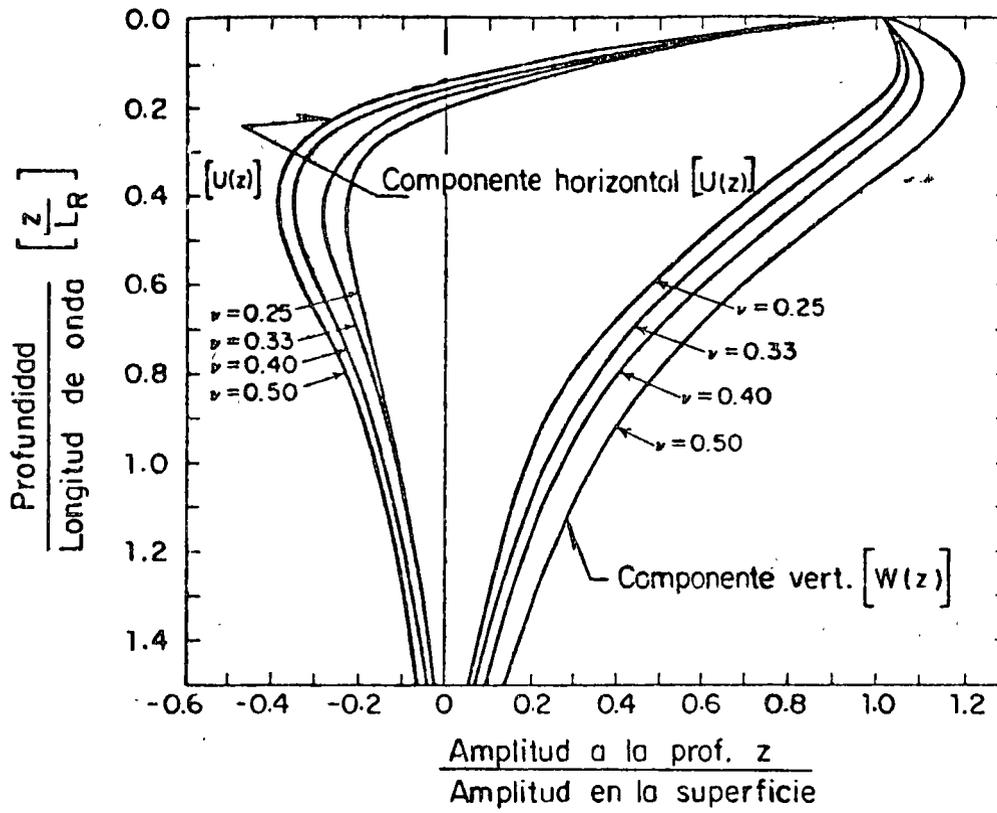


Fig 2.5 Relación de la amplitud de las ondas Rayleigh vs la profundidad (Ref. 1)

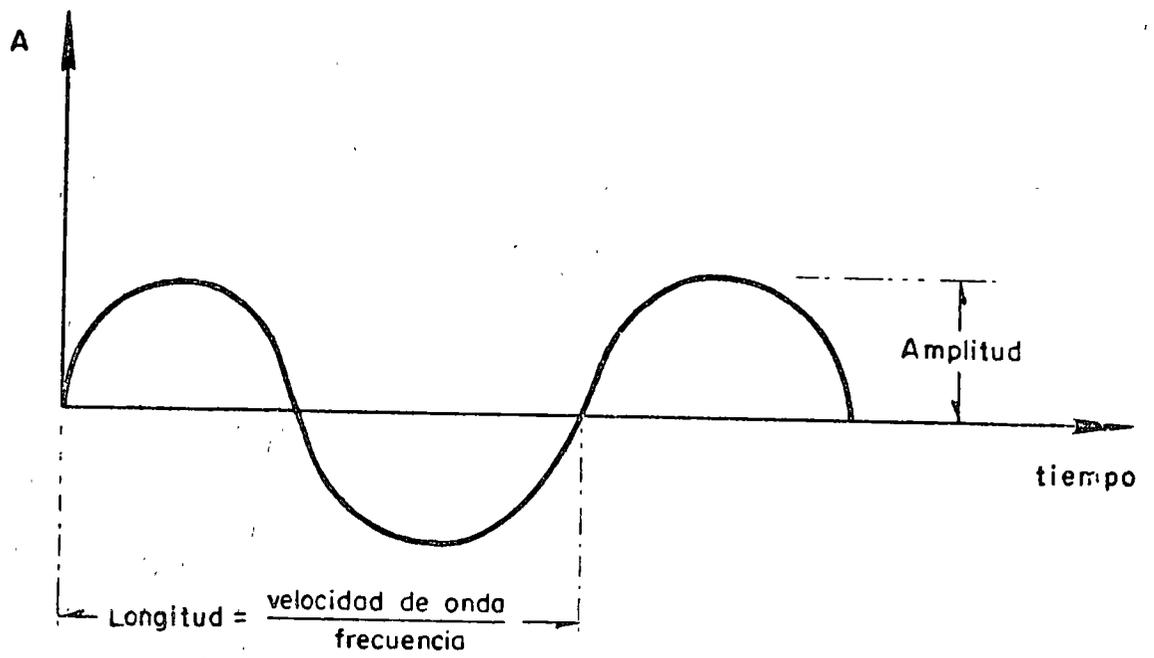


Fig 2.6 Interpretación gráfica de la longitud de onda

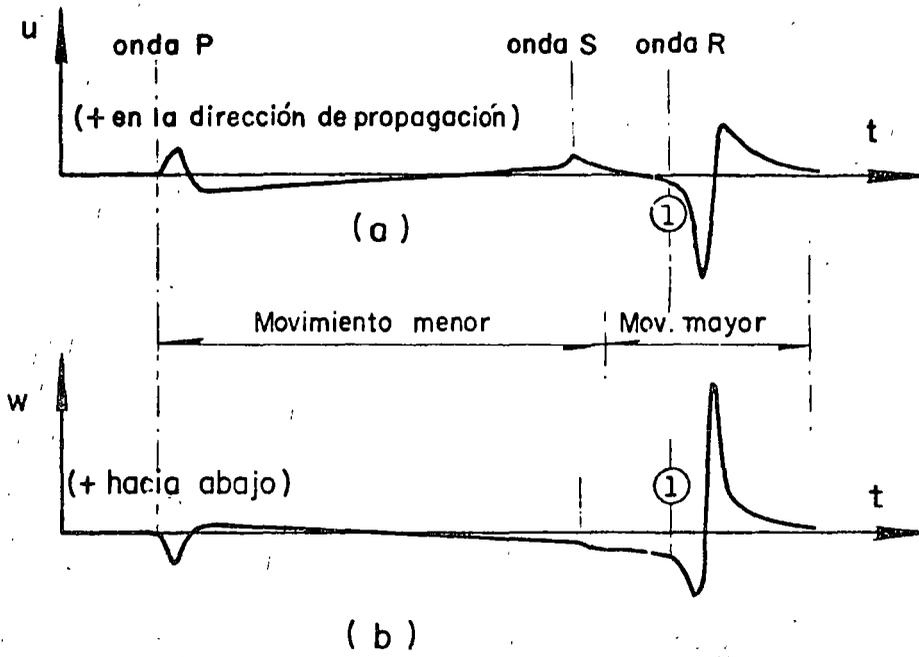


Fig 2.7 Sistema de ondas originadas por la excitación en un punto de la superficie de un medio idealizado. (Ref 1)

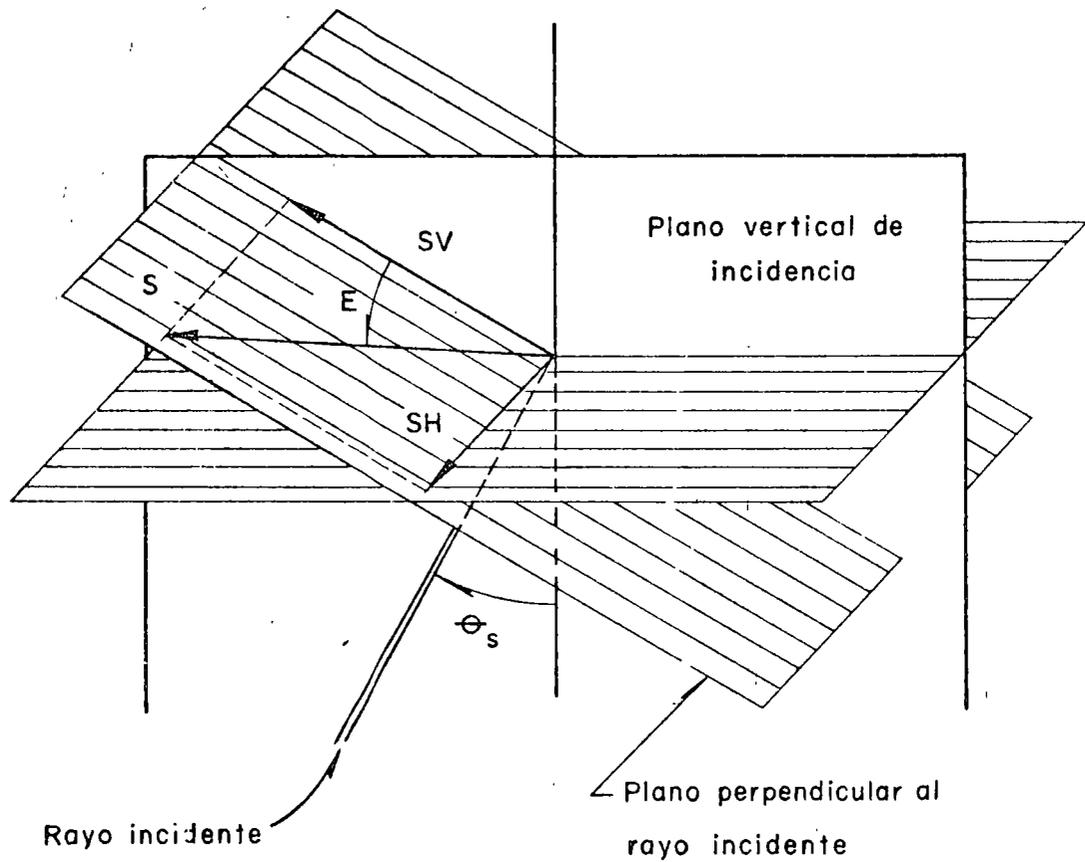


Fig 2.8 Componentes SV y SH de una onda cortante S
(Ref # 2)

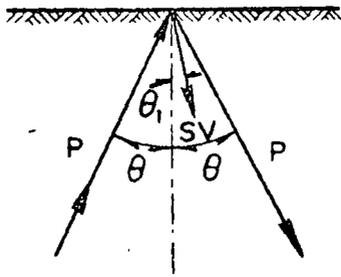


Fig 2.9 Reflexión en la superficie libre de una onda incidente P

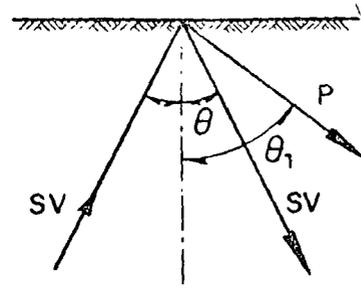


Fig 2.10 Reflexión de una onda incidente SV en una superficie libre

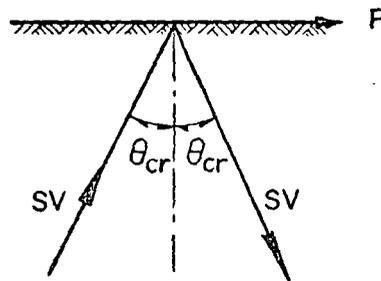


Fig 2.11 Reflexión horizontal de una onda P cuando una onda SV incide con un ángulo crítico

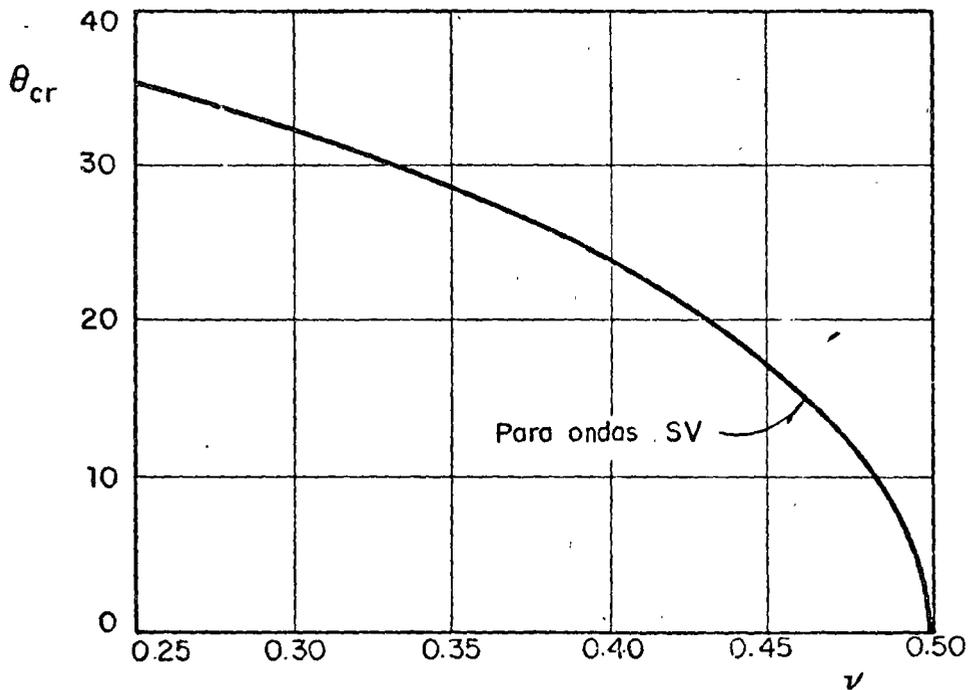


Fig 2.12 Angulo de incidencia crítica para las ondas SV , en función de la relación de Poisson ν .

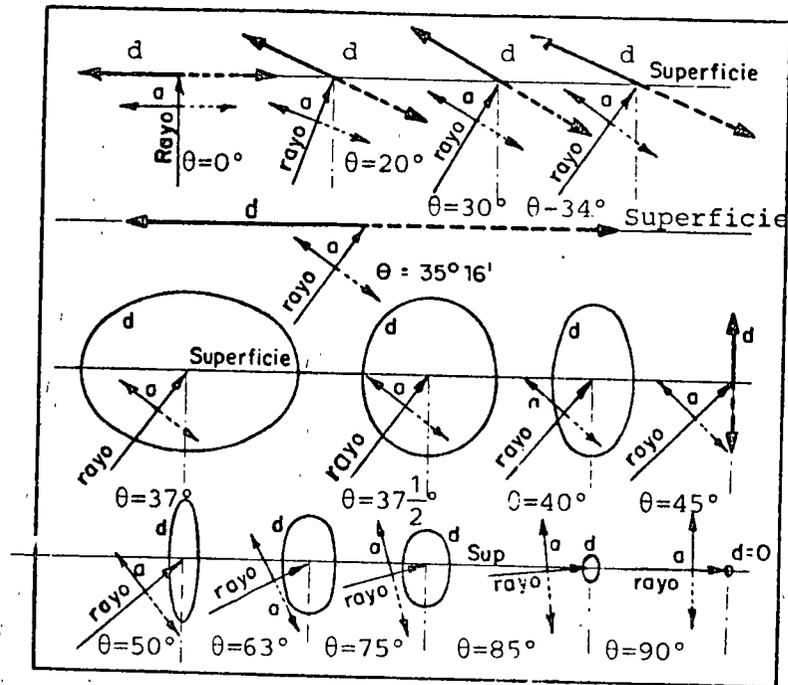


Fig 2.13 Desplazamientos (amplitud y direcci3n) de una partícula superficial producidos por una onda SV que tiene un ángulo de incidencia θ (Ref # 2)

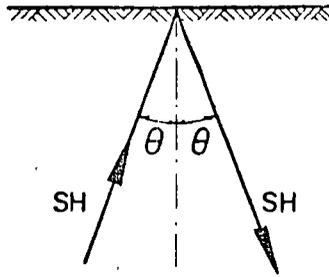


Fig 2.14 Incidencia y reflexión de una onda SH

(a) Onda incidente P (b) Onda incidente S (c) Onda incidente SH

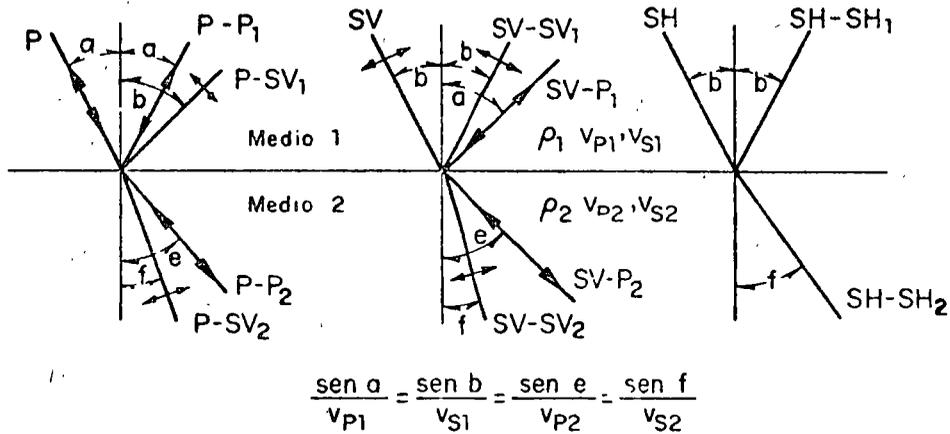


Fig 2.15 Distribución de ondas elásticas en la interfase de dos medios elásticos

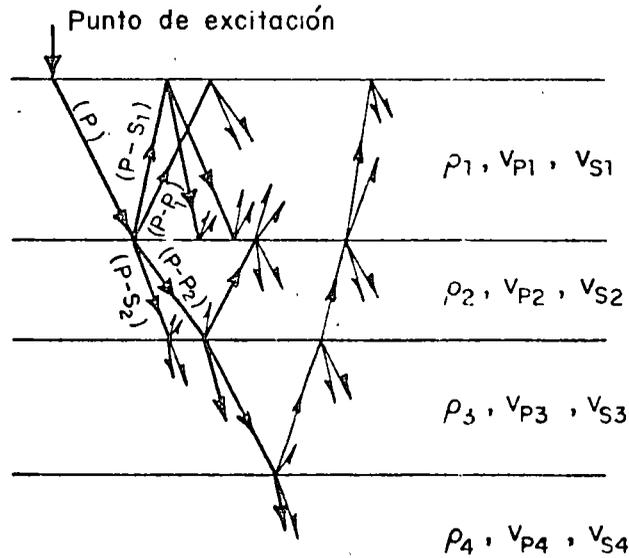


Fig 2.16 Reflexión y refracción múltiple de ondas en un sistema estratificado (Ref 1)

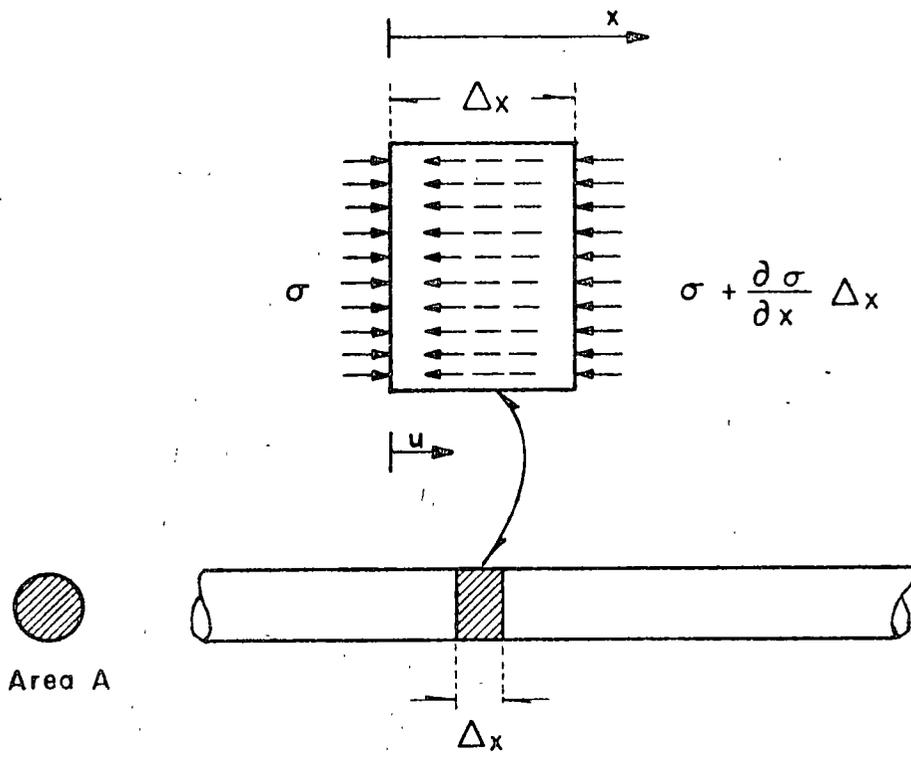


Fig 2.17 Fuerzas actuando sobre un elemento de una barra continua

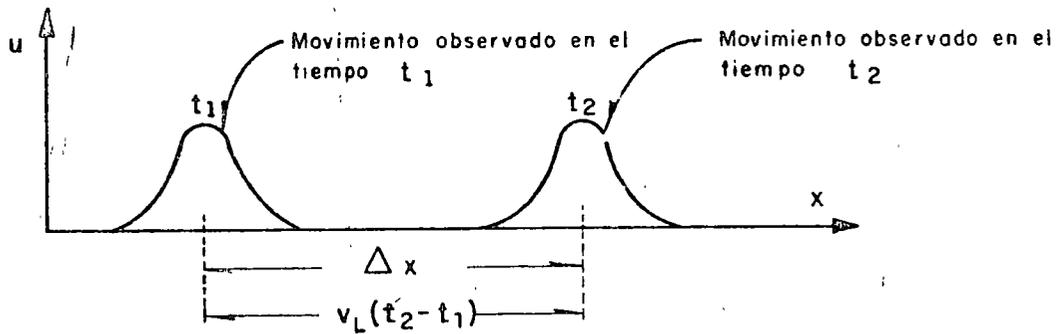


Fig 2.18 Desplazamientos observados en los tiempos t_1 y t_2 , para una función del tipo señalado por la Ec. 2-5

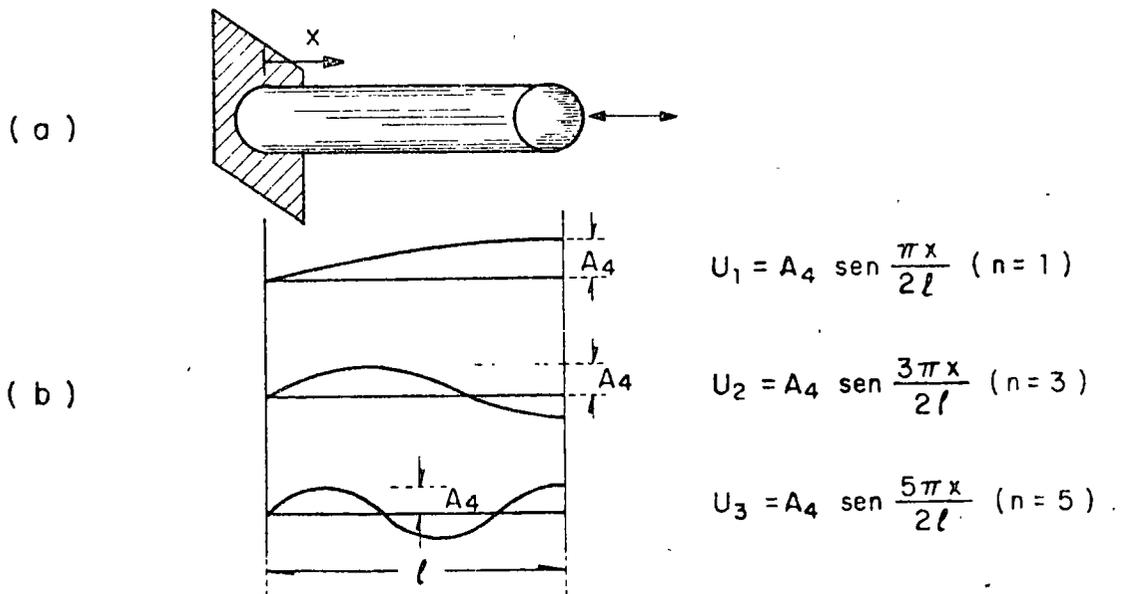
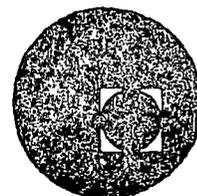


Fig 2.19 Primeros tres modos naturales de vibración de una barra



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

PRINCIPIOS DE LA DINAMICA DE SUELOS

DR. RAUL FLORES BERRONES

AGOSTO, 1978

SINOPSIS

En este trabajo se intenta señalar en que consiste la dinámica de suelos, cual fue su origen y cual ha sido su evolución, así como el campo de su aplicación en México. Se intenta también explicar, en forma breve, en que consiste cada uno de los temas que comprende esta materia.

1) Introducción

La dinámica de suelos está considerada dentro de la especialidad de la mecánica de suelos, aunque en la realidad en ella se tratan o se analizan problemas que son de interés tanto al especialista de mecánica de suelos como al especialista en estructuras. Por un lado, el ingeniero de mecánica de suelos requiere de los conocimientos que comprende esta materia para determinar la respuesta de las cimentaciones cuando actúan sobre ellas fuerzas dinámicas provenientes de la estructura que soportan (por ejemplo, fuerzas producidas por maquinaria, vehículos, viento u ondas oceánicas), o fuerzas ejercidas por el movimiento que el suelo experimenta durante un sismo. Por el otro lado, los ingenieros estructuristas requieren saber del efecto que ejercen, sobre las estructuras, las condiciones locales del suelo sobre el que se apoyan cuando un sismo ocurre y del efecto de la interacción que existe entre el suelo y la estructura.

Así pues, la dinámica de suelos es una parte de la ingeniería civil que tiene una aplicación muy amplia en el análisis y solución de varios problemas prácticos.

En el presente trabajo se describe primeramente el origen, evolución y aplicación práctica de la materia, en particular en nuestro país. Se describen después cada uno de los temas que ella comprende, junto con la importancia y utilidad de los conceptos.

2) Antecedentes

Los primeros estudios de dinámica de suelos se iniciaron por los años cuarenta en la Universidad de Harvard, a partir de unos estudios efectuados por Casagrande sobre el comportamiento dinámico de arenas; sin embargo, no fue sino hasta los años sesenta, a partir de la traducción del ruso al inglés del libro de Barkan, cuando realmente se empezó a desarrollar la materia.

Hoy en día la dinámica de suelos ha alcanzado un avance considerable y es una materia que ha dado origen a numerosos simposiums y ha sido tema de sesiones plenarias en conferencias internacionales. Algunos métodos modernos, como el del elemento finito y el llamado "método de las características", han contribuido fuertemente en este avance y a su continua evolución.

Existen, sin embargo, muchos problemas dentro de este campo que permanecen sin resolverse correctamente, y faltan por desarrollarse o mejorarse técnicas que permitan determinar, en forma teórica y práctica, las propiedades dinámicas de los diferentes depósitos de suelo.

3) Campo de aplicación de la materia en México

Todos los problemas relacionados con la cimentación de maquinaria, como son las cimentaciones de turbinas, generadores, compresores y cualquier otra máquina que trasmite fuerzas dinámicas a la cimentación son problemas que están íntimamente conectados a la dinámica de suelos; ellos abundan en organismos del Estado tales como Pemex, C.F.E. y S.R.H., así como en las industrias donde se requiere la instalación de maquinaria pesada.

Frecuentemente se requiere aislar a una o más estructuras de vibraciones producidas por vehículos, máquinas, detonaciones o cualquier movimiento que origine vibraciones y que pueda causar daños a las estructuras vecinas o molestias a los que en ellas habitan. Estos aislamientos se pueden lograr, en forma efectiva, a través del conocimiento de la transmisión de movimientos en los distintos medios por los que viajan las vibraciones.

Resulta también que en México existen varias regiones altamente sísmicas, entre otras el Estado de Guerrero y el D. F., donde es necesario conocer el comportamiento dinámico de las cimentaciones de edificios, presas, puentes o cualquier otra obra civil más o menos importante.

Desafortunadamente el estado del arte de esta materia en México deja mucho que desear, y esto se debe a dos factores:

- 1) a que no existe suficiente gente especializada en esta rama que pueda dedicarse a dar soluciones adecuadas a los problemas de dinámica de suelos existentes en el país, y

2) a que no se le ha dado la importancia a esta materia que en realidad tiene. Como consecuencia de ello resulta que la dinámica de suelos se ha quedado a la zaga con respecto a otros países, y actualmente se está importando tecnología que muy bien pudiera resolverse por nosotros mismos. Tenemos, por ejemplo, que la mayor parte de máquinas que requieren cimentación especial y que se importa a México se adquiere por paquete; es decir, que al comprar dichas máquinas se compran también los planos de la cimentación junto con todas las recomendaciones que ésta deberá tener (en otras palabras, independientemente del tipo de suelo, de la localización de las instalaciones, de las estructuras vecinas, etc, se dan recomendaciones que la mayor parte de las veces están muy sobradas y por tanto son muy caras; pueden estar en ocasiones del lado de la inseguridad porque no han sido analizadas convenientemente).

Un ejemplo más es cuando se requiere hacer un análisis sísmico de estabilidad de taludes o presas, para cuyo caso se compran muchas veces los programas desarrollados en el extranjero, porque en México no los hay o hay muy pocos, o simplemente nada más no se hace el análisis dinámico requerido. Todo esto a pesar de que México tiene una reputación muy grande en lo que se refiere a la mecánica de suelos e ingeniería sísmica.

Sintetizando, se puede decir que existe un campo virgen en México por trabajar sobre esta materia, tanto en lo que se refiere a la práctica como a la investigación.

4) Temas específicos que comprende la materia

Se indicarán ahora los temas específicos que se tratan dentro de la materia y la secuencia como conviene estudiarlos.

I) Repaso de conceptos de Mecánica de Suelos y Dinámica Básica

Como antecedentes para estudiar esta materia, conviene tener claros los conceptos fundamentales de mecánica de suelos por un lado, y los elementos de dinámica básica por el otro. La correcta comprensión de ambas partes ayuda mucho a entender los temas que se tratan en la materia propiamente dicha.

II) Propagación de ondas

El primer tema que se ve ya dentro de la materia es el de *propagación de ondas*, tanto en un medio seminfinito elástico como en un medio estratificado y en barras. En el primer caso, es decir, el estudio de propagación de ondas en un semiespacio homogéneo o estratificado, permite analizar la transmisión de las vibraciones a través del suelo, transmisión que se efectúa precisamente mediante los distintos tipos de ondas que existen, o mediante una combinación de dos o más de ellas. Tres de las ondas que más se estudian, por la importancia que ellas tienen en la transmisión de movimientos, son las mostradas en la fig 1. Es decir, las ondas de compresión u ondas que originan movimiento de partículas con una dirección igual a la que se propagan dichas ondas; las ondas cortantes donde los movimientos de las partículas son perpendiculares a la dirección en que viajan.

y las ondas Rayleigh que son ondas superficiales que llevan ese nombre en honor de quien las descubrió, y que tienen un movimiento de partícula elíptica.

El estudio de la propagación de las ondas en barras se hace con el objeto de determinar algunas propiedades dinámicas de los suelos a través del análisis en probetas cilíndricas de suelos en el laboratorio.

Así, conociendo la velocidad de propagación de las ondas cortantes u ondas longitudinales a través de la probeta del suelo, se pueden obtener los módulos dinámicos de Young E , del módulo dinámico al corte G y de la relación de Poisson μ , mediante las siguientes relaciones:

$$E = C_L^2 \rho$$

$$G = C_S^2 \rho$$

$$E = 2(1+\mu) G$$

$$\mu = \frac{E/2 - G}{G}$$

En estas ecuaciones C_L es la velocidad de las ondas longitudinales, C_S es la velocidad de las ondas transversales y ρ es la densidad de masa del suelo (igual al peso volumétrico entre la aceleración de la gravedad).

Existen desde luego el estudio de algunas otras ondas especiales de interés, como son por ejemplo las ondas que se originan y se transmiten a lo largo de las superficies de contacto entre

los estratos de suelo; dichas ondas reciben el nombre de ondas Love.

III) Comportamiento dinámico del suelo

En esta parte se estudian las propiedades y el comportamiento del suelo cuando se le sujeta a éste a cargas dinámicas. En general se ha observado que cuando a un suelo se le somete a cargas cortantes cíclicas, el tipo de curvas esfuerzo-deformación que se obtienen son del tipo mostrado en la fig 2.

Si definimos como módulo de rigidez a la pendiente de la línea que une los extremos de cada lazo histerético (ver fig 3), vemos en la fig 2 que dicho módulo disminuye cuando se aumenta el nivel de las deformaciones.

De igual manera, si se considera que el área dentro del lazo representa la energía perdida, energía disipada o energía "fugada", se puede observar que la cantidad de esa energía aumenta con el nivel de las deformaciones. Esta energía que se pierde se le conoce en dinámica de suelos como amortiguamiento, y una forma de medirlo es determinando precisamente el área dentro de cada lazo histerético. Así pues, puede decirse que estos dos parámetros (G y D) varían con el nivel de deformaciones y que por tanto el comportamiento del suelo a cargas dinámicas relativamente grandes es no lineal.

Por otro lado, a diferencia de las cargas estáticas, las dinámicas se aplican en forma más o menos rápida impidiendo que haya disipación de la presión de poro que se crea al aplicar

las cargas. O sea, que en términos generales, se puede considerar que se está trabajando en condiciones de resistencia no drenadas.

Dentro de este tema queda incluido la determinación de las propiedades dinámicas del suelo. Existen en general tres maneras de hacerlo.

1. A través de pruebas de laboratorio, de manera semejante como se hace en la mecánica de suelos tradicional (por ejemplo, utilizando el método de la columna resonante ilustrado en la fig 4).
2. A través de pruebas de campo utilizando la propagación de las ondas en el suelo (por ejemplo, usando el método de los hoyos en paralelo señalado en la fig 5).
3. A través de fórmulas empíricas que se pueden utilizar para los análisis dinámicos preliminares. Un ejemplo de dichas fórmulas es la siguiente fórmula llamada de Hardin

$$G = 1200 \frac{(3-e)^2}{1+e} (\bar{\sigma}_0)^{1/2}$$

donde

G y $\bar{\sigma}_0$ están en psi

"e" es la relación de vacíos que tiene el suelo y

$\bar{\sigma}_0 = (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3) / 3$; $\bar{\sigma}_1$, $\bar{\sigma}_2$ y $\bar{\sigma}_3$ son respectivamente los esfuerzos efectivos principales mayor, intermedio y menor

IV) Cimentación de maquinaria

En esta sección se estudia el mecanismo o la secuencia que generalmente se sigue en el estudio de la cimentación de maquinaria. Generalmente este mecanismo consiste en hacer primeramente una estimación de las dimensiones de la cimentación, en base a las dimensiones y fuerzas de la maquinaria, en la capacidad de carga estática del suelo y en la experiencia que se tiene en este tipo de problemas. Posteriormente se verifica que los movimientos o vibraciones producidas están dentro de las especificaciones. Dichas especificaciones están generalmente dadas en términos de la frecuencia de operación de la máquina. (Existen gráficas a través de las cuales se establecen estos límites; como un ejemplo de ellas, en la fig 6 se reproduce una gráfica publicada en la ref 3).

V) Respuesta de cimentaciones en un semiespacio elástico

La manera como se determina la respuesta de una cimentación es a través del estudio de sistemas equivalentes de uno o más grados de libertad*, constituidos por masas, resortes y amortiguadores (la fig 7 señala algunos ejemplos de sistemas equivalentes). Las masas de dichos sistemas representan las masas reales de la cimentación junto con la de la maquinaria, los resortes las rigideces y los amortiguadores la pérdida de energía.

* NOTA: Se dice que un sistema tiene "n" grados de libertad cuando existen "n" tipos de movimientos independientes en el sistema.

La razón de trabajar con sistemas equivalentes consiste en que por un lado, se ha observado que la respuesta de los sistemas reales es muy semejante a la de estos sistemas equivalentes (ver fig 8), y por el otro, resulta muy simple trabajar con las ecuaciones que gobiernan la respuesta de los sistemas equivalentes.

A este respecto, es muy importante determinar adecuadamente a los parámetros que gobiernan a estos sistemas equivalentes. La manera más conveniente que hoy en día se utiliza es la de obtener esos parámetros a través de la teoría que estudia el comportamiento de una masa que vibra sobre la superficie de un semiespacio elástico y homogéneo (ver fig 9).

La manera como se obtienen los parámetros de los sistemas equivalentes a través de dicha teoría, es estableciendo las ecuaciones que gobiernan la respuesta de las cimentaciones, en la misma forma como se establece la ecuación de equilibrio de sistemas de 1 grado de libertad; igualando los coeficientes respectivos de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento, se obtienen los parámetros correspondientes. Es decir, la ecuación general que gobierna a un sistema de 1 grado de libertad (ver fig 10) es:

$$M\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P_0 \text{ sen } \Omega t$$

donde

- M masa del sistema
- \ddot{x} aceleración
- c coeficiente de amortiguamiento

- \dot{x} velocidad
 k rigidez del resorte
 x desplazamiento
 $P_0 \text{ sen } \Omega t$ fuerza dinámica

Lo que se hace entonces en la teoría del semiespacio es poner, de manera similar a esta ecuación, aquella que gobierna el comportamiento de la cimentación apoyada en el semiespacio elástico, y por similitud de coeficientes se determinan los correspondientes parámetros.

Un ejemplo de aplicación práctica de los fundamentos que indican el comportamiento de los sistemas equivalentes de un grado de libertad, es la disminución de la amplitud de las vibraciones en un problema específico.

Para ilustrar esto supóngase que la frecuencia de excitación es Ω y que la amplitud de las vibraciones es la señalada por el punto A en la fig 11. A fin de disminuir dicha amplitud, será necesario alejar la frecuencia de resonancia de la frecuencia de operación, y ello se logra por ejemplo aumentando el valor de la rigidez k , ya que

$$\omega_r \approx \omega_n = \sqrt{\frac{k}{M}}$$

donde

ω_r = frecuencia circular de resonancia

ω_n = frecuencia circular natural de vibración

El aumento de k se puede lograr mejorando la resistencia al corte del suelo o mediante el uso de pilotes. El efecto logrado al aumentar ω_n es también indicado en la fig 11.

VI) Principios de Ingeniería Sísmica

Con este tema se inicia lo que se pudiera llamar la segunda parte de la dinámica de suelos, es decir, el comportamiento del suelo y de las cimentaciones cuando la transmisión de los movimientos dinámicos ocurren del suelo hacia la estructura a través de la cimentación, aunque existe desde luego el proceso de retroalimentación durante un sismo, proceso que debe también analizarse y tomarse en cuenta.

En esta parte se estudian primeramente algunos principios de ingeniería sísmica, indispensables para comprender y dar solución adecuada a los problemas que más adelante se estudian. Así por ejemplo, es necesario entender perfectamente el origen y el mecanismo de los sismos, conocer como se puede localizar sus epicentros, saber las correlaciones que existen entre la intensidad epicentral y la magnitud de los sismos con la aceleración, la velocidad y el desplazamiento máximo del terreno, etc. El conocimiento de esos principios permite además construir los espectros de respuesta de un sismo y elaborar los espectros de diseño. La fig 12 representa un ejemplo de lo que es un espectro de respuesta correspondiente a un sismo real y la fig 13 representa lo que sería un espectro suavizado o de diseño.

VII) La Teoría de Amplificación

Después de revisar los principios de ingeniería sísmica se puede analizar el efecto de las condiciones locales del suelo en la respuesta de una estructura. Es decir, se puede analizar la diferencia que debe existir entre cimentar una estructura en un suelo blando y el de cimentarla directamente en roca. La experiencia que se tiene, basada en los daños sobre estructuras, indica que en general las apoyadas en suelos blandos sufren mayores daños; esto resulta en particular cierto cuando existen fallas del terreno por licuación de materiales granulares saturados, por deslizamientos de taludes o por fuertes asentamientos diferenciales. Sin embargo, cuando se refiere uno al llamado efecto de las condiciones locales del suelo, se supone que el terreno no falla sino que simplemente modifica los movimientos que le son transmitidos por la roca o los estratos en los que se apoya.

Una manera de estudiar el efecto de las condiciones del suelo es a través de la llamada teoría de amplificación de ondas constantes. Esta teoría supone, entre otras cosas, que las ondas que originan los movimientos horizontales llegan verticalmente a la superficie de los estratos (ver fig 14). Este análisis de amplificación se puede hacer a través de los espectros de Fourier (fig 15) que se construyen descomponiendo el registro de un sismo en un número infinito de movimientos senosoidales que varían en amplitud, frecuencia y desplazamiento, y suponiendo que el movimiento del sismo es la superposición de todos

esos movimientos. Se le llama espectro de Fourier a la amplitud de esos movimientos versus la frecuencia. Teniendo pues los espectros de Fourier y a través de la teoría de amplificación, se pueden obtener los llamados espectros de amplificación (que es la relación entre el espectro en la superficie y el espectro en la base, como se ilustra en la fig 16).

Con estos espectros de amplificación se obtiene el espectro en la superficie, y por tanto la respuesta en la superficie. Los valores así obtenidos se pueden utilizar como "inputs" para el análisis dinámico de estructuras que se apoyen en la superficie del terreno.

VIII) Interacción suelo-estructura

Otro aspecto interesante en dinámica de suelos se refiere al conocimiento de la interacción entre el suelo y la cimentación, misma que está representada por la diferencia entre los movimientos u_b y u_g de la fig 17; es decir, la diferencia entre el movimiento en un punto en la base de la estructura y el movimiento en un punto de la superficie del terreno; si el terreno es muy rígido, la diferencia será pequeña, pero si el terreno es más o menos blando, la diferencia puede ser grande.

En general, por el efecto de la interacción, se tiende a incrementar el período natural T de la estructura. El significado que esto tiene es, como se indica en la fig 18 (que señala el espectro de respuesta de un sismo), que al aumentar el período T se pueden aumentar los esfuerzos cuando originalmente se

tiene el período fundamental en un valle (el punto 1 se mueve al 2), o se pueden reducir si se está en un peak (el punto 3 se mueve al 4). Sin embargo, desde el punto de vista de diseño, donde se utiliza un espectro suavizado de respuesta (fig 19), o no se altera o la interacción mejora la situación, a menos de que se trate de una estructura muy rígida con un período natural muy pequeño. (Sin embargo, la mayor parte de las estructuras tienen períodos fundamentales mayores de T_A , y por lo tanto se puede decir que la interacción ayuda o contribuye a disminuir la amplitud en la respuesta).

Existen en general dos métodos para analizar este efecto

1. El del semiespacio donde se utilizan los parámetros determinados en la teoría del semiespacio, antes mencionada.
2. El del elemento finito.

IX) Cimentaciones piloteadas sujetas a sismos

El análisis de pilotes sujetos a sismos representa un problema muy interesante, ya que además de las fuerzas estáticas para las que originalmente fueron recomendados, deben estar diseñados para las fuerzas adicionales que se crean como consecuencias de un sismo.

Las fuerzas que el sismo origina en los pilotes son de dos tipos: 1) las fuerzas provenientes de la superestructura, es decir, el momento de volteamiento y la fuerza cortante en la base (fig 20), y 2) las fuerzas producidas por el movimiento del suelo (fig 22).

Por efecto del momento de volteamiento, es obvio que los pilotes de la orilla tendrán que soportar, por un lado, fuerzas adicionales verticales, pero en el lado opuesto se tendrán fuerzas de tensión que habrán que considerarse en la revisión por análisis sísmico. Las fuerzas horizontales producidas por el movimiento de traslación de la estructura, son fuerzas que actúan prácticamente sobre la cabeza de los pilotes. ello significa que es necesario analizar cuidadosamente los esfuerzos en esa parte del pilote, ya que en ella se tendrá por lo general un punto crítico.

En cuanto al efecto que produce el suelo que rodea al pilote; se puede estudiar fácilmente si se supone que no existe la carga vertical que se apoya sobre el pilote y que el pilote se encuentra simplemente hincado dentro de un estrato de suelo (fig 22).

Al ocurrir un sismo, el suelo se mueve como consecuencia del mismo, y tenderá a mover al pilote junto con él; habrá por tanto fuerzas del suelo que harán que precisamente se mueva el pilote. Una manera de absorber las fuerzas laterales provenientes de la superestructura, es a través de encajonamiento (fig 23). Es decir, a través de empujes pasivos del terreno de cimentación, se pueden absorber las fuerzas sísmicas que la superestructura trata de transmitir a los pilotes a través de su cabeza; este procedimiento resulta práctico cuando se desea disminuir el refuerzo en la parte superior de los pilotes. Las referencias 8 y 9 tratan con detalle el análisis sísmico de cimentaciones piloteadas.

X) El Fenómeno de Licuación

Este es otro problema que además de ser muy interesante, es un tema de actualidad en la mecánica de suelos y en él existe una controversia muy grande al nivel mundial.

La controversia se debe fundamentalmente a la definición de la palabra licuación. Como consecuencia de ello, el Prof Casagrande de la Universidad de Harvard ha decidido llamar "licuación actual" a lo que originalmente se había llamado licuación antes de que existieran las pruebas triaxiales, y esa definición se refiere a la respuesta de una arena suelta y saturada cuando se le somete a movimientos o deformaciones rápidas que producen una pérdida substancial de su resistencia, y que en ocasiones especiales pueden causar deslizamientos de flujo.

Por otro lado, se llama licuación cíclica o movilidad cíclica a la respuesta de un espécimen de arena densa sujeta a carga cíclica dentro de una cámara triaxial, cuando el valor máximo de la presión de poro alcanza momentáneamente la presión de confinamiento en cada ciclo. A diferencia de la "licuación actual" que puede ocurrir en el campo, la "licuación cíclica" solo ocurre en el laboratorio donde las presiones de poro son causadas fundamentalmente por las restricciones de frontera de los aparatos.

Ahora bien, ¿por qué es de mucho interés este tema? Simplemente porque ha originado o ha sido responsable de muchas catástrofes en varios de los grandes sismos, según se ha reportado en las diversas publicaciones que tratan sobre este tema. El capítulo 10 de la referencia (7) señala varios casos donde este fenómeno ha sido responsable de varias tragedias.

XI) Estabilidad de Taludes

Finalmente se incluye dentro de los temas principales que se estudian dentro de la dinámica de suelos un tema de gran interés mundial actual, y es el que se refiere a la estabilidad de terraplén en caminos y en presas. Dentro de este tema se han observado también fallas catastróficas ocurridas en diversas regiones del mundo. Actualmente se encuentran en construcción o en proyecto grandes presas de tierra y enrocamiento que almacenarán grandes volúmenes de agua; cuando esas presas se encuentren en áreas sísmicas, es muy importante asegurar la estabilidad de ellas durante un sismo y de allí la necesidad de efectuar un correcto análisis de dicha estabilidad.

Los procedimientos que actualmente se usan en el análisis dinámico de terraplén van desde los métodos pseudoestáticos, consistentes en añadir una fuerza proporcional a la magnitud del sismo de diseño al análisis tradicional estático de estabilidad de taludes (fig 24), hasta el empleo de métodos modernos como el del elemento finito. Obviamente el primero representa muchas desventajas, entre otras la de hacer suposiciones que no corresponden a la realidad, y por el contrario, el segundo representa varias ventajas entre las que se encuentra la de conocer la respuesta de la estructura en diferentes tiempos y para distintos puntos del terraplén que se analiza.

En el capítulo 15 de la referencia 7 se indica, a través de ejemplos, el uso del elemento finito para el análisis dinámico de taludes.

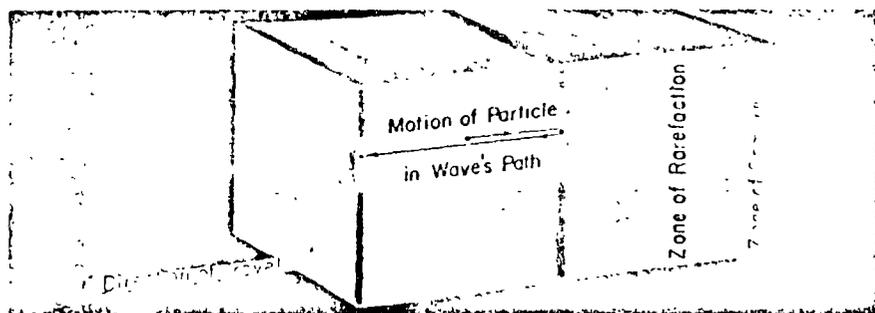
Conclusiones

En este escrito se ha tratado de señalar los temas fundamentales que comprende la materia denominada "Dinámica de Suelos". Existen algunos temas secundarios que también son de interés, tales como el problema de aislamiento de vibraciones o el empuje dinámico de tierras en muros. Sin embargo, dichos subtemas caen en realidad dentro de los temas principales señalados en el texto.

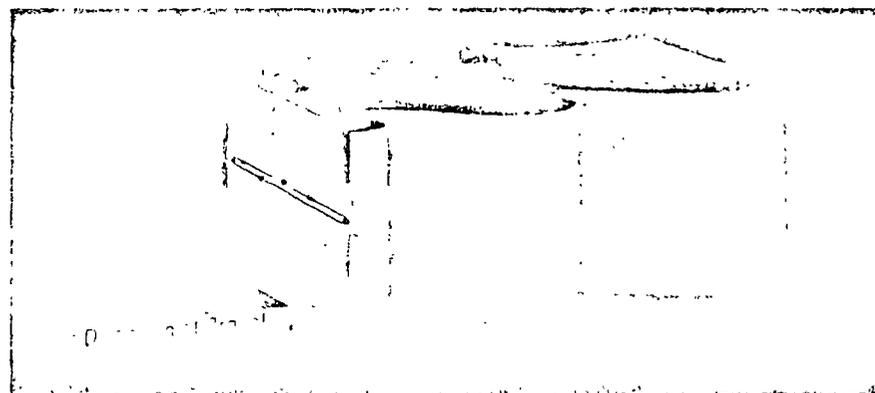
Como se habrá dado cuenta el lector, la dinámica de suelos abarca una gama de problemas muy interesantes y muy importantes dentro de la mecánica de suelos; es precisamente esa variedad de problemas la que permite que la dinámica de suelos constituya un campo abierto a la investigación y a la práctica dentro de México.

REFERENCIAS Y LIBROS DE CONSULTA EN
DINAMICA DE SUELOS

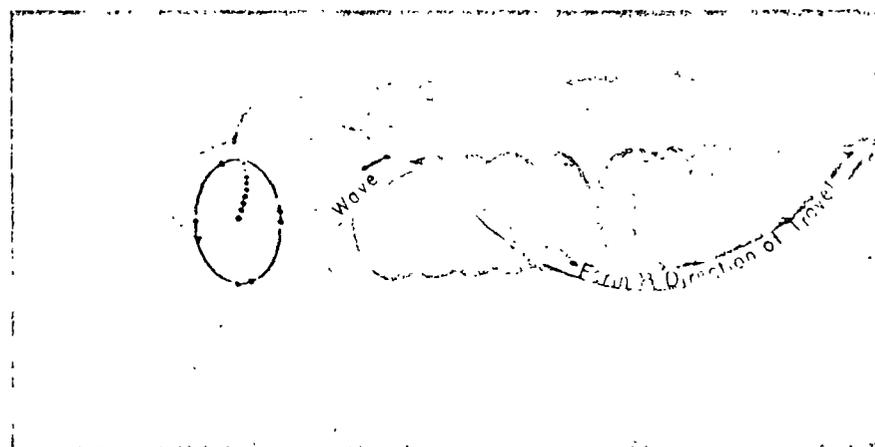
1. Barkan, D. D., 1962 "Dynamics of Bases and Foundations", Prentice-Hall, Inc. Englewood, Cliffs, N. J. 1970.
2. Biggs J. M. 1964, "Introduction to Structural Dynamics" New York, McGraw-Hill Book Co., Inc.
3. M. I. T. Fundamentals of Earthquake Engineering for Building. 1972. Biblioteca DESFI.
4. Newmark, N. M. and Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewoods Cliffs, N. J. 1970.
5. Richart, F. E., Jr Hall, J. R., Jr, and Woods, R. D. "Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Inc. Englewood, Cliffs, N. J. 1970.
6. Whitman R. V., "Soil Dynamics", Biblioteca DESFI.
7. Wiegel, R. L., "Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewoods Cliffs, N. J. 1970.
8. Zeevaert, L., "Dragging Forces on Pier Foundations". Cimientos Profundos Colados en Sitio, pp 39-75, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 1976.
9. Flores Berrones J. Raúl, "Respuesta Dinámica de Pilotes de Punta Sujetos a Sismos", División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM 1977.



ONDA COMPRESIONAL



ONDA CORTANTE



ONDA DE SUPERFICIE

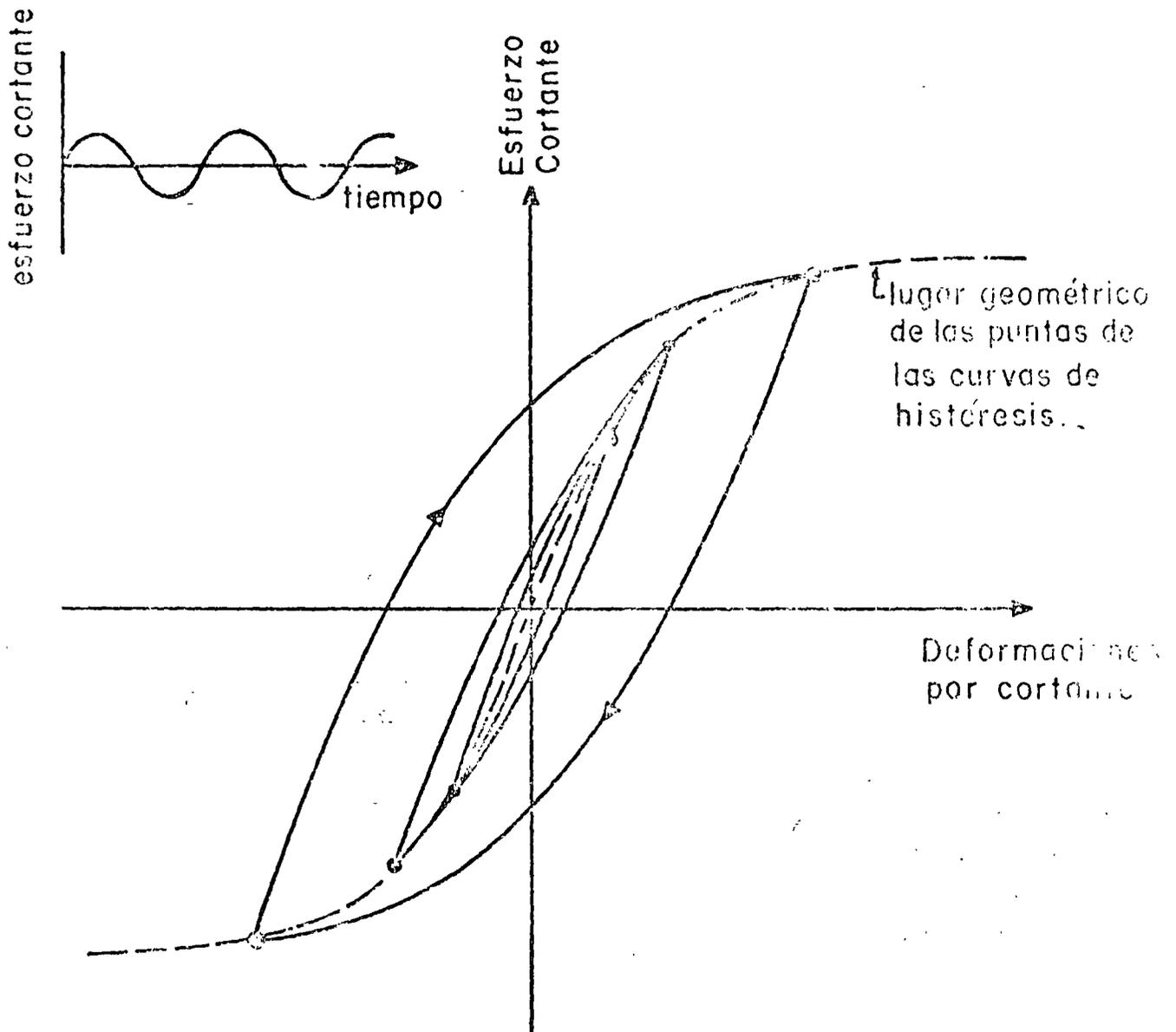


FIG. No. 2 CURVAS DE HISTERESIS DE CARCA CICLICA EN TORSION

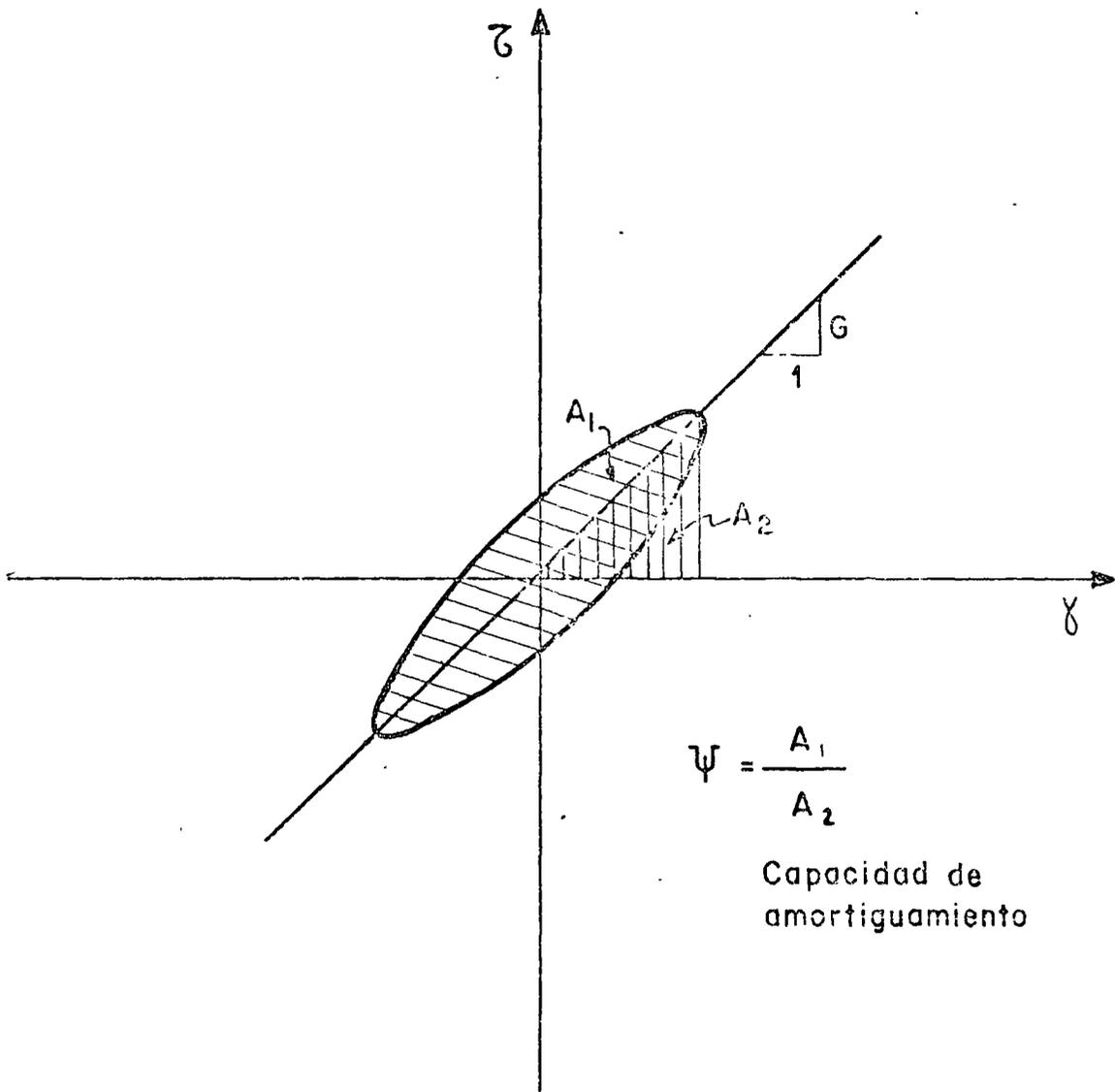
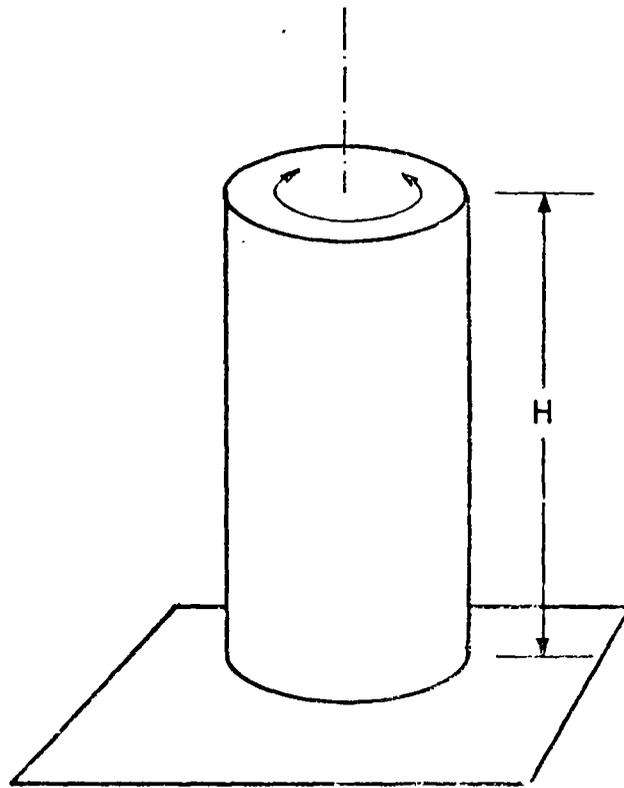


FIG. No.3 DEFINICION DE MODULO EQUIVALENTE Y DE CAPACIDAD DE AMORTIGUAMIENTO



$$f_r = (2n-1) \frac{C_s}{4H}$$

$$\Rightarrow G = C_s^2 p$$

- Donde f_r frecuencia de resonancia
 n número entero positivo
 C_s velocidad de las ondas cortantes
 p densidad de masa
 G módulo dinámico al cortante
 H altura de la probeta

FIG.No.4.-PRUEBA DE LA COLUMNA RESONANTE

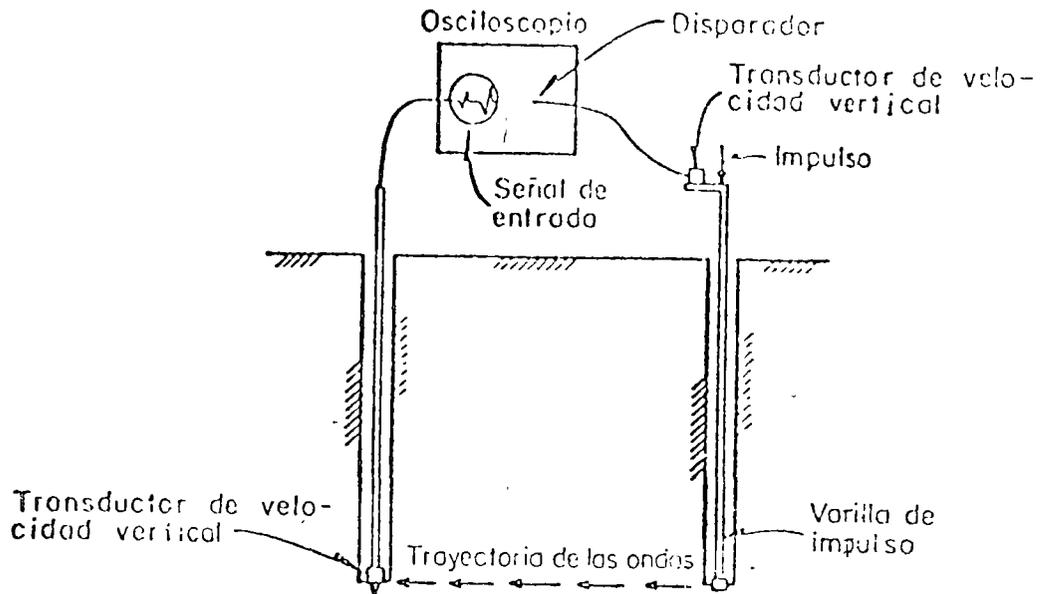


Fig 5 Corte esquemático ilustrando la disposición de los elementos en el metodo de los hoyos en paralelo

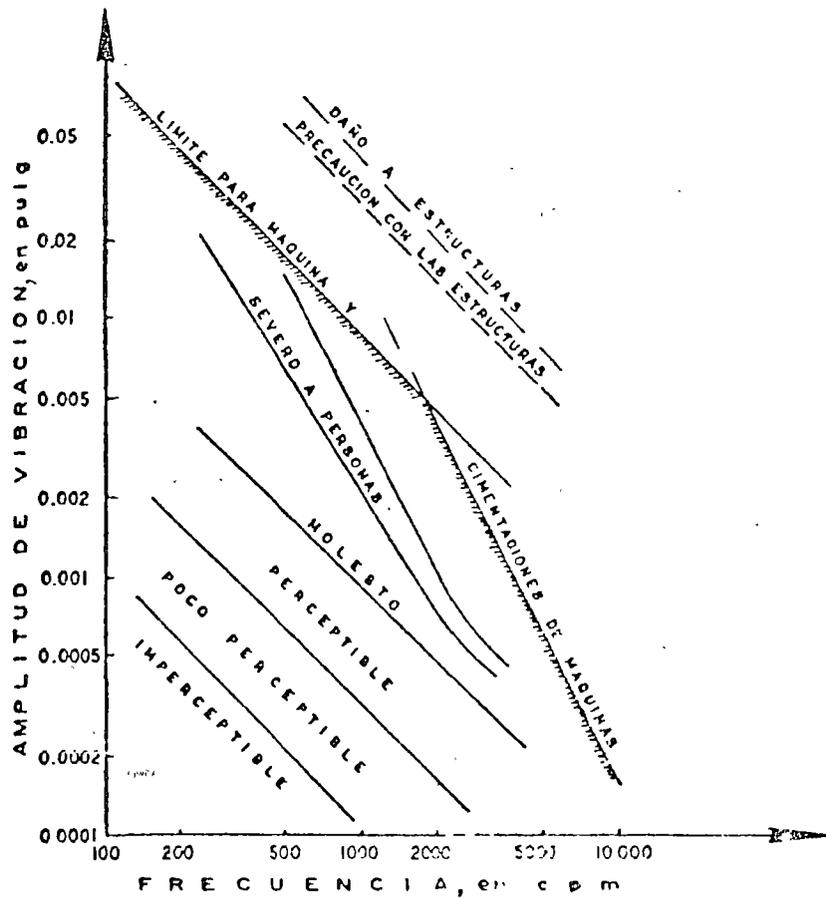
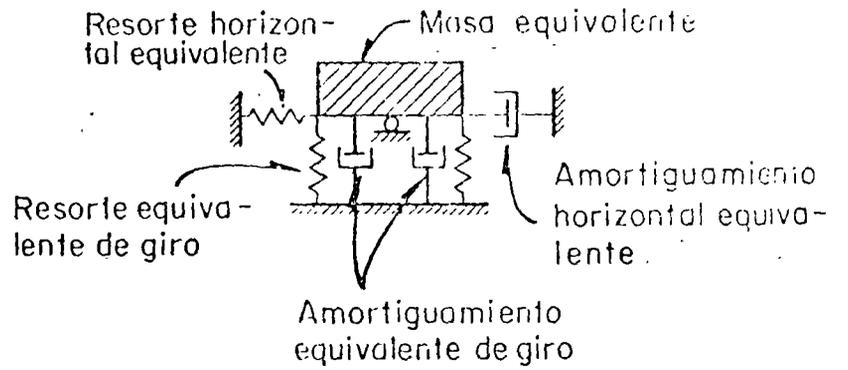
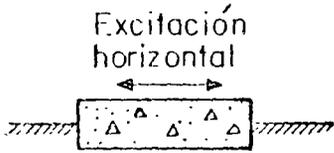
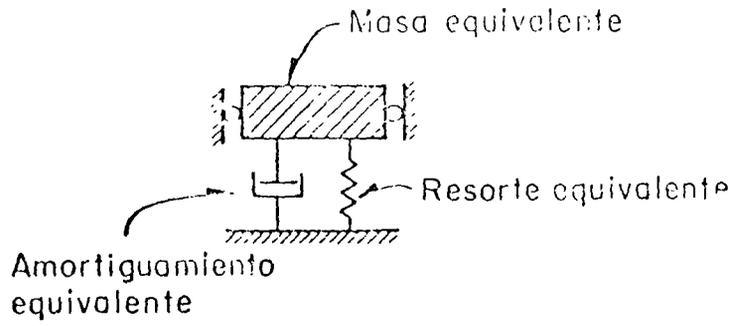
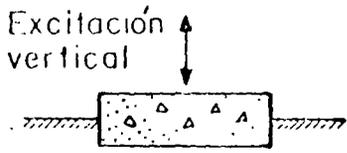


Fig 6 Límites de la amplitud de desplazamiento en función de la frecuencia de excitación



Excitación torsional

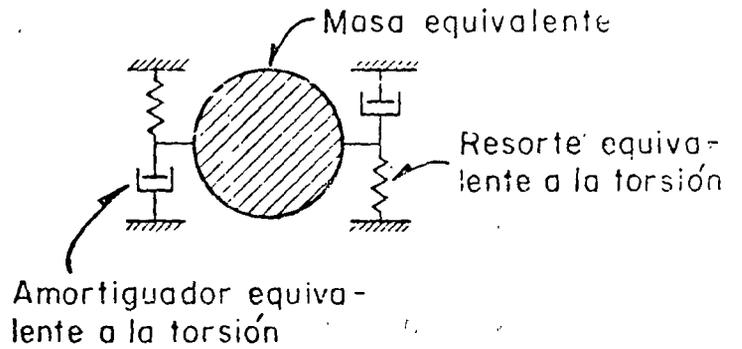
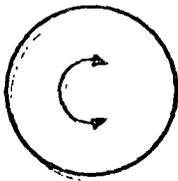


Fig 7. Sistemas equivalentes típicos (ref 11)

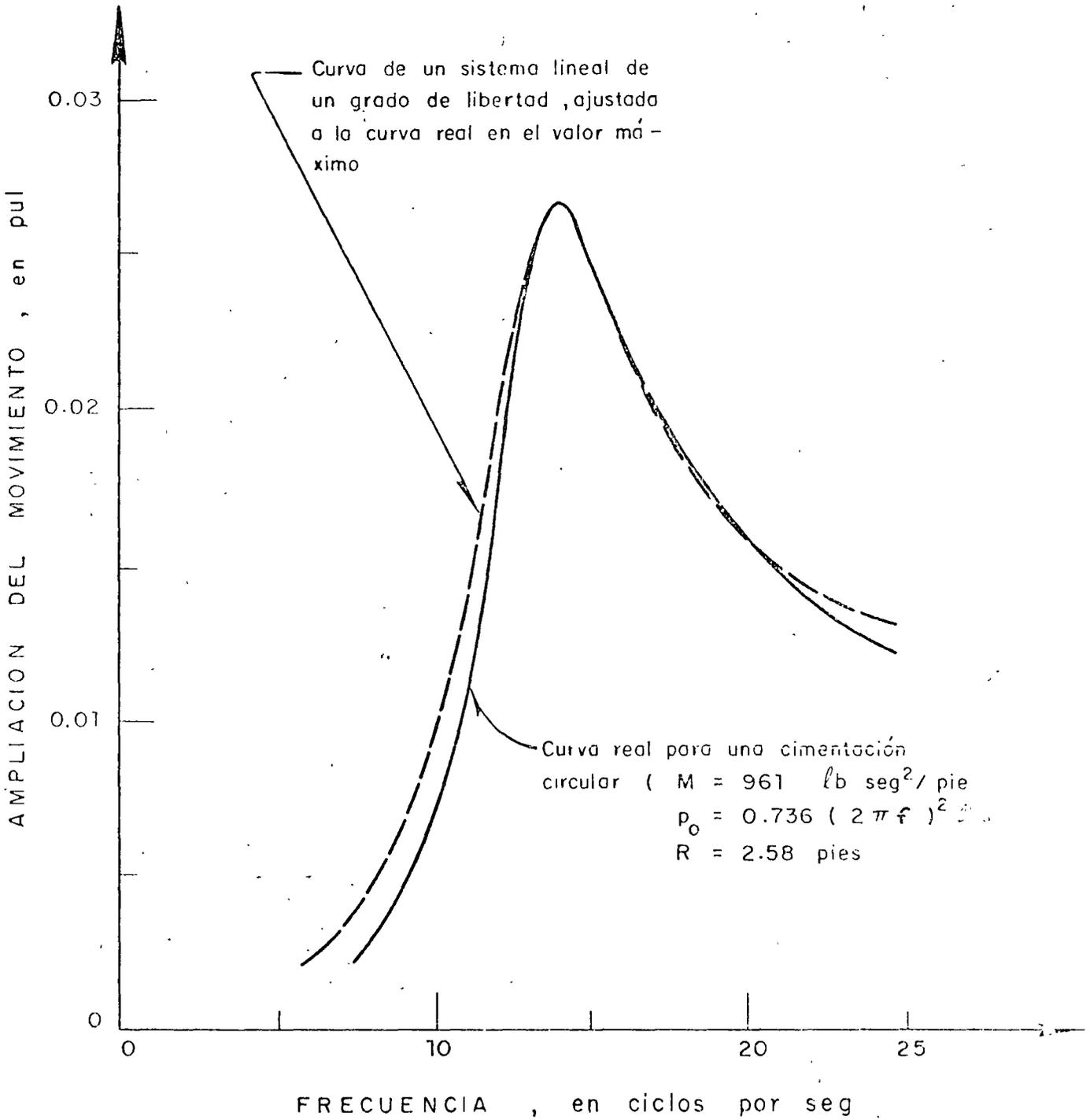


Fig 8 Comparación de una curva de respuesta de una cimentación y la curva de respuesta para un sistema equivalente de un (1) grado de libertad

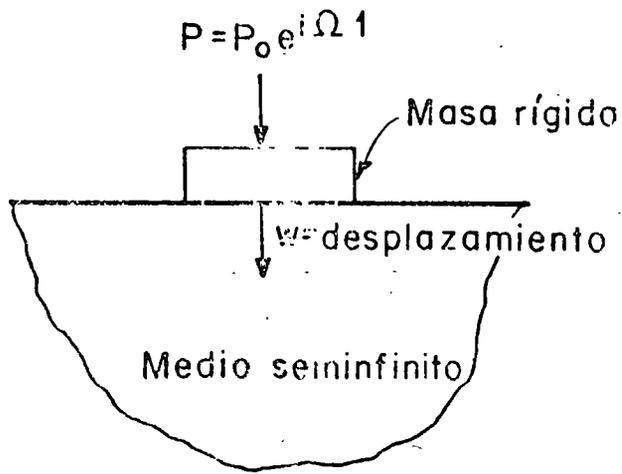


FIG.No. 9-A SISTEMA DE MASA RIGIDA EN MEDIO SEMINFINITO

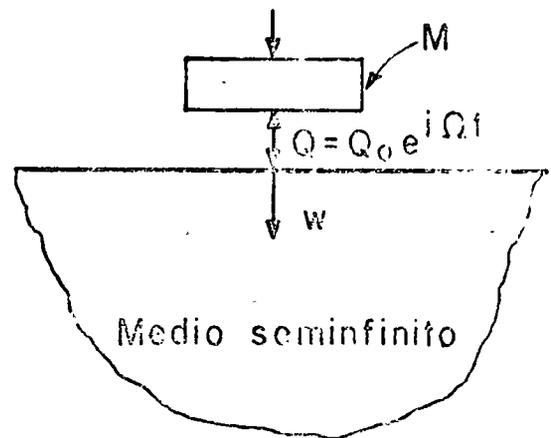


FIG.No.9-B SEPARACION DE LAS FUERZAS QUE OBRAN EN EL SISTEMA.

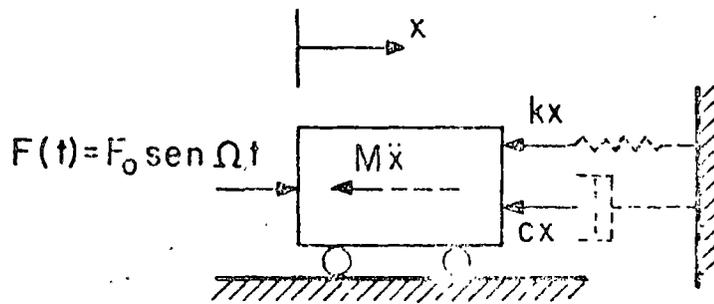
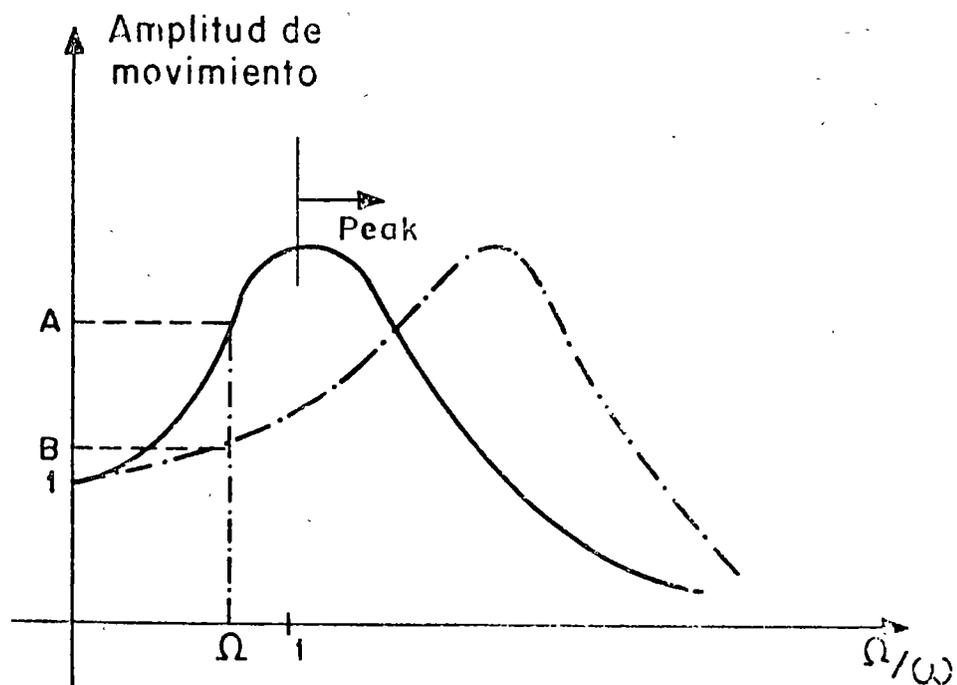


FIG. No. 10 FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

$$M\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F_0 \sin \Omega t$$



Ω = frecuencia de excitación

ω = frecuencia natural = $\sqrt{k/M}$

\approx frecuencia de resonancia

FIG. No. 11 DISMINUCION DE LA AMPLITUD DE VIBRACION AUMENTANDO LA LA FRECUENCIA NATURAL DE VIBRACION.

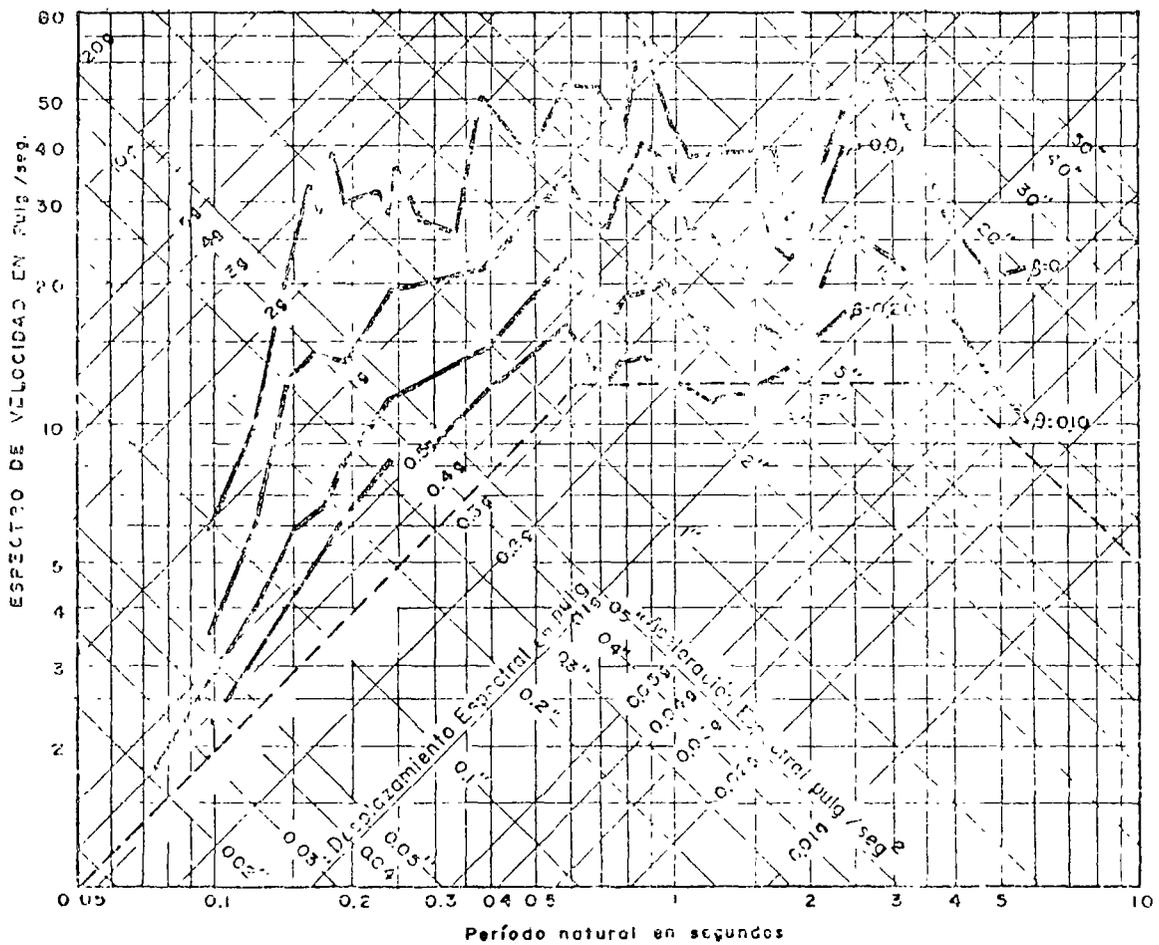


FIGURA 12. ESPECTROS DE RESPUESTA PARA SISTEMAS ELASTICOS

TERREMOTO DE 1940 "EN EL CENTRO, CALIF."

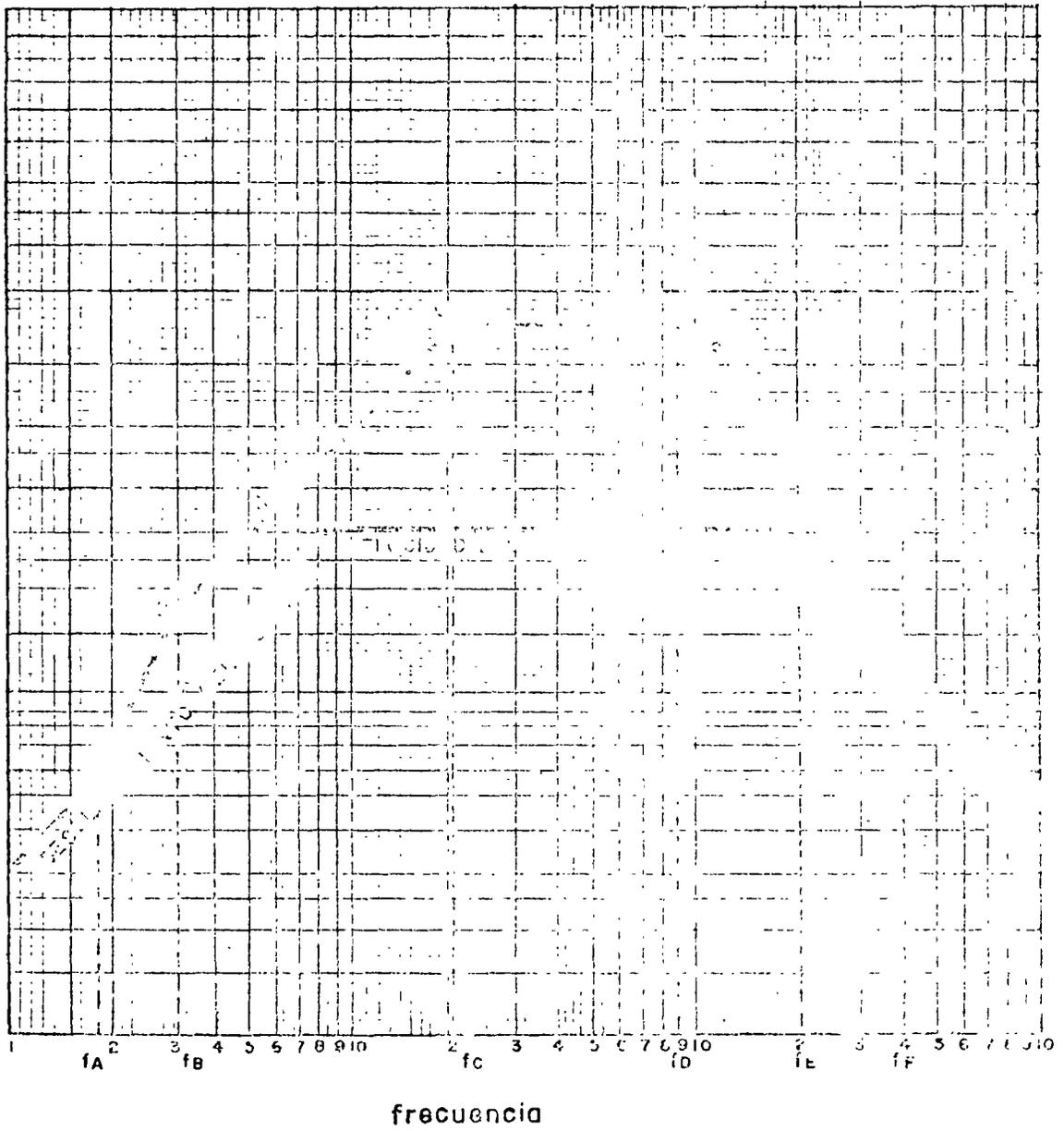


FIGURA 13. ESPECTRO BASICO DE NEWMARK

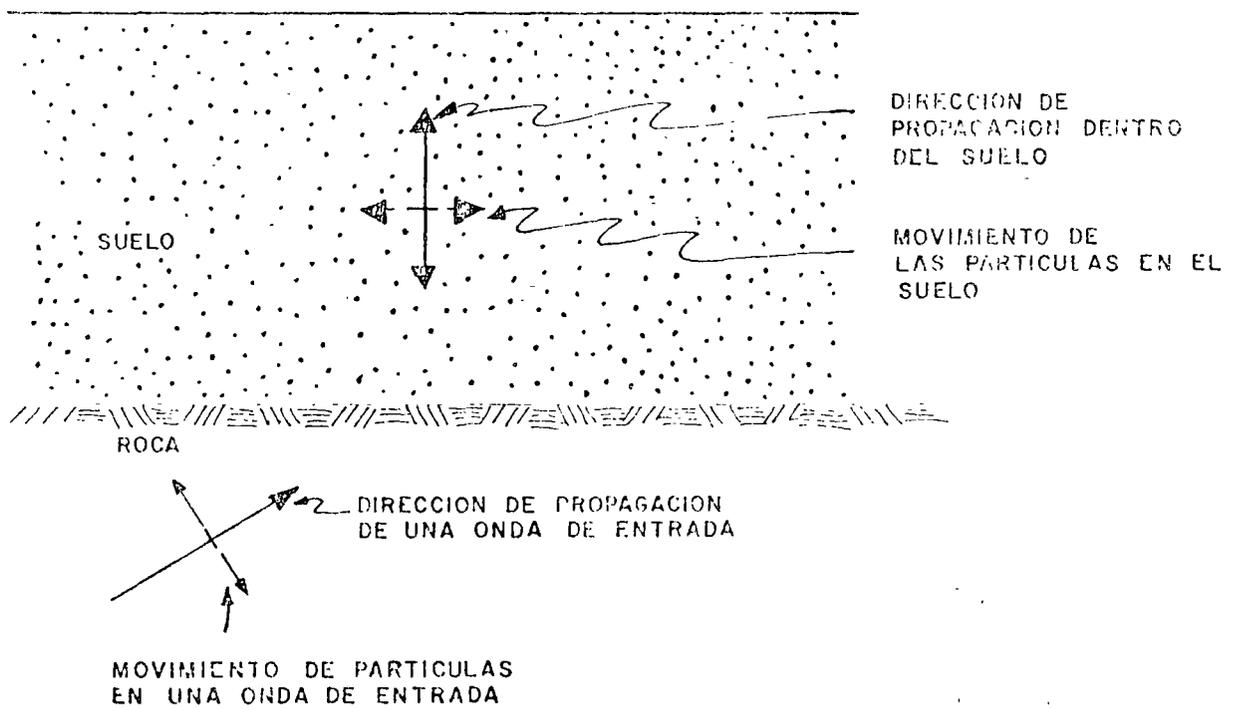


FIGURA 14 NATURALEZA DE LOS MOVIMIENTOS DURANTE UN SISMO, EN UNA CAPA SUPERFICIAL

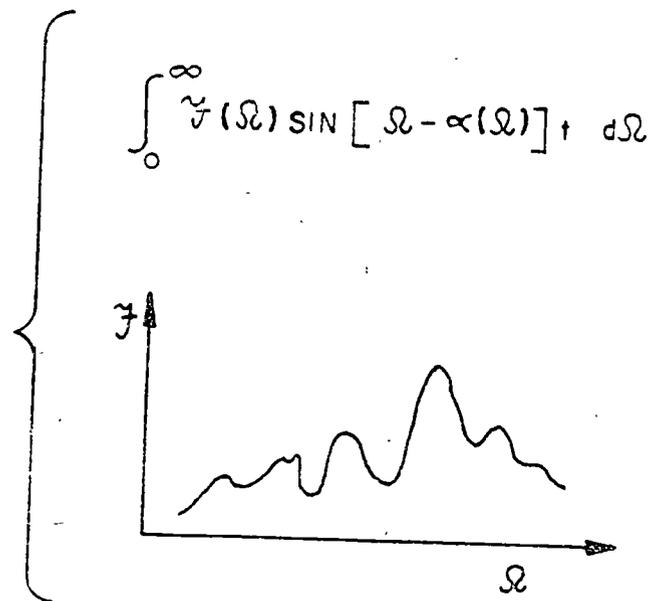
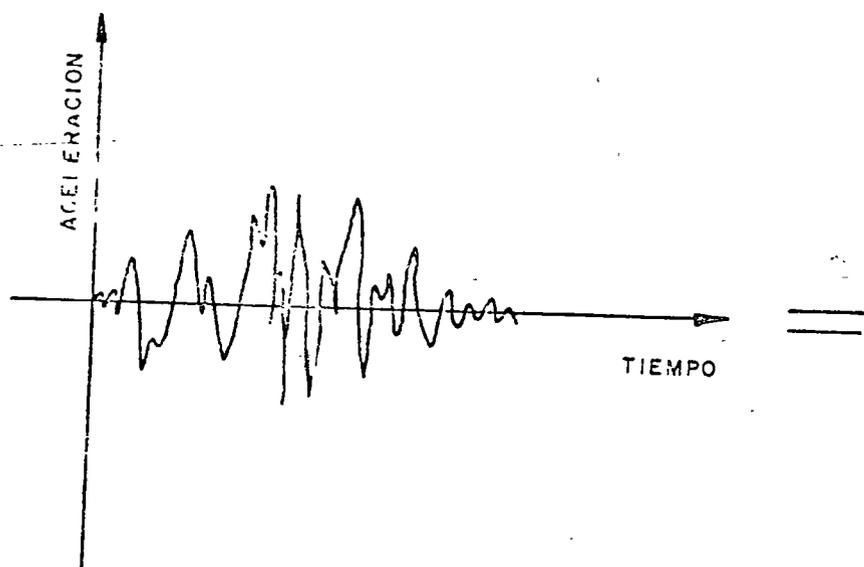


FIGURA 15 ESPECTROS DE FOURIER PARA MOVIMIENTOS SISMICOS

τ = PERIODO

t = TIEMPO

a = ACCELERACION

A = FACTOR DE AMPLIFICACION

ζ = ORDENADA DEL ESPECTRO DE FOURIER

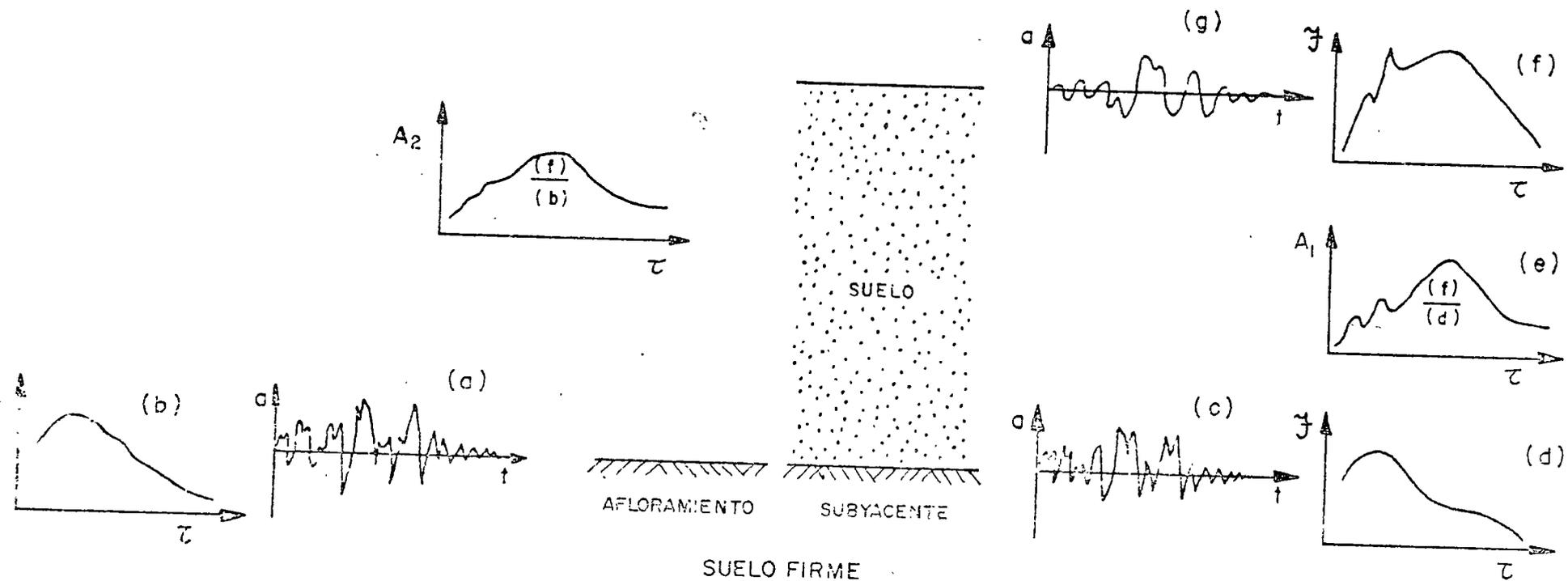


FIGURA 16 MOVIMIENTO EN VARIOS PUNTOS DE UN SUELO FIRME, E INTERACCION DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA



FIG. No.17 EL EFECTO DE LA INTERACCION REPRESENTADO POR LA DIFERENCIA EN LOS MOVIMIENTOS U_b Y U_g .

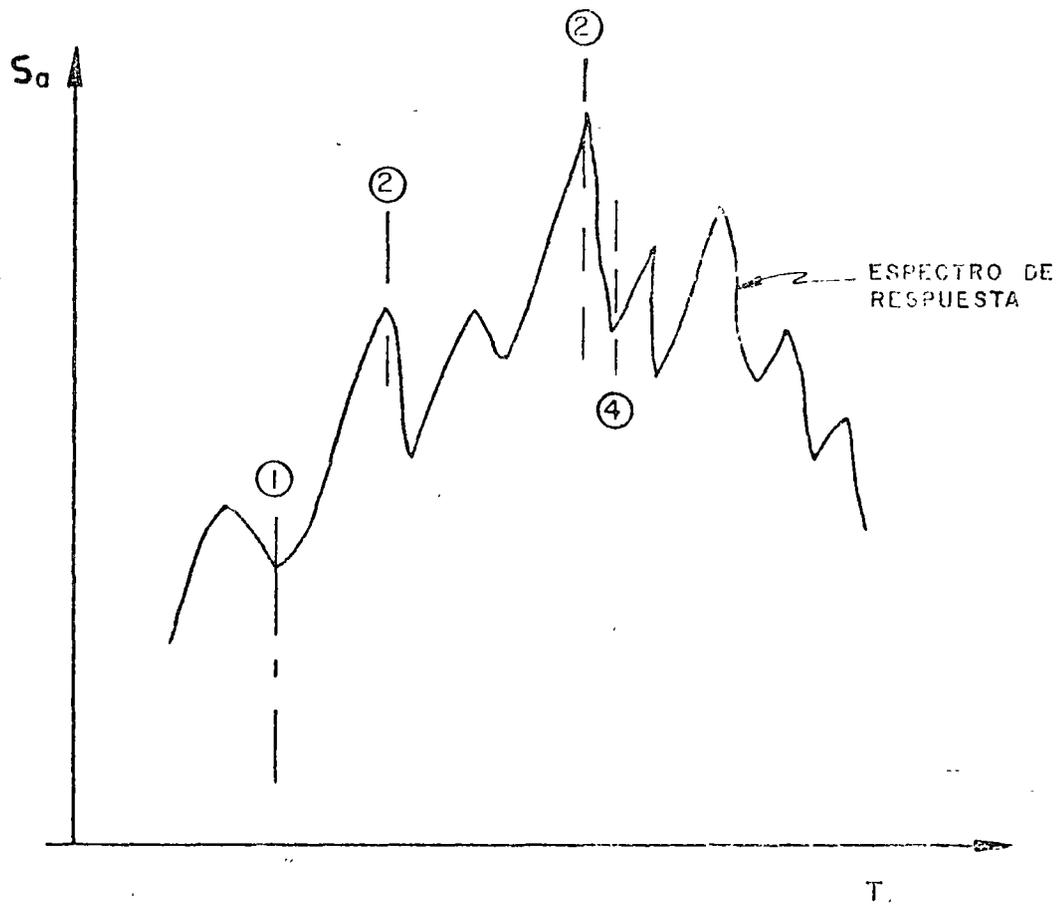


FIGURA 18 SIGNIFICADO DE INCREMENTAR
EL PERIODO NATURAL POR EFECTO
DE LA INTERACCION

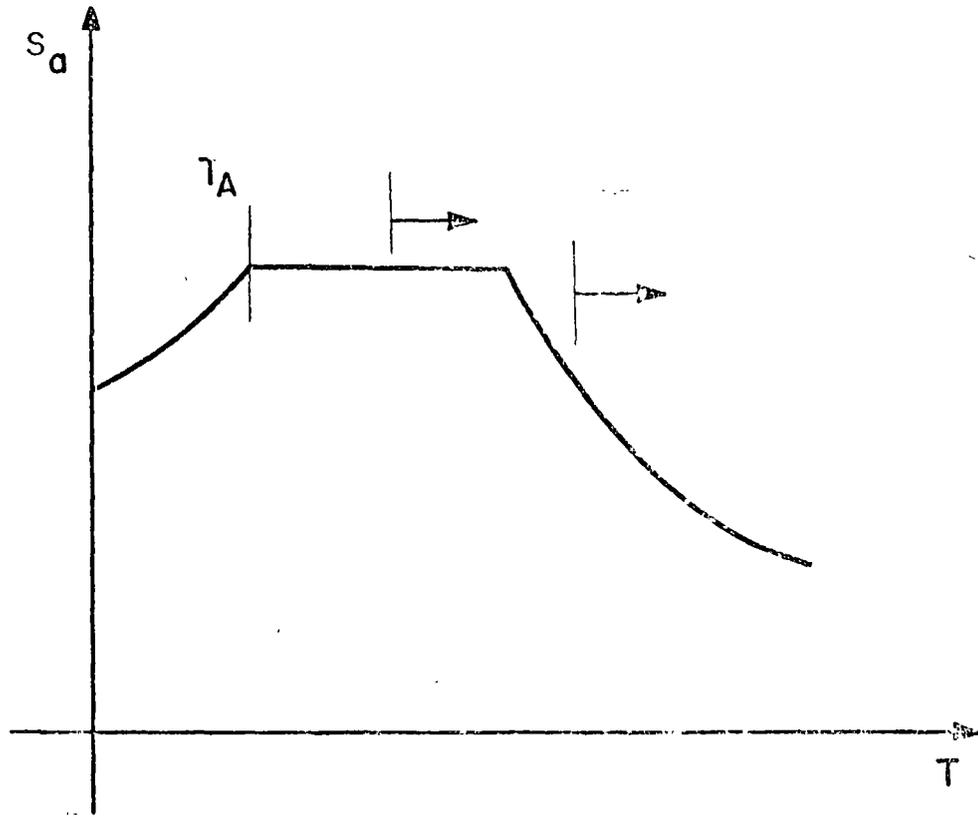


FIG.No.19 ESPECTRO SUAVIZADO DE DISEÑO

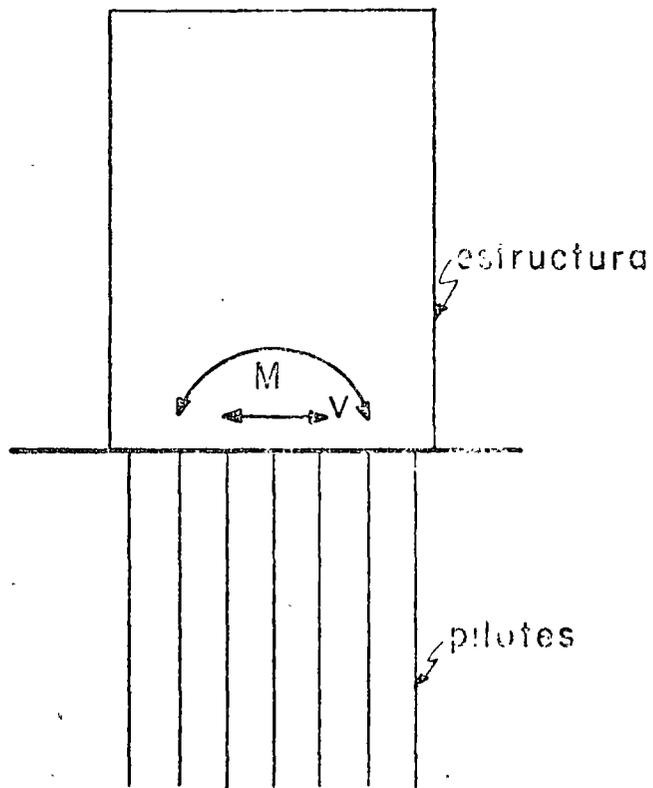
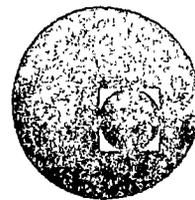


FIG. No.20.—FUERZAS SISMICAS PRODUCIDAS
POR EL MOVIMIENTO DE LA ES-
TRUCTURA SOBRE EL PILOTE.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

DINAMICA BASICA

DR. RAUL FLORES BERRONES

AGOSTO, 1978

APUNTES DE DINAMICA DE SUELOS

Por: Raúl Flores Berrones

PARTE I

DINAMICA BASICA

SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD (1 GDL).

En el análisis dinámico de estructuras o cimentaciones, se suele representar a los sistemas reales en sistemas equivalentes constituidos por masas concentradas que van unidas por resortes y amortiguadores. Dichas masas representan las masas correspondientes a los sistemas reales, mientras que los resortes y los amortiguadores representan, respectivamente, las rigideces y la disipación de energía que efectivamente existen. Un ejemplo de lo anterior se muestra en la fig 1.1.

La razón de la anterior representación es simplemente la de simplificar el análisis mediante el empleo de ecuaciones matemáticas.

En el caso de estructuras simples, como el de una viga que soporta un peso W o el de un marco estructural sujetos a una cierta fuerza dinámica $F(t)$, los elementos reales quedan representados por sistemas de 1 grado de libertad* (fig 1.2).

Ecuación de movimiento para sistemas sin amortiguamiento

Considérese el sistema de la fig 1.3.

* Nota.- Se dice que un sistema tiene "n" grados de libertad cuando existen "n" tipos de movimientos independientes en el sistema.

Del equilibrio dinámico del sistema se obtiene

$$M\ddot{y} + ky = F(t) \quad (1-1)$$

La solución a esta ecuación nos dará la respuesta del sistema, es decir, el valor de y .

Vibraciones libres. En el caso particular de que $F(t) = 0$, la ecuación 1-1 resulta

$$M\ddot{y} + ky = 0 \quad (1-2)$$

A esta ecuación diferencial se le conoce en la literatura con el nombre de vibración libre del sistema y su solución esta dada por

$$y = C_1 \operatorname{sen} \sqrt{\frac{k}{M}} t + C_2 \operatorname{cos} \sqrt{\frac{k}{M}} t \quad (1-3)$$

donde C_1 y C_2 son constantes que dependen de las condiciones iniciales.

Si llamamos a $\omega = \sqrt{k/M}$, y consideramos que las condiciones iniciales son

$$\begin{aligned} y_{t=0} &= y_0 \\ \dot{y}_{t=0} &= \dot{y}_0 \end{aligned} \quad (1-4)$$

los valores de C_1 y C_2 son, respectivamente, $\frac{\dot{y}_0}{\omega}$ y y_0 . O sea, se obtiene

$$y = \frac{\dot{y}_0}{\omega} \operatorname{sen} \omega t + y_0 \operatorname{cos} \omega t; \quad (1-5)$$

esta última ecuación nos da el desplazamiento en cualquier instante cuando las condiciones iniciales son dadas. La descripción gráfica de cada término de la ecuación está dada por la fig 1.4.

La fig 1.4 muestra que el movimiento es armónico con una frecuencia circular natural $\omega = \sqrt{k/M}$ (rad/seg). Esta misma frecuencia, expresada en ciclos/seg, es

$$f = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{M}} \quad \text{ciclos/seg o Hertz (Hz)}$$

Esta característica del sistema se acostumbra también expresar mediante el llamado período natural, que es el inverso de f , es decir

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{M/k} \quad (\text{seg})$$

Vibraciones libres con amortiguamiento. El término amortiguamiento en dinámica de suelos se traduce como la pérdida de energía que generalmente ocurre, tanto en el suelo como en las estructuras; esta pérdida o absorción de energía origina una disminución en las amplitudes de vibración.

Como se mencionó anteriormente, el amortiguamiento en el sistema o modelo equivalente suele representarse mediante el elemento cilindro-pistón, según se aprecia en la fig 1.5.

La ecuación de movimiento libre para este caso está dada por

$$M\ddot{y} + c\dot{y} + ky = 0 \quad (1-6)$$

donde c es el coeficiente de amortiguamiento.

Existen dos tipos de solución a esta ecuación, según sea el valor de c .

- a) Si c es pequeño se tendrá un movimiento armónico que disminuye en forma exponencial, y la solución estará dada en términos de seno y coseno (figs 1.6-a y 1.6-b).
- b) Si c es muy grande, no ocurrirán movimientos armónicos; esto último ocurre cuando $c \geq 2 \sqrt{kM} = c_{\text{crítico}}$.

Suponiendo que las condiciones iniciales son

$$y_{t=0} = y_0$$

$$\dot{y}_{t=0} = 0$$

la solución a la ecuación diferencial (1-6) resulta igual a

$$y = y_0 e^{-\omega D t} \left(\cos \omega_1 t + D \frac{\omega}{\omega_1} \text{sen } \omega_1 t \right) \quad (1-7)$$

donde

$$D = \frac{c}{c_{\text{crit}}} = \text{relación de amortiguamientos}$$

$$\omega_1 = \omega \sqrt{1-D^2}; \text{ frecuencia circular natural con amortiguamiento}$$

Cuando D es pequeño, como sucede en la mayoría de los sistemas reales, la diferencia entre ω_1 y ω es muy pequeña y casi siempre se ignora; es decir, se supone que $\omega_1 \approx \omega$.

Haciendo algunos arreglos en la ecuación 1-7, se puede obtener la siguiente solución en términos de una sola función periódica.

$$y = y_0 \sqrt{1 + \left(\frac{D\omega}{\omega_1}\right)^2} e^{-\omega Dt} \cos(\omega_1 t + \theta) \quad (1-8)$$

donde

$$\theta = \tan^{-1} \left(-\frac{D\omega}{\omega_1}\right)$$

Nótese que cuando D es pequeño, se puede escribir

$$\frac{y_i}{y_{i+1}} = e^{\omega Dt} = e^{2\Delta D}, \quad (1-9)$$

o también

$$\Delta = \ln \frac{y_i}{y_{i+1}} = 2\Delta D \text{ (decremento logarítmico)} \quad (1-10)$$

Obsérvese que mediante la ecuación (1-10), y a partir de la observación de la disminución de las amplitudes en las vibraciones libres (fig.6), la relación de amortiguamiento D se puede obtener fácilmente.

Vibraciones forzadas. Supóngase que se tiene un sistema de un grado de libertad sujeto a una cierta fuerza $P = P_0 \sin \Omega t$, como se observa en la fig 1.7. La ecuación de equilibrio está dada por

$$M\ddot{y} + c\dot{y} + ky = P_0 \sin \Omega t \quad (1-11)$$

La solución a la anterior ecuación es

$$y = \frac{P_0}{k} \frac{[(1 - \Omega^2/\omega^2) \text{sen } \Omega t - 2D \frac{\Omega}{\omega} \text{cos } \Omega t]}{1 - (\frac{\Omega}{\omega})^2} + \frac{e^{-\omega D t} [2D \frac{\Omega}{\omega} \text{cos } \omega_1 t + \frac{\Omega}{\omega_1} (2D^2 + \frac{\Omega^2}{\omega^2} - 1) \text{sen } \omega_1 t]}{[1 - (\frac{\Omega}{\omega})^2]^2 + 4D^2 (\frac{\Omega}{\omega})^2} \quad (1-12)$$

En esta ecuación 1-12 se observa que la solución está formada por dos partes: la correspondiente a vibraciones forzadas (1er término de la derecha) y la correspondiente a las vibraciones libres (2° término).

Si $D < 0.1$, la ecuación 1-12 se puede simplificar mediante la expresión siguiente:

$$y = \frac{P_0}{k} \frac{\text{sen } \Omega t - e^{-\omega D t} \frac{\Omega}{\omega} \text{sen } \omega t}{1 - (\frac{\Omega}{\omega})^2} \quad (1-13)$$

Ahora bien, después de un cierto tiempo, las vibraciones libres llegan a desaparecer como consecuencia del amortiguamiento y solo permanecen las vibraciones forzadas. En consecuencia, será necesario que enfoquemos nuestra atención en éstas últimas.

La parte correspondiente a las vibraciones forzadas se puede escribir de la forma que sigue:

$$y = \frac{P_0}{k} \frac{\text{sen } (\Omega t - \alpha)}{\sqrt{(1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2})^2 + 4D^2 (\frac{\Omega}{\omega})^2}} \quad (1-14)$$

$$\text{donde } \alpha = \tan^{-1} \frac{2D \omega \Omega}{\omega^2 - \Omega^2}$$

y $\frac{P_0}{k}$ es el desplazamiento estático

En la literatura se le denomina como factor dinámico o de amplificación al siguiente valor:

$$\text{DLF} = \left[\left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2}\right)^2 + 4D^2 \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2 \right]^{-1/2} \quad (1-15)$$

que viene siendo la relación entre el valor de la respuesta dinámica máxima y la respuesta estática; es decir

$$y_0 = \frac{P_0}{k} \text{DLF} \quad (1-16)$$

La variación de DLF con la relación de frecuencias (Ω/ω) y el amortiguamiento, está dado por la fig 1.8.

Nótese en esta última figura que el DLF tiene un valor máximo cerca de $\Omega/\omega = 1$, y que para valores grandes de esta relación el $\text{DLF} \rightarrow 0$.

En el caso particular de tener fuerzas producidas por masas excéntricas, la amplitud de dichas fuerzas varía al cuadrado de la frecuencia de excitación, es decir

$$P_0 = Me \ell \Omega^2$$

donde

Me = masa excéntrica

ℓ = radio de giro

Ω = frecuencia de excitación

y la amplitud de la respuesta se puede calcular mediante:

$$Y_0 = \frac{Me\ell}{k} \Omega^2 \text{ DLF} = \frac{Me\ell}{M} \left(\frac{f}{f_n}\right)^2 \text{ DLF} \quad (1-17)$$

Para este caso las curvas de la fig 1.8 son válidas, sin embargo se emplean más las dibujadas en la fig 1.9.

En esta figura 1.9 se observa nuevamente un valor máximo cuando $\Omega/\omega = 1$; sin embargo, para valores grandes de Ω/ω , el valor de $\text{DLF} \left(f/f_n\right)^2 \rightarrow 1$.

Es importante observar en estas figuras que para frecuencias de excitación muy bajas ($\Omega \rightarrow 0$), la respuesta está regida fundamentalmente por la rigidez equivalente (constante del resorte k), mientras que para valores altos de Ω , la respuesta está regida por la inercia del sistema. Por otro lado, para frecuencias de excitación iguales o cercanas a la frecuencia natural del sistema, el amortiguamiento desempeña un papel muy importante; así por ejemplo, si $\Omega = \omega$, se puede ver que $\text{DLF} = \frac{1}{2D}$. (Nótese también en estas dos figuras que el peak o valor máximo ocurre para $\Omega/\omega = 1$, solo cuando $D = 0$; en otros casos este peak está desfasado ligeramente a la izquierda o a la derecha, según se trate de la fig 1.8 o la fig 1.9, respectivamente). La Tabla 1 resume las propiedades observadas en ambas figuras.

Tabla No. 1 RESUMEN DE LAS PROPIEDADES OBTENIDAS DE LAS FIGS 7 y 8

PROPIEDAD	DE LA FIG 1.8	DE LA FIG 1.9
Respuesta adimensional para $\Omega = 0$	1	0
Respuesta adimensional para $\Omega \rightarrow \infty$	0	1
$\frac{\Omega_r}{\omega}$ (frec. de resonancia) frec. natural	$(1 - 2D^2)^{1/2}$	$(1 - 2D^2)^{-1/2}$
Respuesta adimensional cuando $\Omega = \Omega_r$	$[2D \sqrt{1 - D^2}]^{-1}$	$[2D \sqrt{1 - D^2}]^{-1}$
Respuesta adimensional cuando $\Omega = \omega$	1/2D	1/2D
Respuesta aproximada cuando $\Omega < \frac{2}{3} \omega$, o $\Omega > \frac{3}{2} \omega$	$\frac{1}{ 1 - (\frac{\Omega}{\omega})^2 }$	$\frac{(\Omega/\omega)^2}{ 1 - (\frac{\Omega}{\omega})^2 }$

Efecto del amortiguamiento

Como se observa en las figs 1.8 y 1.9, el efecto del amortiguamiento es, en primer lugar, la disminución del factor de amplificación, y en segundo, la variación de la frecuencia de resonancia.

Ahora bien, la cantidad de energía por ciclo que se consume o se pierde, se puede calcular como sigue:

$$\Delta E = \int_{\text{fza}}^{\text{despl}} c \dot{y} \, dy$$

$$\text{pero } \dot{y} = \frac{dy}{dt}$$

$$\text{o sea } \Delta E = c \int_0^T \dot{y}^2 \, dt$$

Derivando el valor del desplazamiento (Ec. 1.14) y substituyendo valores, resulta:

$$\Delta E = 2\pi y_0^2 \frac{\Omega^2}{\omega} c$$

Por otro lado, sabemos que el valor de la energía máxima almacenada en cada ciclo está dada por:

$$E = \frac{1}{2} k y_0^2$$

Es decir:

$$\frac{\Delta E}{E} = \boxed{2\pi \frac{\Omega^2}{\omega} \frac{c}{k} = \psi} \quad ; \text{ capacidad de amortiguamiento}$$

En el caso de que $\Omega = \omega$, se tiene:

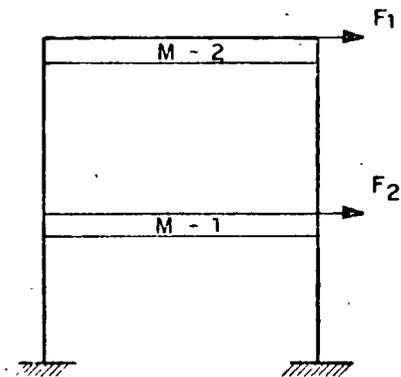
$$\psi = 2\pi \omega \frac{c}{k} = 2\pi \sqrt{\frac{k}{M}} \frac{c}{k} = 4\pi \frac{c}{2\sqrt{kM}} = 4\pi D = 2\Delta$$

El ángulo de fase α (ángulo que indica lo retrazado o adelantado de la reacción con respecto a la fuerza aplicada), según se puede ver en la fig 1.10, es función del amortiguamiento

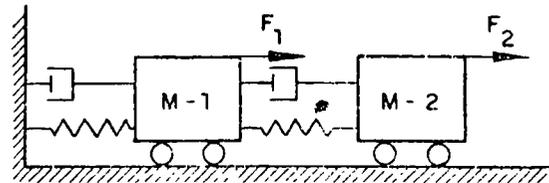
LIBROS DE CONSULTA PARA EL CURSO 132-106

DINAMICA DE SUELOS

1. Barkan, D. D., 1962, "Dynamics of Bases^o and Foundations", Prentice-Hall, Inc. Englewood, Cliffs, N. J. 1970.
2. Biggs, J. M., 1964, "Introduction To Structural Dynamics", New York, Mc Graw-Hill Book Co., Inc.
3. M. I. T. Fundamentals of Earthquake Engineering for Buildings, 1972. Biblioteca DESFI.
4. Newmark, N. M. and Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewood, Cliffs, N. J. 1971.
5. Richart, F. E., Jr Hall, J. R., Jr, and Woods, R. D. "Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Inc. Englewood, Cliffs, N. J. 1970.
6. Whitman R. V., "Soil Dynamics", Biblioteca DESFI.
7. Wiegel, R. L., "Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood, Cliffs, N. J. 1970.



a) - Sistema real



b) Sistema equivalente

Fig 1.1 Representación de un sistema real por un modelo matemático

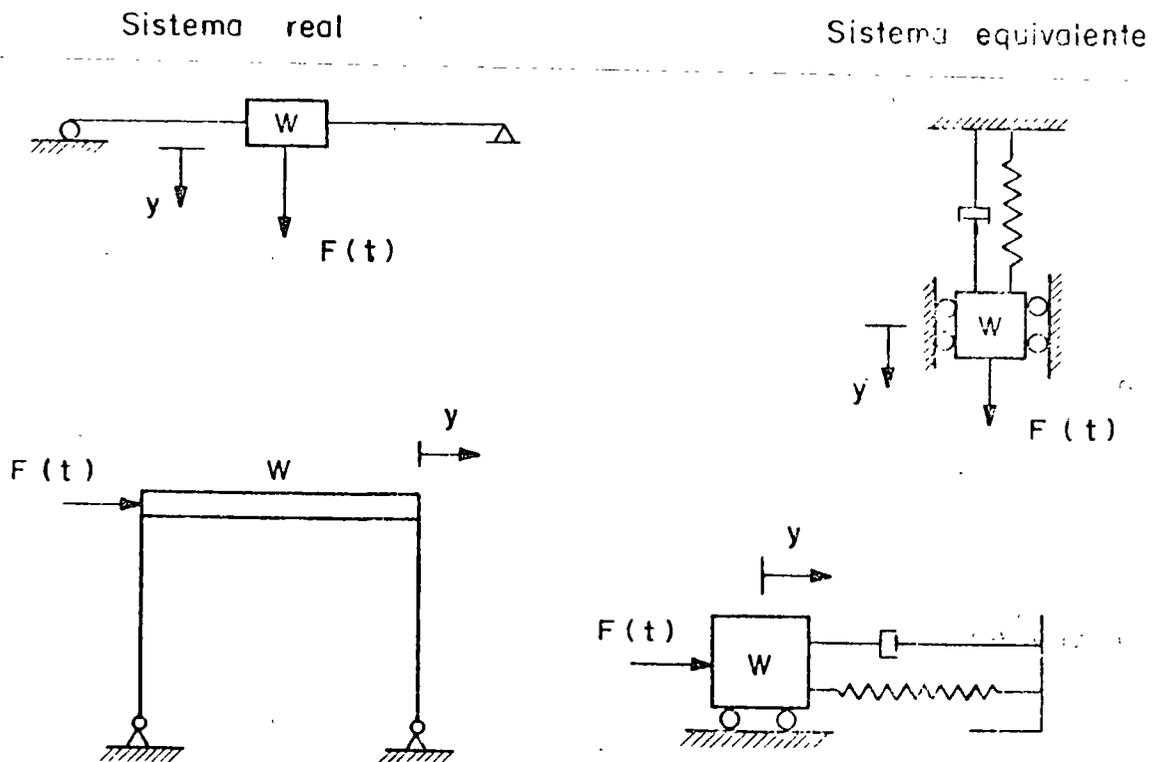


Fig 1.2 Sistemas de un grado de libertad

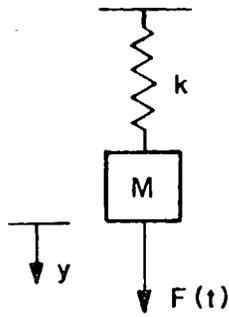


Fig 1.3-a Sistema de 1 G.D. L.

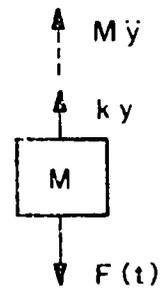


Fig 1.3-b Diagrama de cuerpo libre

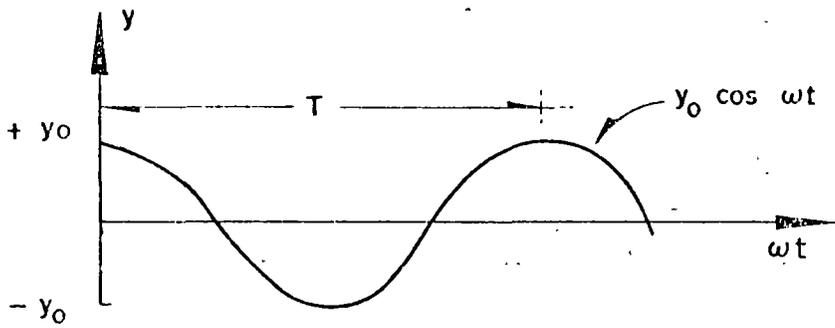


Fig 1.4 a Representación gráfica del término $y_0 \cos \omega t$

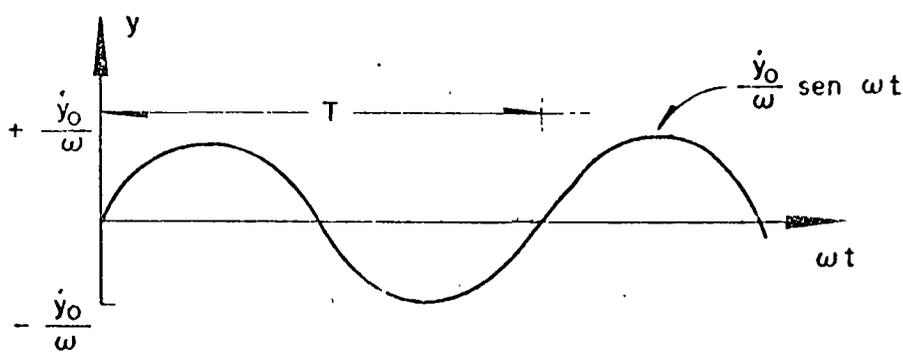


Fig 1.4-b Representación gráfica del término $\frac{\dot{y}_0}{\omega} \sin \omega t$

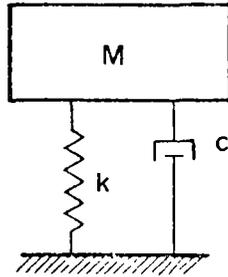


Fig 1.5 Modelo equivalente con amortiguamiento

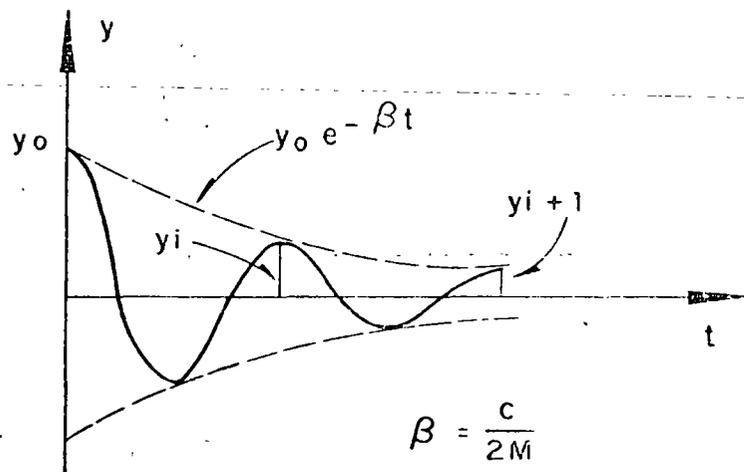


Fig 1.6 a Variación de y con respecto al tiempo ,
para un desplazamiento inicial y_0 .

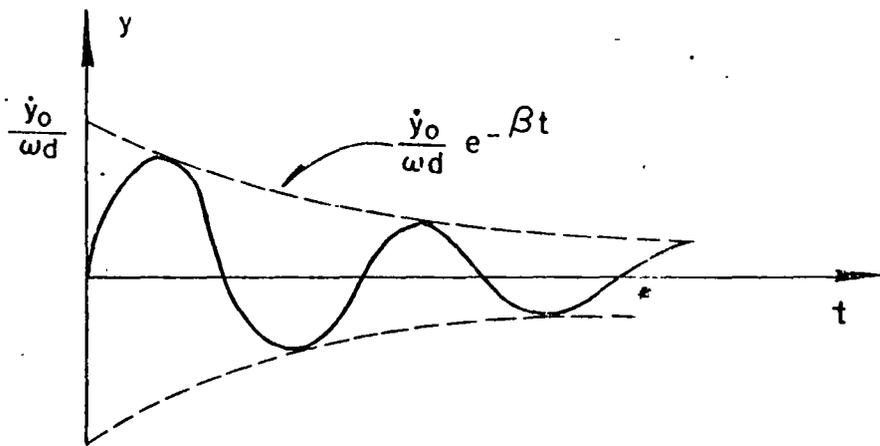


Fig 1.6-b Variación de y con respecto al tiempo ,
para una velocidad inicial \dot{y}_0

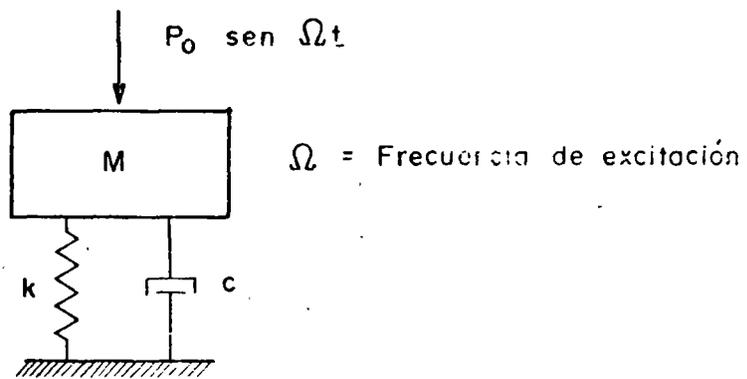


Fig 1.7 Sistema formado de 1 G. D. L .

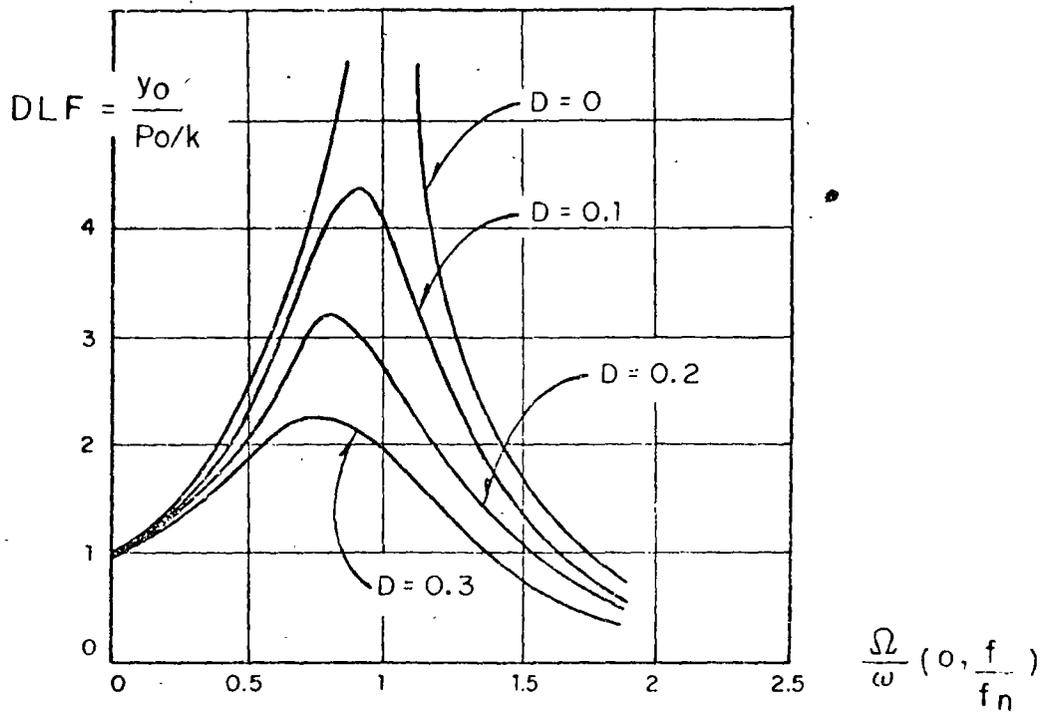


Fig 1.8 Factor de amplificación

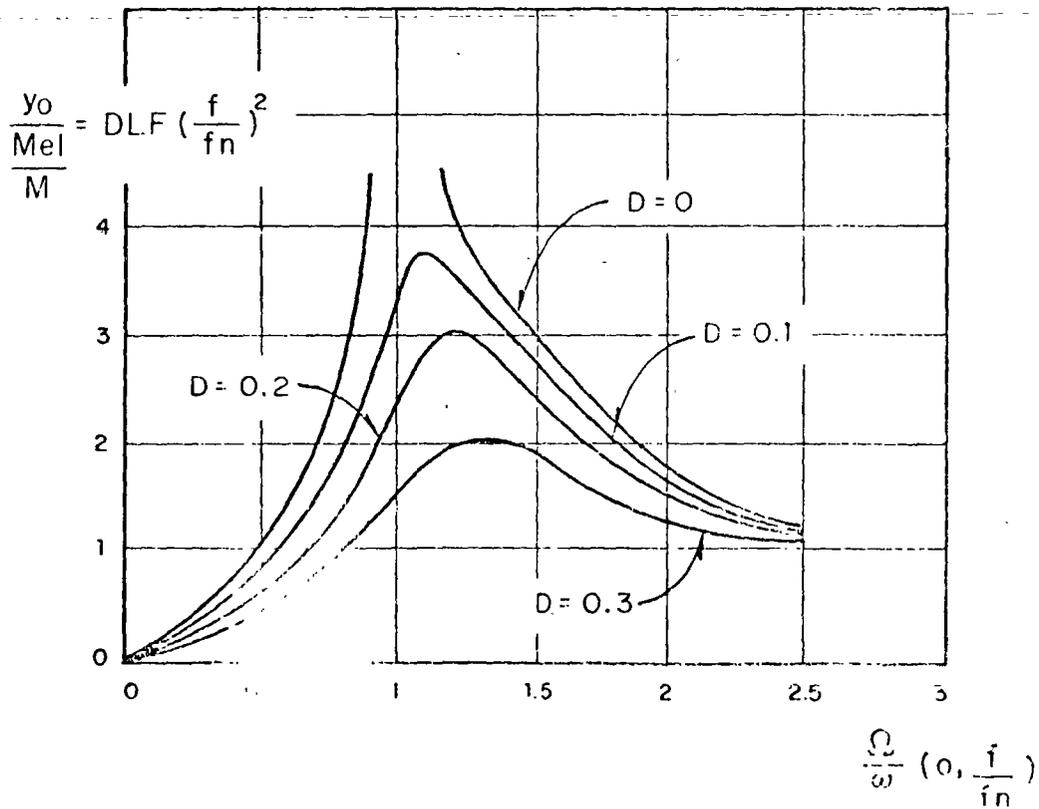


Fig 1.9 Curvas de amplificación para el caso de

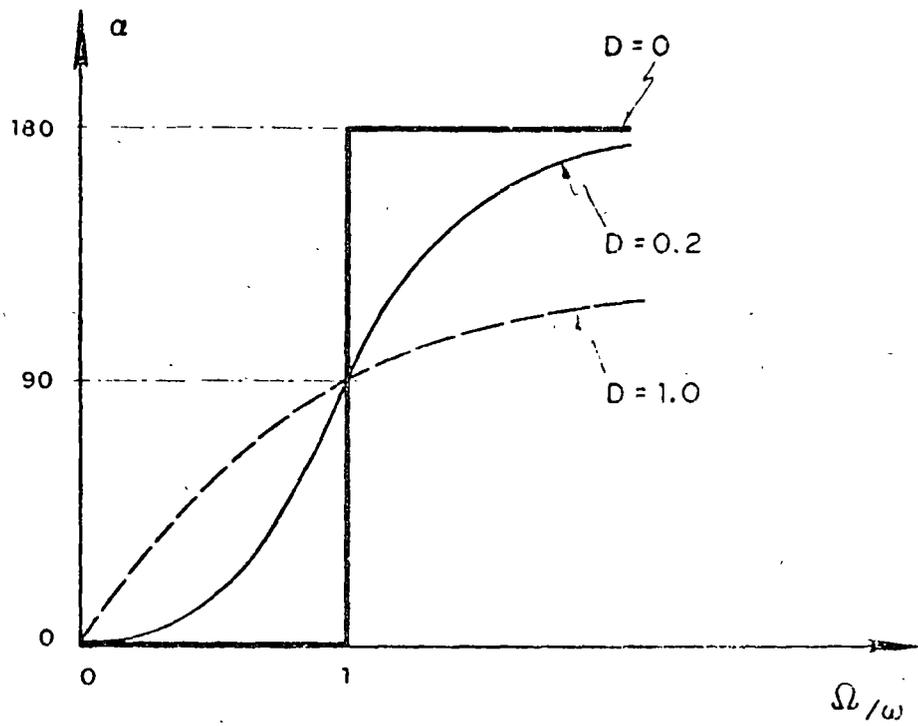


Fig 1.10 Variación del ángulo de fase α , con el amortiguamiento y con la relación Ω/ω



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS
EN ROCAS

ING. ANDRES MORENO FERNANDEZ

AGOSTO, 1978.

202



**SISTEMAS DE SOPORTE
DE EXCAVACIONES
SUBTERRANEAS EN ROCA**

ANDRES MORENO FERNANDEZ

MAYO 1978

C O N T E N I D O

	PAGINA
1. INTRODUCCION.	1
2. CARGAS SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE.	3
2.1 Estado Natural de Esfuerzos.	3
2.2 Cambios de Esfuerzos Producidos por la Construcción.	4
2.3 Estados de Esfuerzos alrededor de Cavidades.	4
2.4 Teoría Elástica.	5
2.5 Teoría Plástica.	7
2.6 Análisis de Cargas sobre Ademes.	8
2.7 Método de Terzaghi.	9
3. PRINCIPALES TIPOS DE ADEMES.	11
3.1 Marcos.	11
3.2 Anclas.	12
3.3 Concreto Lanzado.	13
4. SELECCION DEL ADEME MAS ADECUADO.	17
4.1 Descripción de la Calidad de La Roca.	17
4.2 Características que debe cumplir un Sistema de Soporte.	18
4.3 Procedimiento de Diseño.	19
5. EXPERIENCIAS EN EL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL D.D.F.	24
6. RECONOCIMIENTO.	25
7. REFERENCIAS.	26
Tablas.	27
Figuras.	36

1.- I N T R O D U C C I O N

De una manera muy conservadora se estima que para los próximos 20 años, se invertirán en la construcción de excavaciones subterráneas 860,000 millones de pesos, sólo en los Estados Unidos de Norteamérica. De esa inversión la mitad corresponde a proyectos mineros y la otra mitad a obras civiles, lo que da una inversión media anual de 43,000 millones de pesos.

Teniendo en mente estos números fantásticos, que probablemente se incrementarán, es fácil comprender la importancia de la ingeniería de excavaciones subterráneas, ya que en el futuro gran cantidad de proyectos viales, de conducción de agua potable, de riego, de almacenamiento, de generación eléctrica, etc., tendrán que ser obras subterráneas, quizá en sitios donde las características de las rocas o suelos no son favorables y cuya estabilidad y construcción van a sufrir fuertes complicaciones por la vecindad de otras obras subterráneas.

En términos generales se puede establecer que el costo del ademe o soporte, representa entre el 10 y el 20% del costo total de la excavación, cuando la excavación se ejecuta mediante el empleo de una perforadora integral (Mol) en rocas sanas y más del 50% del costo total, en túneles excavados con métodos convencionales en rocas fracturadas. Es por ello muy importante elegir adecuadamente el sistema de soporte de una excavación subterránea.

Normalmente, los ademes se calculan teniendo como base algún método de diseño teórico, modificando los resultados de acuerdo con la intuición y la experiencia del diseñador y del constructor. Por lo tanto el diseño de los sistemas de soporte no debe ser considerado como una actividad puramente científica ya que cuenta con una fuerte dosis de imaginación y de conocimientos empíricos.

Los sistemas de soporte o ademes se pueden dividir en dos grandes grupos:

- a) Primarios o temporales, cuya función principal es mantener la estabilidad de la excavación durante la construcción.

b) Secundarios o definitivos, con los cuales se dá el acabado y protección final a la excavación.

En este trabajo se presentan en forma breve, los métodos más usados para el análisis y diseño de soportes, principalmente para los ademes primarios y se revisan los mecanismos para determinar las cargas sobre los ademes, se describe la aplicabilidad de los diversos sistemas de soporte y se presentan los criterios más comunes que se utilizan para la selección del tipo de ademe.

A. M. F.

2. CARGAS SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE

2.1 ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS

Antes de iniciar cualquier obra subterránea, es necesario realizar una serie de estudios para conocer el estado natural de esfuerzos de la roca, ya que en el diseño de obras es importante considerar tanto el estado natural, como el que se desarrolla durante y después de la construcción de dichas obras.

El estado natural de esfuerzos depende de una serie de factores que no son siempre conocidos a priori, tales como, la actividad tectónica en el área, las condiciones estructurales de la roca (fracturamiento, clase de fracturas, materiales de relleno de las fracturas), las condiciones geohidrológicas, la topografía del terreno y otras.

Como primera aproximación, parece justificado suponer que el esfuerzo vertical σ_v en un punto, dentro de la masa, es igual al peso del material que sobreyace dicho punto, o sea:

$$\sigma_v = \gamma h$$

La determinación del esfuerzo horizontal σ_h en una roca es un problema bastante más difícil. En algunos casos se supone que es una función del esfuerzo vertical y de la relación de Poisson ν , según las relaciones de la teoría de la Elasticidad:

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v \quad \text{donde} \quad k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

El coeficiente k_0 varía entre 0 y 1 para los valores extremos de la relación de Poisson (0 y 0.5)

Gran número de formaciones rocosas se encuentran plegadas, lo cual indica que han estado sujetas a esfuerzos horizontales mayores que los verticales y se deduce que la roca ha desarrollado un estado de esfuerzos que muy poco se parece a la hipótesis que se ha hecho anteriormente. En la práctica, puede suceder que σ_h sea mayor que σ_v

Por lo expuesto, se concluye que, en principio, en el interior de un macizo rocoso puede existir cualquier distribución de esfuerzos. Se puede establecer en forma general, que el esfuerzo lateral varía entre 0.5 y 2.0 veces el esfuerzo vertical.

2.2 CAMBIOS DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA CONSTRUCCION.

Un macizo rocoso que no haya sido alterado por las obras hechas por el hombre, presenta un cierto estado de esfuerzo. El proceso de excavación de una obra subterránea produce nuevos estados de esfuerzo que serán función de las diferentes etapas de construcción. Es importante considerar así mismo, que la construcción de un túnel no sólo cambia las condiciones de esfuerzo, sino que en muchos casos las condiciones de la roca misma. Tal es el caso de las explosiones que comunmente fracturan y reducen la resistencia de la roca alrededor del túnel. Si para lograr un equilibrio es necesario colocar algún sistema de soporte, se deberán considerar como factores importantes, el tiempo, la forma de colocación del soporte y sus características de deformación.

Con el objeto de lograr un estado de esfuerzo estable, es necesario que el sistema de soporte actúe sobre el estado de esfuerzo creado por la excavación, modificándolo de tal modo, que sea compatible con las condiciones de la roca y las características de los ademes. Los ademes son así, componentes del sistema de soporte que reacciona contra la roca que los rodea produciendo una presión interior estabilizadora.

2.3 ESTADO DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE CAVIDADES.

Existen varias teorías que proporcionan el valor de los esfuerzos que producen alrededor de cavidades.

El estado de esfuerzo alrededor de una cavidad depende principalmente de los siguientes factores: (1) la forma de la cavidad, (2) el estado de esfuerzos antes de hacer la cavidad, (3) las características de las masas -

de roca que son afectadas por la cavidad, (4) el tiempo que transcurre después de haber hecho la cavidad, y (5) las condiciones de trabajo de la obra.

La determinación de dicho estado de esfuerzos es, salvo en algunos casos, un problema de muy difícil solución. Existen varias teorías, que utilizando ciertas hipótesis permiten conocer dicho estado de esfuerzos. Entre las más comunes se encuentran las teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y de la Viscoelasticidad. Tradicionalmente se han utilizado las soluciones analíticas que proporcionan dichas teorías, bien sea mediante fórmulas, tablas o gráficas.

Recientemente, el uso extensivo de las computadoras ha permitido aplicar al problema del análisis de esfuerzos, técnicas modernas de análisis numérico como el método del elemento finito (Zienkiewicz, 1971) que proporcionan valores de esfuerzos y deformaciones, considerando variables tales como: (1) formas muy irregulares, (2) relaciones de esfuerzo/deformación de tipo especial que incluye anisotropía y no linealidad, (3) heterogeneidad, (4) efectos del tiempo y otras más.

A continuación se describen brevemente las hipótesis y algunos resultados que se obtienen de la aplicación de las teorías de la Elasticidad y de la Plasticidad.

2.4 TEORIA ELASTICA.

La teoría de la Elasticidad puede utilizarse para encontrar la distribución de esfuerzos alrededor de un orificio excavado en roca que cumpla con las restricciones que a continuación se establecen:

- a) Que sea homogénea.
- b) Que sea isotrópica con respecto a sus propiedades elásticas.
- c) Que la respuesta de deformación sea instantánea con respecto a un cambio de esfuerzos.
- d) Que la relación entre esfuerzos y deformaciones sea lineal.

e) Los esfuerzos nunca exceden los límites elásticos de la roca.

Estas hipótesis son tolerables en cavidades que están localizadas a gran -- profundidad en una roca química y mecánicamente inalterada, tal como el granito.

El uso de la teoría de la Elasticidad permite obtener los esfuerzos radiales σ_r y tangenciales σ_θ para condiciones de frontera dadas.

En el caso de una cavidad circular en la que, antes de la excavación, el esfuerzo vertical p_z es igual al esfuerzo horizontal p_h , la Figura 1 muestra la distribución de esfuerzos dentro de la masa de roca.

En esa Figura se ha dibujado con línea continua la distribución de esfuerzos correspondiente a una condición de presión interior p_i igual a cero, y con línea segmentada el caso en que exista presión interior $p_i > 0$. Así mismo, se presentan las ecuaciones que dan el estado de esfuerzos. Estas ecuaciones se deducen de la solución de Lamé para un cilindro hueco de pared -- gruesa sometido a presiones uniformes exteriores e interiores.

Aunque aquí se ha presentado el caso de una cavidad circular con distribución hidrostática de presiones, cabe decir que existen soluciones para diferentes geometrías y otras relaciones de presiones p_h / p_z .

Para el caso del túnel circular, en la Figura 2 se indica la variación de los esfuerzos tangenciales con respecto a la relación $k_0 = p_h / p_z$.

Aceptando las hipótesis previas, sobre el valor del esfuerzo vertical $p_z = \gamma z$ y, considerando un estado de esfuerzos tridimensional se tendrá que la deformación unitaria horizontal es:

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} \left[p_h - \nu (p_z + p_h) \right]$$

Si esta deformación es nula existirá un estado de esfuerzos planos y el esfuerzo horizontal se determina como sigue:

$$p_h - \nu (p_z + p_h) = 0$$

$$p_h = p_z \frac{\nu}{1-\nu}$$

Y según se definió anteriormente:

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

En base a este valor de $\nu = 0.20$, representativo de casos comunes, el valor del coeficiente es:

$$k_0 = \frac{0.2}{0.8} = 0.25$$

En base a este valor de k_0 , se presenta en las Figuras 3 a 6 la distribución de esfuerzos en túneles de sección elíptica, de sección circular y en la sección de tipo "herradura". En todos esos casos se supone que las dimensiones del túnel son pequeñas en comparación con la profundidad.

2.5 TEORIA PLASTICA.

Cuando la magnitud de los esfuerzos excede el límite elástico del material se genera una zona plástica alrededor de la excavación que se profundiza en la roca hasta que la reducción de esfuerzos que tiene al alejarse de la excavación sea tal que los esfuerzos actuantes sean nuevamente menores que el límite elástico.

Uno de los primeros intentos para mejorar la aplicación de las soluciones teóricas al cálculo de los esfuerzos alrededor de un túnel, consiste en considerar las propiedades elastoplásticas del medio.

El caso más simple para el análisis de un túnel circular es el que considera que $p_h = p_z = \gamma z$, es decir $k_0 = 1$. Así mismo, se puede suponer un criterio de falla tipo Mohr - Coulomb con cohesión "c" y ángulo de fricción interna θ diferentes de cero, tal como $s = c + p \tan \theta$

La resistencia "s" del material en la pared de la excavación, donde el esfuerzo radial es nulo, es igual a la dada por una prueba de compresión simple. En el interior del macizo rocoso la resistencia se incrementa debido al confinamiento, es decir es igual a la dada por una prueba de compresión triaxial.

Es evidente que si se aplica una presión interna en la excavación, que puede estar dada por algún sistema de soporte, aumentará el confinamiento p y con ello la resistencia al corte, luego el espesor de la zona plástica se reducirá.

El radio de la zona plástica depende del nivel de esfuerzos, de la presión interior y de las constantes c y ϕ . En las Figuras 7 a 9 se muestra la influencia de estos parámetros.

2.6 ANALISIS DE CARGAS SOBRE ADEMES.

Las cargas sobre los sistemas de soporte ^{se} que pueden determinar conociendo el estado de esfuerzos alrededor de túneles y excavaciones subterráneas -- que proporcionan las teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y de los métodos numéricos. Así por ejemplo, mediante el uso de la teoría de la -- Elasticidad, se puede obtener las zonas de tensión sobre la clave de un -- túnel para diseñar sistemas de soporte que eviten desprendimientos o sobre excavaciones importantes. La teoría de la Plasticidad nos permite determinar el esfuerzo que es necesario proporcionar como presión interior en los ademes utilizados en materiales con criterio de falla de tipo Mohr-Coulomb y limitar así los esfuerzos en el medio y el espesor de la zona plástica.

La aplicación de estas teorías está limitada a aquellos casos en que se -- cumplen aproximadamente las hipótesis supuestas.

Existen por otro lado, varios métodos empíricos basados en la experiencia de construcción y en las observaciones sobre comportamiento de obras subterráneas.

Dichos métodos toman en cuenta no sólo aspectos geométricos sino también las condiciones especiales de los materiales involucrados, el efecto del tiempo, del agua, las características de los ademes y otros.

Uno de esos métodos que ha demostrado su utilidad en la práctica, es el desarrollado por Karl Terzaghi (1946).

2.7 METODO DE TERZAGHI.

Terzaghi supone un mecanismo de transmisión de carga de la roca a los soportes y define como CARGA DE ROCA el peso de la masa de roca que tiende a desprenderse del techo del túnel y que debe ser soportada por el ademe. El valor de la carga de roca varía entre límites cuya frontera no queda muy bien definida y depende de la clase de roca. La Figura 10 presenta las recomendaciones de Terzaghi para las cargas de diseño de la estructura de soporte.

La Tabla 1 presenta las recomendaciones de Terzaghi comparadas con otras cargas de roca sugeridas por Bierbaumer (1913) y por Stini (1950). Las recomendaciones anteriores suponen que se requiere ademe para soportar una cierta masa de roca en el techo del túnel y difieren en la forma de la masa y en la manera en que los esfuerzos se transmiten desde dicha masa. Sin embargo, los resultados de esas recomendaciones de Bierbaumer y Stini parecen estar muy lejos de los de Terzaghi.

El tiempo que permanece una excavación sin soporte juega un papel importante en la carga de roca y en la sobre-excavación.

El tiempo que permanece una excavación estable sin ademe, depende de las características geohidrológicas, del fracturamiento y de la alteración. *ent. B. W.*

Entre mayor sea el tiempo que permanezca una excavación sin ademe, mayor será la sobre-excavación y aumentará el riesgo de provocarse un "caído" o desprendimiento que ponga en peligro la estabilidad de la excavación. Este concepto es de gran interés, ya que contribuye importantemente a la selec

ción del tipo de ademe, que debe ser instalado antes de que este período - expire, debido a que durante él, la estructura de la roca sufre un proceso de aflojamiento o desintegración progresivos alrededor de la cavidad. Si se permite que dicho proceso continúe, el material caerá a la excavación - hasta que un efecto de arco en las capas superiores impida la caída de material.

Si el ademe se coloca antes de que termine el período mencionado, la carga neta que soporte será menor que la carga última de roca, puesto que la formación completa del arco de material quedará restringida por el propio soporte.

En las Figuras 11 y 12 se pretende dar una explicación gráfica de ambos fenómenos.

3. PRINCIPALES TIPOS DE ADEMES

3.1 MARCOS

Dependiendo de las características de la roca y del tamaño del túnel a excavar, se puede decidir si el ademe se deberá proporcionar con marcos metálicos o de madera.

En todo caso, es conveniente realizar un estudio económico para elegir el tipo de ademe, pero se puede adelantar que en excavaciones de gran sección transversal el ademe metálico será más económico.

Aunque en túneles de gran sección transversal se puede utilizar ademe de madera, es recomendable utilizar marcos metálicos debido a la facilidad de colocación y amplio espacio libre que deja, ya que el de madera es necesario colocarlo formando una estructura muy elaborada que incrementa la posibilidad de falla. Sin embargo, en secciones pequeñas se emplean marcos de madera.

El ciclo de excavación comprende las siguientes operaciones: barrenación, carga, voladura, ventilación, rezaga y colocación del soporte o ademe.

Entre el momento de la voladura y el de colocación del ademe pueden fácilmente transcurrir dos o más horas, por lo que es necesario definir el tiempo máximo que puede permanecer el túnel sin ademar.

En túneles largos donde el procedimiento de excavación puede variar desde sección completa hasta túnel piloto dependiendo de las características geológicas, es conveniente que los marcos estén formados por varias partes, de tal forma que se incremente su versatilidad. En la Figura 13 se indican las partes de que consta un marco de ademe para una sección de excavación de herradura.

Al colocar el marco es necesario "acuñarlo" con madera contra el terreno, con el objeto de lograr que las cargas de la roca se transmitan como concentraciones en la estructura de soporte. Conocidas dichas cargas, es fácil

hacer el análisis del marco por cualquiera de los procedimientos de resistencia de materiales. En las Tablas 2 y 3 se muestran las capacidades de carga de marcos metálicos.

Estas Tablas están relacionadas con la Figura 14.

3.2 ANCLAS.

Durante los últimos 20 años el uso de anclas se ha popularizado, principalmente en las excavaciones en rocas relativamente sanas. No existe un método de diseño que sea aceptado por todos, en lugar de ello, se determinan los mecanismos de falla de la roca y se calcula el número y capacidad de las anclas para evitarlo.

El principio general del anclaje de las rocas es hacer que ésta forme parte de la estructura de soporte, es decir, que se autoporte a excepción de cuando las anclas soportan fragmentos sueltos de roca. Para que esto suceda efectivamente las anclas deberán colocarse inmediatamente después de abrir la excavación.

De manera muy simple se puede considerar que las anclas soportan la roca de las excavaciones subterráneas mediante cuatro mecanismos distintos:

a) Por Suspensión.

Es el caso en que se colocan anclas para asegurar fragmentos de roca que pueden caerse hacia la excavación.

b) Formando Vigas.

Este proceso se presenta principalmente en las excavaciones en rocas estratificadas. Las anclas unen entre sí a varios estratos que tienen pequeña o nula adherencia entre ellos, formando así una viga capaz de autoportarse y de soportar la roca que yace sobre ella.

c) Reforzando excavaciones que se autoportan en las zonas donde se presenten concentraciones de esfuerzos ya sean de compresión, tensión o corte.

Estos esfuerzos pueden ser causados por la geometría de la excavación o por los métodos de construcción y se determinan mediante el uso de las teorías de Elasticidad y Plasticidad; si son aplicables.

d) Reforzando zonas sujetas a grandes fuerzas cortantes y de compresión.

Estos casos se presentan en lumbreras, excavaciones muy inclinadas para túneles de presión de centrales hidroeléctricas, fallas o zonas de cortante, etc. Estas anclas tendrán esfuerzos de cortante muy importantes.

Las anclas se pueden dividir en dos grandes grupos:

a) Anclas que tengan un dispositivo de anclaje en un extremo y en el otro - un dispositivo rígido que permita mantener una tensión suficiente para producir un esfuerzo de compresión en la roca intermedia. Generalmente este dispositivo consiste de una placa y una tuerca.

b) Anclas que se encuentran alojadas en barrenos cementados o inyectados, - cuyo anclaje es proporcionado por la adherencia que se genera entre las paredes del barreno, mortero y ancla.

En las Figuras 15 a 17 se pueden ver varios tipos de anclas.

Por último, es necesario recordar que la tensión de las anclas pueden sufrir cambios muy importantes con el tiempo, debidos por ejemplo a flujo plástico de la roca, rotura de la concha de expansión, falla de la rosca de la tuerca, efecto de los explosivos, intemperismo o por el comportamiento viscoso de la roca.

Por ello, es necesario tener una estricta supervisión y un adecuado mantenimiento en este tipo de soportes.

3.3 CONCRETO LANZADO.

Este sistema de adomado tiene su origen en la "gunita" que es un mortero de arena y cemento con acelerante de fraguado que se coloca neumáticamente contra una superficie. La primera vez que se usó fué en 1914 en una mina para

proteger las paredes de roca contra la acción del agua y del aire. Después de la terminación de la Segunda Guerra Mundial, se construyeron en Europa un gran número de plantas hidroeléctricas subterráneas, que hicieron necesario desarrollar nuevas técnicas. Las máquinas colocadoras de este tiempo estaban limitadas a partículas de tamaño máximo de 10 mm. Se encontró que si se añadía al mortero agregado grueso de tamaño, comprendido entre 15 y 20 mm., se podía cumplir con la función de protección contra el intemperismo y además proporcionar un soporte a la excavación.

En Austria fué donde por primera vez se usó concreto lanzado en sustitución de los marcos y la madera para soportar el túnel Prutz-Imst (1954 - 1955).

Las ventajas más importantes que tiene este sistema de soporte son (Alberts, 1964-1965).

a) El concreto lanzado es forzado a entrar en las fracturas abiertas, en fisuras, grietas e irregularidades en la superficie de la roca y de esta forma tiene la misma función de liga que en un mortero en un muro de piedra.

b) El concreto lanzado impide el drenaje de agua contenida en las fracturas y también impide la tubificación del material que rellena las fracturas e impide la intemperización de la roca (por el agua y por el aire).

c) El concreto lanzado provee resistencia apreciable a la caída o aflojamiento de bloques del techo del túnel, siempre que se coloque inmediatamente después de que se realice la excavación.

d) Un espesor de concreto lanzado, comprendido entre 15 y 25 cms. proporciona un soporte estructural semejante a un anillo o a un arco.

La ventaja del concreto lanzado, es que suministra una forma de ademe rápida y efectiva en toda la periferia de un túnel. Obviamente, el revestimiento de concreto lanzado no puede ser considerado como un cilindro de paredes delgadas. Los mecanismos reales del comportamiento de las estructuras compuestas de roca-concreto lanzado no son todavía comprensibles, y

puede ser que nunca sean entendidos del todo. Sin embargo, es interesante presentar algunos ejemplos donde se muestren diferentes mecanismos de falla en la estructura compuesta de roca-concreto lanzado.

Ejemplo 1. Falla progresiva en la roca soportada con concreto lanzado.

En la Figura 18, se supone que la sección está en equilibrio por un tiempo suficientemente largo después de la excavación a fin de que el concreto lanzado colocado obtenga resistencia. Es necesario que las fuerzas cortantes a lo largo de las caras del bloque A, sean de tal magnitud que lo soporten por algunas horas. Luego se supone que un movimiento de traslación y rotación ocurre para reducir estas fuerzas cortantes a cero. Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado alrededor de la periferia de la base del bloque necesaria para mantenerlo en equilibrio se puede calcular. Recíprocamente, si la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado es conocida, se puede calcular un factor de seguridad contra una caída del bloque A, y de tener así una falla progresiva. (Rottler 1961).

Ejemplo 2. Falla por rotación de un bloque grande.

La Figura 19, ilustra otro mecanismo probable de la falla del revestimiento de concreto lanzado de un túnel. Para este caso, se supone que la roca es estable un lapso suficiente para que se pueda colocar el concreto lanzado. Luego las fuerzas cortantes sobre los lados del bloque sombreado se reducen como un resultado de la redistribución de esfuerzos y el bloque tiende a fallar por rotación con respecto a su eje localizado a la derecha de la figura.

Ejemplo 3. Falla por deslizamiento a lo largo de una superficie de debilidad.

Es razonable esperar que la resistencia al esfuerzo cortante que ofrece una capa delgada de concreto lanzado es pequeña en comparación con las fuerzas que tienden a provocar el movimiento de la roca. (Figura 20)

En comparación con los dos modelos de falla anteriores, el comportamiento

del concreto lanzado en este tercer ejemplo se encuentra aún más alejado de cualquier hipótesis simple de diseño.

Los movimientos que ocurren en este caso no pueden ser detenidos por ningún espesor razonable de concreto lanzado y será necesario estabilizar la sección por otros medio.

Como se indica en la Figura 20, una combinación capaz de estabilizar es el uso de las anclas y concreto lanzado; las anclas conectan a las dos secciones de la roca, proporcionando equilibrio por el incremento de la fuerza normal y consecuentemente la fuerza cortante entre las dos secciones.

4. SELECCION DEL ADEME MAS ADECUADO.

4.1 DESCRIPCION DE LA CALIDAD DE LA ROCA.

Como ya se ha visto, se pueden determinar los esfuerzos alrededor de cavidades en masas de roca, de acuerdo con las teorías de la Elasticidad y de la Plasticidad. La mayoría de los túneles, desafortunadamente se han excavado en rocas que no cumplen con las hipótesis en que dichas teorías se apoyan. Es importante por lo tanto, saber que el comportamiento de los túneles está principalmente regido por la calidad de la roca.

Anteriormente se tomaba el porcentaje de recuperación de un barrenado de exploración como indicador de la calidad de la roca. Este parámetro llamado "por ciento de recuperación", tiene una aplicabilidad limitada porque está basado únicamente en la cantidad de muestra recuperada, sin importarle si la roca es sana, si está fisurada, alterada, etc.

Además, siempre puede haber duda en cuanto a si dicha recuperación está o no afectada por la habilidad del perforista, de la condición de las herramientas, etc.

El coeficiente R.Q.D. (Rock Quality Designation), desarrollado por la Universidad de Illinois (Deer, 1967), elimina alguna de las incertidumbres de la clasificación mediante la recuperación y refleja parcialmente los efectos del grado de alteración y del fisuramiento de la roca.

El R.Q.D. se puede relacionar con algunas propiedades de las rocas y su comportamiento cualitativo, como se muestra en la Tabla No. 4. Según Deer (1967) y Merritt (1968).

Existe otra interesante relación entre el R.Q.D. y el tipo de ademe necesario, sugerida por Coon (1968) que se muestra en la Tabla 5.

Es conveniente y útil contar con los valores del R.Q.D. de la roca a lo largo del túnel. Lo ideal es contar con sondeos exploratorios a lo largo del eje del túnel, por esto no siempre es posible, ya que, en ocasiones, los túneles se excavan bajo el mar o bajo cadenas montañosas, las cuales harían que la longitud de los barrenos fuera muy grande. La separación entre los

barrenos es muy importante ya que el constructor siempre quiere los barrenos lo más cercanos posible y el dueño de la obra, lo más alejados. Por lo tanto, es necesario conciliar estos dos puntos de vista.

En general, se puede pensar que la calidad de la roca se incrementa con la profundidad ya que cerca de la superficie de la roca está afectada por el intemperismo. Esto no es regla general, ya que a ciertas profundidades se pueden encontrar zonas de falla y zonas de alteración hidrotermal.

La Tabla 6 puede usarse como guía para la selección de la separación de los sondeos exploratorios.

Por supuesto que, en zonas donde se conoce que la calidad de la masa de roca es buena, estas separaciones se pueden aumentar y a la inversa, si la calidad de la roca es muy mala.

4.2 CARACTERISTICAS QUE DEBE CUMPLIR UN SISTEMA DE SOPORTE.

Las características que debe satisfacer un sistema de soporte son:

4.2.1 Ser compatible con los métodos de construcción.

Idealmente los ademes deben colocarse fácil y rápidamente sin interferir con el avance de la excavación. Cumplir con lo anterior representa el punto o actividad más difícil del ciclo constructivo. Cada túnel debe tratarse en particular y es prácticamente imposible establecer reglas o recomendaciones generales.

Se debe considerar en el diseño, el ademe calculado para las peores condiciones esperadas de la roca y dicho diseño debe adaptarse con modificaciones sencillas al considerar las condiciones cambiantes en la roca y los procedimientos de construcción. Lo ideal sería que el procedimiento de colocación de un ademe fuera independiente del proceso de la excavación pero, desgraciadamente no es posible, ya que:

a) El ademe debe colocarse lo más cerca posible del frente de excavación.

b) La instalación del sistema de soporte requiere que las actividades de la excavación, se suspendan.

c) El equipo necesario para la colocación del ademe y el de excavación no pueden estar al mismo tiempo al frente de la excavación. Por lo tanto, en el diseño de un sistema de soporte será necesario considerar los problemas que se puedan tener entre los procesos de excavación y la colocación del mismo ademe.

4.2.2 Tener la flexibilidad y resistencia adecuadas.

El sistema de soporte deberá tener una flexibilidad tal que permita que los bloques de roca de la vecindad de la excavación se muevan y se genera una redistribución de esfuerzos. Además, el ademe deberá tener una resistencia que pueda soportar la carga que no puede soportar la roca.

La función básica de un sistema de ademe es el de mantener la excavación estable y con la geometría requerida. Por ello, en el ademe se debe cumplir que los esfuerzos que se generan en él no excedan el límite de fluencia.

4.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

No existe ningún procedimiento que se considere preciso para diseñar los sistemas de soporte. Además, aunque una teoría puede ser razonable para una situación idealizada, la utilidad práctica está casi siempre restringida debido a la información incompleta de los parámetros de resistencia de la roca y de los procedimientos de construcción.

Sin embargo, se pueden señalar los siguientes factores que deben ser cuidadosamente estudiados, ya que tienen una influencia definitiva en la estabilidad de excavaciones, (Cording 1968)

- a) Características de la roca. -
 - a1) Propiedades de la roca sana. -
 - a2) Calidad de la masa de roca (grado de fracturamiento y de intemperismo).
 - a3) Orientación de los planos de debilidad.

a4) Geohidrología.

b) Tamaño del túnel.

c) Características de los sistemas de soporte, de los procedimientos de construcción y de la manera en que ambos factores influyen en la roca de la vecindad de la excavación.

d) Esfuerzos naturales en la vecindad del túnel.

e) Geometría del túnel.

La carga sobre el túnel se puede incrementar sí:

a) La masa de la roca es débil, de baja calidad, tiene planos de debilidad desfavorablemente orientados o porque contiene agua subterránea a gran presión.

b) Sí se incrementa la sección del túnel.

c) Sí la roca es alterada por los procedimientos de construcción, o porque se tarde en poner el ademe.

d) Porque existan esfuerzos naturales muy altos.

e) Que tenga el túnel una forma desfavorable.

El método de Terzaghi, puede ser usado como un primer paso para un diseño racional de un sistema de soporte.

El diseño mediante este método de un sistema de soporte constituido por marcos metálicos con retaque de madera colocados en un túnel excavado por métodos convencionales, dá resultados satisfactorios pero un poco conservadores; debido al poco número de mediciones en este tipo de ademes y a la dispersión de los datos, no se puede concluir en qué grado son conservadores.

Las técnicas modernas de excavación con explosivos y precorte (Smooth Blasting) alteran las rocas mucho menos que los métodos convencionales. Más aún, técnicas modernas de ademe como las anclas y el concreto lanzado evitan desplazamientos y aflojamientos de la roca. Por lo tanto estas nuevas técnicas indican condiciones diferentes a las establecidas en el método de Terzaghi.

Cording (1968) y Knise (1969) establecen que sí la roca se comporta clásicamente como se requiere en las teorías, generalmente tiene la suficiente resistencia para permanecer estable una excavación sin ademe, (excepto cuando hay concentración de esfuerzos horizontales).

Sí la roca se comporta como un material elastoplástico, se puede calcular las fuerzas necesarias aplicadas en el interior de un túnel para mantener la zona plástica dentro de los límites aceptables.

El uso de soluciones puramente teóricas puede llegar a resultados poco -- conservadores, ya que la roca no se comporta como una masa homogénea, ya que las características de sus discontinuidades gobiernan su comportamiento.

El ademe requerido para soportar cuñas de rocas que tienden a moverse - - hacia el interior de la excavación es generalmente más robusto que un - - ademe calculado para un túnel poco profundo en una zona fracturada. Debido a lo anterior, no debe sorprender la poca información existente sobre diseños de sistemas de soporte con métodos de cálculo teóricos que hayan tenido éxito.

Coon mostró en 1968 la relación que existe entre el R.Q.D. y el ademe necesario para túneles en roca, y sus recomendaciones se presentan en la Tabla 7. Las cargas tentativas mostradas en la Tabla 7, están basadas sobre hipótesis simplificadoras que son:

- a) El R.Q.D. describe adecuadamente la calidad de la roca.
- b) Los ademes son colocados correctamente, lo más cerca posible del frente de (0.61 a 1.20m. para marcos de acero y anclas; y hasta el frente para concreto lanzado, colocación adecuada del retaque y de los separadores, - tensión adecuada, etc).
- c) El túnel tiene una sección transversal de igual ancho y altura (ya -- sea en herradura o circular).
- d) El ancho del túnel está comprendido entre 6m. y 12 m.
- e) Los esfuerzos naturales son lo suficientemente bajos para que las cono

centraciones de esfuerzos en la periferia de la excavación nunca excedan la resistencia a la compresión simple.

Probablemente en el comportamiento de la mayoría de los túneles, las dos primeras hipótesis tienen mayor influencia que las tres restantes.

Es conveniente complementar la información del R.Q.D. con factores tales como:

- a) Características de las discontinuidades de la roca: Abiertas o cerradas, clase de material de relleno, existe o no lubricación.
- b) Orientación de los planos de debilidad.
- c) Presencia de agua subterránea.

Es probable que las técnicas y procedimientos usados para la instalación de los sistemas de soporte, tengan más influencia en la carga de roca -- que soportarán los ademes, ^{que} de cualquier otro factor.

Sí los ademes no son instalados inmediatamente o son colocados incorrectamente, se permitirá el aflojamiento de la roca, el movimiento de cuñas etc., y la carga de roca puede incrementarse en dos o más veces al valor que se recomienda en la Tabla 7.

Los ademes deberán observarse continuamente, ya que su falla se presenta en forma gradual y se manifiesta con deformaciones en los marcos, aflojamiento de las anclas y agrietamientos del concreto lanzado.

Sí las fallas se detectan a tiempo es posible tomar medidas correctivas para reforzar el sistema de soporte.

Los factores de carga de roca de la Tabla 7, son aproximadamente el 80% de las cargas expresadas por Terzaghi, y están basados en los resultados de mediciones de campo (Terrametric: 1964, 1969, 1968). (Ikeda: 1966) - (Deer: 1969)

Las relaciones entre el R.Q.D. y el factor de carga de la roca se presentan en la Figura 21. El factor de carga en los túneles perforados con -

una excavadora integral es aproximadamente 25% menor que el correspondiente a los tuneles convencionales excavados con explosivos.

Los sistemas de soporte diseñados con las cargas de la Tabla 1 y la Figura 10, utilizando el método de Terzaghi y dimensiones de acuerdo con Proctor y White (1946) como muestra en las Tablas 2 y 3 podrán resultar un poco conservadores respecto a su carga axial. Sin embargo, este factor de seguridad extra compensa los efectos de la torsión y la flexión que no se conocen, pero que si se presentan.

5. EXPERIENCIAS EN EL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL D.D.F.

En la construcción de los túneles en roca del sistema de drenaje de la Ciudad de México, se usaron principalmente los siguientes sistemas:

- a) Ademe metálico, consistente en marcos de acero de sección I-6" separados en promedio a 1.00m. centro a centro 53%
- b) Concreto lanzado en clave y paredes con 15 cm. de espesor en promedio, 39%
- c) Combinación de concreto lanzado y anclas 4%
- d) Combinación de marcos metálicos, concreto lanzado y anclas 4%

A la vista de estos números se pueden hacer los siguientes comentarios:

- a) La selección y dimensionamiento de los sistemas de soporte estuvo regida principalmente por la presencia o no de agua que definió el uso de los marcos metálicos o de concreto lanzado.
- b) Las dificultades en el control de calidad y el aumento del rebote en el concreto lanzado varían proporcionalmente a la cantidad de agua.
- c) La calidad y eficiencia de colocación del concreto lanzado se ve más afectada, por la falta de personal especializado, que en el caso de los ademes metálicos.
- d) El uso de anclas cortas, estuvo bastante restringido principalmente, debido a los cambios tan importantes que sufre la roca, metro a metro de túnel, que obligaba a cambios en los sistemas de anclaje, en la separación y orientación de las anclas. Lo cual repercute en los costos.
- e) El diseño del sistema de soporte: separación de los marcos, y el espesor del concreto lanzado, estuvo definido en el proyecto, sin embargo, la decisión final de las características de los ademes estuvo definida en el campo, ya que las condiciones locales de la roca y la presencia del agua fueron muy variables.

6. RECONOCIMIENTO

Se agradece al Ing. Fernando Ramiro L. su intervención en la elaboración - del capítulo 2 y al Dr. Sergio W. Covarrubias por sus comentarios y por su valiosa revisión general.

7. REFERENCIAS

1. D.U. Deere, Design of tunnel liners and support systems. University of Illinois, (1969) National Technical Information Service.
2. R.E. Mason, Instrumentation of the Shotcrete lining in the Canadian -- National Railways Tunnel. Master's Degree Thesis, University of British Columbia (1966).
3. A. Merrit. Geologic predictions of underground excavations. Proceedings of First North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago (1972), Chapter 11, Pages 115-132.
4. A. Moreno Fernández, El uso de anclas cortas para la estabilización de masas de roca. Tesis Profesional U.N.A.M. (1964).
5. R.B. Peck, Some design considerations in the selection of underground support systems. University of Illinois (1969). National Technical Information Service.
6. Proctor and White, Rock tunneling with steel supports. Commercial Shearing & Stamping Company. Revised 1968.
7. F. Széchy, The Art of Tunneling (1966)
8. K. Terzaghi y F.E. Richart Jr., Stress in rock about cavities. Harvard Soil Mechanics Series. Reprinted from Geotechnique, Volume 3, - 1952, pages 57-60.
9. Zienkiewicz, O.C. (1967), The finite element method in Structural and continuum Mechanics, Mc. Graw Hill Book Co., London.

T A B L A S

No.	T I T U L O	PAGINA
1.	COMPARACION ENTRE LOS VALORES DE CARGA DE ROCA-DADOS POR TERZAGHI, BIERBAUMER Y STINI.	28
2.	CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS CONTINUOS.	29
3.	CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS DE CLAVE CON RAS -- TRAS.	30
4.	RELACION ENTRE R.Q.D. , EL INDICE DE VELOCIDAD Y LA CALIDAD DE LA ROCA.	31
5.	RELACION ENTRE EL R.Q.D. Y LAS NECESIDADES DE <u>SO</u> PORTE.	32
6.	ESPACIAMIENTO PRELIMINAR DE SONDEOS DE EXPLORA - CION.	33
7.	RECOMENDACIONES PARA LOS SISTEMAS DE SOPORTE EN- TUNELES EN ROCA.	34

TABLA No. 1. - COMPARACION ENTRE LOS VALORES DE CARGA DE ROCA DADOS POR TERZAGHI, BILBAUMIER Y STINI

DISTANCIA ENTRE FRACTURAS - cm.	R. Q. D.	CARGA DE ROCA HP		OBSERVACIONES	Carga de roca HP m	OBSERVACIONES -	Carga de roca HP m Inicial/final	Presión lateral m Inicial/final	Presión en Pies					
		INICIAL	FINAL											
1'-9"	95'	1. LARVA E INTACTA	0	0	Revestimiento -- solo si hay - POPPING -	1. ESTABLE	Ligeramente suelto	Poco afojamiento	0					
		2. DURA ESTEREA TIPICA DA O INCONSISTENTE	0	0.25 B	Astillamiento común.									
		3. masiva	0	0.5 B	Presiones laterales si los estratos son inclinados.									
		4. En bloques grandes	0	0.25 C 0.15 a C	Generalmente no hay presiones de lado. Cambios críticos de carga de lupir a lugar.									
		5. Bloques pequeños, muy quebrada.	0 a 0.6 C	0.35 C 1.1 C	Nada o ninguna presión lateral.									
		6. Completamente fracturada.		1.1 C	Considerables presiones laterales revestimiento continuo.									
		7. Grava y Arena	0.54 C 1.2 C 0.94 C 1.2 C	0.62 C 1.39 C 1.08 C 1.38 C	- Duro - Presión lateral $P_h = 0.3 \times (0.5 H_r + HP)$ - Suelto -									
		8. Fluye a profundidades moderadas.		1.1 C 2.1 C	Fuertes presiones laterales. Se requiere soporte continuo.									
		9. Fluye a grandes profundidades		2.1 C 4.5 C										
		10. Expansión		Arriba de 250 (80 m)	Uso de soporte circular.									
<p>TERZAGHI (1946) Nota 1) Para el caso de las 4, 5, 6, 7 cuando está arriba del nivel de flujo se reducen las cargas al 50%.</p> <p>2) Para arenas (7) HP mín. es para movimientos pequeños (-0.05 C a 0.02 C) HP máx. para grandes movimientos ---- (-0.15 C).</p> <p>3) B es el ancho del túnel $C = B + H_r = \text{ancho} + \text{altura del túnel}$ Para túnel circular $H_r = 0$</p>					<p>STINI (1950) Nota: Las cargas son para túneles de 5 m de ancho. Para L metros de ancho: $HP = H_r (0.5 + 0.1 L)$ PS m</p>					<p>BILBAUMIER (1913) y otros. R.L.P. DEWIDEL (1943) Nota: Originalmente las cargas fueron dadas en t/m².</p>				

TABLA No. 2. - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS CONTINUOS.

CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH

MAXIMUM FIBER STRESS—27000 LBS. PER SQ. IN.

BEAM		Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line															
Nominal Depth, Flange Width & Type	Wt. Per Foot	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	44'-0"
		40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"
		Maximum Blocking Point Spacing															
4" I	7.7	3090	2780														
4" x 4" H	13.0	5380	4850	4400	4020												
5" I	10.0	4530	4070	3690	3360												
5" x 5" Stanchion	16.0	7780	7000	6330	5770												
5" x 5" H	18.9	8840	7940	7190	6550												
6" I	12.5	6290	5660	5110	4650	4260											
6" I	17.25	7990	7180	6490	5920	5430	5010										
6" x 4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200											
6" x 4" "	16.0	8480	7600	6870	6270	5740	5300										
6" x 6" Stanchion	15.5	8380	7500	6780	6180	5660	5230										
6" x 6" H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780								
6" x 6" H	25.0	13270	11890	10770	9800	8920	8200	7680	7140	6670							
7" I	15.3			6740	6130	5610	5190										
8" I	18.4			8590	7820	7170	6610										
8" I	23.0			10240	9330	8550	7890	7310	6790	6340	5940	5580	5250				
8" x 4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470										
8" x 8" H	34.3			16620	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890									
8" x 5 1/4" "	20.0			9820	8940	8160	7550	7010	6500	6070							
8" x 6 1/2" "	24.0			11920	10860	9930	9170	8500	7900	7380	6920	6490	6120	5790	5490		
8" x 6 1/2" "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410		
8" x 8" "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7970	7560	7150	6790	6470
8" x 8" "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310
8" x 8" "	46.0			20160	18300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8350
8" x 8" "	56.0				22090	20240	18670	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	10000
8" x 8" "	58.0					24410	22530	20880	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12180
8" x 8" "	67.0					28240	26090	24190	22470	20980	19650	18470	17410	16480	15610	14800	14110
10" I	25.4					10810	9970	9240	8580	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400
10" I	35.0					14080	12980	12030	11180	10450	9790	9170	8670	8200	7760	7370	7010
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610
10" x 5 1/4" "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5860	5560
10" x 8" "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7380
10" x 8" "	39.0					17500	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8790
10" x 8" "	45.0					20360	18760	17380	16170	15100	14150	13310	12550	11670	11250	10690	10170
10" x 10" "	49.0						20580	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170
10" x 10" "	51.0						22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330
10" x 10" "	66.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18530	17570	16660	15830	15060
12" x 8" "	45.0									15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	10750
12" x 10" "	53.0									18980	17800	16740	15790	14940	14170	13450	12820
12" x 12" "	65.0									22120	20620	19450	18420	17470	16590	15790	15010

TABLA No. 3 . - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS DE CLAVE CON RASTRAS.

CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH

MAXIMUM FIBER STRESS—27000 LBS. PER SQ. IN.

BEAM		Wt. Per Foot	Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line														
Nominal Depth, Flange Width & Type	12'-0"		14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"
	40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"	
4" I	7.7	3090	2780														
4" x 4" H	13.0	5380	4850	4400	4020												
5" I	10.0	4530	4070	3690	3360												
5" x 5" Stanchion	16.0	7730	7000	6330	5770												
5" x 5" H	18.9	8840	7940	7190	6550												
6" I	12.5	6290	5660	5110	4650	4260											
6" I	17.25	7990	7130	6490	5920	5430	5010										
6" x 4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200											
6" x 4" " "	16.0	8480	7600	6870	6270	5740	5300										
6" x 6" Stanchion	15.5	8380	7500	6780	6180	5660	5230										
6" x 6" H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780								
6" x 6" H	25.0	13270	11890	10770	9800	8980	8280	7680	7140	6670							
7" I	15.3			6740	6130	5610	5190										
8" I	18.4			8590	7820	7170	6610										
8" I	23.0			10240	9330	8550	7890	7310	6790	6340	5940	5580	5250				
8" x 4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470										
8" x 8" H	34.3			16620	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890									
8" x 5 1/4" " "	20.0			9820	8940	8160	7550	7010	6500	6070							
8" x 6 1/2" " "	24.0			11920	10860	9930	9170	8500	7900	7380	6920	6490	6120	5790	5490		
8" x 6 1/2" " "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410		
8" x 8" " "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7990	7560	7150	6790	6470
8" x 8" " "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310
8" x 8" " "	39.9			19180	17300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8350
8" x 8" " "	43.0				22090	20240	18570	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	10000
8" x 8" " "	52.0					24410	22530	20880	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12180
8" x 8" " "	67.0					28240	26090	24190	22470	20980	19650	18470	17410	16480	15610	14800	14110
10" I	25.4					10810	9970	9240	8580	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400
10" I	35.0					14080	12980	12080	11180	10450	9790	9190	8670	8200	7760	7370	7010
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610
10" x 5 1/4" " "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5860	5560
10" x 8" " "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7380
10" x 8" " "	37.0					17580	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8790
10" x 8" " "	45.0					20360	18760	17380	16170	15100	14150	13310	12550	11870	11250	10690	10170
10" x 10" " "	49.0						20520	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170
10" x 10" " "	57.0						22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330
10" x 10" " "	66.0						23070	21560	20090	18800	17670	16630	15720	14890	14150	13460	12830
12" x 8" " "	45.0								15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	10750	
12" x 10" " "	53.0								18960	17800	16740	15790	14940	14170	13450	12820	
12" x 10" " "	65.0								23270	21940	20620	19450	18420	17470	16	15810	

Values shown are for stress of 27 Kips
For 24 Kips multiply by .889

T A B L A 4

RELACION ENTRE EL R.Q.D., INDICE DE VELOCIDAD Y LA CALIDAD DE LA ROCA.

R.Q.D.	INDICE DE VELOCIDAD			DESCRIPCION DE LA CALIDAD DE LA ROCA.
0 - 25	0	a	0.20	Muy mala
25 - 50	0.20	a	0.40	Mala
50 - 75	0.40	a	0.60	Regular
75 - 90	0.60	a	0.80	Buena
90 - 100	0.80	a	1.00	Excelente

$$\text{INDICE DE VELOCIDAD} = \left(\frac{V_F}{V_L} \right)^2$$

V_F = VELOCIDAD SISMICA IN-SITU.

V_L = VELOCIDAD SONICA EN EL LABORATORIO.

DEER (1967) Y MERRITT (1968).

T A B L A 5

RELACION ENTRE EL R.Q.D. Y LAS NECESIDADES DE SOPORTE

R.Q.D.	ADEME REQUERIDO ANCHO DEL TUNEL		
	3.04 m. (10 ft)	7.60 m. (25 ft)	15.20 m. (50 ft)
90-100	Mín	Mín a Int	Int a Max
75-90	Min a Int	Int	Max
50-75	Int a Max	Max	Max
25-50	Max	Max	Max
0-25	Max	Max	Max

Soporte Mínimo = Mín. = No necesita ademe ó anclas ocasionales.

Soporte Intermedio = Int = Marcos ligeros ó plantilla de anclaje.

Soporte Máximo = Max = Marcos pesados de acero ó anclas largas y malla.

Coon (1968).

T A B L A 6

ESPACIAMIENTO PRELIMINAR DE SONDEOS DE EXPLORACION

PROFUNDIDAD DEL TUNEL.	ESPACIAMIENTO DE LOS SONDEOS DE EXPLORACION
227 m. (750 ft)	304-760 m. (1000- 2500 ft)
91- 227 m. (300-750 ft)	152-304 m. (500-1000 ft)
91 m. (300 ft)	30-152 m. (100- 500 ft)

TABLA No. 7. - RECOMENDACION PARA LOS SISTEMAS DE SOPORTE EN TUNELES EN ROCA

CALIDAD DE LA ROCA.	METODO CONSTRUCTIVO	S I S T E M A DE S O P O R T E		
		MARCOS METALICOS 2	A N C L A S 3	CONCRETO LANZADO
EXCELENTE 1 RQD > 90	A. Perforadora Integral.	Ninguno a ligero. carga de roca - (0.0 a 0.2) B	Ninguna	Ninguno ó aplicaciones locales.
	B. Convencional.	Ninguno a ligero carga de roca - (0.0 a 0.3) B	Ninguna	Ninguno ó aplicación local 2 a 3 pulg.
BUENA 1 75 < RQD < 90	A. Perforadora Integral.	Ocasionalmente Marcos ligeros colocados entre 1.5 y 1.8 m. carga de roca - (0.0 a 0.4) B	Ocasionalmente - anclas separadas a 1.50 ó 1.8 m .- centro a centro.	Ocasional aplicación local 2 a 3 pulg.
	B. Convencional	Marcos colocados a 1.5 ó 1.8 m. - carga de roca -- (0.3 a 0.6) B	Plantilla de anclas separadas 1.50 - 1.8 m. centro a - centro.	Ocasionalmente aplicación local 2 a 3 pulg.
REGULAR 50 < RQD < 75	A. Perforadora Integral.	Marcos ligeros a - mediano 1.5 a 1.8 m. c.a.c. carga de roca (0.4 a 1.0) B	Plantilla de anclas de 1.2 a 1.8 m. - c.a.c.	2 ó 4 pulg. en la clave.
	B. Convencional	Marcos ligeros a --- medianos con 1.20 a 1.5 mts. c.a.c. --- carga de roca - (0.6 a 1.3) B	Plantilla de 0.9 a 1.5 m. c.a.c.	4 pulg. ó más en la clave y en las paredes.

MALA, 25 \angle ROD 450	2	A. Perforadora Integral.	Marcos circulares medianos separados entre 1.20 y -- 1.60 mts. carga de roca --- (1.0 a 1.6) B	Plantilla de 0.9 a 1.5m c.a.c.	4 a 6 pulg. en clave y paredes combinado con anclas.
		B. Convencional	Marcos de medianos a pesados colocados entre 0.6 y -- 1.20 mts. c.a.c. carga de roca (1.3 a 2.0) B	Plantilla de 0.6 a 1.20 mts. c.a.c.	6 pulg. ó más en la clave y paredes, combinado con ---- anclas.
MUY MALA RQD 425	3	A. Perforadora Integral.	Circulares medianos a ---- pesados colocados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca ----- (1.6 a 2.2) B	Plantilla de 0.60 a --- 1.20 m.	6 pulg. ó más en toda la ---- sección combinado con marcos medianos.
		B. Convencional	Circulares pesados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca ----- (2.0 a 2.8) B	Plantillas de 0.90 m. c.a.c.	6 pulg. ó más en toda la ---- sección combinado con ----- marcos medianos ó pesados.
MUY MALA (roca que fluye ó expansiva)	4	A. Perforadora Integral.	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca -- arriba de 75 mts.	Plantillas 0.60 a 0.90 m c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.
		B. Convencional	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca -- arriba de 75 mts.	Plantillas de 0.60 a -- 0.40 c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.

- NOTAS:
1. - En roca buena y excelente, el soporte requerido en general es mínimo pero puede depender de la --- geometría de los factores, del diámetro del túnel y de la orientación relativa de las fracturas.
 2. - El retaque de madera usualmente es igual a cero en la roca excelente y varía entre 25% en roca buena y 100% en roca muy mala.
 3. - La necesidad de poner malla usualmente es cero en roca excelente y ocasional en roca buena hasta 100% en roca muy mala.
 - 4 - B = ancho del túnel

F I G U R A S

No.	T I T U L O	PAGINA
1.	DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN TUNEL CILINDRICO EN ROCA ELASTICA.	38
2.	VALOR DE LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES - - PRINCIPALES EN LOS PUNTOS A Y C DE LA SUPERFICIE DE UN TUNEL CIRCULAR EN FUNCION DE K_0	39
3.	VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS-VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO, CON RELACION A/C =2 Y $K_0=0.25$. (EJE MAYOR VERTICAL).	40
4.	VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS - VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO, DE RELACION A/C =2 PARA $K_0= 0.25$ (EJE MAYOR HORIZONTAL).	41
5.	VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS - VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR A/C = 1 Y $K_0 = 0.25$	42
6.	DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES-PRINCIPALES EN UNA GALERIA DE EXPLORACION - - ($K_0= 0.25$) (ZANGAR Y PHILLIPS 1951)	43
7.	VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN - FUNCION DEL RADIO "A" DEL TUNEL, LA COHESION "C", EL ESFUERZO VERTICAL "Pz" Y LA PRESION-INTERIOR "P1".	44
8.	RADIO DE LA ZONA PLASTICA VS $\frac{P_z + C}{P_1 + C} \frac{\cot \phi}{\cot \phi}$	45

No.	T I T U L O	PAGINA
9.	DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.	46
10.	VALOR DE LA CARGA DE ROCA DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DEL TUNEL Y DE LA CALIDAD DE LA ROCA.	47
11.	ARCO O BOVEDA ARRIBA DE LA EXCAVACION.	48
12.	RELACION ENTRE EL TIEMPO, LA SOBRE-EXCAVACION Y LA CARGA DE ROCA.	49
13.	SECCION TIPICA DE UN MARCO DE HERRADURA.	50
14.	DISTRIBUCION DE CARGAS SOBRE MARCOS METALICOS.	51
15.	ANCLAS CON DISPOSITIVO DE CUÑA Y RANURA.	52
16.	ANCLAS CON CONCHA Y EXPANSION.	53
17.	ANCLA DE FRICCION.	54
18.	FALLA PROGRESIVA EN ROCA SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO.	55
19.	FALLA POR ROTACION DE GRANDES BLOQUES EN ROCA-SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO.	56
20.	FALLA POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE UNA SUPERFICIE DE DEBILIDAD.	57
21.	RELACION ENTRE EL R.Q.D. Y LOS FACTORES DE CARGA DE ROCA.	58

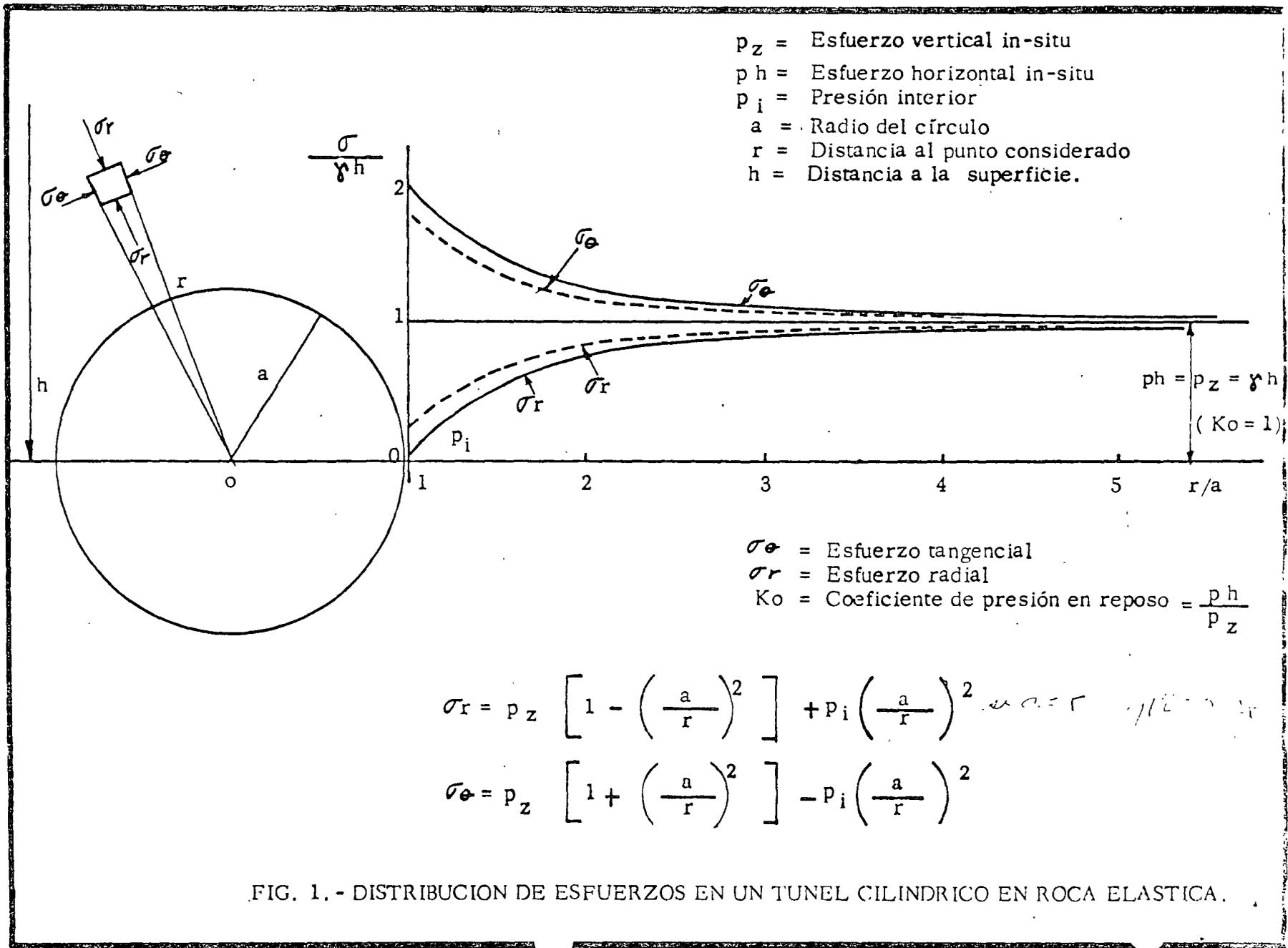


FIG. 1. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN TUNEL CILINDRICO EN ROCA ELASTICA.

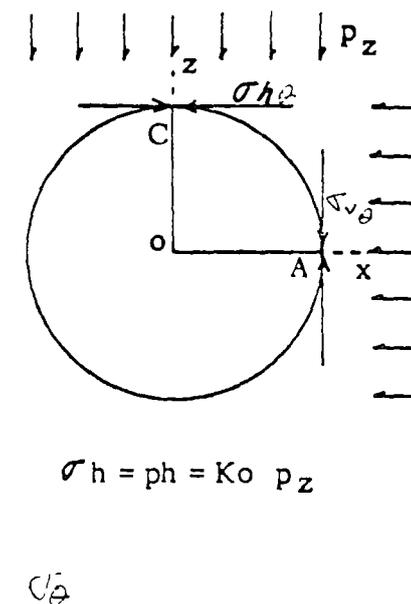
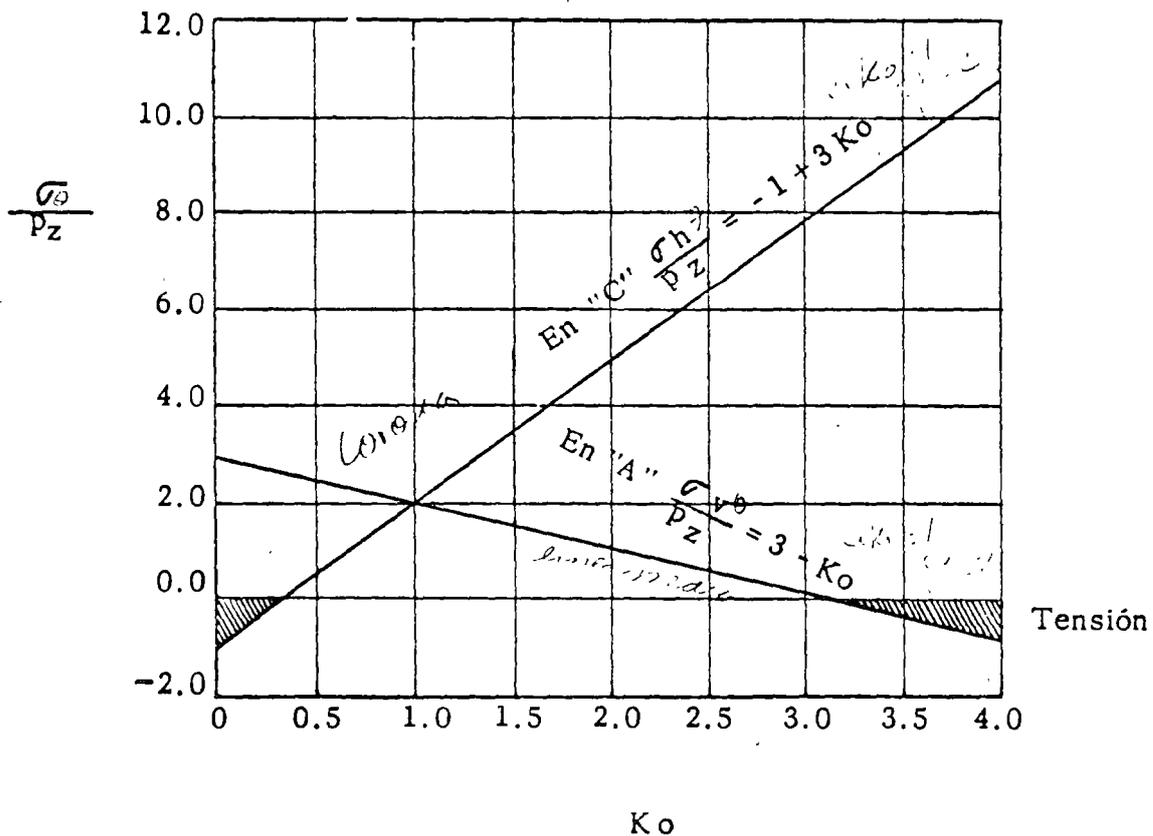
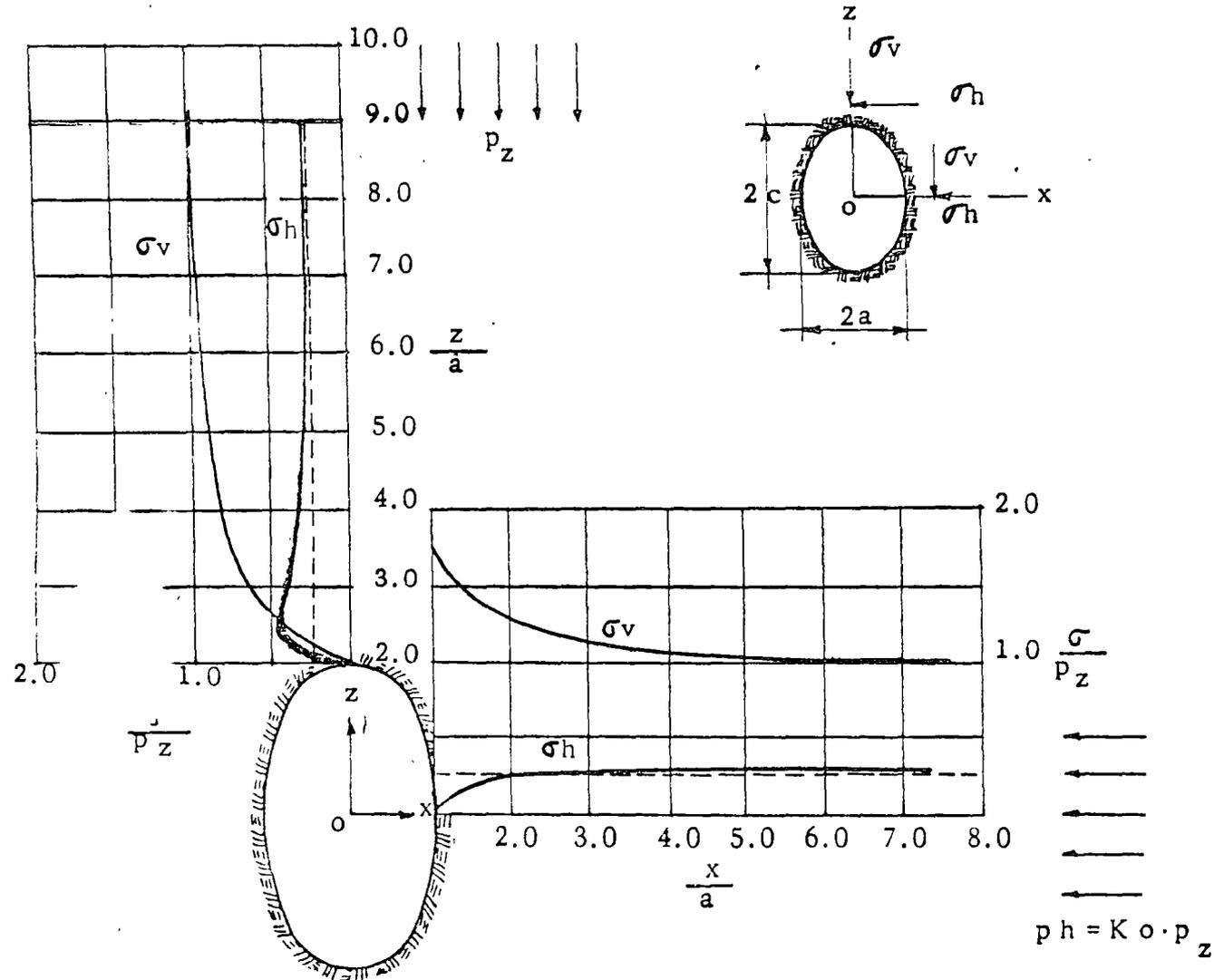


FIG. 2. - VALOR DE LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN LOS PUNTOS A Y C DE LA SUPERFICIE DE UN TUNEL CIRCULAR EN FUNCION DE K_o .



3. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO CON RELACION $a/c = 2$ Y $K_0 = 0.25$.

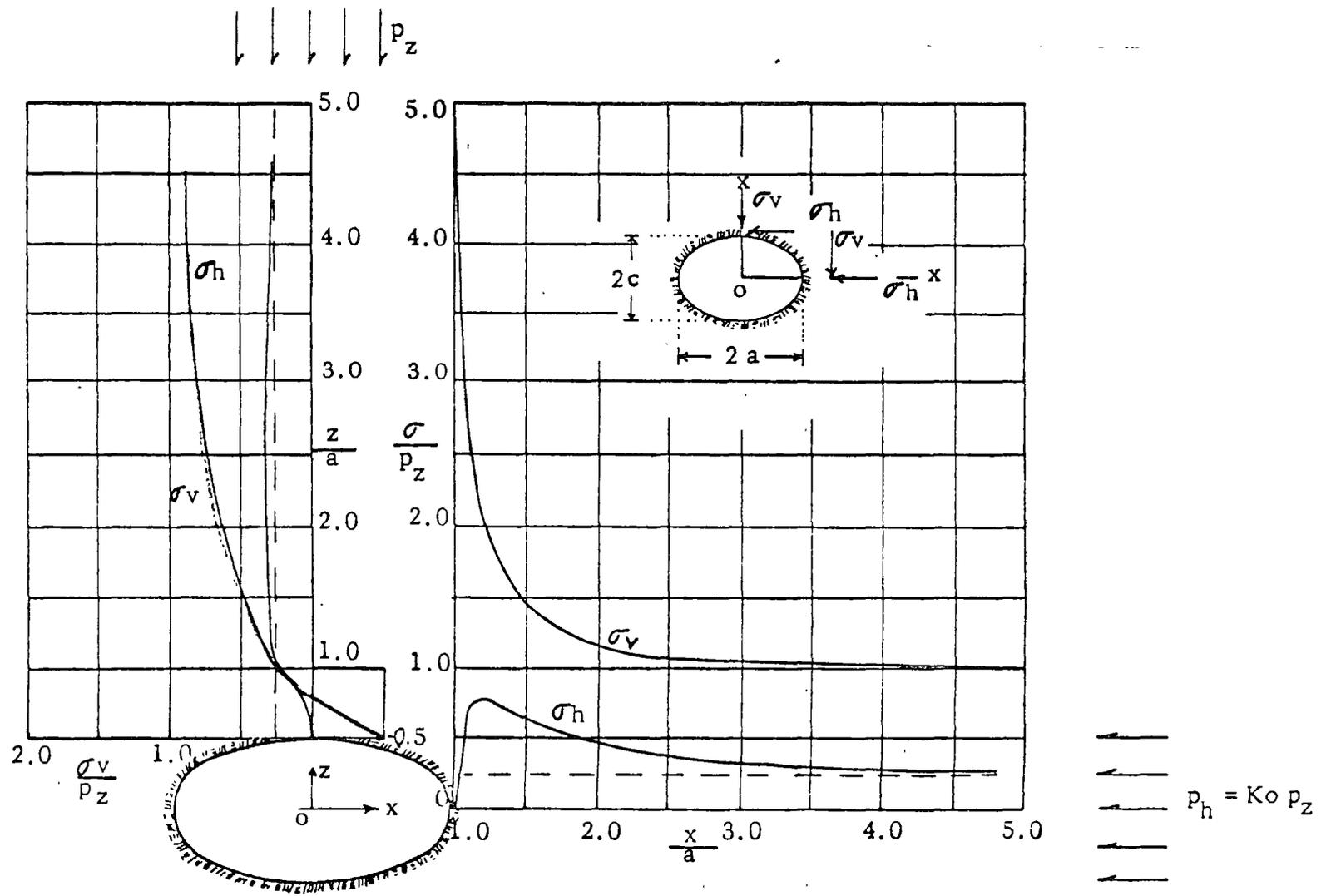


FIG. 4. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO DE RELACION $a/c = 2$ PARA $K_0 = 0.25$.

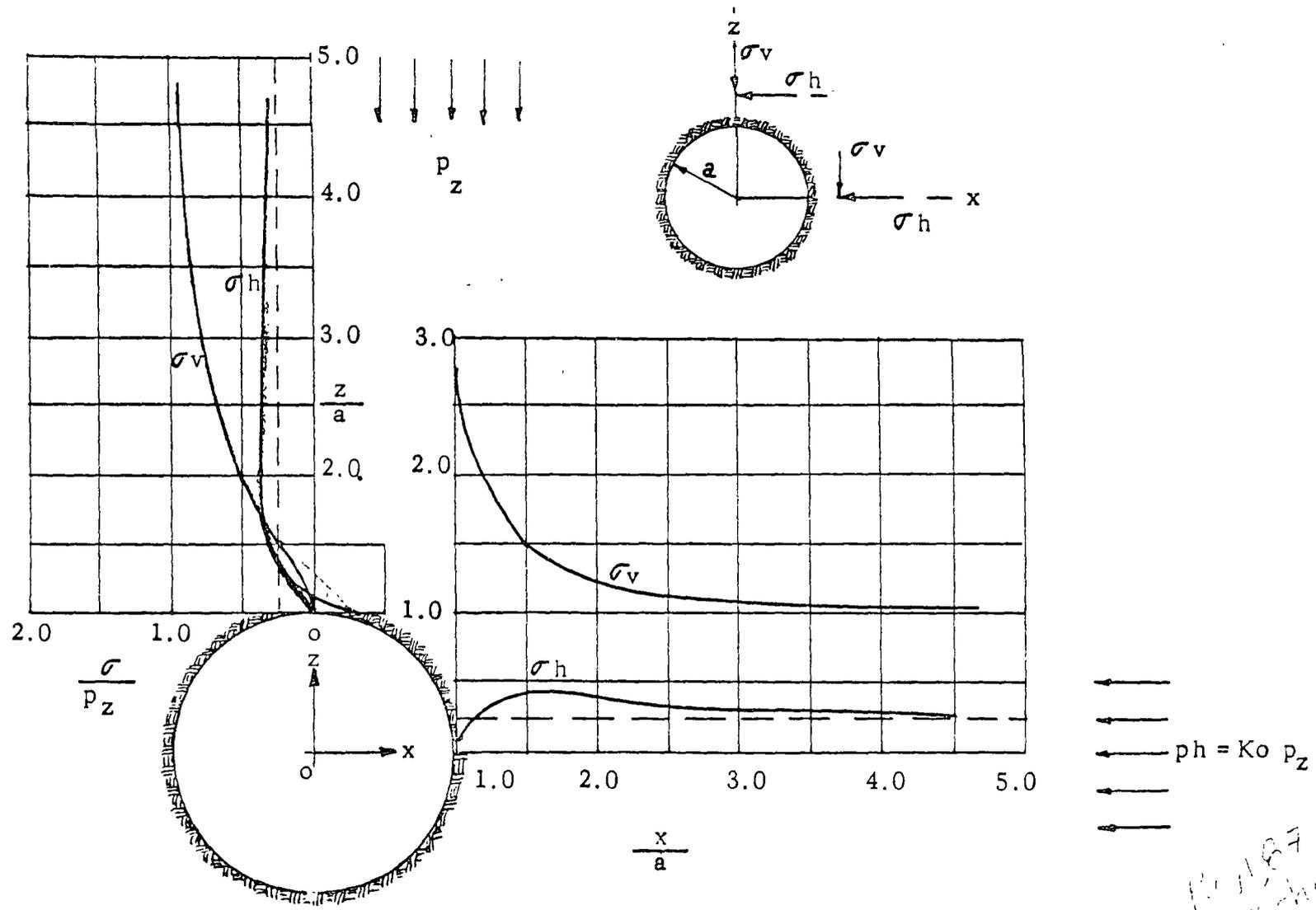
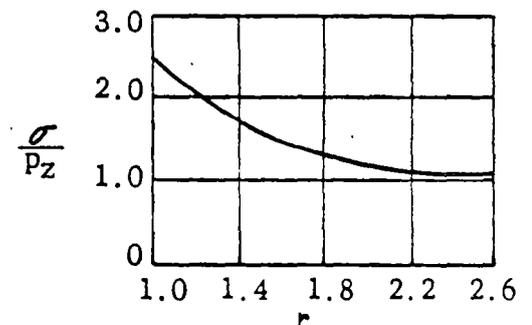
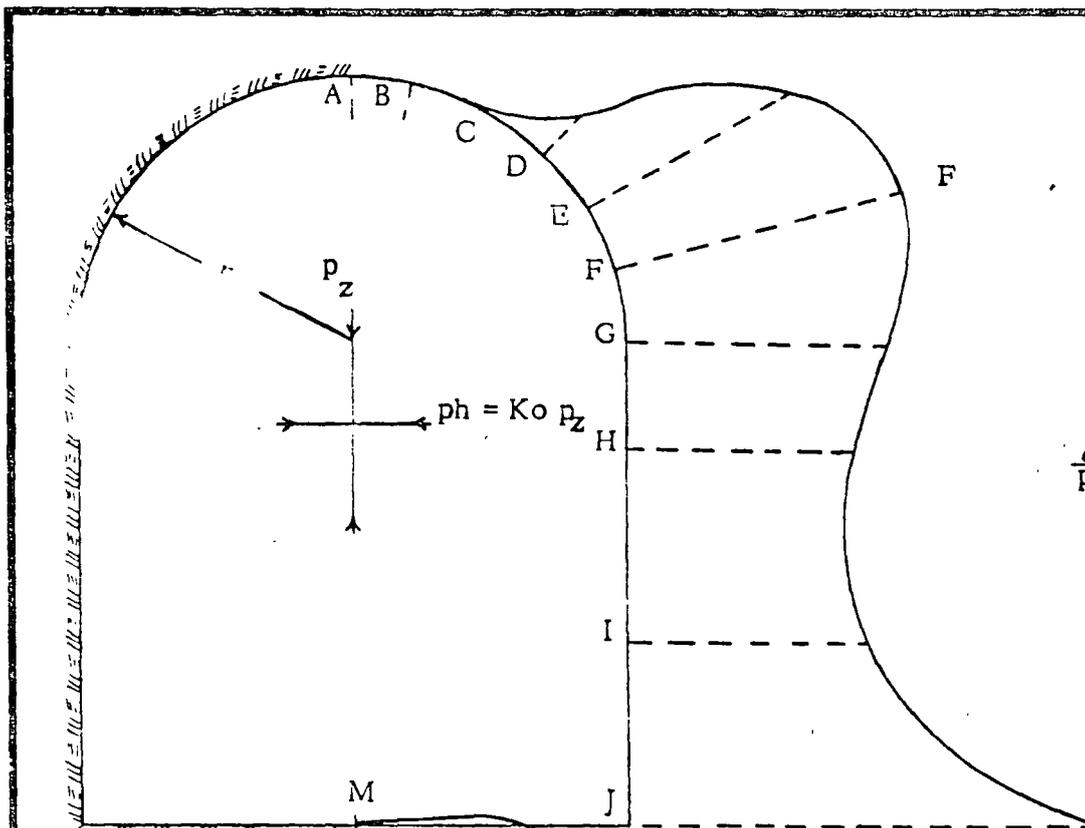


FIG.5. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR $\left(\frac{a}{c} = 1\right)$ Y $K_o = 0.25$.

10/1/87
CZL/201



Distribución de esfuerzos circunferenciales a lo largo de la línea F F.

Distribución de esfuerzos principales en la superficie.

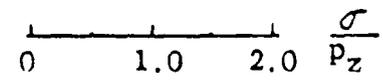


FIG. 6. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN UNA GALERIA DE EXPLORACION - (Ko = 0.25) (ZANGAR Y PHILLIPS 1951).

Page 190
Society

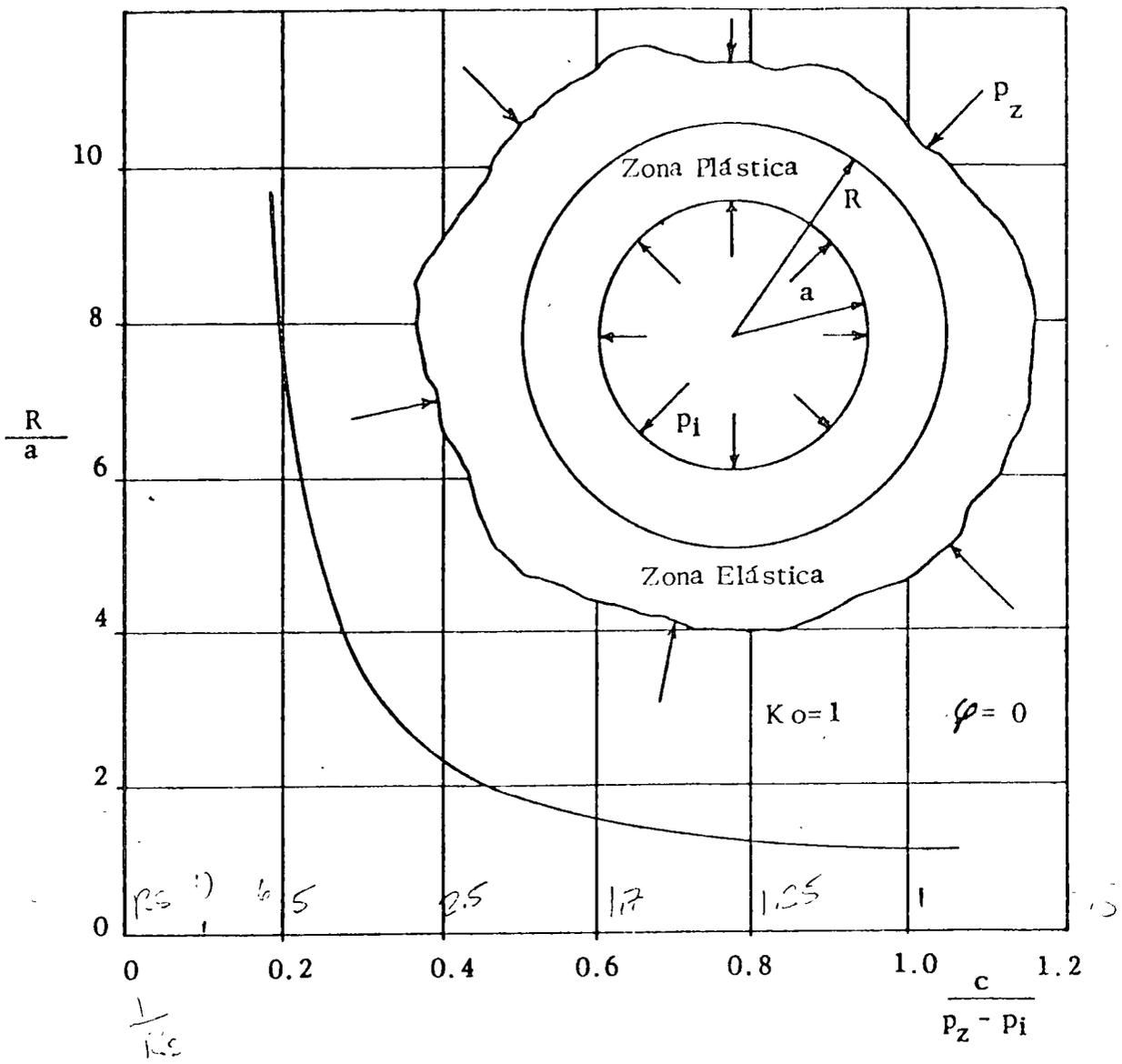


FIG. 7. - VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN FUNCION - DEL RADIO "a" DEL TUNEL, LA COHESION "c", EL ESFUERZO VERTICAL "p_z" Y LA PRESION INTERIOR "p_i".

Handwritten calculations and notes:

$\sigma = 10 \text{ t/m}^2$

$\tau = 20 \times 1.4 = 28 \text{ t/m}^2$

$\sigma_{pi} = 10 \text{ t/m}^2$

$\frac{c}{p_z - p_i} = \frac{10}{22} = 0.45$

$\frac{R}{a} = 1.5$

$a = 7.5 \text{ m}$

$R = 11.25 \text{ m}$

$$\frac{p_i + c \cot \varphi}{\dots}$$

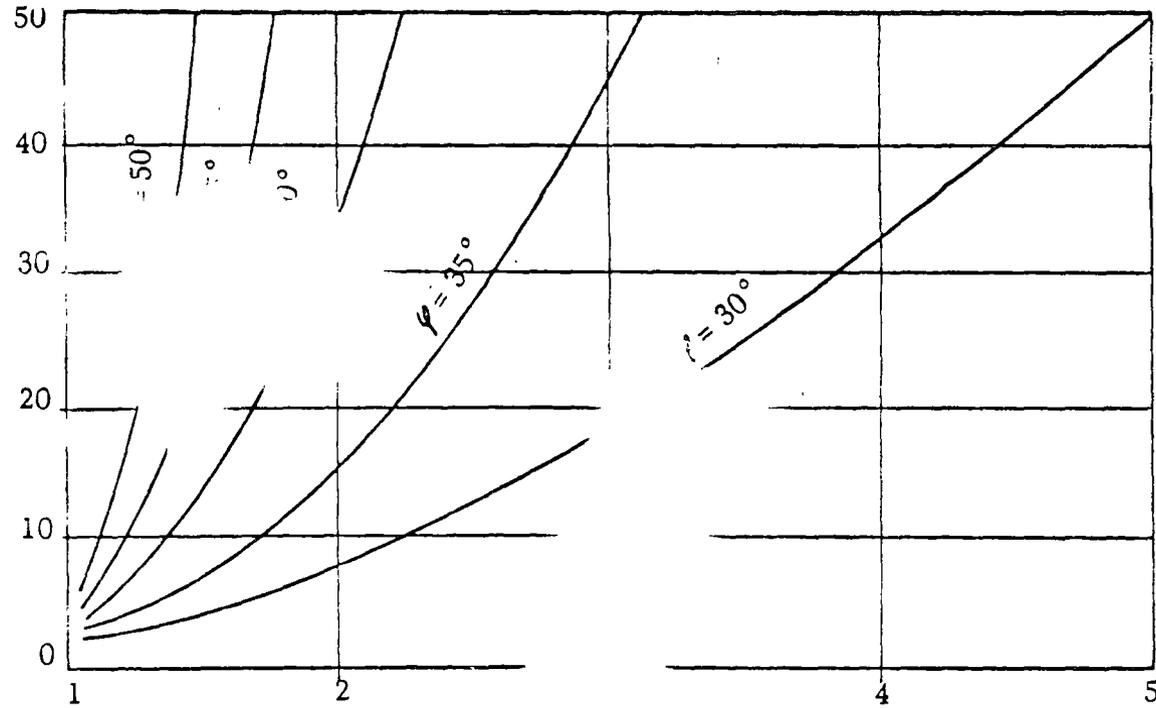


FIG. 8. - RADIO DE LA ZONA PLASTICA.

$$\frac{p_z + c \cot \varphi}{p_i + c \cot \varphi}$$

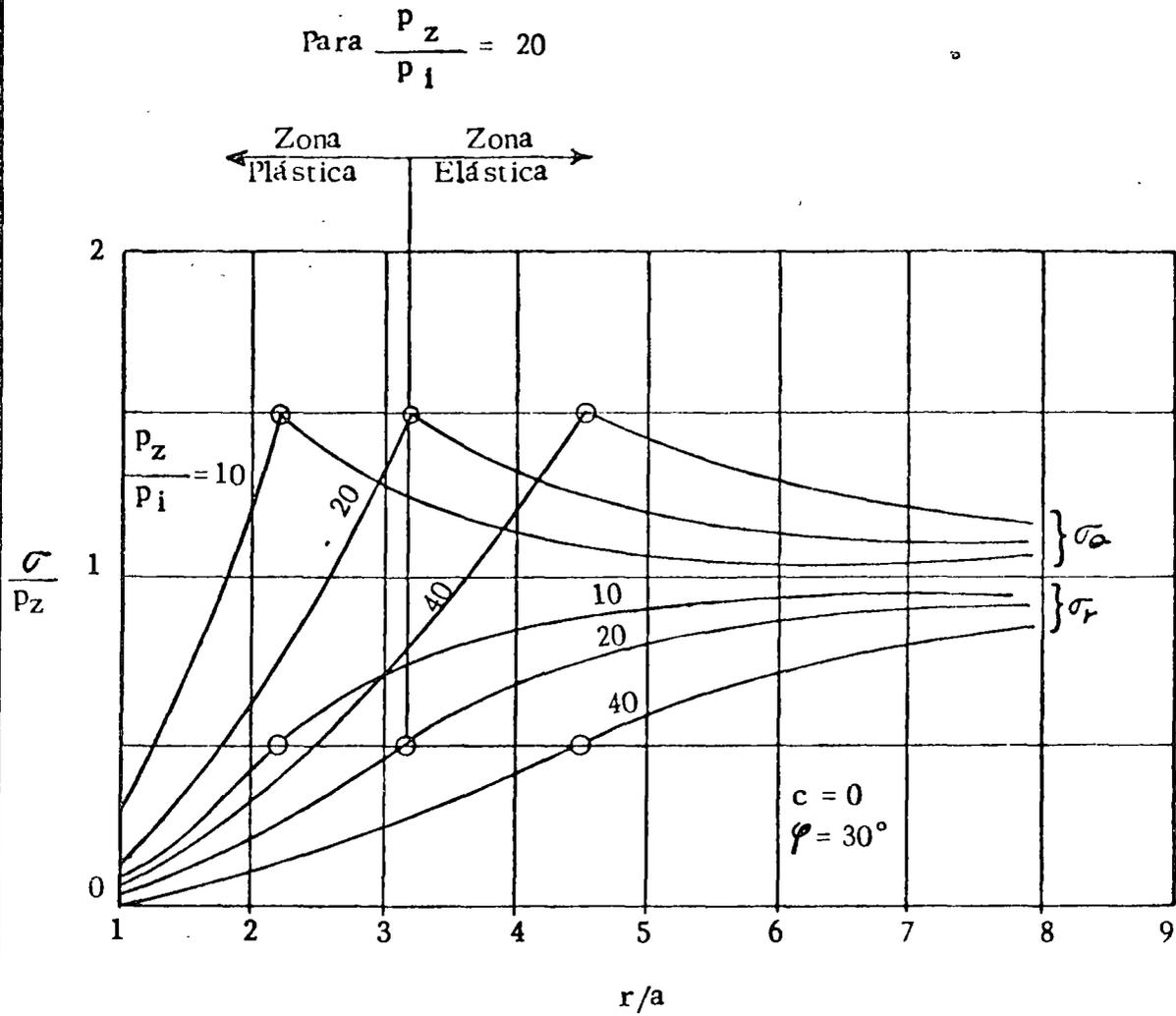
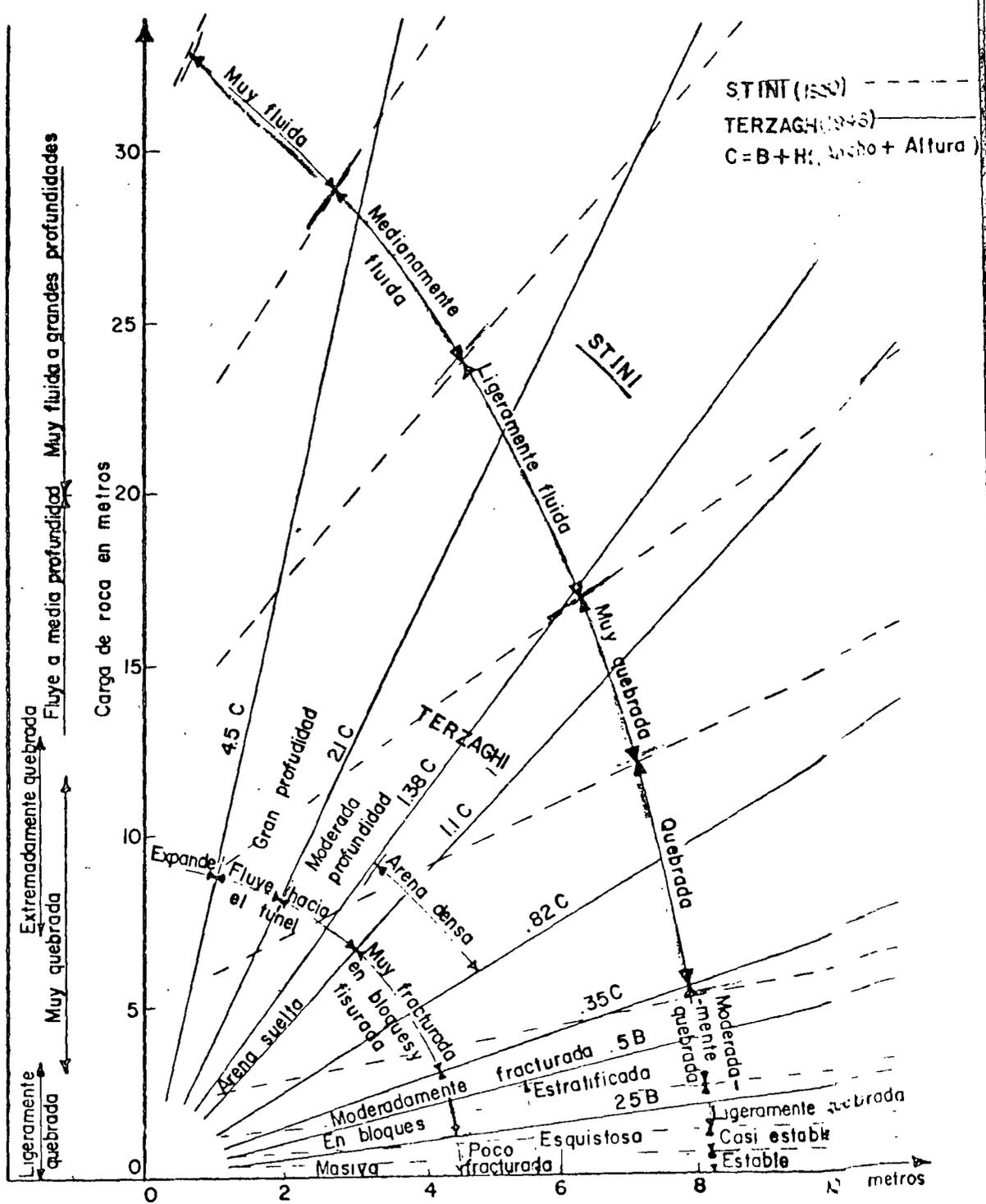


FIG. 9. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.



Túnel de Sección de Herradura o Cuadrada de ancho "B"
 $B = 6m, H = 6m, C = 12$

FIG. 10. - VALOR DE LA CARGA DE ROCA DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DEL TUNEL Y DE LA CALIDAD DE LA ROCA.

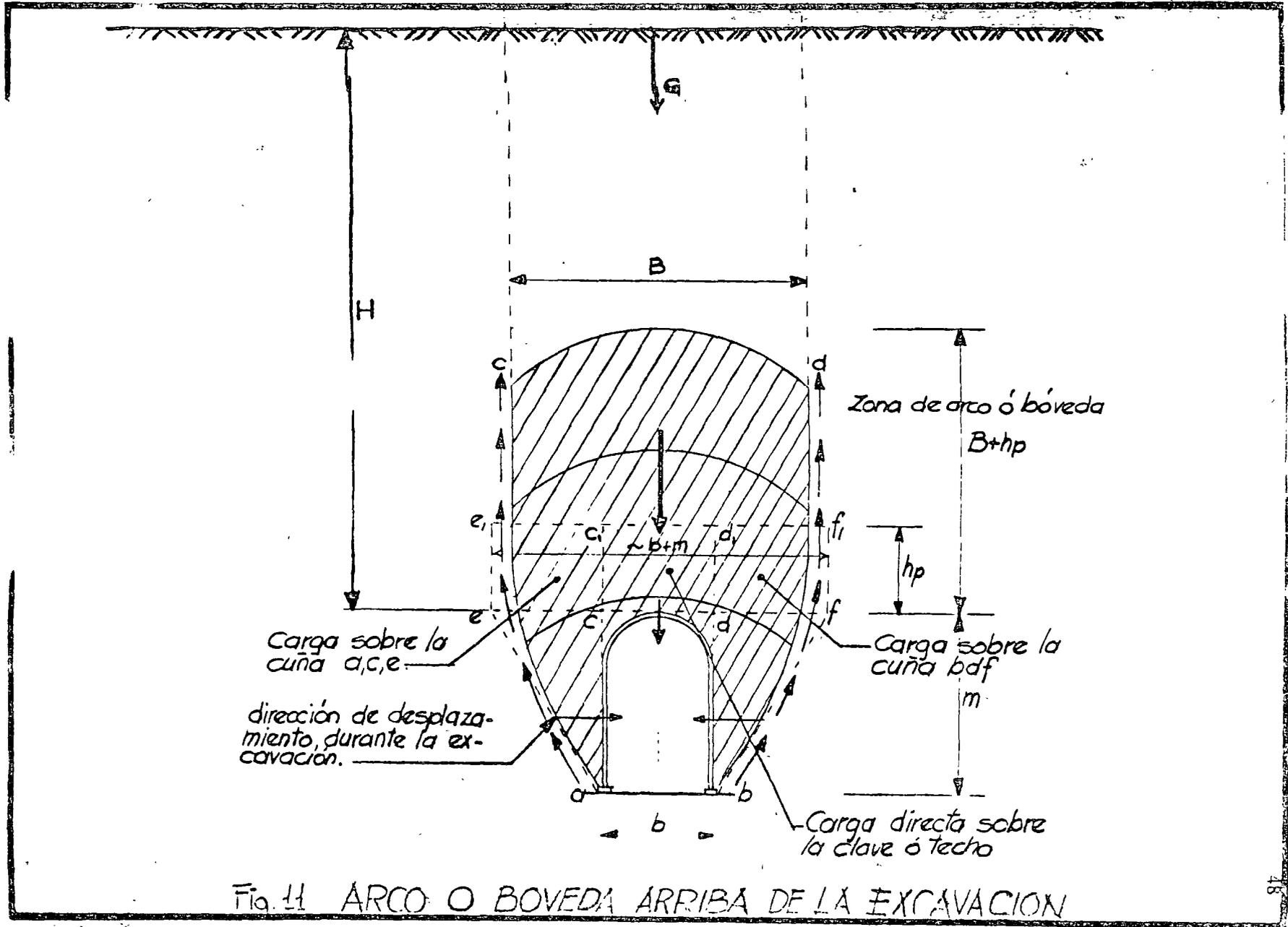
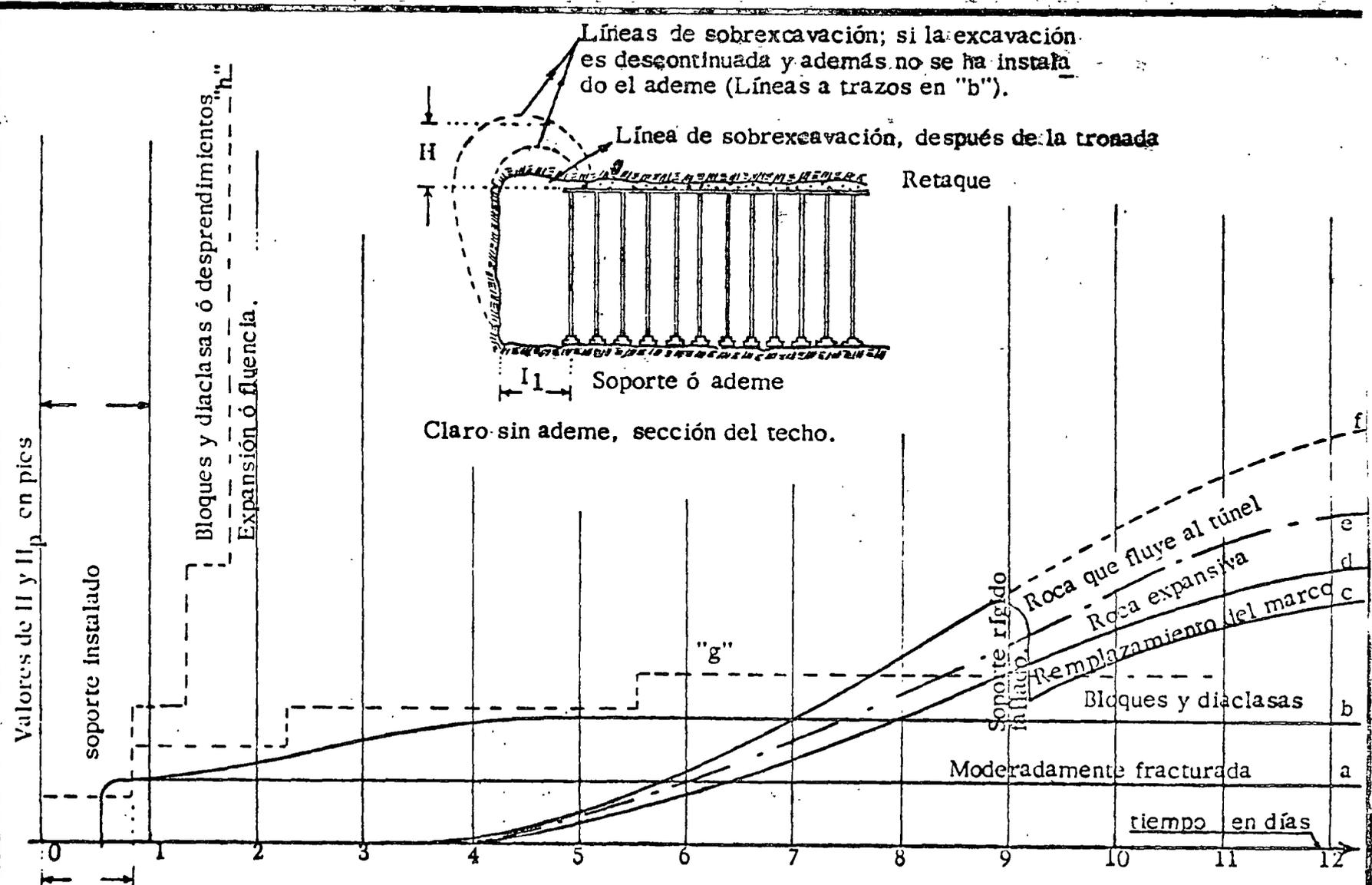


Fig. 11 ARCO O BOVEDA ARRIBA DE LA EXCAVACION

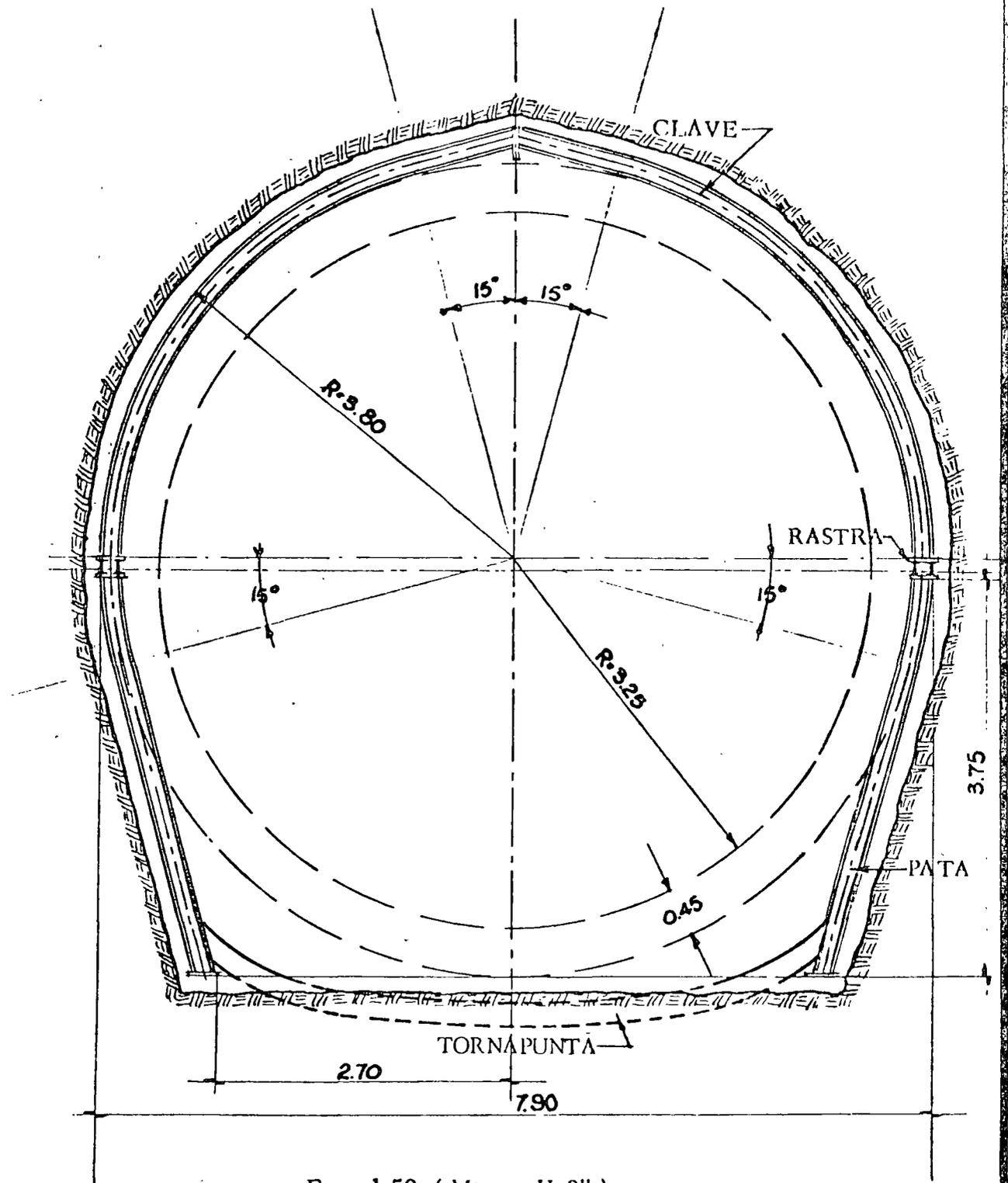


Tiempo de acción del puente.

FIG. 12. - RELACION ENTRE EL TIEMPO, LA SOBREXCAVACION Y LA CARGA DE ROCA.

Para las líneas de trazo "g" y "h" las abscisas representan el tiempo del ciclo y las ordenadas la altura "H" de sobreexcavación. Para las líneas continuas "a" a "f", las abscisas representan el tiempo en días, y las ordenadas, la carga "H_p" en pies de roca.

50175



Esc. 1:50 (Marco II-8")

FIG. 13. - SECCION TIPICA DE UN MARCO DE HERRADURA.

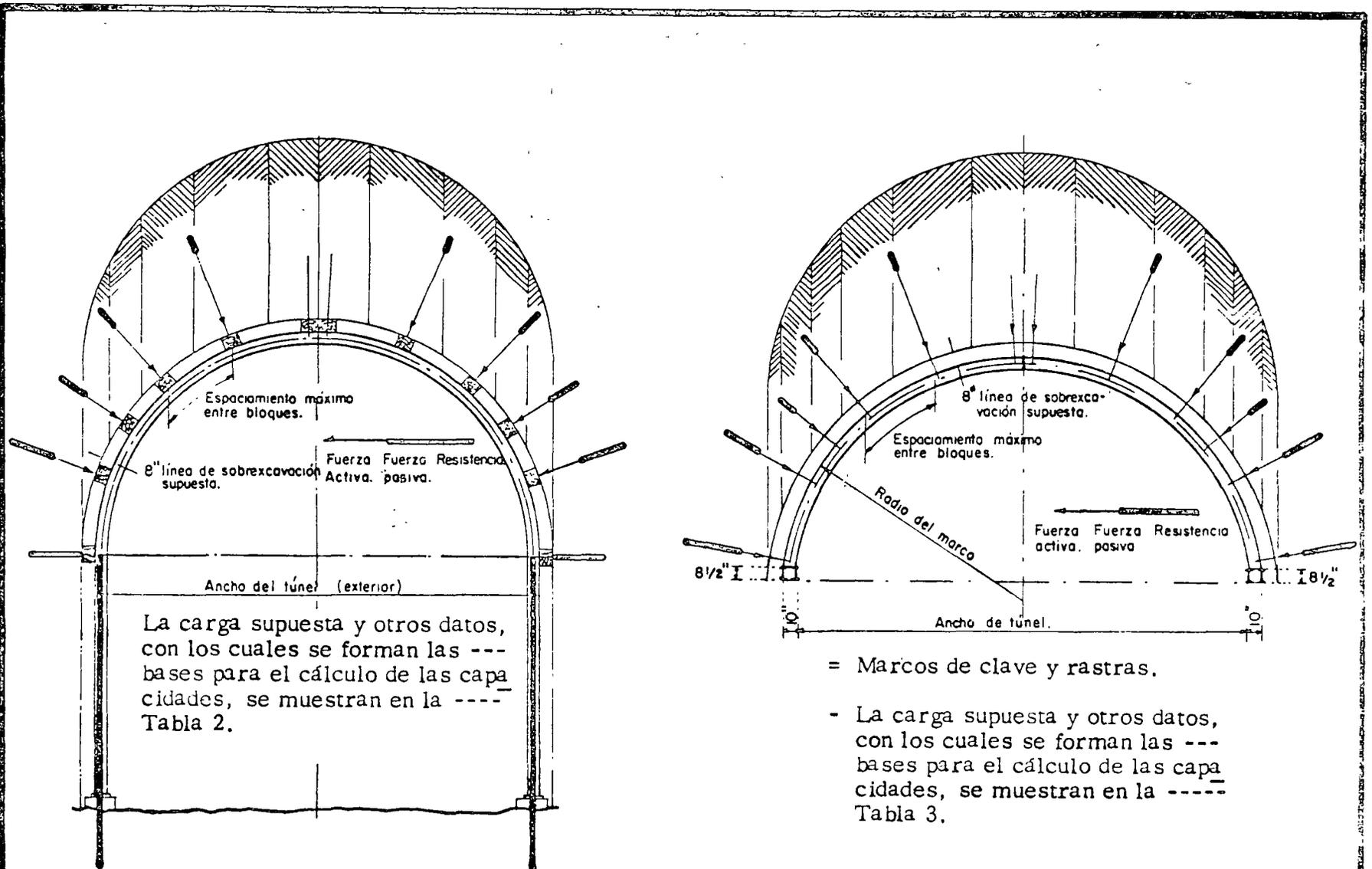
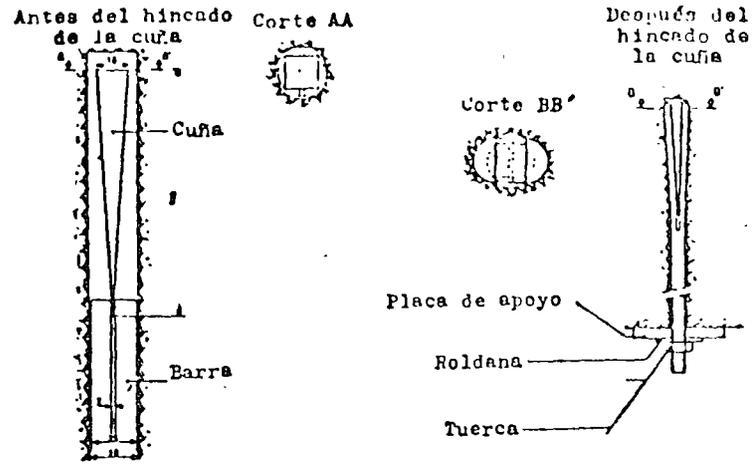
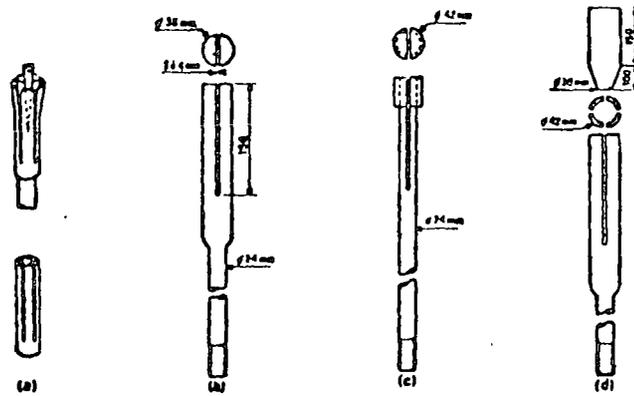


FIG. 14. - DISTRIBUCION DE CARGAS SOBRE MARCOS METALICOS.

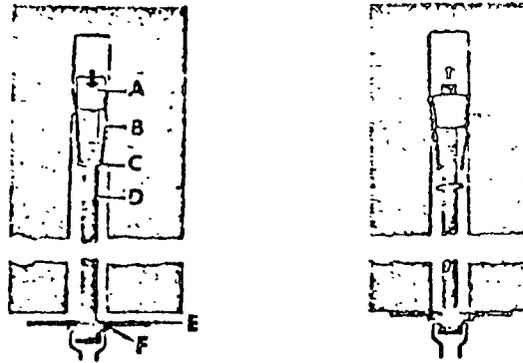


Perno de cuña y ranura.

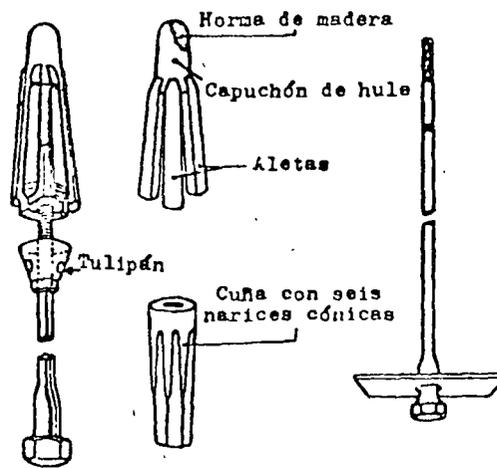


Variantes del dispositivo de cuña y ranura.

FIG. 15 . - ANCLAS CON DISPOSITIVO DE CUÑA Y RANURA .



Perno de expansión.
 A) Cuña troncocónica B) Concha de expansión
 C) Soporte de la concha D) Barra E) Placa de
 apoyo F) Roldana.



Perno anclall.

FIG. 16. - ANCLAS CON CONCHA DE EXPANSION.

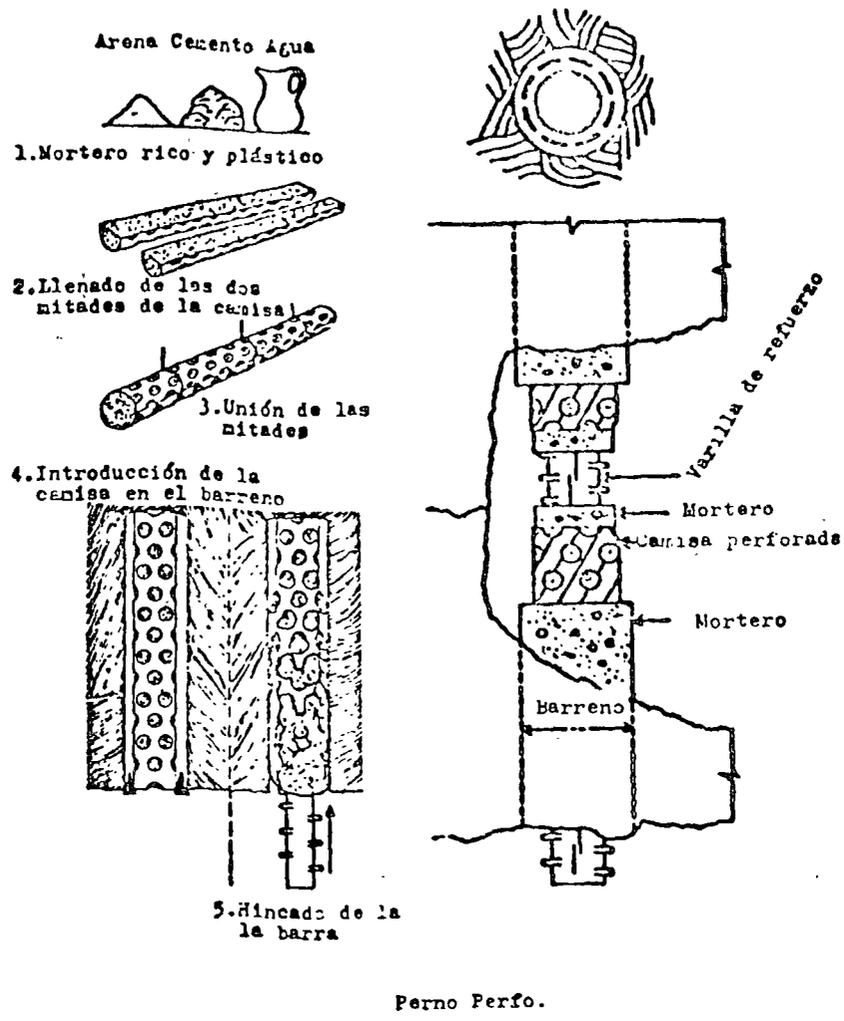
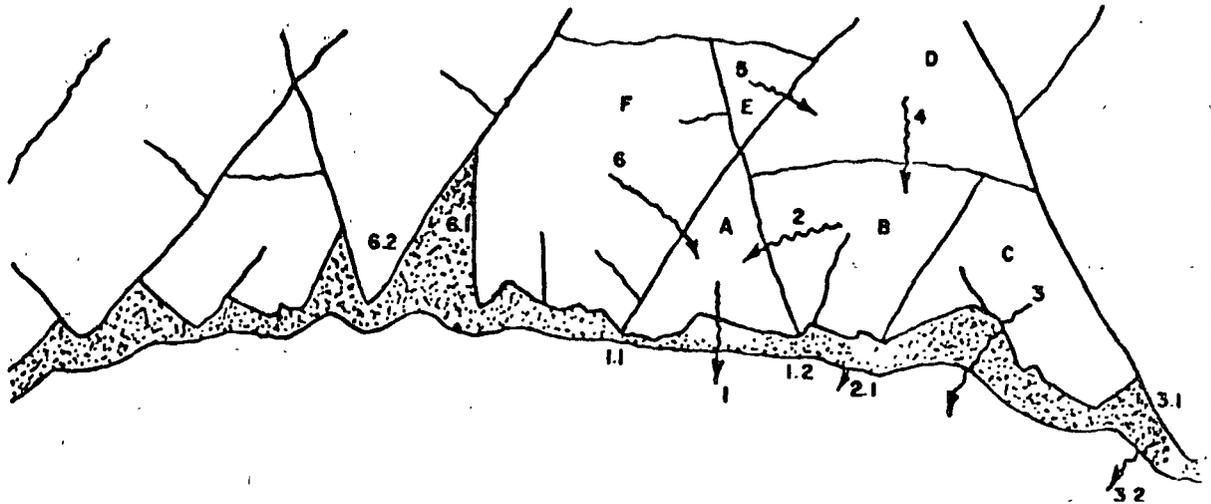


FIG. 17. - ANCLA DE FRICCIÓN.



- Paso No. 1. - El bloque A. cae por falla al cortante del concreto lanzado en 1.1 y 1.2.
2. - El bloque B gira hacia la izquierda y cae, fallando el concreto lanzado por tensión en 2.1.
3. - El bloque C gira hacia la izquierda y cae rompiendo la adherencia entre el concreto lanzado y la roca en 3.1.
4. - El bloque D cae seguido por el bloque E.
5. - El bloque F gira a la derecha y cae rompiendo la débil adherencia entre el concreto lanzado y la arcilla que se intemperizó a lo largo de la fractura en 6.1 y 6.2.

FIG. 18. - FALLA PROGRESIVA EN ROCA SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO

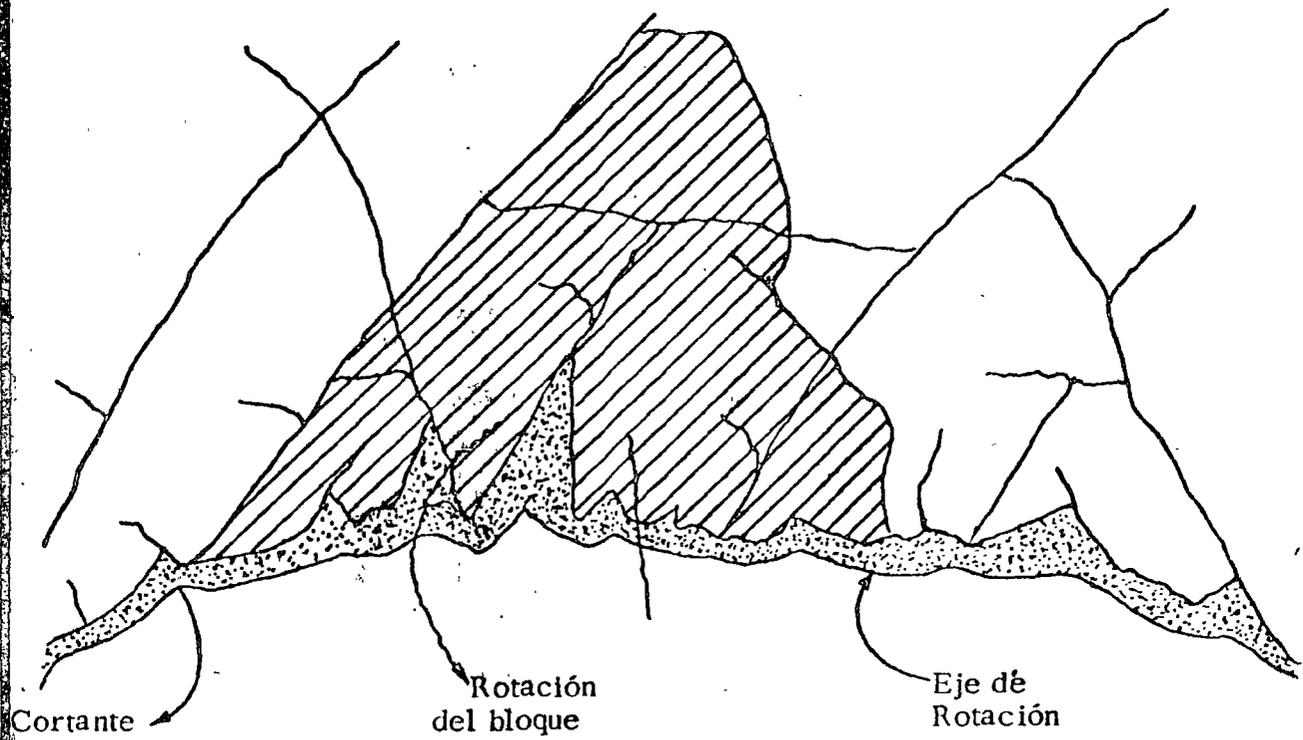


FIG. 19. -FALLA POR ROTACION DE GRANDES BLOQUES -
EN ROCA SOPORTADA CON CONCRETO LANZADO.

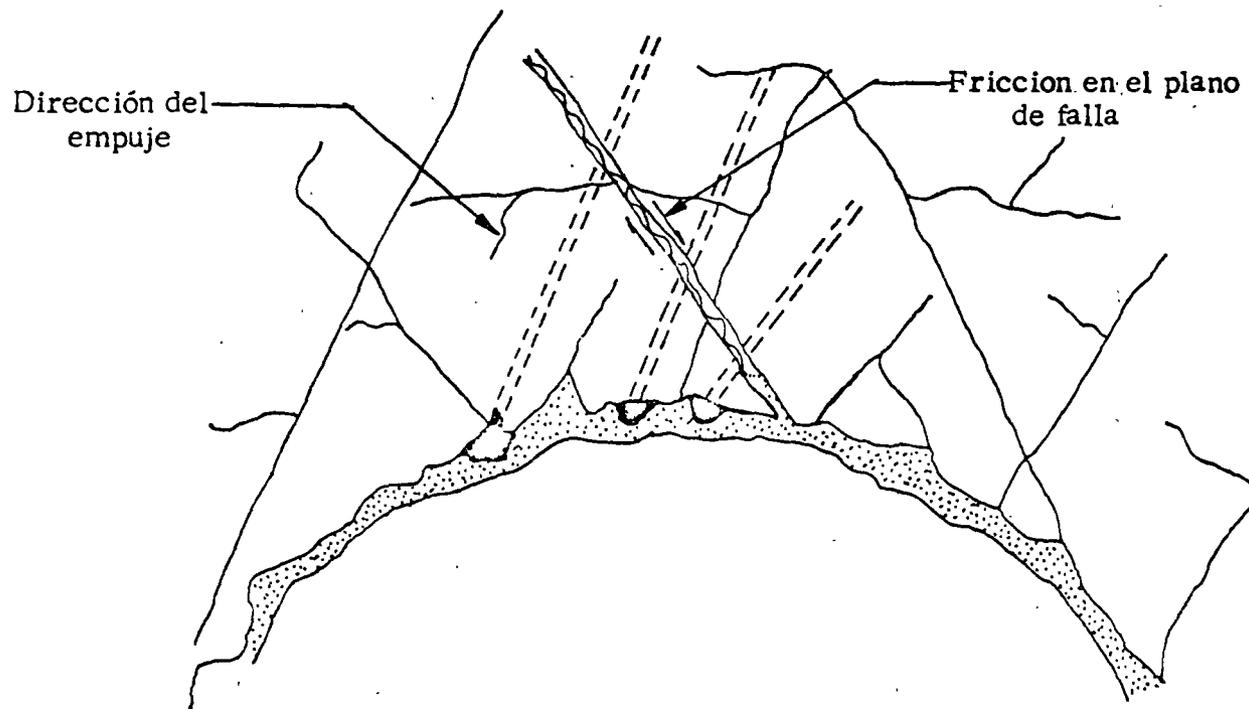
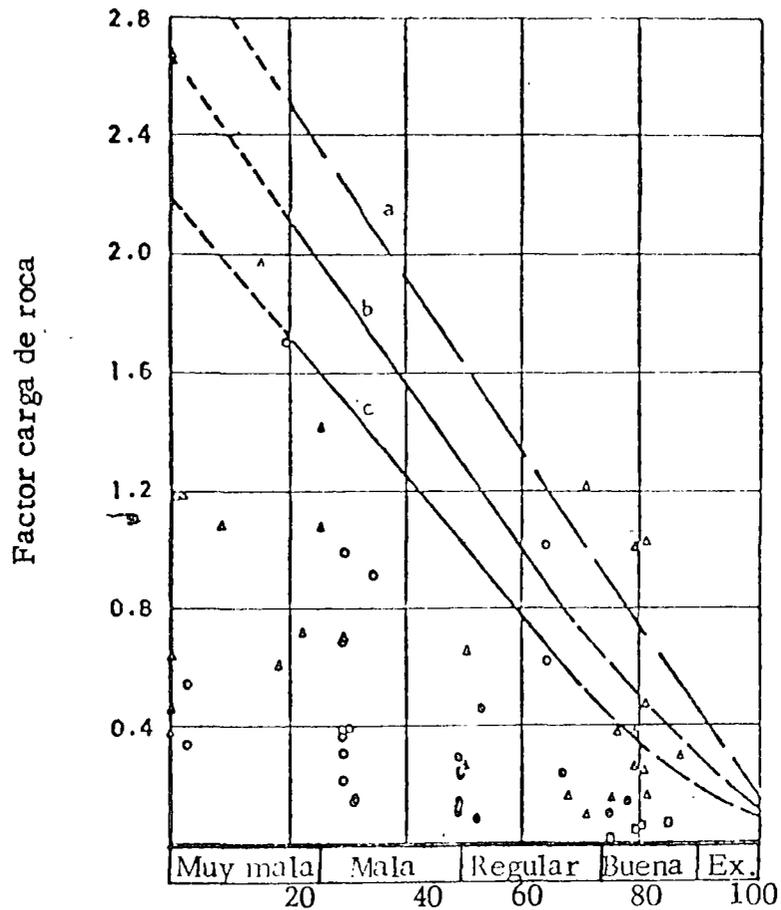


FIG. 20. - FÁLLA POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE UNA SUPERFICIE DE DEBILIDAD.



R. Q. D.

Ikeda, et al, 1966

Terrametrics, 1965

Terrametrics, 1965 a

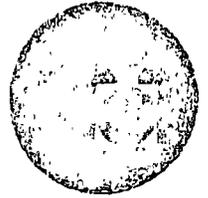
Deere, 1969

- a - Promedio para el factor carga de roca de Terzaghi
- b - Recomendado para marcos metálicos, túneles convencionales
- c - Recomendado para marcos metálicos, túneles con perforadora integral.

FIG. 21. - RELACION ENTRE EL RQD Y LOS FACTORES DE CARGA DE ROCA.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS

PRESAS DE TIERRA

AGOSTO, 1978.

CAPITULO 2

Tipos de cortina

INTRODUCCIÓN

Se construyen presas para crear un lago artificial o derivar el río a una cota prefijada, con objeto de almacenar o captar los escurrimientos y regar tierras o generar energía, o bien, dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales. También sirven para regularizar el flujo de una corriente que provoca inundaciones en predios o poblados. Dichas estructuras no siempre responden a solo una de las finalidades antes enumeradas, más bien se proyectan para funciones múltiples coordinando los servicios de riego, electrificación y regularización de avenidas, con miras al desarrollo integral de una región.

De lo anterior se infiere que la presa es el resultado de un estudio general, en el que intervienen las características del río, la geología de la región, la existencia de sitios apropiados para crear el embalse y cimentar la obra, de tierras de labor o necesidades de energía en la región, o bien de poblaciones que proteger o dotar de agua. En lo que se refiere a la presa propiamente dicha, los estudios generales comprenden la selección del tipo de estructura, la disposición preliminar de las partes integrantes (cortina, obra de toma, vertedor, desvío, casa de máquinas, etc.), y una estimación global de su costo. Finalizada la fase de planeación y anteproyecto se procede al estudio detallado de la obra, cuya finalidad es elaborar los planos de construcción. Tanto esta etapa como la primera se apoyan en trabajos de diversa índole: topográficos, geológicos, hidráulicos, estructurales y de resistencia de materiales, incluyendo los de mecánica de suelos y de rocas. La utilidad de la inversión depende de la acuciosidad con que se realicen estas investigaciones. No son pocos los casos en que se ha tenido que abandonar una obra parcialmente ejecutada por falla fundamental en alguno de los aspectos antes citados, y es frecuente el incremento de las inversiones por cambios importantes en el proyecto durante la construcción;

sin embargo, hay imprevistos que deben imputarse a lagunas en nuestro conocimiento actual de los problemas que plantea la naturaleza a esta clase de obras.

Como en otros trabajos de ingeniería, la selección del tipo de presa y sus obras auxiliares debe hacerse con base en un criterio predominantemente económico. Por supuesto, las alternativas que se estudien tienen que ser comparables en cuanto a lograr las finalidades previstas. Esta condición no es obvia. En general, no se cuenta con la información adecuada para analizar correctamente los problemas asociados a la presa ni prever las consecuencias de su construcción. Por ejemplo, son escasos los datos sobre escurrimientos y avenidas de muchos ríos; ocasionalmente se ha proyectado con registros de un número limitado de estaciones pluviométricas o que operaron en un periodo muy corto; en otros casos hubo necesidad de cambiar totalmente el proyecto porque los datos de la exploración geológica estaban equivocados; errores de topografía han obligado a aumentar la altura de la cortina o sustancialmente el vertedor. Pero esta etapa se va superando. Con el tiempo transcurrido desde que se impulsa en México el desarrollo de las obras hidráulicas, 40 años aproximadamente, se ha ido completando la información hidrológica, geológica y sísmica del país, y se ha adquirido la experiencia que los diversos aspectos del proyecto demandan para llevarlo a cabo con grandes probabilidades de éxito.

En apoyo de esta afirmación, se pueden citar las siguientes cifras estadísticas relativas a la construcción de presas en el país:

Número de presas mayores de 15 m de altura	90
Falla total	2
Destrucción parcial sin involucrar otras propiedades o vidas	3
Desperfectos que ameritaron reparación mayor	6

Fallas de proyecto que limitaron en forma importante la utilidad de la obra

3

2.1 NOTA HISTÓRICA

La presa de tierra es posiblemente una de las estructuras más antiguas construidas por el hombre. Se sabe que los chinos, antes de la era cristiana, ya tenían bordos de gran longitud y compactaban la tierra con varas de carrizo manejadas por verdaderos ejércitos humanos.

Los hindúes desarrollaron este tipo de obra desde el año 500 AC y construyeron la presa Madduk-Masur, de 33 m de altura, hace 45 décadas. Se destruyó por carencia de vertedor.

Los aztecas, bajo la dirección de Netzahualcóyotl, 1450 DC, hicieron estas construcciones en el Valle de México para protegerse de inundaciones, siendo el albaradón que dividía los lagos de Texcoco y Xaltocan una de esas estructuras.

En 1789 quedó terminada la presa Estrecho de Riente, España, de 45 m de altura; su falla en 1802 desalentó a los ingenieros europeos, que hasta época reciente solo recurrían a este tipo de presa en valles anchos y cuando la altura requerida era relativamente pequeña.

A principios del siglo pasado, se empezaron a construir pequeñas presas de tierra en Estados Unidos de Norteamérica, principalmente en la región oeste, para abastecimiento de agua (San Francisco). En realidad, se popularizan estas construcciones con la expansión del riego en los últimos 40 años. Una trayectoria semejante se registra en México, a raíz de la creación de la Comisión Nacional de Irrigación en 1926 (hoy Secretaría de Recursos Hidráulicos). Esta dependencia gubernamental ha construido la mayoría de las presas de México; sin embargo, en las dos últimas décadas, la Comisión Federal de Electricidad también ha realizado obras de este tipo con fines de generación de energía. Además, la Secretaría de Agricultura y Ganadería ha contribuido a su desarrollo con obras más bien de tamaño reducido (pequeñas presas, bordos y cajas de agua).

2.2 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

La mayoría de los términos que se utilizarán frecuentemente en este libro aparecen ilustrados en la fig 2.1 y se describen a continuación. Otros que son propios de cortinas menos típicas, se irán definiendo a medida que sea necesario.

Cortina o presa. Ambos términos se emplearán como sinónimos, para designar la estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua o derivar el río. En algunos casos, a fin de evitar excesivas repeticiones, se usará la palabra *terra-plén*.

Boquilla o sitio. Lugar escogido para construir la cortina.

Sección de la cortina. En general, es cualquier corte transversal de la presa; pero a menos que se especifique la estación o cadenamamiento de dicho corte, es la sección de máxima altura de la cortina.

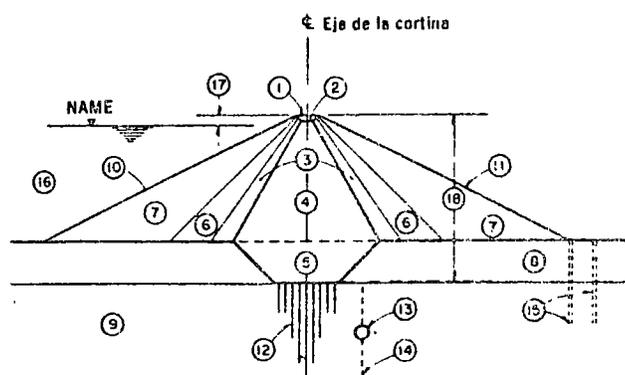
Altura de la cortina. Se define como la distancia vertical máxima entre la corona y la cimentación, la cual no necesariamente coincide con la medida desde el cauce del río, por la presencia de depósitos aluviales.

Corona o cresta. Es la superficie superior de la cortina que, en ciertos casos, puede alojar a una carretera o la vía de un ferrocarril; normalmente, es parte de la protección de la presa contra oleaje y sismo, y sirve de acceso a otras estructuras.

Talud. Es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina o con el medio circundante. Se medirá por la relación de longitudes entre el cateto horizontal y el vertical; por ejemplo, un talud 3.5:1 significa que la cotangente del ángulo que forma el plano o traza con la horizontal es de 3.5.

Corazón impermeable. También llamado *núcleo de tierra*, es el elemento de la presa que cierra el valle al paso del agua contenida en el *embalse o vaso*.

Respaldos permeables. Son las masas granulares que integran, con el corazón impermeable, la sección de la cortina. Pueden estar formados,



NOMENCLATURA

- | | |
|--------------------------------|---------------------------|
| ① Cresta o corona | ⑩ Talud aguas arriba |
| ② Revestimiento de la corona | ⑪ Talud aguas abajo |
| ③ Filtros | ⑫ Pantalla de inyecciones |
| ④ Corazón o núcleo impermeable | ⑬ Galería |
| ⑤ Trincheras | ⑭ Drenas |
| ⑥ Transiciones | ⑮ Pozos de alivio |
| ⑦ Enrocamientos | ⑯ Embalse o vaso |
| ⑧ Depósito aluvial | ⑰ Bordo libre |
| ⑨ Roca basal | ⑱ Altura de la cortina |

Fig 2.1 Definiciones

como en el caso de la fig 2.1, por filtros, transiciones y enrocamientos.

NAME. Abreviación del nivel de aguas, máximo extraordinario, es la elevación del agua en el vaso cuando la presa está llena y además funciona el vertedor a su máxima capacidad. Hay otros niveles usuales en presas, como son el de aguas máximas ordinarias (CV), el nivel medio de operación, el mínimo de operación y el máximo de azolves. La diferencia entre la elevación de la corona y el NAME es el *bordo libre*.

2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS CORTINAS

Atendiendo al procedimiento de construcción, son dos los tipos de cortina: la de relleno hidráulico y la de materiales compactados.

2.3.1 Presas de relleno hidráulico. Su característica fundamental es que los materiales integrantes de la sección, incluyendo los finos del corazón y los granulares relativamente gruesos de los respaldos permeables, son atacados en la cantera, conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos. Con la creación de un estanque al centro del terraplén y canales de distribución que parten de los taludes exteriores, se logra una disposición adecuada del material explotado en cantera. Manteniendo un control estricto de las pendientes en los canales de distribución, los fragmentos más gruesos se depositan en la vecindad de los taludes exteriores, la fracción arcillosa o limosa se sedimenta en la parte central, y entre esta y la masa granular queda una zona de transición (fig 2.2). Teóricamente la solución es atractiva. En la práctica, son varios los factores que influyen en la construcción de la estructura, algunos de ellos de difícil vigilancia. A principios de siglo, ingenieros ingleses introdujeron en México este tipo de presa (Laguna, Los Reyes, Nexapa, Tenango y Necaxa del sistema Necaxa, CLF*).

Cantera. Debe prestarse a un ataque hidráulico con "chiflones" o "monitores", tener composición granulométrica aceptable y homogénea. Estos dos últimos requisitos son indispensables. El primero puede sustituirse por una explotación a base de explosivos, realizada en forma racional para obtener el producto buscado. Pero no todas las canteras pueden servir a este propósito, y antes de tomar una decisión es necesario hacer pruebas en el campo, suficientemente amplias para que resulten representativas de una explotación en gran escala y permitan determinar variaciones en la composición del material.

Transporte. Para que la conducción de los materiales pueda realizarse económicamente por medio de una corriente de agua, se requiere dis-

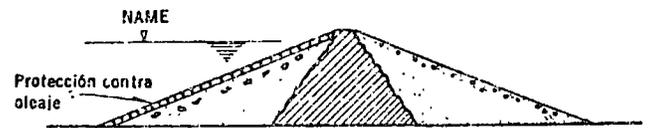


Fig 2.2 Presa de relleno hidráulico

poner de un desnivel entre la cantera y la cortina, adecuado para mantener una velocidad alta. Esta limita el tamaño máximo de los fragmentos que se incorporan a la presa. Como no siempre existe dicha condición, puede ser costoso explotar la cantera con explosivos, cargar el producto en camiones, transportarlo a la cortina y formar en ella montones que se atacan con chiflones para repartir el material por sedimentación, desde los taludes exteriores hacia el centro de la sección. Este procedimiento, conocido con el nombre de semihidráulico, es más caro, pero tiene ventajas importantes sobre el anterior, al permitir clasificar los materiales en el camión y distribuirlos mejor en el sitio.

Terraplén. Puesto que la colocación de los materiales en la cortina se realiza por sedimentación, debe ser estricto el control de la velocidad del agua en las diferentes partes de la cortina; de otro modo, puede presentarse el caso de que se deposite al centro una capa de arena, o bien, se formen lentes de este material. Las fronteras de lo que debe considerarse el núcleo impermeable y las secciones permeables son, en general, variables. Las oscilaciones son causadas por cambios en la composición de la cantera y fallas de vigilancia en las pendientes de los canales de distribución y del terreno sobre el que escurre la suspensión del material.

Sección de la cortina. El corte que se muestra en la fig 2.2 es típico de este tipo de estructura. No sería posible destacar en forma precisa las fronteras de los diversos materiales componentes, pues debido al procedimiento de colocación, de los tamaños grandes se pasa gradualmente al suelo fino que ocupa la zona central.

Para hacer verificaciones de estabilidad, es indispensable determinar el límite entre los materiales granulares y los cohesivos, indicado en la figura con líneas irregulares. La ubicación de estas fronteras se obtiene a partir de la composición granulométrica media del material que se va a usar en la construcción, estableciendo la proporción en que se encuentran los dos tipos de suelo. De acuerdo con la clasificación del MIT, si la granulometría es la que aparece en la fig 2.3 con las desviaciones señaladas por las curvas adyacentes, se concluye que el corazón tendría taludes de 0.5:1, en promedio, con valores extremos probables de 0.60:1 y 0.35:1. La separación de los materiales friccionantes y cohesivos corresponde al tamaño de 0.06 mm, o sea a la división entre limos y arenas finas. Los taludes

* CLF, Compañía de Luz y Fuerza.

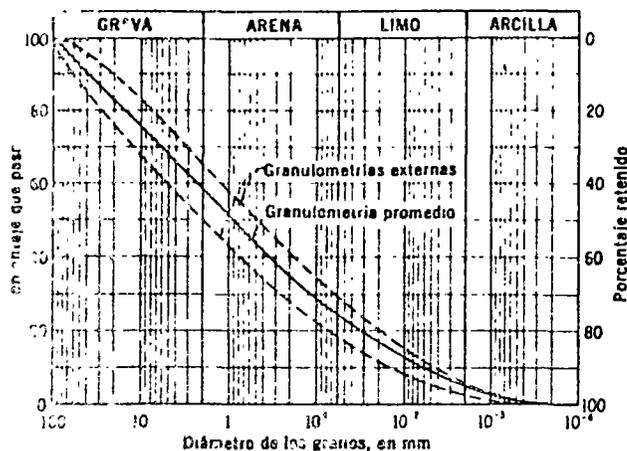


Fig. 2.3 Granulometrías

exterior del ejemplo son conocidos de antemano, así como las relaciones de vacíos de las diferentes fracciones separadas por sedimentación.

Las consecuencias de una variación importante en la cantera, o bien, de un control deficiente de la distribución del material en la cortina, se muestran en la fig. 2.4.

Nota. La disponibilidad de materiales, equipo y personal experimentado, pueden hacer que este procedimiento de construcción resulte atractivo por razones de costo. Sin embargo, son varias las desventajas que ameritan análisis. La más importante es que todos los materiales son colocados en estado suelto. Por tanto, puede decirse que la resistencia al corte es menor y tanto la compresibilidad como la susceptibilidad a licuación, mayores que en cortinas de materiales compactados. En general, el volumen de una presa construida por este método es superior que otra de la misma altura realizada compactando los materiales. Las fallas de las presas de relleno hidráulico, Fort Peck en EUA y Necaxa en México, han desprestigiado este tipo de construcción.

El abaratamiento de los costos de colocación por capas y el desarrollo de equipos de compactación cada vez más eficientes, han contribuido a que la alternativa de presa de relleno hidráulico haya quedado relegada al olvido, en las dos últimas décadas; sin embargo, existe la tendencia a revivir el método aplicando nuevas técnicas de colocación y compactación de los materiales bajo agua para formar zonas que resulten impermeables (presa Aswan, Egipto).

2.3.2 Presas de materiales compactados. La compactación de la tierra fue aplicada en Europa a

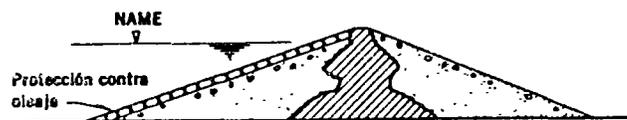


Fig. 2.4 Defectos en una presa de relleno hidráulico

principios del siglo XIX. En Inglaterra, hacia 1820, se usaron rebaños de ovejas; posteriormente, rodillos pesados de concreto o fierro. Dicha práctica fue llevada a California, EUA, por ingenieros europeos y aplicada en 1860. En ese mismo Estado se desarrolló el rodillo pata-de-cabra (1905), con clavos de durmiente de unos 15 cm de longitud. Los resultados fueron satisfactorios y en 1907 se compactó la presa Drum con este tipo de rodillo.

En esa época no se conocía la influencia del contenido de agua del suelo en la compactación. Varias presas construidas en Estados Unidos colocando la tierra sin controlar la humedad fallaron al entrar en operación; en la actualidad se supone que la estructura tenía capas compactadas en estado seco y otras húmedas construidas durante el periodo de lluvias. En EUA nacieron varias tendencias al respecto, una propiciando la colocación de la tierra con tal contenido de agua que era realmente lodo, y otra, aceptando el suelo en su condición natural, que en las zonas áridas está muy próximo al estado seco. Por su interés histórico, son dignas de atención las notas de Sherard (1952) en su tesis doctoral sobre el comportamiento de presas de tierra. Hasta que Proctor publicó en 1933 los resultados de sus estudios sobre compactación, los ingenieros comprendieron la importancia de ciertos parámetros como la humedad óptima y la energía de compactación en las propiedades mecánicas de los suelos. Los nuevos conceptos tuvieron una difusión rápida y, con variantes que se analizarán al estudiar el tema en el cap 9, su aplicación en las obras de tierra es universal. En México, desde la creación de Ingeniería Experimental, Comisión Nacional de Irrigación (1936), se impone el requisito de la compactación para construir las terracerías de obras hidráulicas.

Pronto se comprendió que no había razón para colocar los filtros y las transiciones sin compactar, y se desarrollaron rodillos vibratorios de cuadrados para este trabajo. Pocas son las estructuras de México que se han construido con especificaciones definidas al respecto. Hasta hace una década era usual exigir la colocación en capas de 20 a 30 cm, transitadas con las bandas de un tractor D-8 o equivalente. En las presas Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari), Son., Miguel Hidalgo, Sim y Benito Juárez (El Marqués), Oax., se extiende la norma anterior a las zonas permeables formadas con grava y arena. Finalmente (1960), para las presas El Infiernillo, Mich., y Netzahuacóyotl (Malpaso), Chis., se especifica la compactación de los enrocamientos, aun cuando contengan fragmentos hasta de 50 a 60 cm. de diámetro. La mayoría de las estructuras descritas al final de este capítulo, tienen enrocamientos colocados a volteo, en capas de espesor variable entre 2.5 y 5.0 m, extendidas con tractor. Las especificaciones



Fig 2.5 Presa homogénea

nes de presas en construcción desde 1970, disponen que las zonas de grava y arena o enrocamientos con partículas de tamaño menor de 30 cm, se coloquen en capas de 50 cm de espesor y compacten con rodillo liso vibratorio de 10 ton.

Esto da una idea de la evolución observada en las presas de materiales compactados. Dicho desarrollo está ligado estrechamente a los estudios de laboratorio sobre las propiedades de suelos sometidos a compactación (cap. 9) y, desde hace menos de una década, a las investigaciones del mismo tipo aplicadas a suelos granulares gruesos (cap. 10). Paralelamente se construyen equipos adecuados, tales como rodillos pata-de-cabra, lisos, con vibradores y sin ellos, de llantas de hule, algunos que pesan 10 ton; pisones neumáticos; tractores con banda metálica o llanta neumática, etc. Estos, conjuntamente con la fabricación de camiones veloces de gran tamaño (17 m³ de capacidad), palas mecánicas y cargadores eficientes, y el desarrollo de métodos más racionales para la explotación de la roca, han permitido reducir los costos y al mismo tiempo construir las presas en lapsos más cortos.

Las características de la sección en una presa de materiales compactados dependen de la disponibilidad de suelos y roca, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas. A continuación se describen secciones típicas y se indican las razones principales que influyen en su elección.

2.3.3 Presa homogénea. Construida casi exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba (fig. 2.5). Fue el tipo usual de estructura en el siglo pasado. Por condiciones propias de la cimentación y de los materiales disponibles se construyen cortinas importantes de este tipo en la actualidad, con algunas modificaciones que se indican a continuación.

2.3.4 Presa homogénea con filtros. Con objeto de que el flujo de agua a través de la masa de tierra no intercepte el talud de aguas abajo, con los inconvenientes que se analizarán en el cap. 5, la versión moderna de la presa homogénea es la que se muestra en la fig. 2.6. Tiene en la base



Fig 2.6 Presa homogénea con filtro horizontal

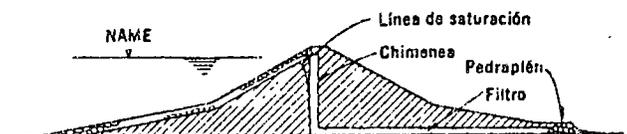


Fig 2.7 Presa homogénea con filtros vertical y horizontal

del terraplén un filtro formado con arena bien graduada; el espesor y la longitud de este elemento son susceptibles de diseño mediante estudios del flujo en la masa de tierra.

Cuando los materiales que se usan en la cortina son sensibles al agrietamiento y la presa se cimenta sobre suelos compresibles o existen otras razones para prever la formación de grietas en el terraplén, se ha incluido en él un dren vertical o chimenea (fig. 2.7) que se conecta a un filtro horizontal, o bien a un sistema de drenes alojados en la cimentación. Se interceptan así las grietas transversales a la cortina, y el agua que pueda circular por ellas es conducida por los drenes aguas abajo, sin correr el riesgo de una peligrosa tubificación en la masa de tierra.

Una condición de trabajo importante en las presas homogéneas es el "vaciado rápido". La acción tiene lugar en el talud de aguas arriba; al tratar el problema en los caps. 4 y 5 se estudiarán los métodos para determinar su efecto en la estabilidad. En época reciente se ha recurrido a la colocación de filtros en el interior de la masa próxima al paramento mojado (fig. 2.8), para reducir las fuerzas de filtración en dicho talud.

2.3.5 Presa de materiales graduados. Se ha dado este nombre a las presas en que los materiales se distribuyen en forma gradual, de los suelos finos en el corazón, pasando por los filtros y transiciones a los enrocamientos, en los que también se trata de colocar el material respetando la misma idea. Esto no siempre puede lograrse, pues depende de que se tenga en el sitio la serie de materiales antes enumerados (fig. 2.9). Este tipo ha sido el preferido por los ingenieros mexicanos, y en general la sección es simétrica.

2.3.6 Presas de enrocamiento. Las masas de roca en estas presas son voluminosas comparadas con el corazón impermeable. Este puede ocupar la parte central (fig. 2.10) o bien ser inclinado hacia aguas abajo (fig. 2.11). Se prefiere dicha forma por su facilidad de construcción, pues disminuyen las interferencias del tránsito de

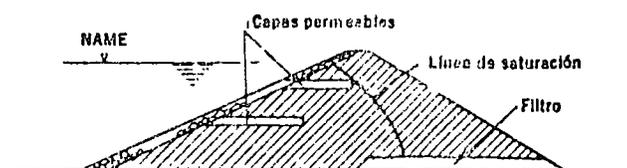


Fig 2.8 Presa homogénea con filtros aguas arriba y aguas abajo

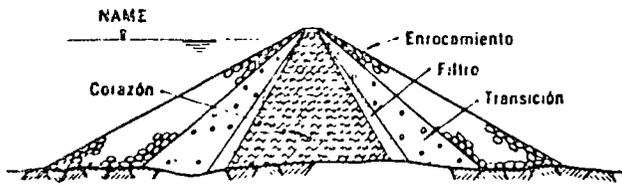


Fig. 2.9 Presa de materiales graduados

equipo dentro de la cortina, y en algunos casos el programa respectivo se adapta mejor a las condiciones climáticas del lugar. Debe tenerse presente que la roca puede colocarse en época de lluvias o nieve, mientras que ese trabajo es prácticamente imposible en el corazón, a menos que el proyecto de la cortina tolere fuertes discrepancias en la humedad del suelo o se adopten precauciones especiales.

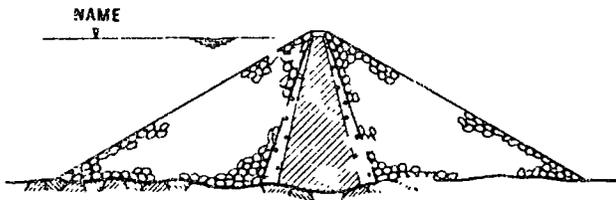


Fig. 2.10 Presa de enrocamiento, corazón vertical

Un caso límite de este tipo es la presa de enrocamiento con pantalla impermeable, sea de concreto o de asfalto, en el paramento mojado (fig. 2.12). También se han construido estructuras con un muro de concreto o mampostería, lleno o celular, al centro (fig. 2.13). Un problema típico de las primeras es la junta de la pantalla con la cimentación y empotramientos. Los asentamientos diferenciales son causa de roturas en la unión y por tanto de filtraciones. Este problema es de tal importancia que, en México, a menos que sea factible vaciar la presa para realizar reparaciones después de los primeros años de funcionamiento, no es un diseño aceptable. Por razones semejantes, los muros interiores sufren fracturamiento y siempre acusan filtraciones. La compactación de los enrocamientos puede ocasionar que, en un futuro no lejano, dichos problemas se reduzcan a su mínima expresión y resulte una solución conveniente.

Las presas de enrocamiento con corazón de tierra compactada, central o inclinado, son las más altas ejecutadas por el hombre. En la URSS, la presa Nurek, actualmente en construcción, tendrá

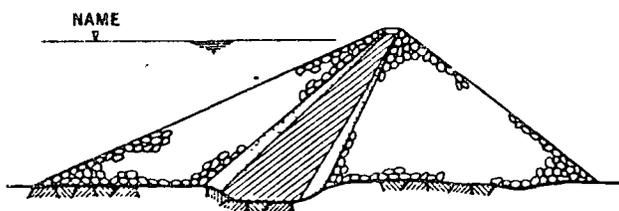


Fig. 2.11 Presa de enrocamiento, corazón inclinado

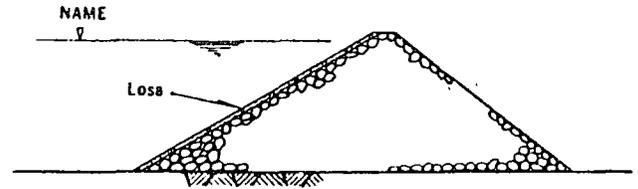


Fig. 2.12 Presa de enrocamiento con losa de concreto o asfalto (cimentación rígida)

300 m de altura; la de Oroville, en EUA, y Mica en Canadá son de más de 200 m sobre el lecho del río; en México, las presas de El Infiernillo, La Angostura y Netzahualcóyotl alcanzan cerca de 150 m; Furnas, en Brasil, de corazón inclinado, es de 130 m aproximadamente.

2.3.7 Presas con delantal o con pantalla. Es frecuente encontrar depósitos de aluvión permeables en el cauce del río. Cuando su espesor es menor de 20 m, se prefiere llevar el corazón impermeable hasta la roca mediante una trinchera (fig. 2.14), como en el caso de las presas Alvaro Obregón, Son. y El Infiernillo sobre el río Balsas. Pero si tales depósitos son gruesos o muy permeables, como ocurre en la presa Abelardo L.

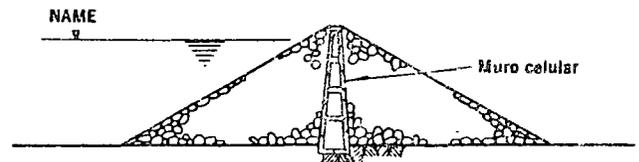


Fig. 2.13 Presa de enrocamiento con muro celular (cimentación rígida)

Rodríguez, Son., y José M. Morelos (La Villita), Mich., ambos del orden de 80 m de espesor y coeficientes de permeabilidad de 10^{-1} y 1 cm/seg en promedio, respectivamente, no sería económico excavar trincheras. Entonces, hay dos tipos de solución: a) el delantal de arcilla compactada, prolongación horizontal del corazón hacia aguas arriba (fig. 2.15); b) la pantalla impermeable formada a base de inyecciones (Serre Ponçon, Francia), o bien con pilotes o muros de concreto simple colados *in situ* (La Villita), o por último, sustituyendo la grava y arena del río por lodo en una trinchera de 3 m de ancho excavada a través del cauce (Las Tórtolas, Dgo.) (figs. 2.16 a 2.18).

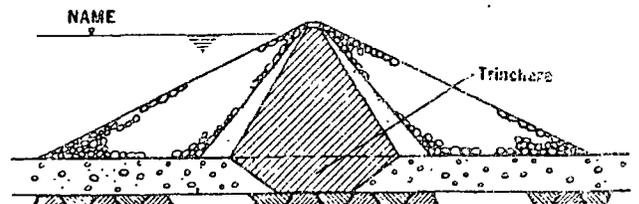


Fig. 2.14 Presa de tierra y enrocamiento con trinchera ($H_c < 20$ m)

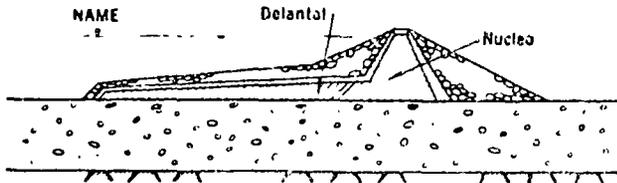
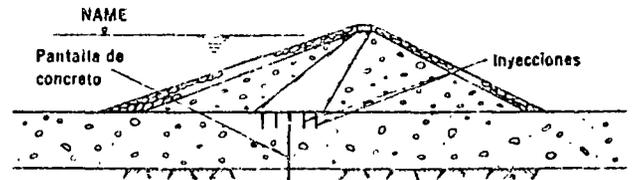
Fig 2.15 Presa con delantal impermeable ($H_p > 20$ m)

Fig 2.17 Pantalla de pilotes o murec, de concreto simple

Los métodos de construcción en los tres casos son muy especializados (de ellos se tratará en el cap 8). La presa de Aswan, en Egipto, combina el delantal de tierra compactada con pantallas de inyecciones.

2.3.8 Comentarios. La adopción de los tipos de presas de tierra y roca descritos responde, más que a una idea preconcebida, a la conveniencia de construir una estructura económica y segura con los materiales que existen en la vecindad de la boquilla, teniendo en cuenta las condiciones geológicas y de cimentación que en ella prevalecen. Por tanto, no es posible anticipar soluciones sin conocer las características de la roca en los empotramientos y el fondo del río, las propiedades mecánicas de los materiales que se van a usar y los volúmenes explotables, así como las condiciones topográficas, hidrológicas y sísmicas del lugar. En suma, dicha solución es consecuencia de los estudios de mecánica de suelos y de rocas aplicados con criterio económico en la obtención de la estructura que mejor satisface las finalidades del proyecto y cumple con requisitos mínimos de seguridad sancionados por la experiencia adquirida previamente en este tipo de obras. Algunos de dichos aspectos se volverán a tratar en el cap 4.

2.4 PRESAS CONSTRUIDAS EN MÉXICO

Dadas las cambiantes condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas en el país, las soluciones que se han adoptado para almacenar o derivar ríos son muy diversas. En este capítulo se describieron cortinas que tipifican dichas soluciones, cuando los materiales más convenientes son suelos y enrocamientos. No se han tratado las presas de concreto, porque su estudio no corresponde a este trabajo, pero debe mencionarse que algunas de ellas son notables por sus dimensiones (El Novillo, Son.; Sta. Rosa, Jal.), o bien, por los problemas involucrados en su diseño (La Soledad, Pue.; Venustiano Carranza, Coah.).

En capítulos subsiguientes, por razones diversas, se irán presentando en forma breve las características de gran número de presas construidas en México. Esta información puede ampliarse recurriendo a las referencias de SRH (1969) y CFE (1969). Para facilitar la labor del lector, en la tabla 2.1 aparece una lista de las principales presas de almacenamiento del país, su ubicación, el tipo, altura y volumen de la cortina, la capacidad del embalse, el propósito y el año en que se terminó la construcción. El mapa que se anexa (fig 2.19) muestra la localización aproximada de dichas obras.

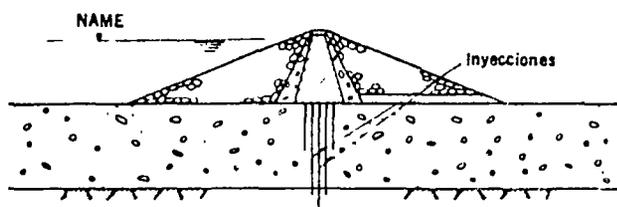


Fig 2.16 Pantalla de inyecciones

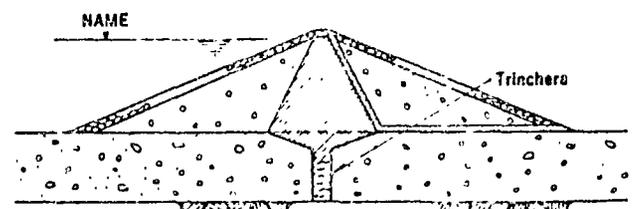


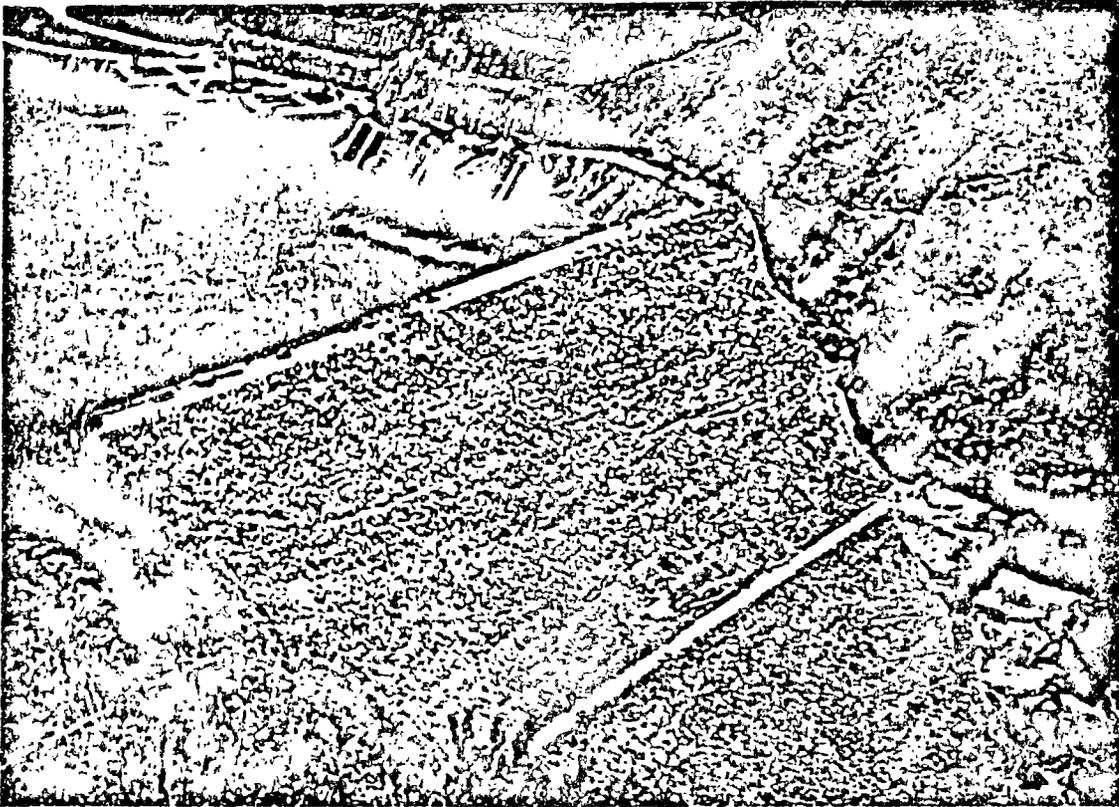
Fig 2.19 Trinchera rellena con lodo

Tabla 2.1. Principales presas de almacenamiento

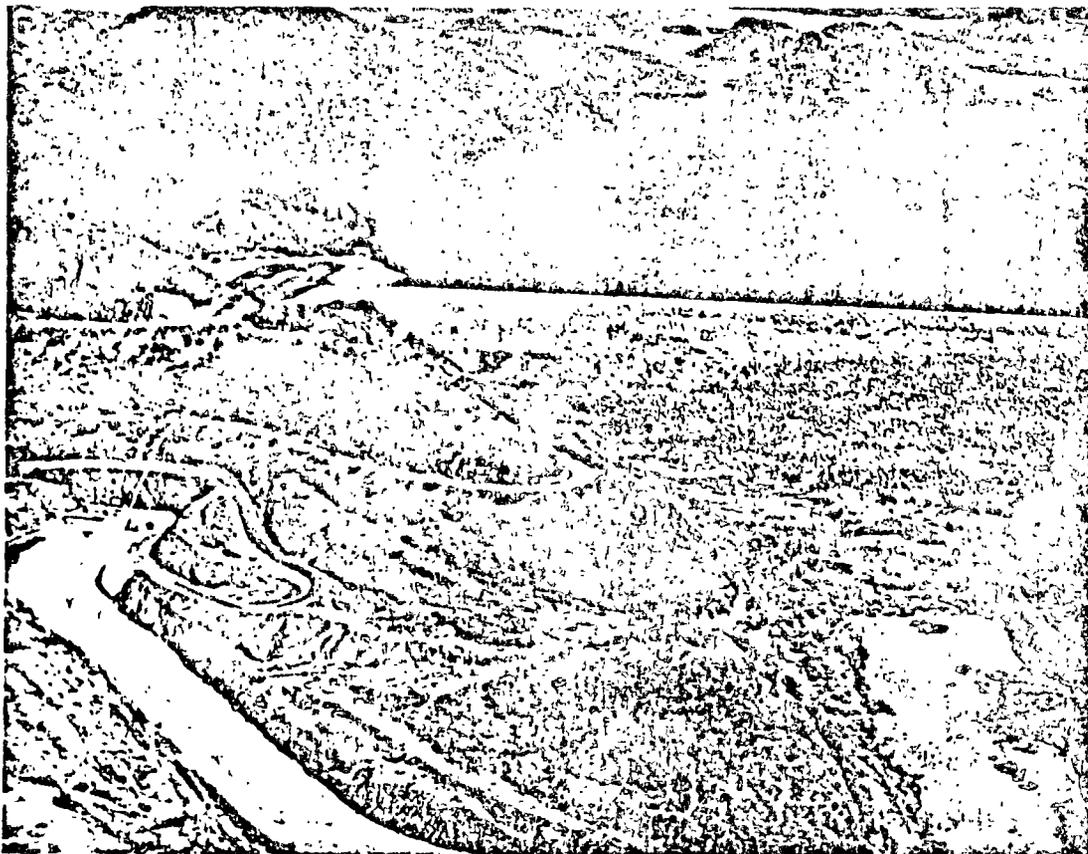
Núm.	Presa	Estado	Río	Cortina				Propósito	Año en que se terminó
				Tipo	H ²	Volumen	Capacidad		
1	La Angostura	Chiapas	Grijalva	Tierra, grava y roca	146	4 500 000	18 200	G-CA	1973
2	El Infiernillo	Mich. Gro.	Balsas	Enrocamiento	145	5 500 000	12 000	G	1963
3	Netzahualcóyotl (Malpaso)	Chiapas	Grijalva	Materiales graduados	138.9	5 100 000	12 800	G-CA	1964
4	El Novillo	Sonora	Yaqui	Bóveda de concreto	135	262 000	3 000	G	1964
5	Santa Rosa	Jalisco	Santiago	Bóveda de concreto	114	93 000	400	G	1963
6	López Mateos (El Humaya)	Sinaloa	Humaya	Materiales graduados	105.5	5 496 400	2 500	R-CA-G	1965
7	Colimilla	Jalisco	Santiago	Arco gravedad	105	60 000	3.5	G	1950
8	Lázaro Cárdenas (El Palmito)	Durango	Nazas	Materiales graduados	95	5 300 000	3 000	R-CA	1946
9	La Angostura	Sonora	Bavispe	Arco gravedad	92	184 000	840	R-G	1942
10	La Soledad	Puebla	Apulco	Bóveda de concreto	91	117 000	60	G	1962
11	Alvaro Obregón (El Oviáchic)	Sonora	Yaqui	Tierra y roca	90	9 756 000	3 000	R-CA-G	1952
12	La Amistad	Coahuila	Bravo	Enrocamiento	87	6 525 700	7 069	R-CA-G	1968
13	Benito Juárez (El Marqués)	Oaxaca	Tehuantepec	Materiales graduados	85.5	2 877 830	1 100	R-CA	1961
14	Manuel Avila Camacho (Valsequillo)	Puebla	Atoyac	Tierra y roca	85	740 000	405	R	1946
15	Miguel Hidalgo (El Mahone)	Sinaloa	Fuerte	Materiales graduados	81	7 700 000	2 300	R-G-CA	1956
16	Sanalona	Sinaloa	Tamazula	Materiales graduados	81	5 093 000	845	R-CA	1948
17	Presidente Alemán (El Temascal)	Oaxaca	Tonto	Tierra y roca	76	9 338 062	8 000	R-CA-G	1955
18	Cupatitzio	Michoacán	Cupatitzio	Enrocamiento	76	726 000	5.3	G	1950
19	La Boquilla	Chihuahua	Conchos	Gravedad de mampostería	74	450 000	3 000	R-G	1910
20	Ruiz Cortines (Mocúzari)	Sonora	Mayo	Materiales graduados	72	5 836 288	1 000	R-CA-G	1955
21	Rodríguez	Baja California	Tijuana	Ambursen	72	186 500	137	R-CA-AA	1937
22	Guadalupe Victoria (El Tunal)	Durango	El Tunal	Materiales graduados	71.1	1 296 850	82	R-CA	1962
23	Tacotán	Jalisco	Ayuquila	Tierra y roca	68.5	1 790 000	150	R-CA-G	1958
24	El Bosque	Michoacán	Zitácuaro	Tierra y roca	68	614 000	225	G	1954
25	Vicente Guerrero (Palos Altos)	Guerrero	Poliutla	Enrocamiento	67.5	2 730 000	300	R	1968
26	Calles	Aguascalientes	Santiago	Arco gravedad	67	46 000	340	R-CA	1931
27	San Ildefonso	México	Prieto	Enrocamiento	62	370 000	52	R-CA	1942
28	Luis L. León (El Granero)	Chihuahua	Conchos	Enrocamiento	62	1 735 000	350	R-CA	1967
29	Las Adjuntas	Tamaulipas	Soto la Marina	Enrocamiento	62	1 536 205	5 283	R	
30	José María Morelos (La Villita)	Mich. Gro.	Balsas	Enrocamiento	60	3 510 000	710	R-CA-G	1967
31	Endó	Hidalgo	Tula	Tierra y roca	60	1 820 515	182	R	1951
32	Chihuahua	Chihuahua	Chuviscar	Materiales graduados	58	667 350	32.3	CA-AA	1964
33	Francisco I. Madero	Chihuahua	Conchos	Contrafuertes de cabeza redonda	57	126 300	425	R	1949
34	Francisco Villa (El Bosque)	Durango	Poanas	Enrocamiento	56	1 053 000	78.7	R	1968
35	El Tintero	Chihuahua	Santa María	Tierra y roca	56	596 950	130	R-CA	1950
36	Necaxa	Puebla	Necaxa	Relleno hidráulico	56	1 633 683	42.9	G	1912
37	Cuauhtémoc (Santa Teresa)	Sonora	Altar	Tierra y roca	54	693 300	45	R-CA	1950
38	Huichapan	Hidalgo	Arroyo Hondo	Enrocamiento	53	210 650	25	R	1939
39	Solis	Guanajuato	Lerma	Tierra y roca	51.7	1 980 941	800	R-CA-G	1949
40	Falcón	Tamaulipas	Bravo	Materiales graduados	50	9 240 000	5 038	R-CA-G	1953
41	La Venta	Guerrero	Papagayo	Gravedad de concreto	50	20 800	37	G	1963
42	Valle de Bravo	México	Valle de Bravo	Tierra y roca	49	295 000	400	G	1947
43	Marte R. Gómez (El Azúcar)	Tamaulipas	San Juan	Materiales graduados	49	5 563 684	1 080	R-CA	1946
44	Miguel Alemán (Excarné)	Zacatecas	Tlatenango	Tierra y roca	48	360 000	60.8	R-CA-G	1949
45	Villa Victoria	México	San José Malacatepec	Gravedad y dique de tierra	47	100 000	210	G	1944

46	El Chique	Zacatecas	Juchipila	Gravedad	47	28 071	64	R-CA-G	1958
47	Las Lajas	Chihuahua	El Carmen	Enrocamiento	47	805 000	91	R	1966
48	La Soledad	Guanajuato	Santa Ana	Tierra y roca	46	280 300	2.4	AA	1955
49	Zicuirán	Michoacán	Zicuirán	Enrocamiento	46	277 636	50	R	1957
50	Cointzio	Michoacán	Grande de Morelia	Tierra	46	604 726	66.5	R-CA-G-AA	1939
51	J. Ortiz de Domínguez (El Sabino)	Sinaloa	Alamos	Enrocamiento	44	4 998 600	607	R	1968
52	La Intermedia	Jalisco	Santiago	Gravedad de mampostería	44	70 000	1.5	G	1962
53	Jocoqui	Aguascalientes	Santiago	Bóvedas múltiples	44	23 860	10	R	1929
54	Cuarenta	Jalisco	Lagos	Tierra y roca	42	601 640	30	R-CA	1949
55	Leobardo Reynoso (Trujillo)	Zacatecas	Los Lazos	Tierra y roca	40	476 620	75	R	1949
56	Abraham González (Chihuahua)	Chihuahua	Papigachic	Materiales graduados	39.5	367 300	70	R-CA	1961
57	Francisco Zarco (Las Tórtolas)	Durango	Nazas	Enrocamiento	39.5	969 435	438	CA	1968
58	Taxhimay	México	Tepeji	Enrocamiento	39	112 387	50	R	1934
59	La Codorniz	Aguascalientes	La Labor	Enrocamiento	36	372 950	5.4	R	1967
60	Abelardo L. Rodríguez (Hermosillo)	Sonora	Sonora	Tierra	36	3 092 000	250	R-CA	1948
61	Constitución de 1917	Querétaro	Arroyo del Caracol	Tierra y grava	35	2 314 000	65	R	1970
62	Venustiano Carranza (Don Martín)	Coahuila	Salado	Tierra y contrafuertes de cabeza redonda	35	997 000	1 385	R-CA	1932
63	Valerio Trujano (Tepecoacuilco)	Guerrero	Tepecoacuilco	Materiales graduados	33.3	943 800	39	R	1964
64	Pabellón	Aguascalientes	Pabellón	Arco	33	2 300	1	R	1931
65	Aívaro Obregón (Las Palomas)	San Luis Potosí	Alaquines	Materiales graduados	33	405 000	4	R	1939
66	Requena	Hidalgo	Tepeji	Tierra y enrocamiento	32.9	177 350	71	R-CA	1926
67	La Calera	Guerrero	Del Oro	Materiales graduados	31.8	406 850	65	R	1964
68	Danxho	México	Coscomate	Tierra y roca	31	336 900	22.6	R	1949
69	Urepetiro	Michoacán	Tlazazalca	Tierra y roca	31	355 700	13	R-CA	1964
70	Peña Blanca	Aguascalientes	Arroyo de Tepazán	Tierra y roca	30	124 377	3.3	R	1958
71	Huitzoco	Guerrero	Huitzoco	Tierra y roca	29.6	200 400	1.8	R	1962
72	El Cazadero	Zacatecas	Aguanaval	Enrocamiento	27.1	309 600	30.9	R	1965
73	La Esperanza	Hidalgo	Chico de Tulancingo	Enrocamiento	27	65 970	4.2	R	1943
74	Agostitlán	Michoacán	Agostitlán	Tierra y roca	25	68 180	14.3	R	1954
75	Peña del Águila	Durango	Sauceda	Tierra y roca	25	313 600	30	R	1954
76	Atlanga	Tlaxcala	Zahuapan	Materiales graduados	24.2	199 270	50	R	1962
77	José Antonio Alzate (San Bernabé)	México	Lerra	Tierra y grava	24	167 800	35.3	R	1962
78	La Red	Jalisco	Calderón	Enrocamiento	24	159 190	14.3	R	1967
79	Cuquío	Jalisco	Achichilco	Enrocamiento	24	349 950	7.5	R	1968
80	Parral	Chihuahua	Parral	Tierra y roca	23.7	236 500	10.2	CA-AA	1951
81	Ignacio Ramírez (La Gavia)	México	Arroyo La Gavia	Tierra y roca	23.5	225 000	20.5	R	1965
82	Agualeguas	Nuevo León	Arroyo Boquinetes	Tierra y grava	23	399 000	10	R	1966
83	Macuá	Hidalgo	Arroyo De la Vega	Enrocamiento	20.5	92 730	4.3	R	1963
84	El Palote	Guanajuato	Los Gómez	Materiales graduados	20.5	859 523	10	C-AA	1954
85	El Estribón	Jalisco	Yahualica	Tierra y roca	20.5	252 969	6.5	R	1947
86	Dique Los Becos	Sinaloa	Arroyo Los Becos	Tierra y roca	19.9	1 848 600	40.3	R-AA	1969
87	Abelardo L. Rodríguez (Ticuitaco)	Michoacán	Zináparo	Tierra y roca	19.6	81 900	7.5	R	1966
88	El Chamal	Tamaulipas	Arroyo Corralejo	Enrocamiento	19.5	321 900	7.5	R	1971
89	La Vega	Jalisco	Ameca	Tierra y roca	18	85 500	44	R-CA	1956
90	El Tule	Jalisco	Zula	Tierra y roca	15.5	121 983	30	R	1969

- * Altura: Diferencia de elevación, en metros, entre el punto más bajo de la cimentación y la corona, excluyendo dentellones.
Volumen: Volumen total de la cortina, en metros cúbicos.
Capacidad: Capacidad total del vaso, en millones de metros cúbicos.
Propósito: R, riego; G, generación de energía; CA, control de avenidas; AA, abastecimiento de agua.



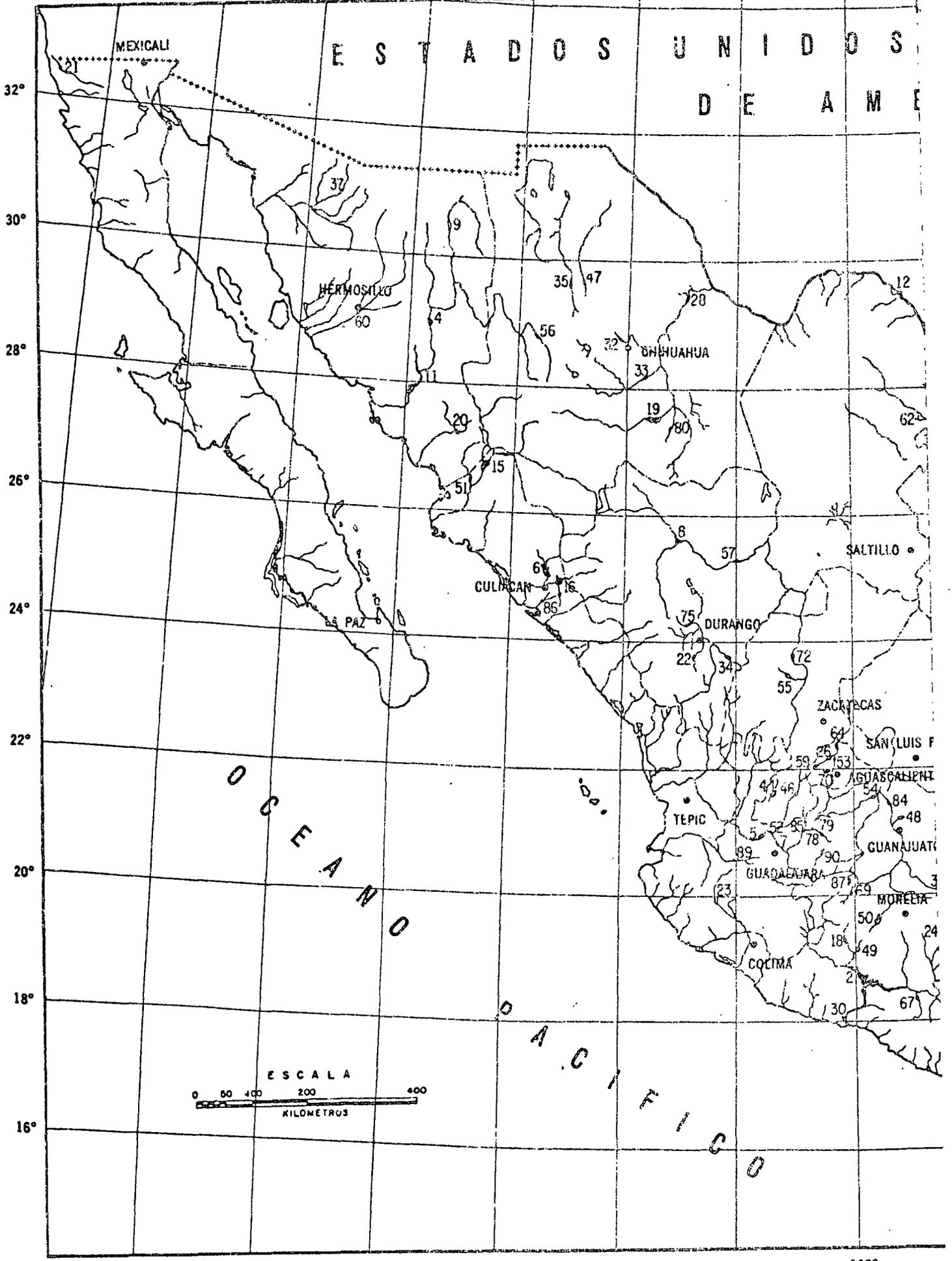
Presa El Infiernillo, Mich., Comisión Federal de Electricidad



Presa Adolfo López Mateos, Sin., Secretaría de Recursos Hidráulicos

116° 114° 112° 110°

ESTADOS UNIDOS DE AMERICA



ESCALA
 0 100 200 400
 KILOMETROS

114° 112° 110° 108° 106° 104° 102°

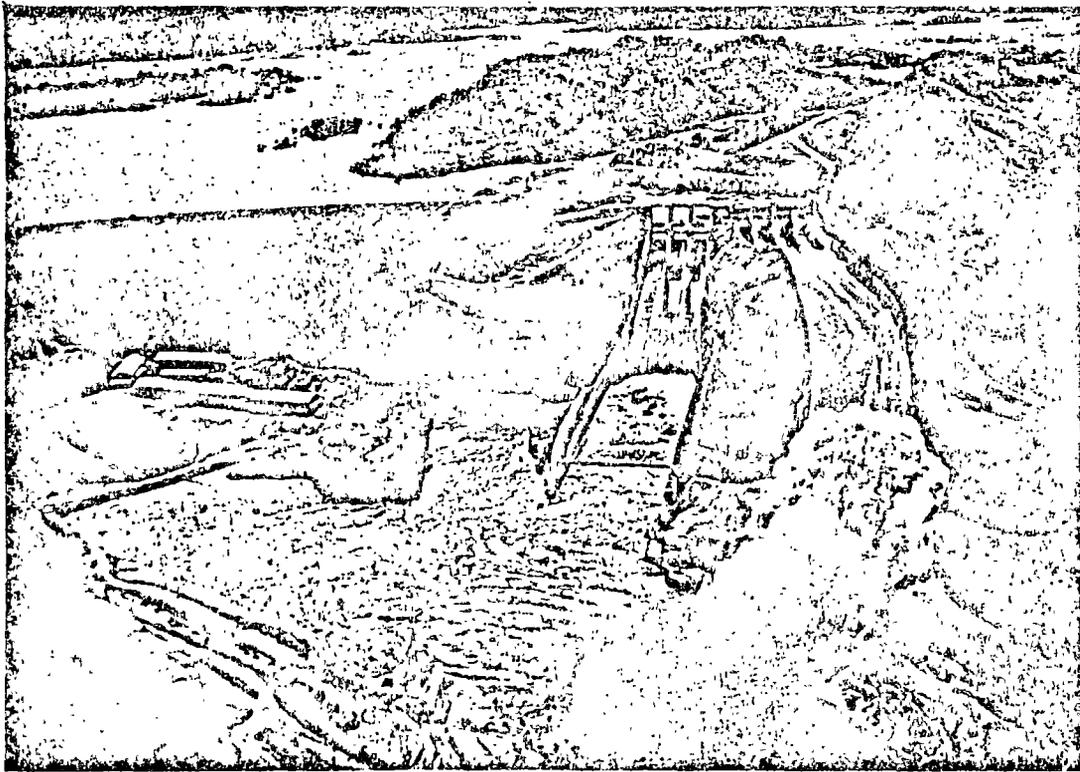
100° 98° 96° 94° 92° 90° 88° 86°



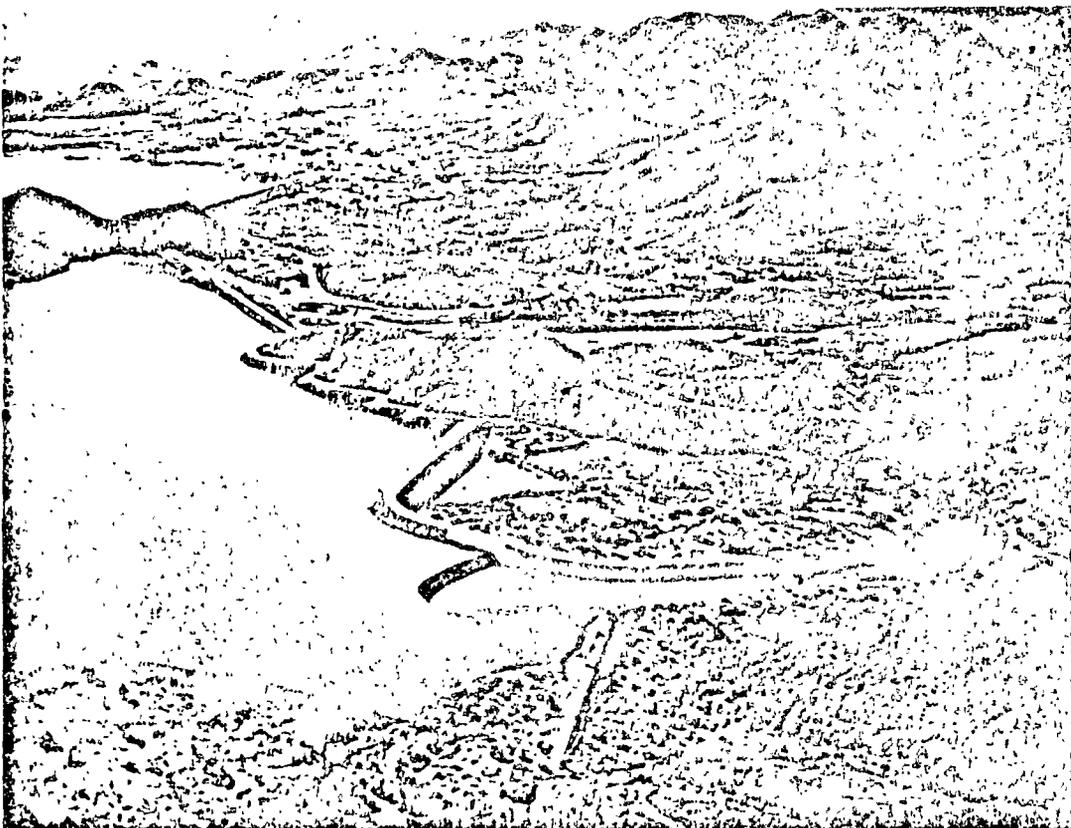
PRINCIPALES PRESAS
DE ALMACENAMIENTO
EN MEXICO

G O L F O
D E
M E X I C O

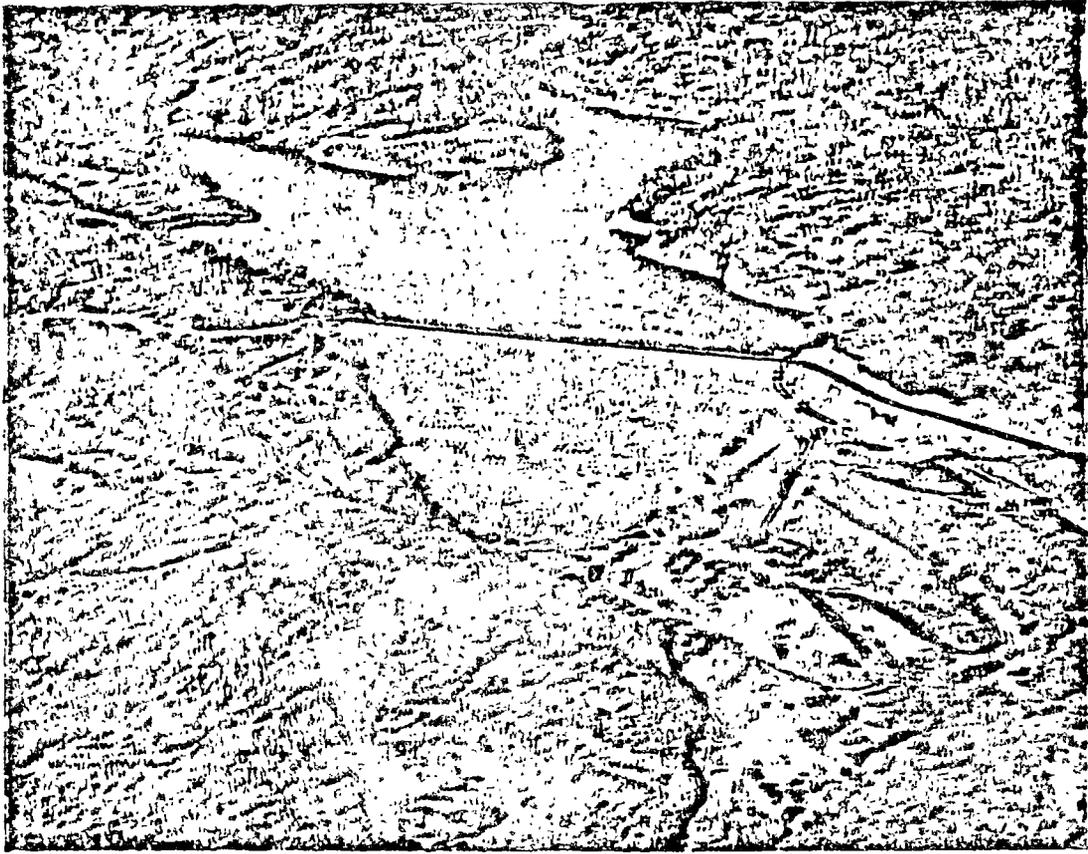
Fig 2.19



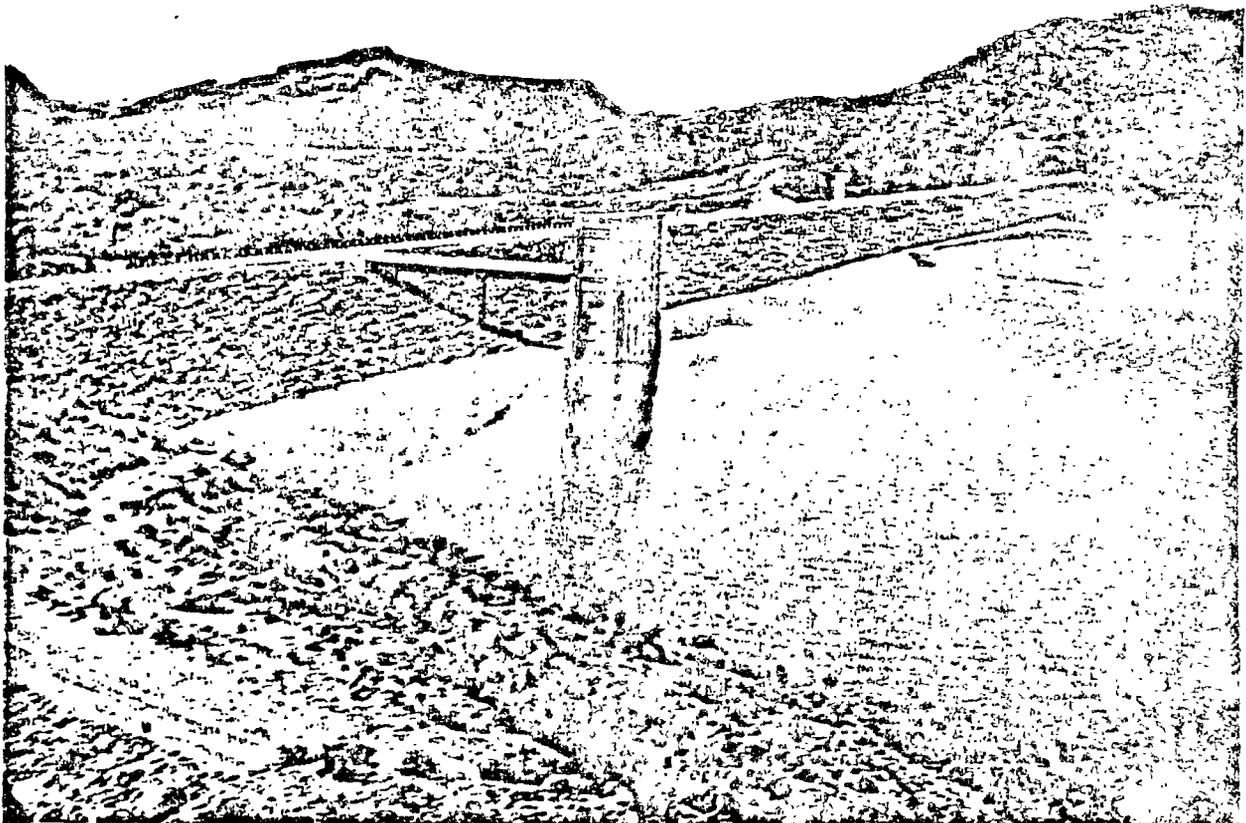
Presa Netzahualcóyotl, Chls., Secretaría de Recursos Hídricos y Comisión Federal de Electricidad



Presa Ruiz Cortines, Son., Secretaría de Recursos Hídricos



Presa Cupatitzio, Mich., Comisión Federal de Electricidad



Presa Alvaro Obregón, Son., Secretaría de Recursos Hidráulicos

CAPITULO 4

Criterios de diseño

INTRODUCCIÓN

El proyecto o diseño de una presa de tierra y enrocamiento consiste en la determinación, sobre bases racionales, de todos los detalles referentes a localización, geometría y constitución de la cortina y estructuras colaterales o accesorias. Todo proyecto debe complementarse con un programa de ejecución y una estimación de costos.

Una presa en operación es, en cualquier caso, un sistema cuyos elementos están interrelacionados y se afectan mutuamente. Su proyecto, por tanto, solo puede enfocarse en conjunto. Sin embargo, aquí se abordarán principalmente los aspectos relativos a la estructura de retención (el dique y su cimentación). Se señalarán las relaciones entre estos elementos y los que constituyen la obra, pero no se discutirá en detalle el diseño de estructuras colaterales, como las vertedoras o las de toma.

La concepción general y los detalles de diseño de la cortina de una presa se deben determinar escogiendo, entre las diversas alternativas de cortina y tratamiento de cimentación que se adaptan a las condiciones del sitio, aquella cuyo costo total esperado C_T es mínimo. Dicho costo puede expresarse:

$$C_T = C_0 + \sum_i P[c_i p_i] \quad (4.1)$$

donde:

- C_0 costo inicial esperado
- c_i costo consecuente del daño de tipo i
- p_i probabilidad del daño de tipo i
- $P[c_i p_i]$ valor presente de $c_i p_i$

La ec 4.1 es útil en la comparación de alternativas, aun cuando la estimación de p_i y c_i no pueda formalizarse.

Puede apreciarse fácilmente que, teniendo en cuenta las implicaciones de la falla de una corti-

na,* se justifica diseñar estas obras de modo que su seguridad esté más allá de toda duda razonable, pues para lograrlo generalmente se incurre en costos que son un mínimo porcentaje del costo esperado de falla.

En la estimación de C_0 debe considerarse que el costo de imprevistos durante la construcción puede ser significativo, particularmente en cuanto al tratamiento de la cimentación para reducir el flujo de agua. El costo esperado de dichos imprevistos disminuye si: *a)* se aumenta el grado de detalle de las investigaciones de campo; *b)* se pone extremo cuidado en la planeación del programa de construcción, teniendo en cuenta clima y tiempo disponible, y *c)* se cuenta con experiencia previa significativa en la ejecución de cada detalle del diseño.

4.1 FACTORES QUE AFECTAN AL PROYECTO

Los factores que más afectan el diseño de una cortina de tierra y enrocamiento son:

- a)* función de la obra
- b)* tipo, cantidad y localización de los materiales utilizables
- c)* características de la boquilla, cimentación y vaso
- d)* clima y tiempo disponible para la ejecución
- e)* características geológicas y sismológicas regionales
- f)* importancia de la obra

Estos constituyen los que podrían llamarse factores objetivos del diseño. Sin embargo, fijos todos ellos, pueden existir varias alternativas igualmente satisfactorias, al menos aparentemente, para muchos de los componentes del proyecto. Más aún, ante la necesidad de asignar probabi-

* Dichas implicaciones incluyen los daños en la propia presa y aguas abajo, y la pérdida de los beneficios derivados del funcionamiento de la obra.

lidades a diversos tipos de daño (ec 4.1), en ningún caso la solución adoptada será independiente de factores subjetivos como la experiencia y preferencias del proyectista, o su interpretación personal del comportamiento satisfactorio o indeseable de otras obras en condiciones similares. Todo esto se debe en gran medida a que el número de variables involucradas es tan grande y las relaciones entre unas y otras pueden ser tan sutiles, que es imposible hacer la evaluación formal de los efectos de todas ellas al proyectar una obra de esta naturaleza.

Es difícil determinar *a priori* la relativa importancia de los seis factores objetivos enumerados. De hecho, en cualquiera de ellos puede estar contenido el detalle de mayor importancia de un proyecto y, dado el gran número de aspectos que el ingeniero debe atender, siempre existe la posibilidad de que ese detalle no sea estimado adecuadamente y aun de que pase inadvertido. De aquí la importancia de un análisis cuidadoso de todas las partes del proyecto y de una evaluación apropiada, durante la construcción, de las condiciones que puedan sugerir modificaciones benéficas al proyecto original. Es evidente que cuanto más detenidamente se analicen los detalles del proyecto y sus implicaciones, menor será el número de imprevistos que ameriten modificaciones al diseño durante la ejecución, pero estas generalmente no podrán eliminarse del todo. En cualquier caso, dichos cambios deben introducirse oportunamente y ser tales que puedan adaptarse al criterio general con que se elaboró el proyecto.

Algunas veces, principalmente en obras que se ejecutan por etapas, es conveniente basar las modificaciones al proyecto original en el estudio del comportamiento previo. En la parte F se consideran, con mayores detalles, la obtención, interpretación y uso de tal información.

No es posible establecer un proceso sistemático en el análisis del conjunto de factores señalados anteriormente. A continuación se presentan algunas formas en que cada uno de esos factores puede afectar al diseño.

4.1.1 Función de la obra. Es evidente que la función de la obra es un factor determinante de las dimensiones de la cortina y de las obras de excedencias, pero también afecta las condiciones de diseño o tratamiento de la cimentación y de los empotramientos y las del talud de aguas arriba, principalmente. En efecto, las pérdidas de agua por flujo a través de la cimentación y de los empotramientos, que son aceptables en su caso, pueden ser excesivas en otro, dependiendo de la finalidad de la presa (almacenamiento o derivación). Además, la función de la obra, al determinar el régimen hidráulico de operación, influye en las medidas que han de adoptarse para el di-

seño del talud de aguas arriba por lo que toca a su estabilidad ante vaciado rápido del embalse.

4.1.2 Materiales. En principio, prácticamente cualquier material o conjunto de materiales térreos no solubles y con propiedades estables puede servir para la construcción de una presa de tierra y enrocamiento. Sus propiedades mecánicas (resistencia, compresibilidad y permeabilidad) gobernarán la geometría de la cortina. Además, la cantidad y localización de los materiales disponibles afectarán la distribución y dimensiones de las diferentes zonas del dique.

En general, la selección y distribución de los materiales que han de emplearse en la cortina deben hacerse balanceando por una parte las distancias de acarreo, y por otra las operaciones de extracción y proceso de los materiales, con objeto de obtener el mínimo costo de terraplén. Por ejemplo, si los suelos granulares y cohesivos más próximos al sitio se encuentran separados unos de otros (estratificados o en bancos diferentes), quizá la solución más económica sea una sección de materiales graduados, en tanto que tratándose de depósitos erráticos o mezclas con un dominio granulométrico muy amplio (depósitos aluviales, formaciones intemperizadas *in situ*, etc), el costo de cualquier proceso para la selección de materiales puede mejorar la alternativa de sección homogénea.

Sin embargo, es fácil imaginar excepciones a lo anterior; por ejemplo, cuando en el primer caso los materiales son mal graduados o cuando, en el segundo, el material más barato disponible no cumple las condiciones de impermeabilidad impuestas por la función de la obra. Pero, a pesar de esto, el diseño más económico de la cortina será seguramente aquel en que los materiales de menor costo se utilicen en los mayores volúmenes, con una distribución que permita satisfacer simultáneamente las condiciones de impermeabilidad y resistencia de la cortina.

4.1.3 Características de la boquilla, cimentación y vaso. Las características topográficas y mecánicas de la cimentación pueden ejercer una gran influencia en diversos aspectos del diseño de una presa de tierra y enrocamiento. En cualquier caso, la cortina debe diseñarse de modo que se adapte en todos sus detalles a dichas características.

La primera condición será elegir la localización y orientación del eje de la cortina, de modo que el volumen y las operaciones para el tratamiento de la cimentación sean mínimos, en lo que influyen otros factores además de los topográficos. En efecto, cuando las propiedades mecánicas de la cimentación o el espesor de sus mantos con características desfavorables varían mucho en el sitio elegido, la economía resultante de la ópti-

ma localización del eje del dique generalmente justifica estudios más detallados y el análisis de mayor número de alternativas.

Los problemas constructivos serán muy diferentes en una boquilla angosta y en una amplia. En el primer caso se justificará cualquier esfuerzo por lograr el diseño más simple posible, que permita una ejecución libre de problemas de circulación y de espacio de trabajo.

En cuanto a la estabilidad de la cortina, siendo iguales todas las otras condiciones, una boquilla estrecha será siempre más favorable, si bien el efecto confinante de los empotramientos no se puede cuantificar en forma confiable.

Lo mismo puede decirse de las condiciones más propicias de una boquilla angosta con empotramientos convergentes hacia aguas abajo, en comparación con el caso en que los empotramientos divergen hacia aguas abajo, principalmente cuando la cimentación o los empotramientos presentan superficies de debilidad en la dirección normal a la cortina.

Por otra parte, los valles angostos suelen ser desfavorables porque ofrecen empotramientos con taludes irregulares o muy empinados, que favorecen la aparición de grietas por asentamiento diferencial (fig 4.1). Estas circunstancias se reflejarán en las características y distribución de los materiales en la cortina, por lo que habrá que incluir suelos impermeables capaces de comportarse plásticamente bajo grandes deformaciones, así como zonas granulares de transición de mayor espesor. El cuidado que se aplique a las condiciones de compactación en las zonas críticas deberá ser también mayor que el ordinario.

Finalmente, en la boquilla angosta, las economías que resultan de análisis de estabilidad muy refinados pueden ser insignificantes. En cambio, si se trata de una cortina de cualquier altura en un valle muy abierto, la minimización de la sección del dique es de la mayor importancia desde el punto de vista económico.

En cuanto a las características de la cimentación, su compresibilidad y resistencia pueden obligar a aumentar las dimensiones de la cortina en la base, más allá de lo que en otras condiciones se requeriría, para evitar asentamientos diferenciales o fallas por cortante. En una cimentación constituida por suelos granulares susceptibles de compactación o de pérdida de resistencia bajo efectos dinámicos, una parte crucial del proyecto será el mejoramiento de las condiciones de tales depósitos bajo la cortina y en sus cercanías, particularmente en regiones de alta sismicidad.

Cuando el problema más importante de la cimentación está ligado al flujo de agua a través de ella, su influencia en el proyecto puede ser también apreciable. Por ejemplo, la posibilidad de que una pantalla impermeable de cualquier

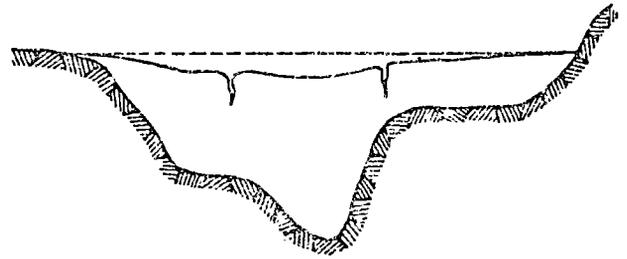


Fig 4.1 Agrietamiento transversal por asentamiento diferencial del terraplén en una boquilla irregular

tipo pueda no ser eficiente implica la necesidad de proporcionar un sistema de drenaje de la cimentación y del terraplén cerca del talud aguas abajo (filtros, pozos de alivio, galerías de drenaje, etc).

Normalmente, "detalles geológicos menores" de la cimentación son determinantes de las condiciones de seguridad de toda la cortina, o de la efectividad de ciertos componentes del proyecto, principalmente en lo que se refiere al control del flujo de agua a través de la cimentación ** (sec 4.5).

Por otra parte, de una manera indirecta, las características topográficas y geológicas del sitio pueden también afectar el diseño, ya que influyen en el manejo del caudal del río durante el periodo de construcción. En efecto, si el río es desviado por medio de túneles con objeto de trabajar simultáneamente en toda la longitud de la cortina, o si se utiliza una sección de cierre, ciertos aspectos del diseño pueden ser diferentes.

Si se hace una sección de cierre, deben tomarse medidas especiales para evitar grietas por asentamientos diferenciales del terraplén. Por ejemplo, se requerirán materiales más plásticos (mayor índice de plasticidad y/o mayor contenido de agua de colocación) en las zonas impermeables, y mayor espesor de filtros y zonas de transición, especialmente aguas arriba, para prevenir una falla catastrófica en caso de agrietamiento.

Si se usan ataguías de dimensiones considerables, se acostumbra que formen parte de la cortina, por lo que habrán de diseñarse como obras permanentes en cuanto a características de los materiales y condiciones de colocación.

También es posible, aunque poco usual, diseñar una cortina de enrocamiento para permitir

* Este término, empleado por Terzaghi (1960), se refiere a todos aquellos detalles de estratificación, fisuramiento, permeabilidad, compresibilidad, etc, en cuyas características y variaciones locales puede residir la diferencia entre dos sitios con condiciones geológicas generales idénticas.

** Por control del flujo de agua a través de la cimentación de una presa no debe entenderse su completa eliminación ni su reducción a cantidades pequeñas, sino su manejo por medio de pantallas impermeables o drenaje, de modo que no ponga en peligro ni la estabilidad ni el funcionamiento satisfactorio de la obra.

el paso del agua sobre ella durante cierta etapa de la construcción en época de avenidas (Weiss, 1951). Esto se justifica si las características del sitio y el programa de construcción hacen más económica dicha solución que prever una desviación con capacidad suficiente para descargar avenidas extraordinarias.

Las características topográficas del vaso afectan al diseño, sobre todo en lo que se refiere a protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba y dimensiones del bordo libre. Las características geológicas del vaso también deben tomarse en cuenta, pues las condiciones de inestabilidad o estabilidad casi crítica de taludes naturales pueden ser acentuadas por la saturación e inundación de algunas formaciones durante el llenado del embalse. Si bien los efectos de un deslizamiento de grandes proporciones en el vaso, y aun la posibilidad de tal deslizamiento, difícilmente pueden anticiparse al proyecto (Müller, 1964), pequeñas zonas con condiciones de estabilidad desfavorables deben investigarse con detenimiento, principalmente en la vecindad de la cortina, de la obra de toma y de la de excedencias en estudio, pues su localización puede gobernar la de estos componentes del proyecto.

4.1.4 Clima y tiempo disponible para la construcción. Generalmente los factores clima y tiempo disponible para la construcción están ligados entre sí, y pueden influir en el proyecto de una cortina de tierra y enrocamiento mucho más que en el de otro tipo de presa. En México, las mayores limitaciones por estos conceptos frecuentemente son impuestas por la lluvia, pero en otras regiones los inviernos muy severos o las sequías extremas pueden resultar de la mayor importancia.

Cuando la construcción se lleva a cabo en un periodo corto, el aspecto clave consiste en programar la ejecución de modo que las diversas operaciones no interfieran entre sí. Cualquier esfuerzo por reducir en el proyecto la interdependencia de las diversas operaciones de construcción está justificado en tales casos.

Si el clima es lluvioso y el tiempo para la construcción es muy reducido, la posibilidad de una cortina de altura media o grande, de sección homogénea, quedaría prácticamente descartada por las dificultades para el control del contenido de agua de compactación y por la magnitud de las presiones de poro que se desarrollarían en el terraplén durante la construcción. En estas condiciones, una sección mixta con corazón arcilloso delgado o una de enrocamiento con pantalla impermeable de concreto serían alternativas mejores.

Cuando, en las mismas condiciones anteriores, el tratamiento de la cimentación no es un problema mayor, el proyecto de una cortina con

corazón impermeable de arcilla puede ser más adecuado si se adopta un corazón inclinado que si este es vertical, pues en el primer caso las operaciones constructivas de la porción de materiales permeables está menos sujeta a contingencias debidas a la construcción de la zona impermeable, es decir, una y otra porciones son menos dependientes entre sí en cuanto al programa de construcción, pues el material del corazón inclinado puede colocarse indistintamente durante la construcción de la zona permeable de aguas abajo o después de ella. Todo esto redundaría en mayor flexibilidad para formular el programa de construcción.

Además, si el inyectado de la cimentación constituye una parte importante del problema constructivo, puede ser necesario hacer el tratamiento de esta simultáneamente, o aun después de la construcción de la cortina. Para ello se requerirá una galería de inyectado en el interior del terraplén o la perforación de este desde el exterior después de la construcción. Es obvio que en dichos casos un corazón vertical, y no uno inclinado, es la solución conveniente.

Cuando el tiempo disponible impone una ejecución muy rápida en una cimentación arcillosa, un factor clave es el desarrollo de presiones de poro en la cimentación y sus consecuencias en la estabilidad de la obra. Esta es una de las situaciones más críticas que pueden presentarse en la construcción de presas de tierra, pues para asegurar la estabilidad de la cortina en condiciones de construcción con la rapidez prevista, se requiere incrementar el volumen del terraplén mucho más allá de lo que sería necesario con un calendario de ejecución más amplio. Esto a su vez implica incurrir en costos elevados que pueden reducir, anular o sobrepasar las economías logradas a través de un periodo de construcción breve. Por tanto, el tiempo de ejecución y el volumen de la cortina deben balancearse, en casos como este, para lograr un buen diseño. Dicha condición de compromiso generalmente requiere la aceptación de factores de seguridad muy próximos a uno en cuanto se refiere a la estabilidad durante la construcción. Este riesgo solo puede correrse si dicho factor de seguridad está basado en datos confiables, obtenidos por medio de la interpretación inmediata de cuidadosas observaciones del comportamiento: presiones de poro, asentamientos y desplazamientos horizontales en el terraplén y la cimentación.

4.1.5 Condiciones geológicas y sismológicas. Así como las características geológicas del sitio y de la región influyen en la elección del tipo de presa más adecuado, también afectan la localización detallada y los criterios de diseño de los diversos componentes de la presa una vez escogido el tipo de esta.

En primer lugar, las condiciones geológicas (además de las topográficas) determinan la localización de vertedor, túneles de desviación, obra de toma y casa de máquinas. En la elección del sitio para el vertedor y en el diseño de este, por ejemplo, deben considerarse la susceptibilidad a la erosión de la roca en la descarga, y la sensibilidad de los materiales de la cimentación a las vibraciones que se producirán en la estructura disipadora al pie del vertedor.

La naturaleza de las formaciones superficiales y su resistencia a la erosión en toda la cuenca tributaria, así como los tipos y la intensidad de los agentes erosivos, influyen en el diseño y en su vida útil porque determinan el volumen de azolves que llegará a la presa.

Por otra parte, son frecuentes los casos en que el lecho del río está labrado a lo largo de una falla, y la presencia de esta debe considerarse en la localización y en los detalles de diseño de la presa. Por ejemplo, si hay indicios de actividad reciente y no existe otra alternativa que construir la presa a través de la falla, deben tomarse medidas especiales de protección contra el agrietamiento y estimarse las consecuencias de este en las peores condiciones posibles, antes de aceptar el riesgo implícito en tal proyecto.

Ya se consideró la influencia de otras condiciones geológicas en la boquilla y en el vaso (estabilidad de taludes naturales y localización de los sitios peligrosos con respecto a las diferentes partes de la obra); más adelante se describirán ciertos casos particulares que ilustran diversos aspectos geológicos.

Por lo que se refiere a las características de sismicidad de la región, debido a que las posibilidades de análisis del comportamiento de una presa de tierra sometida a excitación dinámica son muy limitadas, generalmente el criterio de diseño en una zona sísmica es más conservador; pero las medidas necesarias para reducir los riesgos hasta niveles aceptables, son difíciles de cuantificar (parte E). En general se deberá tener en cuenta, al adoptar dichas medidas especiales, el tamaño y función de la presa, ubicación del vaso, capacidad del embalse y aun la rapidez con que puede vaciarse en caso de emergencia.

4.1.6 Importancia de la obra. Finalmente, ya que lo importante no es evitar las fallas o defectos en sí, sino sus consecuencias negativas, todos los aspectos del diseño de una presa serán afectados, principalmente en lo que se refiere a los coeficientes de seguridad, por factores como la capacidad del vaso y su localización con respecto a centros de población y zonas de gran valor económico, y por la importancia intrínseca de la obra. La magnitud estructural de la presa será también un elemento de consideración, pues una cortina de dimensiones sin precedentes involucra

rá mayores incertidumbres que otras cuyas características pueden compararse con casos de comportamiento conocido.

4.2 CAUSAS POTENCIALES DE FALLA

Dado que el diseño y la construcción de presas de tierra están basados aun en gran medida en conocimientos empíricos, resulta especialmente útil revisar la experiencia acumulada en relación con los casos de comportamiento inadecuado, antes de discutir con detalle las condiciones de un buen diseño.

Tabla 4.1. Resumen de las causas más importantes de fallas (según Middlebrooks, 1953)

Causas de la falla parcial o total	Porcentaje del total
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5

La mayor parte de la información que existe sobre comportamiento insatisfactorio ha sido resumida por Middlebrooks (1953), quien ha hecho una magnífica revisión de la experiencia de más de un siglo en la construcción de presas de tierra y enrocamiento, principalmente en Estados Unidos de Norteamérica. De esa publicación se han tomado las tablas 4.1 a 4.3.

Tabla 4.2. Relación entre el porcentaje de fallas y la edad de las presas (según Middlebrooks, 1953)

Eudad de la presa, en años	Causa de la falla parcial o total			
	Desbordamiento	Fugas en conductos	Flujo de agua	Deslizamientos
0- 1	9	23	16	29
1- 5	17	50	34	24
5- 10	9	9	13	12
10- 20	30	9	13	12
20- 30	13	5	12	12
30- 40	10	4	6	11
40- 50	9	n	6	0
50-100	3	0	0	0

La tabla 4.1 indica que el evento que ha causado el mayor número de fallas en presas de tierra es el desbordamiento. Esto puede explicarse por la combinación de dos factores independientes: a) la vulnerabilidad de las estructuras térreas a la erosión por corrientes de agua; b) el auge que la construcción de este tipo de presas experimentó a fines del siglo pasado y principios del presente y que dio lugar al diseño de muchas de ellas con severas limitaciones de

información hidrológica (obsérvense en la tabla 4.3 los altos porcentajes de fallas por desbordamiento entre 1890 y 1930).

Tabla 4.3. Porcentaje de fallas en diferentes épocas (según Middlebrooks, 1953)

Años	Causas de la falla parcial o total				Total *
	Desbordamiento	Flujo de agua	Fugas en conductos	Deslizamientos	
1850-60	9	0	0	0	0
1860-70	0	0	7	0	1
1870-80	0	6	7	0	3
1880-90	6	4	11	3	5
1890-1900	12	11	21	3	13
1900-10	23	19	18	16	17
1910-20	22	15	18	23	21
1920-30	14	13	18	26	16
1930-40	11	8	0	23	10
1940-50	9	6	0	3	8
1950	3	8	0	3	4

* Incluye todos los casos de comportamiento inadecuado, aun aquellos en que la causa de la falla no es conocida. Se respetan los valores de esta columna dados en la publicación original, a pesar de que su suma es 98 (debería ser 100).

La segunda causa importante de fallas en presas de tierra es la acción perjudicial del flujo de agua a través de la cortina o la cimentación. Según la tabla 4.1, a ella debe atribuirse 25 por ciento de las fallas de este tipo de presas. Si se conviene en que los daños por fugas en conductos enterrados son, de hecho, atribuibles a la misma causa, se concluye que casi 40 por ciento de las fallas se deben a lo que podría llamarse flujo incontrolado de agua a través de la cortina o la cimentación.

Por lo que se refiere a los deslizamientos, responsables también de un alto porcentaje de fallas conocidas, pueden ocurrir tanto en los taludes de la cortina como en la cimentación o el vaso. Los deslizamientos que más frecuentemente causan fallas en las presas de tierra son los que afectan a la cimentación y, entre estos, en orden de importancia, los que ocurren en suelos arcillosos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados, en materiales arcillosos fisurados o fuertemente preconsolidados y en arenas o materiales finos no plásticos con relación de vacíos alta.

Finalmente, otra causa frecuente de daño es la erosión de taludes cuando estos no están adecuadamente protegidos contra la acción mecánica del agua. En el talud de aguas abajo, la más importante de dichas acciones es la de la lluvia y en el talud de aguas arriba, la del oleaje, que suele ser más intensa que la primera.

4.3 DISEÑO CONTRA DESBORDAMIENTO

Una presa de tierra y enrocamiento es esencial-

mente incapaz de trabajar como estructura vertedora sin un alto riesgo de colapso por erosión. Dadas las implicaciones catastróficas de una falla de este tipo, la probabilidad de su ocurrencia debe mantenerse muy baja. Para ello, la avenida de diseño de una presa térrea debe ser mayor que en una presa de concreto o mampostería. Fija la avenida de diseño, la solución más económica se obtendría balanceando la capacidad del vertedor y la de regulación del vaso variando la altura de la cortina.*

La defensa de la presa contra desbordamiento temporal producido por oleaje de viento o sismo se hace mediante un bordo libre, definido como la distancia vertical entre el punto más bajo de la corona y el nivel del embalse cuando el vertedor trabaja a su capacidad de diseño. Dicho bordo libre proporciona también cierto margen de seguridad contra avenidas sin precedentes y contra agrietamiento transversal de la presa. En la estimación del bordo libre mínimo necesario debe considerarse también la magnitud probable de los asentamientos de la corona por deformación de terraplén y de la cimentación.

Entonces, el bordo libre debe ser

$$H_{BL} = (H_1 + H_2 + H_3) + \Delta H + H_s \quad (4.2)$$

donde:

- H_1 sobrelevación del embalse en la cortina debida al arrastre del agua por el viento
- H_2 altura, sobre el nivel del embalse sobrelevado, de la cresta de las olas producidas por viento
- H_3 altura de rodamiento de las olas sobre el talud, medida desde la elevación de sus crestas
- ΔH asentamiento máximo de la corona
- H_s altura adicional de seguridad

La fig 4.2 ilustra, en forma esquemática, la elevación de las olas producidas por viento con respecto al nivel del agua en reposo, así como la altura de rodamiento de las mismas sobre el talud de aguas arriba de la presa. Para los taludes usuales en presas de tierra y enrocamiento (1.5:1 a 4:1) el valor de $H_2 + H_3$ varía entre 1.33 y 2 veces la altura del oleaje, dependiendo principalmente de la rugosidad del talud. Los valores extremos indicados corresponden respectivamente

* Cuando las características topográficas del vaso lo permiten, es aconsejable incorporar en el diseño líneas adicionales de defensa contra avenidas sin precedentes (de baja probabilidad). Dichas defensas pueden estar constituidas por un dique con elevación de corona poco menor que la de la cortina principal, alojado en un puerto del vaso con vertiente hacia un cauce en que los daños por inundación no sean excesivamente altos.

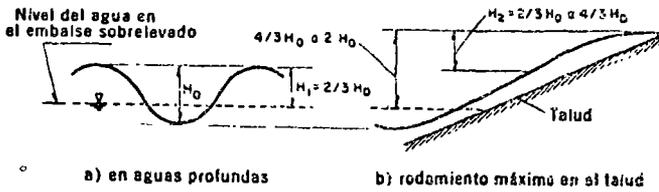


Fig 4.2 Características del oleaje

te a taludes con protección de enrocamiento a volteo y con recubrimiento de concreto o similar.

Para la estimación de H_1 y H_2 , pueden consultarse el trabajo de Saville *et al* (1963) o la revisión bibliográfica de Springall (1970).

La altura máxima de olas generadas por movimientos sísmicos, estimada a partir de los conocimientos actuales, generalmente resulta menor que la del oleaje producido por vientos fuertes, excepto en casos de resonancia, cuya probabilidad es siempre incierta. Por dichos motivos, es usual estimar el bordo libre suponiendo que la altura máxima del oleaje es la correspondiente a viento.*

En presas constituidas esencialmente por suelos no cohesivos (presas de enrocamiento o de materiales graduados con corazón impermeable delgado) el asentamiento máximo de la corona, ΔH en la ec 4.2, debe incluir no solo los asentamientos debidos a compresibilidad, sino también la pérdida de altura ocasionada por distorsión del terraplén bajo efectos sísmicos (parte E).

La altura adicional de seguridad, H_s en la ec 4.2, debe cubrir principalmente los posibles errores en las estimaciones hidrológicas y la profundidad de agrietamiento de la corona por secado, por asentamientos diferenciales o por sismo. Generalmente se adopta para H_s un valor entre 1 y 4 m, dependiendo de las condiciones locales.

La corona o cresta de una presa de tierra debe estar protegida contra erosión y agrietamiento, y tener drenaje superficial hacia el embalse. Su ancho no influye en el comportamiento de la presa y usualmente está condicionado por otras consideraciones (por ejemplo, el paso de una carretera o un ferrocarril). No debe ser menor de 3 m, a fin de permitir el tránsito de equipo de mantenimiento.

En cuanto a la forma de la corona en elevación, es conveniente que su sección por un plano vertical a lo largo del eje de la cortina sea una curva continua convexa hacia arriba, con máxima contraflecha en la sección en que los asentamientos serán mayores. Esto tiene el doble propósito de compensar los asentamientos sin pérdida de bordo libre y de hacer menos notable a simple vista

* Sin embargo, es necesaria una estimación independiente del bordo libre a fin de proteger la presa contra oleaje debido a deslizamientos en los taludes naturales del embalse. Este asunto se trata en las secciones 1.1, 3.2 y 17.8; particularmente, en esta última, se exponen los métodos de diseño.

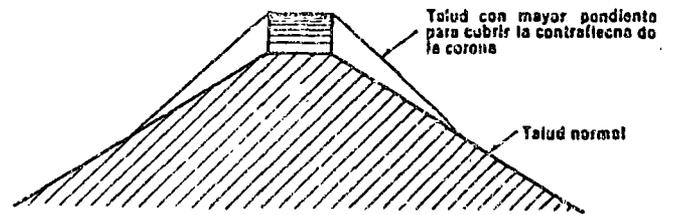


Fig 4.3 Modificación de los taludes bajo una corona con contraflecha

la posible irregularidad de tales hundimientos. A fin de que la convexidad de la corona no obligue a incrementar sustancialmente el volumen de la cortina, es permisible aumentar ligeramente la pendiente de los taludes en la porción más alta de la presa (fig 4.3).

4.4 DISEÑO CONTRA FLUJO INCONTROLADO

Los efectos nocivos del flujo de agua pueden ser la causa directa de colapso cuando producen tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva en alguna parte de la estructura o de su cimentación, y pueden provocar la falla indirectamente cuando el agua actúa como agente erosivo, previa aparición de grietas en las porciones impermeables de la cortina, o rotura de conductos enterrados.

Aunque no está incluida en los casos de la tabla 4.1, podría considerarse también la pérdida abundante o total del agua del embalse a través de formaciones permeables o de grietas, como una forma de comportamiento insatisfactorio encuadrada en el grupo de las que hemos llamado fallas por flujo incontrolado de agua. Comenzaremos por discutir este último tipo de problemas.

4.4.1 Permeabilidad del vaso. El caso más obvio de falla de una obra de almacenamiento sería el consistente en la fuga del agua a través de conexiones permeables del vaso con el exterior. Estas conexiones generalmente están constituidas por fracturas, contactos permeables o conductos de disolución. Otra causa potencial de fugas es la disolución de rocas como el yeso, que son rápidamente atacadas por el agua, particularmente si esta tiene altos contenidos de bióxido de carbono.

Contra tales eventualidades no es posible dar procedimientos de análisis o diseño generales y precisos, salvo la recomendación de estudiar concienzudamente todos los detalles geológicos regionales y locales relativos a: a) fracturas abiertas o rellenas de material permeable o erosionable; b) contactos permeables entre formaciones geológicas diversas; c) formaciones cavernosas o permeables; d) topografía del nivel freático.

La naturaleza del problema seguramente puede comprenderse mejor describiendo dos ejemplos de fallas del tipo que se discute: las presas Lone Pine, Arizona, EUA, y Huichapan, Hgo.

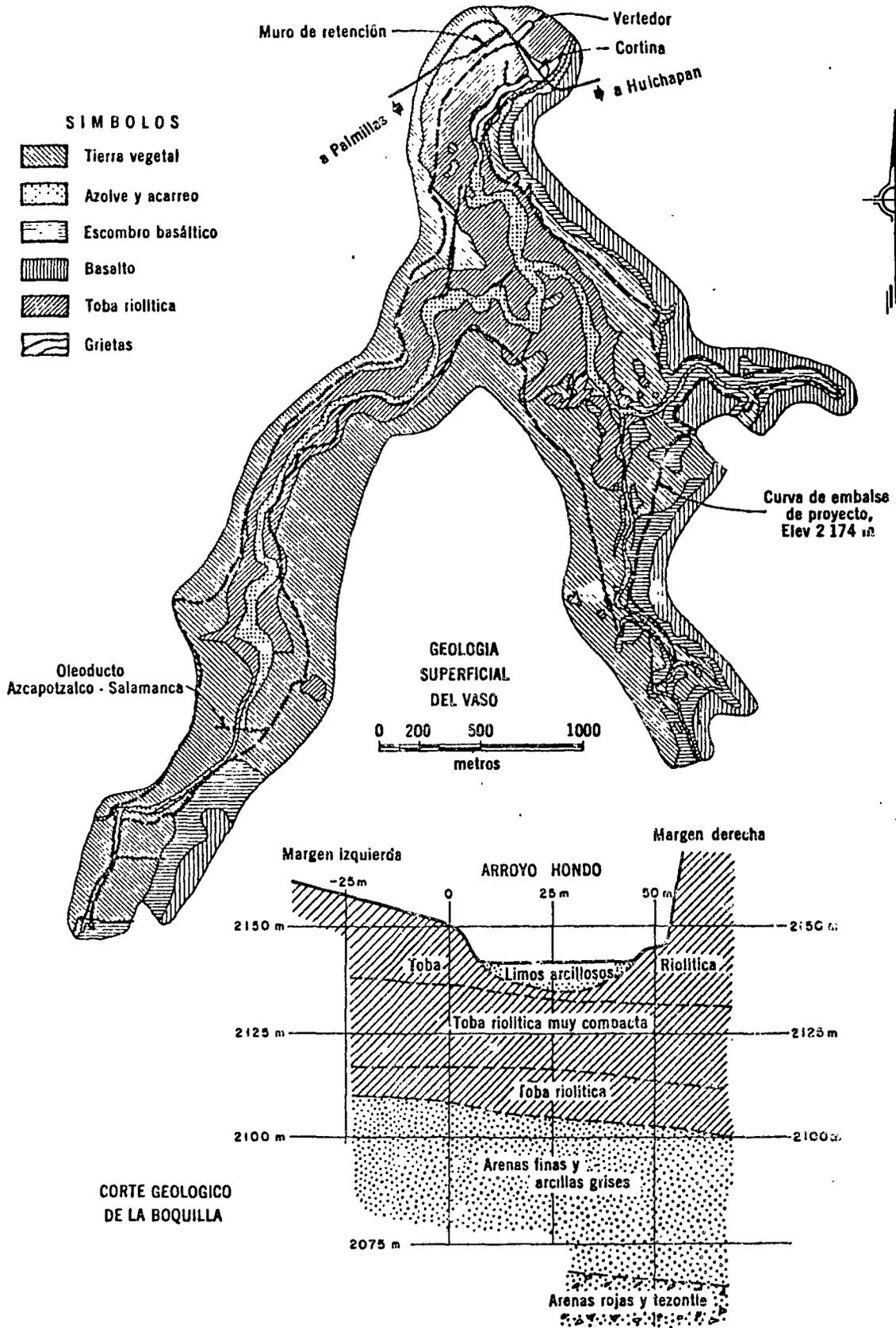


Fig 4.4 Geología del vaso y la boquilla de la presa Huichapan, Hgo.

La presa Lone Pine es una cortina de tierra y enrocamiento de aproximadamente 30 m de altura y más de 200 m de longitud, construida en 1935-36 con propósito de almacenar 13 millones de metros cúbicos de agua. Poco tiempo después que se inició el primer llenado aparecieron en el vaso numerosos sitios de fugas concentradas, ante cuya magnitud resultaron inútiles todos los esfuerzos realizados para sellarlas. La trascendencia de la falla puede estimarse por el hecho de que jamás pudo almacenarse la menor cantidad de agua para los fines planeados (Tshebotarioff, 1951).

Investigaciones geológicas posteriores manifestaron que las fugas habían ocurrido a través de grietas muy profundas en la arenisca que constituía la roca basal del vaso, producidas por un estado regional de tensión característico de una extensa área del norte de Arizona. En el vaso, dichas grietas estaban completamente ocultas por depósitos de suelo superficial que, incapaces de soportar la carga de agua del embalse, fueron arrastrados localmente a través de las grietas de tensión de la roca basal. El geólogo que investigó la falla concluyó que, cuando las exploraciones ordinarias para un pequeño proyecto como el de Lone Pine se reducen a investigaciones locales en la boquilla y en el vaso, con gran probabilidad serán incapaces de descubrir la presencia de tales caracteres geológicos o de revelar sus posibles implicaciones en el funcionamiento de la obra (*ibid*). Casos como este muestran con claridad la importancia de los estudios geológicos regionales que cubren áreas más allá de las fronteras del proyecto en estudio.

El caso de la presa Huichapan, sobre el Arroyo Hondo, Hgo., es en varios aspectos semejante al anterior. Se trata también de una presa relativamente pequeña pero localizada en una zona semidesértica en que el agua para fines agrícolas tiene alto valor.* La geología superficial del vaso y un corte geológico de la cimentación de la cortina se muestran en la fig 4. 4. La geología del sitio se caracteriza por la presencia, en la parte superior, de corrientes basálticas de aproximadamente 10 m de espesor, apoyadas en una formación potente de tobas riolíticas brechosas, porosas y poco resistentes, de cerca de 90 m de espesor, la que yace a su vez en depósitos permeables (probablemente lacustres) de arena escasamente cementada con espesor aproximado de 40 m. Debajo de estos depósitos aparecen escorias basálticas muy permeables de espesor indeterminado.

En la mayor parte de la zona, la capa de roca

* La cortina, de 53 m de altura máxima y 457 m de longitud, es de enrocamiento con pantalla de concreto reforzado en el paramento de aguas arriba. El área de la cuenca de captación es de 280 km² y el del vaso 230 hectáreas, con capacidad de almacenamiento de 25 millones de m³ (Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1962).

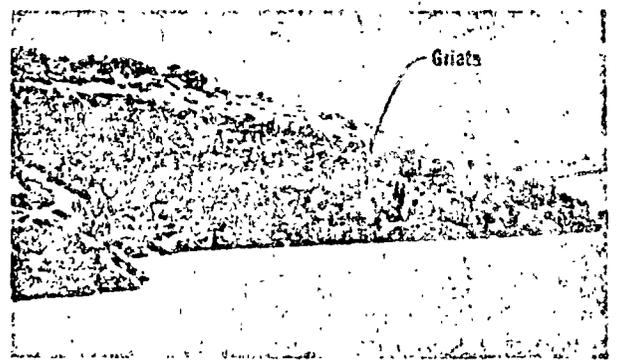


Fig 4.5 Grieta en el vaso de la presa Huichapan, Ngo.

basáltica ha sido totalmente removida por erosión, de manera que el vaso y la boquilla están labrados en el manto de tobas riolíticas. Estas manifiestan una intensa fracturación que les da en los cantiles aspecto columnar y han mostrado progresivamente, después del primer llenado, una familia de grietas verticales de gran longitud, que no se identificaron durante los estudios previos a la construcción por estar cubiertas con material intemperizado. Han aparecido en dichas tobas, además, numerosas grietas de menor longitud concentradas en ciertas zonas del vaso (figs 4.4 y 4.5). No obstante el intento de sellar las grietas mediante trincheras rellenas con concreto o con arcilla, la presa nunca ha sido capaz de almacenar durante periodos prolongados un volumen mayor de 2 millones de metros cúbicos (esto es, menos de la décima parte de su capacidad). Se estima que las fracturas mayores llegan en algunos sitios a los depósitos arenosos subyacentes, ya que a través de ellas se han fugado hasta cerca de 6 m³/seg (*ibid*).

Las presas Huichapan y Lone Pine ejemplifican las condiciones que pueden hacer a un vaso inadecuado para la creación de un almacenamiento, e ilustran hasta qué punto todos los aspectos de un proyecto son igualmente importantes cuando se trata de asegurar el éxito del mismo. Los cuidados puestos en el diseño de la cortina son inútiles si no se aprecian adecuadamente las posibles implicaciones de la geología del lugar en el funcionamiento de la obra.

Generalmente todos los detalles geológicos que pueden dar lugar a fugas de agua en el vaso (fracturas, contactos, carsticidad) se encuentran cubiertos por material intemperizado y son, por tanto, de difícil identificación en levantamientos geológicos superficiales.** La carga del embalse

** La inspección superficial sí puede dar indicios de la permeabilidad del vaso en casos de carsticidad intensa, en que el techo de los conductos de disolución subterráneos ha disminuido a tal grado que se derrumba formando una dolina (cavidad superficial de planta sensiblemente circular). En algunos casos, la presencia de estos accidentes topográficos es lo que permite la identificación de formaciones cavernosas subterráneas; sin

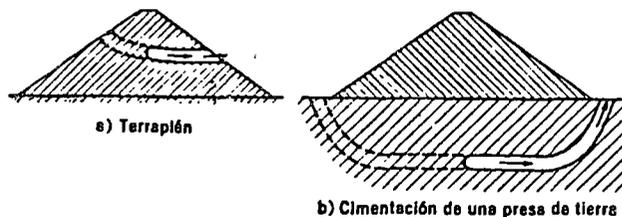


Fig 4.6 Proceso de erosión regresiva que conduce a la tubificación

puede, sin embargo, producir el arrastre progresivo de los mantos superficiales y abrir, finalmente, vías francas para la fuga incontrolada del agua.

4.4.2 Tubificación. El agua que fluye a través de un cuerpo poroso ejerce sobre las partículas de este una fuerza por unidad de volumen, en la dirección del gradiente hidráulico, igual al producto de dicho gradiente por el peso volumétrico del agua. El suelo resiste esta acción, por una parte, mediante las fuerzas de cohesión entre partículas y, por otra, gracias al soporte que a cada partícula le brindan las que se encuentran aguas abajo de ella. El componente del peso del suelo en la dirección del flujo puede actuar en favor o en contra del arrastre de partículas, según la dirección de aquel con respecto a la vertical.

Es obvio que, en un dominio de flujo homogéneo, las partículas localizadas sobre la superficie de salida del flujo se encuentran más expuestas al arrastre por las fuerzas de filtración. Más aún, ciertas irregularidades, como una pequeña cavidad en la cara de salida, crean concentraciones de flujo que aumentan la tendencia a dicho arrastre. Un proceso de erosión iniciado en el lado de aguas abajo de una presa (sobre el talud o en la cimentación) puede progresar de esta manera hacia el embalse en la forma de un ducto o tubo, como se indica en la fig 4.6. Al avanzar el proceso, se generan concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos cada vez mayores en el extremo de aguas arriba del ducto, hasta que, al llegar a las proximidades del embalse, se crea una vía continua para el agua y la falla de la presa es inminente. El fenómeno descrito se denomina tubificación (cap 27).

Puede inferirse que para evitar la tubificación basta, en principio, con proteger contra el arrastre por las fuerzas de filtración a las partículas de suelo en la cara de salida.

Por otra parte, conocidas las propiedades hidráulicas del terraplén y de la cimentación, es posible resolver en forma gráfica la ecuación diferencial que gobierna el flujo de agua en ellos; calcular a partir de dicha solución el gradiente hidráulico en las superficies de salida (cap 5) y mediante este valor estimar el factor de seguridad

embargo, en ciertos climas las huellas de dolinas son borradas en corto tiempo por los agentes erosivos.

dad contra tubificación * y adoptar medidas adecuadas para la protección contra el arrastre de partículas en las zonas críticas. Sin embargo, en formaciones naturales hay detalles geológicos cuya detección resulta imposible mediante los métodos usuales de exploración del subsuelo. La influencia de esos pequeños detalles (variaciones de permeabilidad, principalmente) en problemas de esta naturaleza es tal que puede alterar localmente en forma radical la red de flujo, volviendo inaplicable la solución idealizada que se obtiene mediante el procedimiento señalado. En terraplenes compactados, las pequeñas irregularidades debidas a cambios en las propiedades intrínsecas o en las condiciones de colocación de los suelos pueden introducir modificaciones desfavorables en las características del flujo.

La susceptibilidad de un suelo compactado a la tubificación depende de la cohesión del mismo, y por tanto es función del tipo de material, de la energía de compactación y del contenido de agua de colocación, principalmente. Del estudio de presas que han soportado concentraciones de flujo a través de porciones constituidas por material fino, puede deducirse una relación clara, aunque cuantitativamente muy burda, entre la resistencia a la tubificación, las propiedades del material y los métodos de compactación (Sherard, 1952). Resulta, por ejemplo, que la propiedad más importante de un material en cuanto a su resistencia a la tubificación es el índice de plasticidad; siendo iguales las otras condiciones, las arcillas de plasticidad alta ($I_p > 15$) ofrecen la máxima resistencia al arrastre de partículas por las fuerzas de filtración, en tanto que los materiales con $I_p < 6$ constituyen los precedentes menos satisfactorios.

Las arcillas con alto contenido de iones de sodio en el agua de poro son una excepción a la regla del párrafo anterior. En efecto, tales arcillas parecen ser, independientemente de su índice de plasticidad, altamente susceptibles a dispersión y erosión interna en presencia de agua de bajo contenido salino, y han dado lugar a la falla por tubificación de gran número de pequeñas presas en Australia y Estados Unidos. El mecanismo que da lugar a tal comportamiento no es aún bien conocido, pero se han desarrollado ciertos índices que permiten identificar el grado de susceptibilidad de las arcillas a la tubificación por dispersión de partículas (Sherard, Decker y Ryker, 1972). El cap 27 describe la falla del dique La Escondida, Tams., atribuida a esta causa.

* Si en la fig 4.6b, por ejemplo, el suelo de cimentación tiene cohesión despreciable, una estimación del factor de seguridad contra tubificación sería la relación entre el peso volumétrico sumergido del suelo de cimentación (fuerza resistente) y el producto del gradiente hidráulico de salida por el peso volumétrico del agua (fuerza actuante).

El control del contenido de agua de compactación es importante en la prevención de daños por tubificación, principalmente a causa de su influencia en la permeabilidad de los suelos compactados. Un terraplén construido sin control adecuado del contenido de agua resultará heterogéneo y ofrecerá condiciones favorables para el desarrollo de concentraciones de flujo. Además, si se compacta uniformemente pero con muy bajo contenido de agua, resultará con permeabilidad inicial relativamente alta y las partículas tendrán tendencia a la dispersión, lo que aumenta el riesgo de erosión interna. Por otra parte, a mejor compactación corresponde, en igualdad de circunstancias, mayor resistencia a la tubificación.

Aparte de la selección del material y de los métodos de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas abajo de la zona que se pretende proteger. El criterio más generalizado para el diseño de tales filtros está basado en las propiedades granulométricas de los suelos, y desprecia la contribución de la cohesión del material protegido o la resistencia al arrastre por las fuerzas de filtración.

Sin embargo, Davidenkoff (1955) ha concluido que el factor de seguridad contra tubificación de un suelo cohesivo es directamente proporcional a la resistencia del suelo a la tensión simple, y que este factor puede ser tan importante que, por ejemplo, un corazón de 1.5 m de espesor uniforme, inclinado con un talud 1.5:1 y constituido por un suelo con resistencia a la tensión simple de 50 g/cm², acomodado sobre enrocamiento con partículas de diámetro medio próximo a 20 cm, puede soportar una diferencia de carga hidráulica de 45 m antes de tubificarse. No obstante, debe decirse en relación con este enfoque, que el peligro de acarreo de las porciones finas a través de los vacíos de las gruesas que las soportan aguas abajo no se debe únicamente a la posibilidad de tubificación, sino también a erosión por el agrietamiento previo de la sección impermeable. Dado que este último fenómeno representa quizá un peligro potencial mayor que la tubificación en presas zonificadas con secciones impermeables de arcilla, el diseño de estas porciones no puede considerarse satisfactorio si no se las provee de filtros de retención aguas abajo, capaces de evitar el arrastre del material fino, y, para tal fin, el criterio usual basado en consideraciones granulométricas parece ser el apropiado.*

* La falla de la presa Schofield en EUA (Sherard *et al.*, 1963), cuya amplia sección impermeable se apoyó directamente sobre la porción de enrocamiento de aguas abajo, ilustra claramente el punto: la cortina de aproximadamente 20 m de altura, construida en 1926, constaba de una zona impermeable de material arcilloso compactado, aguas arriba, apoyada sobre una zona de enrocamiento

Cuando el dominio de flujo es estratificado, como ocurre con frecuencia en las cimentaciones de presas, hay concentraciones de flujo a lo largo de los estratos más permeables. Si estos están constituidos por suelos finos poco plásticos, el peligro de erosión interna es inminente. También puede ocurrir que, si el estrato superficial es de muy baja permeabilidad, la subpresión en él llegue a ser suficientemente grande para producir su rotura o para poner en peligro la estabilidad de la cortina. En estos casos, más que en los de dominios homogéneos, existe la agravante de que el problema puede permanecer oculto hasta que sus consecuencias sean irreparables, a menos que: a) se localicen, aforen y observen continuamente las salidas del flujo aguas abajo de la presa, de modo que puedan identificarse los incrementos de gasto o de turbidez que puedan ser indicios de erosión interna, y se instalen piezómetros que permitan conocer en todo momento las condiciones de estabilidad de los estratos superficiales de la cimentación aguas abajo de la presa, o bien b) se instalen pozos de alivio que corten el estrato o estratos permeables en todo su espesor. Esta última es la medida más efectiva para el control del flujo de agua en una cimentación estratificada aguas abajo de una presa.

Las fallas de las presas mexicanas Santa Ana Acaxochitlán, Hgo. (Marsal y Tamez, 1956) y Laguna, Ver. (Marsal y Pohlenz, 1972) han sido atribuidas directamente a erosión interna de estratos de la cimentación constituidos por suelos finos poco plásticos.

4.4.3 Agrietamiento de la cortina. En ocasiones la erosión interna de los materiales de una cortina no es iniciada por las fuerzas de filtración, sino por la apertura de vías directas para el agua a través de la porción impermeable de la cortina, producidas por agrietamiento.

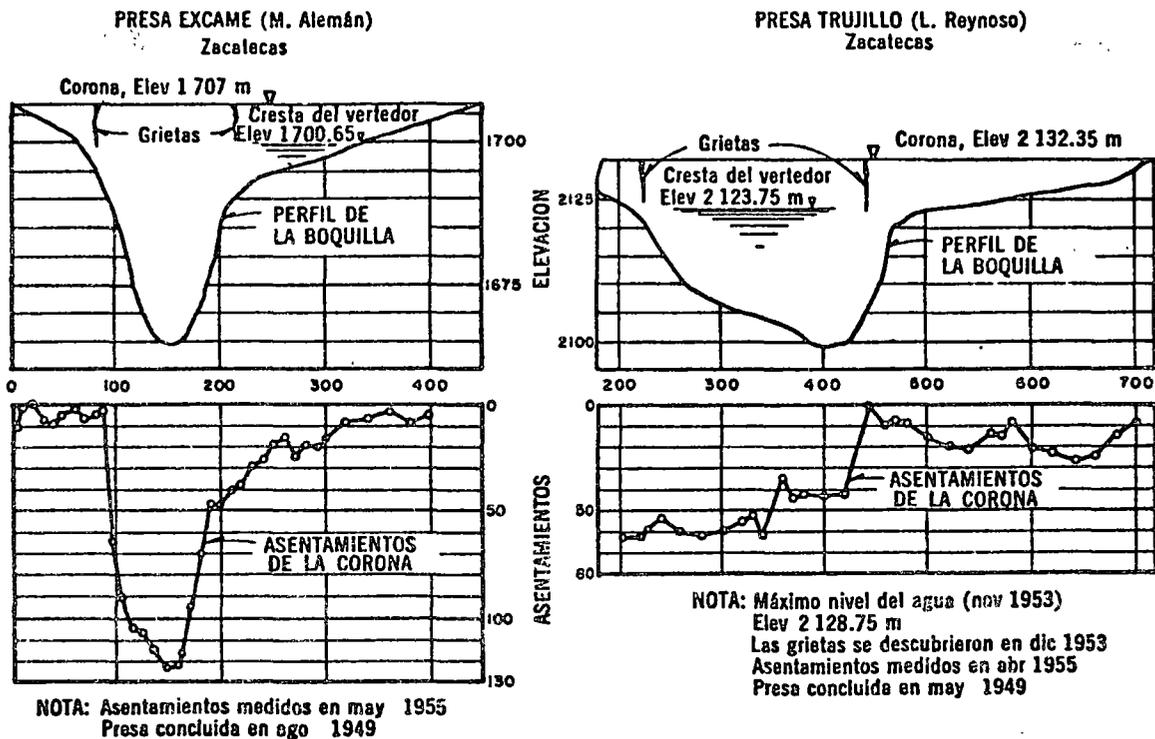
El agrietamiento, a su vez, puede deberse a cualquier fenómeno que induzca tensión en las zonas impermeables, como asentamientos diferenciales de la cortina, flexión de la sección impermeable cuando es muy delgada, secado o deficiente colaboración de materiales con propiedades esfuerzo-deformación diferentes.

En cortinas con corazón delgado, las deflexio-

to aguas abajo, sin filtro intermedio, constituyendo cada porción aproximadamente la mitad del volumen del dique.

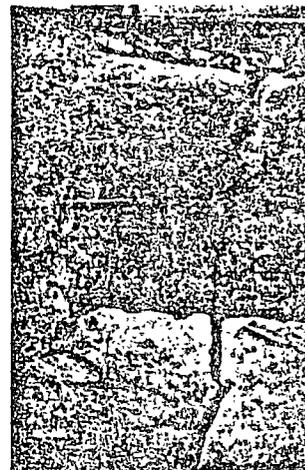
Cuando al año siguiente al de su terminación la presa se llenó por primera vez, aparecieron grietas hasta de 4 cm de ancho en el talud de aguas arriba y poco después fueron arrastradas por el agua grandes cantidades de material de la zona impermeable a través del enrocamiento.

En México, el caso de la presa Guadalupe es también ilustrativo del efecto de retención de los filtros de aguas abajo, y de las propiedades sellantes de un filtro adecuado aguas arriba (inciso 4.4.3).



PRESA EXCAME

Grietas en el corazón impermeable



PRESA TRUJILLO

PROPIEDADES MECANICAS													
PRESA	CLASIFICACION MIT (muestra integral)				LIMITES DE ATTERBERG (< malla 40)			e _s	PROCTOR ESTANDAR (< malla 4)				CLASIFICACION (sistema unificado)
	Gravo %	Arena %	Limo %	Arcilla %	LL %	LP %	IP —		γ _o kg/m ³	w _o %	e _o —	G _o %	
EXCAME	8	39	33	20	52	20	32	2.61	1635	19	0.59	86	CH
TRUJILLO	26	52	16	6	40	21	19	2.64	1760	16	0.50	82	SC

Fig 4.7 Deformación y agrietamiento de las presas Excame y Trujillo

nes por movimientos sísmicos de gran intensidad pueden producir grietas en la porción alta del corazón, particularmente cerca de los empotramientos, tanto por deflexión como por desfase de las oscilaciones de la cresta y de la boquilla. Los daños producidos por esta causa nunca han sido muy graves, pero debe advertirse que hasta hoy ninguna presa con corazón delgado de gran altura ha estado sujeta a sismos intensos.

En ciertas presas construidas recientemente en boquillas angostas, se ha pretendido reducir el peligro de agrietamiento transversal dando a las secciones horizontales de la cortina una ligera convexidad hacia aguas arriba, con la idea de inducir efectos de arco que reducirían el peligro de tensión en las porciones impermeables del dique en operación. Es posible que, en ciertos casos, dicho arqueado efectivamente ocurra, y por tanto la introducción de aquella curvatura sea benéfica, pero no hay evidencias concluyentes.

Los asentamientos desiguales de diversas zonas de la cortina son quizá la causa más frecuente de agrietamiento. En seguida, se ilustran las circunstancias en que con mayor probabilidad ocurren.

Las grietas transversales son obviamente las más peligrosas. Ocurren cuando los estratos compresibles de la cimentación o las zonas impermeables del dique presentan, a lo largo del eje de la cortina, cambios bruscos de compresibilidad o de dimensiones. También puede sobrevenir como consecuencia del desfase de deformaciones cuando se construye una sección de cierre.

En la fig 4.7 se presentan los datos de las presas mexicanas M. Alemán (Excamé) y L. Reynoso (Trujillo), Zac., que sufrieron agrietamiento transversal en condiciones muy similares. Ambas presas, de aproximadamente 45 m de altura máxima, constan de un amplio corazón central impermeable con taludes 1:1 aguas arriba y 0.75:1 aguas abajo, confinado por respaldos de enrocamiento con zonas de transición de rezaga bien graduada.

En los dos casos la boquilla es relativamente angosta y presenta cambios bruscos de pendiente en los empotramientos, que se traducen en asentamientos diferenciales del corazón impermeable (fig 4.7). Estos a su vez generan tensiones en las zonas próximas a la corona localizadas encima de los cambios de pendiente pronunciados.

A pesar de que los asentamientos diferenciales fueron menos severos en la presa Trujillo que en la Alemán, en ambas se presentaron dos zonas de tensión con grietas de más de 7 m de profundidad y 5 cm de abertura en la cresta. El hecho de que ante deformaciones diferenciales de diversa magnitud hayan ocurrido agrietamientos de características casi idénticas, es atribuible a la deformabilidad diferente de los suelos del cora-

zón impermeable en una y otra presa. En efecto, el material impermeable de la presa Alemán (la más severamente deformada) es más plástico ($I_p = 32$) que el de la presa Reynoso ($I_p = 19$). A pesar de que en la presa Alemán el agua llegó a la zona agrietada, la inspección por medio de pozos a cielo abierto no reveló erosión de los materiales. La reparación consistió, en ambos casos, en la apertura de una trinchera de 2 m de ancho y 8 m de profundidad a lo largo del eje de la cortina, desde cuyo fondo se inyectaron las grietas (aproximadamente de 1 mm de ancho a esa elevación) con mezcla de agua y arcilla plástica, rellenándose posteriormente la trinchera con una arcilla compactada con humedad tres por ciento mayor que la óptima próctor (Marsal y Tamez, 1959).

En otros casos el mismo tipo de agrietamiento se presenta, aunque no haya cambios bruscos de pendiente en la boquilla, en las fronteras entre materiales de diferente compresibilidad cuando, por ejemplo, se utilizan bancos de préstamo distintos a uno y otro lado del eje del cauce, o bien en los contactos entre porciones construidas en periodos diferentes, como secciones de cierre o, finalmente, cuando los asentamientos diferenciales a lo largo de la cortina se deben a deformaciones de la cimentación.

El riesgo de agrietamiento transversal y la probabilidad de que, dado este, la erosión ponga en peligro la integridad de la cortina, aumentan al disminuir el espesor del corazón impermeable. Se sabe de corazones impermeables que se han comportado satisfactoriamente con espesores tan pequeños como diez por ciento de la carga de agua. Sin embargo, no parece aconsejable llegar a tales valores, a menos que se trate de una presa pequeña cuyo corazón, además, esté protegido contra los efectos catastróficos del agrietamiento mediante amplios filtros y transiciones a ambos lados. En ausencia de grandes asentamientos diferenciales, un espesor no inferior a quince o veinte por ciento de la carga de agua puede considerarse aceptable en presas de altura moderada o grande. Por ejemplo, en la presa El Infiernillo el corazón impermeable central tiene espesor no menor de veintidós por ciento de la carga de agua a cualquier elevación.

Es concebible que, debido a efectos de arqueado, las grietas producidas por asentamientos diferenciales de la cimentación o del terraplén no sean verticales, sino que corten a la cortina casi horizontalmente. Al menos en un caso se ha observado este comportamiento de una presa de sección homogénea construida con suelos compactados poco plásticos (A. Casagrande, 1953).

El agrietamiento longitudinal es generalmente menos peligroso que el transversal, excepto en presas con corazón inclinado, en las cuales ambos tipos son igualmente graves. Como contra-

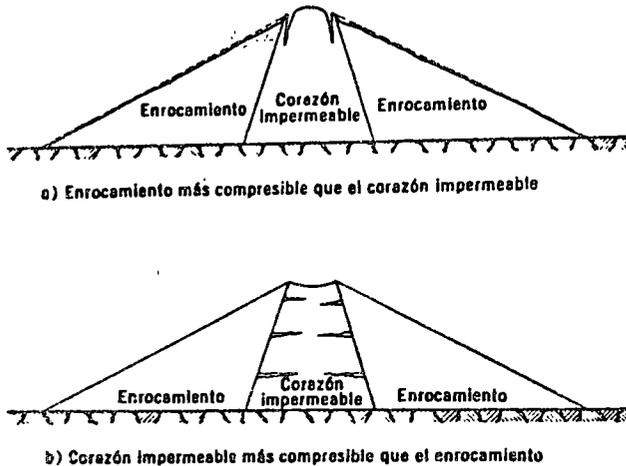


Fig 4.8 Agrietamiento debido a diferencias de compresibilidad de una sección compuesta

partida, las grietas longitudinales son más frecuentes, al menos en presas de sección compuesta por una zona central impermeable y respaldos de enrocamiento colocado a volteo. En estos casos, la compresión de los respaldos por reacomodo o rotura de partículas da lugar a grandes esfuerzos cortantes en los contactos con el corazón de arcilla, que pueden ser suficientes para crear tensión en este cerca de la corona (fig 4.8a). Muchas presas de construcción relativamente reciente han mostrado grietas de esta naturaleza, algunas veces asociadas a una precipitación pluvial muy intensa que promueve la compresión de los enrocamientos (Marsal y Tamez, 1959).

Se ha sugerido que el fenómeno inverso (es decir, mayor compresibilidad del corazón impermeable que de los enrocamientos) también puede dar lugar a grietas horizontales a través

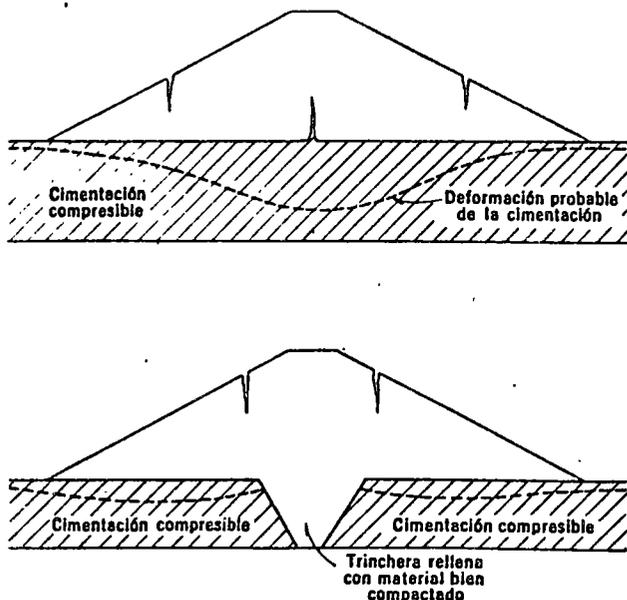


Fig 4.9 Grietas longitudinales por deformación diferencial de la cimentación

del corazón, debido a arqueado inducido por el desarrollo de esfuerzos cortantes en el contacto con los enrocamientos (fig 4.8b) (Sherard *et al*, 1963).

Las deformaciones diferenciales de la cimentación son la causa más frecuente de grietas longitudinales en una cortina. La fig 4.9 ilustra los casos en que con mayor probabilidad se desarrollarían grietas por esta causa; cuando la zona de tensión ocurre en la parte inferior de la cortina, la existencia de las grietas solo puede sospecharse por las condiciones de deformación o por otros indicios, como la pérdida del agua de perforación si se hacen exploraciones profundas en la zona impermeable.

Un caso notable de falla de una presa mexicana a causa del agrietamiento producido por hundimientos diferenciales de la cimentación es el de la presa Guadalupe, Edo. de Méx. Esta se construyó inicialmente (1940) como una cortina de enrocamiento desplantada sobre depósitos aluviales de compresibilidad variable, con pantalla de concreto aguas arriba, unida esta a un dentellón de concreto de 20 m de profundidad a fin de minimizar las pérdidas de agua a través de la cimentación. Varios años después de terminada la cortina y al llenarse por primera vez surgió una filtración que llegó a ser mayor de 1 m³/seg, debida a agrietamiento de las losas en la vecindad de su unión con el dentellón de concreto. La falla aparentemente se debía a deformaciones de la cimentación bajo la masa de enrocamiento. Dado que los asentamientos prácticamente habían cesado, se decidió reparar la cortina dos años después, colocando sobre la losa de concreto previamente perforada un corazón inclinado de material impermeable (arena arcillo-limosa con finos de plasticidad media) protegido aguas arriba por una capa de enrocamiento, y prolongado horizontalmente. Entre la losa de concreto y el corazón impermeable se colocó una capa de filtro (fig 4.10).

Al ponerse en servicio la presa modificada, volvieron a aparecer filtraciones que alcanzaron 500 lt/seg. Después de vaciar el vaso, pudo hallarse una grieta longitudinal en gran parte del corazón, acusada superficialmente por una depresión del enrocamiento protector de aguas arriba. La grieta, de ancho variable entre 3 y 30 cm en su parte superior, cortaba al corazón casi verticalmente y conducía en un sitio a una cavidad; esta cavidad apuntaba hacia donde la pantalla de concreto se agrietó en la primera falla (fig 4.10).

Todo indicaba que este nuevo agrietamiento se debía a flexión del corazón, atribuible a su vez a hundimiento del pesado delantal construido aguas arriba como prolongación del corazón impermeable, o a deformaciones adicionales de la cimentación y del enrocamiento bajo el peso del

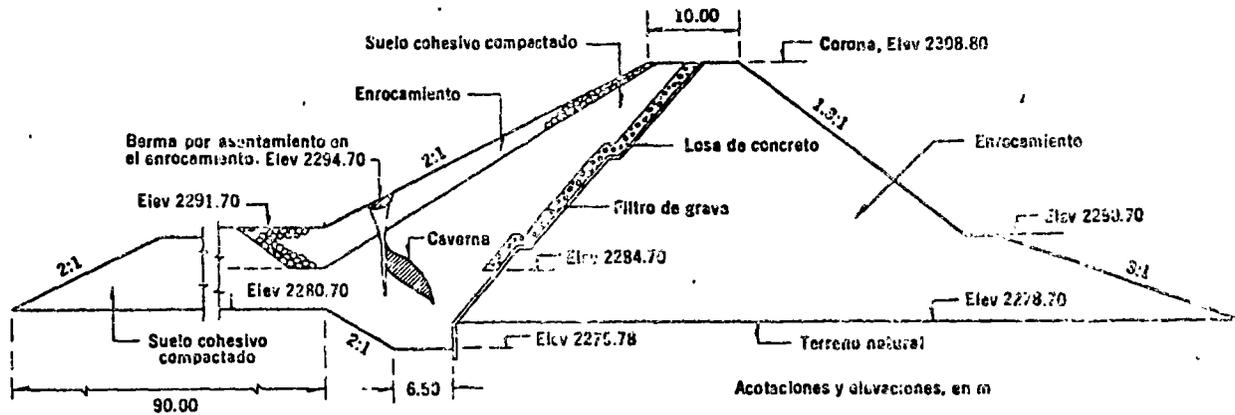


Fig 4.10 Sección máxima de la cortina mostrando agrietamiento y caverna originada por el agua

propio corazón inclinado (Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1953; Marsal y Tamez, 1956).

Lo relevante en dicho ejemplo fue que, excepto en la porción conectada a la caverna, la grieta había sido obturada por la rezaga que servía de apoyo al enrocamiento de protección (fig 4.11). Esto indica que, de haber sido más abundante y mejor graduada dicha rezaga, y de haberse colocado un filtro continuo aguas abajo del corazón impermeable,* las filtraciones y los daños a la cortina habrían sido mucho menores, aun ante un caso de agrietamiento tan severo como el ocurrido. La fig 4.11 y las observaciones colaterales muestran, además, el mecanismo de trabajo y la importancia de la zona de material granular limpio a ambos lados de un corazón sometido a deformaciones que pueden producirle grietas.

Aguas arriba del corazón impermeable de una presa, las capas de material granular tienen la función de sellar cualquier grieta de la zona impermeable, penetrando en ella bajo la acción del flujo de agua. Para ello, dicho material granular debe estar libre de finos que puedan darle cohesión e impedir su migración a la grieta; debe, también, constituir una capa de espesor suficiente para rellenar la grieta y autosellarse.

Los filtros de aguas abajo del corazón impermeable, por su parte, tienen funciones de retención y de drenaje, esto es, deben impedir el arrastre de las partículas del material de aguas arriba, así como desalojar rápidamente el agua filtrada a través del corazón impermeable. Para cumplir tales funciones, dichos filtros deben tener cierta granulometría, ser de un espesor generoso y estar libres de finos; estas dos últimas características garantizarán su capacidad autosellante.

El dimensionamiento de filtros de sellado y de retención es, por necesidad, empírico, salvo por lo que se refiere, en los filtros de retención,

* Obsérvese en la fig 4.10 que la capa de filtro entre la antigua losa de concreto y el corazón impermeable se suspende antes de llegar a la cimentación, dejando sin proteger la parte inferior del corazón.

a su granulometría y capacidad de drenaje. Estos dos aspectos se discuten a continuación.

4.4.4 Capacidad de retención y drenaje de los filtros. Para ser eficiente, la permeabilidad de cualquier filtro debe ser mucho mayor que la del suelo que protege. Es aceptable un filtro con permeabilidad mínima 50 veces mayor que la del suelo, pero usualmente se pretende que la permeabilidad del filtro sea 100 o más veces ma-



Fig 4.11 Aspectos de la grieta longitudinal, sellada por la rezaga (Elev 2284.70 m)

yor. Además, los poros del filtro deben ser suficientemente finos para impedir el paso de partículas del material protegido.

Para cumplir la primera condición ($k_{\text{filtro}} \geq 100 k_{\text{suelo}}$) es necesario que las partículas más finas del filtro sean cierto número de veces mayores que las más finas del suelo protegido. Experimentalmente se sabe que esa condición se cumple si D_{15} (del filtro) $\geq 5 D_{15}$ (del suelo), en que D_{15} es un diámetro tal que solo quince por ciento por peso de las partículas son menores que él.

También es un hecho experimental que si un filtro es capaz de retener las partículas gruesas del suelo, estas forman una malla que, a su vez, retiene al resto. Ya que las partículas finas del filtro serían, en cualquier caso, las encargadas de retener a las partículas gruesas del suelo protegido, se ha investigado la relación entre D_{15} (del filtro) y D_{85} (del suelo) necesaria para cumplir la segunda condición mencionada, y se ha concluido que esa relación es aproximadamente D_{15} (del filtro) $\leq 5 D_{85}$ (del suelo) (Bertram, 1940).

Por tanto, las dos condiciones (permeabilidad y capacidad de retención) que debe cumplir un filtro, se satisfacen si sus características granulométricas se eligen atendiendo a las del suelo por proteger, de modo que

$$\frac{D_{15} \text{ (del filtro)}}{D_{85} \text{ (del suelo)}} \leq 5 \leq \frac{D_{15} \text{ (del filtro)}}{D_{15} \text{ (del suelo)}} \quad (4.3)$$

En una presa de tierra es conveniente cumplir las condiciones expresadas por la ec 4.3 entre todo par de materiales adyacentes.

Las dimensiones de los filtros y las zonas de transición deben fijarse en atención a diversas consideraciones.

Por facilidad de construcción y para evitar las consecuencias de la contaminación, no es recomendable colocar filtros de espesor inferior a un metro, a menos que se empleen procedimientos de colocación especiales.

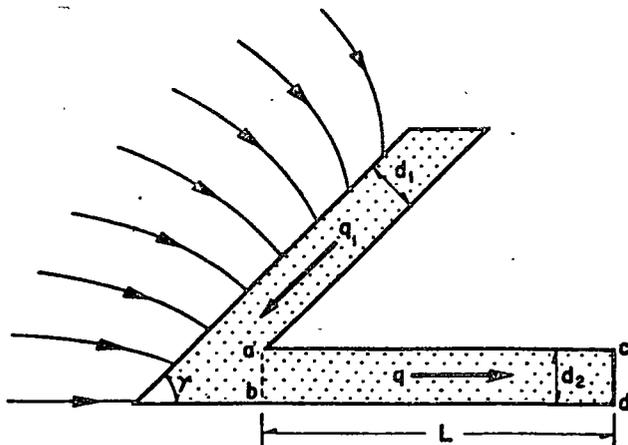


Fig 4.12 Condiciones de flujo para el diseño de un filtro

La capacidad hidráulica es otro aspecto que debe analizarse al dimensionar los filtros de una presa. El caso más general de filtro en una presa de tierra se muestra en la fig 4.12, en que la dirección del flujo está indicada con flechas. En cuanto al filtro inclinado, la porción inferior de él es la sometida al máximo flujo de agua. Considerando que en esa porción el flujo se aproxima a uno paralelo y uniforme en la dirección indicada por la flecha, entonces, por la ley de Darcy, el espesor mínimo del filtro inclinado con permeabilidad k debe ser

$$(d_1)_{\text{mín}} = \frac{q_1}{k \text{ sen } \gamma}$$

donde $q_1 < q$, siendo q el gasto total hacia el filtro, por unidad de longitud de la presa, calculado a partir de la red de flujo. Incluyendo un factor de seguridad que probablemente es próximo a 2, se tiene

$$(d_1)_{\text{mín}} = \frac{q}{k \text{ sen } \gamma} \quad (4.4)$$

El gasto por unidad de longitud de presa que puede pasar a través del filtro horizontal es, por la fórmula de Dupuit (cap 5)

$$q_H = \frac{k (h_1^2 - h_2^2)}{2L}$$

siendo h_1 y h_2 las cargas hidráulicas en las secciones $a-b$ y $c-d$, respectivamente. Imponiendo la condición de que la carga de agua en la salida del filtro sea nula, y suponiendo que el filtro inclinado tiene dimensiones adecuadas, entonces $(h_1)_{\text{máx}} = d_2$ y $h_2 = 0$, por lo que, incluyendo un factor de seguridad de 2 en el gasto, se tiene

$$d_2 = \sqrt{\frac{4 q L}{k}} \quad (4.5)$$

Finalmente, en los filtros o transiciones cuya función principal es proteger a la presa contra una falla catastrófica por agrietamiento, el espesor necesario no se puede cuantificar sino empíricamente, y debe ser bastante amplio para eliminar riesgos excesivos.

4.4.5 Análisis cuantitativo del agrietamiento. En el cap 15 se describe una técnica de análisis de una cortina para cuantificar los problemas de agrietamiento mediante el método de elementos finitos. Si bien dicha técnica es aún muy limitada (pues requiere multitud de simplificaciones, particularmente en la geometría del problema), constituye la única herramienta cuantitativa actual-

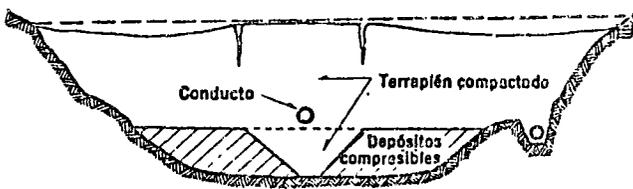


Fig 4.13 Agrietamiento debido a sustitución de depósitos naturales compresibles por suelo bien compactado en trinchera, para servir de apoyo a un conducto enterrado

mente disponible para investigar el punto. Ella hace posible, al menos, dilucidar los efectos de ciertos detalles geométricos de la boquilla y la cortina y de las propiedades mecánicas de los materiales en la localización y la extensión de las zonas de la cortina sujetas a tracción. Esto permite, a su vez, tomar en cada caso decisiones mejor fundadas que las que se derivan de la pura intuición.

4.4.6 Conductos enterrados. La colocación de un conducto de agua (generalmente perteneciente a la obra de toma) a través de un terraplén o de una cimentación deformable lleva implícitos riesgos de tres clases: a) fugas a través de juntas y fisuras, con sus consecuencias en las propiedades de los suelos que las reciben; b) fallas estructurales del ducto por incompatibilidad a deformación con el medio en que yace, o por excesiva presión de contacto con el mismo, y c) vías para el agua entre el ducto y el terreno, favorecidas por la compactación deficiente y por la incompatibilidad a deformación.

Cualquiera de esos posibles problemas tiene el agravante de ser de difícil solución o francamente catastrófico. En otros casos, al tratar de colocar un ducto evitando los riesgos mencionados se han creado problemas adicionales, como el ilustrado en la fig 4.13.

Por eso siempre se tratará de evitar la colocación de conductos a través de un terraplén o de una cimentación compresible. Cuando resulte indispensable hacerlo, se deben colocar dentro de una pequeña trinchera abierta en la roca (fig 4.14), rellenando después con material cuidadosamente compactado.* Además, el diseño estructural del conducto debe ser conservador, pues la economía que de otro modo se logra no justifica en forma alguna correr los riesgos de una falla.

El diseño de la sección del ducto bajo carga

* Esta es la solución adoptada en tres presas mexicanas: Abelardo Rodríguez y Alvaro Obregón, Son. y Presidente Alemán, Oax., las dos últimas provistas también de otra toma a través de un túnel en la roca. Con estas excepciones, en México siempre se ha evitado la instalación de conductos a través de la cortina o de una cimentación compresible.

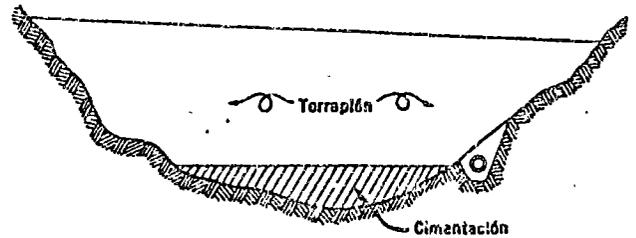


Fig 4.14 Alternativa aceptable para alojamiento de un conducto bajo el terraplén

estática puede hacerse superponiendo a la presión exterior del agua las siguientes presiones debidas al suelo:

- a) Una presión vertical \bar{p}_v igual al peso efectivo de toda la columna de suelo superyacente.
- b) Una presión horizontal efectiva \bar{p}_h proporcional al alargamiento del diámetro horizontal del tubo, que resulta, para un ducto de sección circular

$$\bar{p}_h = \frac{0.26 w_{pp} + 0.17 p_v}{2.7 E_c I_c / E_s R^3 + 0.17} \quad (4.6)$$

donde

- w_{pp} peso propio de una porción del ducto de longitud unitaria
- E_c módulo de elasticidad del material del conducto
- I_c momento de inercia de una sección transversal de longitud unitaria de la pared del ducto
- E_s módulo de deformación del suelo en términos de esfuerzos efectivos y bajo cargas sostenidas
- R radio medio del ducto

La ec 4.6 se obtiene de suponer que la relación carga vs desplazamiento horizontal de las paredes laterales del ducto bajo $\bar{p}_v < \bar{p}_h$ es semejante a la de una zapata de gran longitud, es decir $\delta \approx 1.35 F/E_s$, en que δ es el desplazamiento y F es la carga que lo produce.

En cuanto a flexión longitudinal, debe verificarse que los conductos enterrados sean capaces de soportar sin agrietamiento los asentamientos diferenciales previsibles a lo largo de su eje, calculados como si el conducto no existiera.

El diseño de conductos enterrados bajo excitación sísmica se discute en la parte E.

4.4.7 Condiciones de seguridad contra flujo incontrolado: resumen. De lo discutido en relación con los problemas que crea el flujo de agua a través de la cimentación y de la cortina de presas de tierra, se puede concluir que en el diseño de estas obras deben tomarse medidas especiales contra tubificación, agrietamiento, reblandecimiento.

cimiento y subpresión. Dichas medidas pueden resumirse en las siguientes condiciones de seguridad contra flujo incontrolado:

a) Debe evitarse que las condiciones geológicas de la cimentación o del vaso permitan concentraciones de flujo intolerables hacia fuera del embalse.

b) El contenido de agua y la energía de compactación de los suelos del corazón impermeable deben ser tales que los asentamientos posteriores a la construcción resulten mínimos.

c) Los diversos materiales de la cortina deben distribuirse adecuadamente, proveyendo zonas de transición de espesor y granulometría adecuados a ambos lados del corazón impermeable, especialmente en cortinas en que son posibles asentamientos diferenciales de importancia.

d) Debe procurarse que las propiedades mecánicas (compresibilidad, resistencia y permeabilidad) del material colocado en las zonas impermeables sean uniformes, a fin de minimizar las posibilidades de deformación diferencial, arqueamiento, agrietamiento o concentración del flujo de agua. Para esto se requiere el control tanto de las propiedades índices de los suelos (en especial su granulometría y sus límites de consistencia) como de las condiciones de colocación y compactación (particularmente el contenido de agua y la energía de compactación).

e) El gradiente de salida aguas abajo de la presa debe ser mucho menor que la unidad y, si la cimentación es de material térreo, el agua debe descargar a un filtro invertido de espesor y granulometría adecuados.

f) Las filtraciones a través de la cortina o de la cimentación deben observarse continuamente aguas abajo de la presa, y, cuando las condiciones geológicas favorecen la creación de subpresiones altas, deben instalarse pozos de alivio.

g) La compactación de los suelos finos en los contactos con la boquilla o con estructuras rígidas debe ser especialmente cuidadosa, a fin de impedir que tales contactos constituyan vías de fácil acceso para el agua.

h) Deben evitarse los conductos a través de terraplenes o cimentaciones compresibles y, cuando sean ineludibles, diseñarlos conservadoramente.

4.5 DISEÑO CONTRA DESLIZAMIENTOS

4.5.1 Métodos de análisis. Cuando en una o más superficies continuas de un terraplén y/o de su cimentación el valor medio de los esfuerzos cortantes iguala la resistencia media disponible, ocurre lo que se llama un deslizamiento o falla por cortante. Su manifestación exterior puede ir desde una distorsión más o menos notoria de los taludes hasta un desplazamiento masivo de la cortina o de una porción importante de ella. El diseño contra deslizamientos tiene por objeto

verificar que la inclinación de los taludes no sea tan grande que resulte en valores esperados muy altos de los daños por deslizamiento, ni tan pequeña que dé lugar a un costo inicial excesivo de la cortina.

El análisis de estabilidad de una presa y su cimentación es posible, en principio, por dos métodos: a) el cálculo de esfuerzos y deformaciones en todo el terraplén y su cimentación mediante solución numérica de las ecuaciones de la mecánica de medios continuos; b) la determinación, por análisis límite, de la relación entre esfuerzo cortante y resistencia a lo largo de superficies que definan un mecanismo potencial de falla; en este caso es necesario un proceso de tanteos para hallar el mecanismo con mínimo factor de seguridad. Reséndiz y Romo (1972) han sugerido un tercer enfoque que, combinando las ventajas de los dos anteriores, permite hacer análisis de estabilidad en términos del factor de seguridad o bien en términos de deformaciones (cap 14).

El primer método mencionado está cada vez más cerca de ser satisfactorio. Generalmente se basa en la técnica de elementos finitos y sus limitaciones actuales más importantes radican en la dificultad para definir las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales involucrados. En el cap 13 se discute este método y se ilustra su uso.

En el método de análisis límite, la elección de los mecanismos de falla no es asunto trivial, pues si el factor de seguridad calculado ha de tener un sentido físico y ha de determinarse mediante un número razonable de tanteos, cada mecanismo de falla analizado debe cumplir la condición de ser cinemáticamente admisible. Elegido cada mecanismo de falla, el análisis de estabilidad tiene dos aspectos igualmente importantes: la estimación de la resistencia del suelo a lo largo de las superficies de deslizamiento supuestas, y el cálculo de los esfuerzos de corte actuantes en las mismas superficies. En un análisis determinista, es conveniente que ambas estimaciones sean de confiabilidad comparable.

Generalmente se considera que el diseño contra deslizamiento de una presa es satisfactorio si su factor de seguridad contra este tipo de falla en cada condición de trabajo, determinado por análisis límite, es superior a cierto valor mínimo sancionado por la experiencia como adecuado.*

* El factor de seguridad calculado es función de ciertos detalles del procedimiento de análisis como el método de estimación de resistencias y presiones de poro. Sin embargo, es práctica corriente aceptar los siguientes factores de seguridad mínimos: 1.5 para la condición de embalse lleno a largo plazo; 1.3 para vaciado rápido, y 1.1 (si las presiones de poro se miden *in situ*) para la etapa de construcción. Ante solicitaciones sísmicas, el concepto convencional de factor de seguridad carece de significado.

Teniendo en cuenta que el objetivo del diseño es minimizar el costo total esperado (ec 4.1), el factor de seguridad tampoco debería ser muy superior a dicho mínimo.

4.5.2 Condiciones críticas en la estabilidad de una presa. Generalmente la estabilidad de una presa pasa por cuatro estados críticos en los cuales debe verificarse que el diseño contra deslizamientos es adecuado:

a) *Al final de la construcción.* Durante el proceso de construcción de una presa, las porciones poco permeables de la cimentación y del terraplén sufren, por una parte, aumentos sostenidos de esfuerzo cortante y, por otra, incrementos de resistencia. Los incrementos de resistencia se deben a que, por no estar el suelo totalmente saturado, parte de los incrementos de esfuerzo se transforman instantáneamente en esfuerzos efectivos y a que las presiones de poro se disipan progresivamente. Las variaciones de esfuerzo actuante y resistencia son tales que, generalmente, el factor de seguridad de la cortina contra deslizamiento disminuye al progresar la construcción. Al final de esta, el factor de seguridad es tanto menor cuanto mayor haya sido el grado de saturación del suelo compactado y cuanto menor haya sido la rapidez de disipación de la presión de poro en las zonas críticas. Es usual analizar la estabilidad en esta condición en términos de esfuerzos totales suponiendo disipación nula de presión de poro (esto es, tomando la resistencia no consolidada-no drenada de especímenes con esfuerzos confinantes y con características semejantes a las del suelo compactado *in situ*), o bien en términos de esfuerzos efectivos con las presiones de poro resultantes de mediciones en la propia cortina.

b) *A largo plazo y con presa llena.* Al llenarse el embalse, los esfuerzos actuantes en la cortina aumentan y el desarrollo del flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en zonas próximas a la base de la cortina hasta hacerlas máximas cuando se alcanza la condición de flujo establecido. Por tanto, el factor de seguridad llega a un mínimo en la condición de trabajo a largo plazo con presa llena. Lo más conveniente en este caso es hacer el análisis de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos a partir de la resistencia consolidada-drenada de especímenes representativos.

c) *Durante vaciado rápido.* Después de cierto tiempo de operación de la presa, la cortina ha sido infiltrada y ha alcanzado condiciones de flujo establecido hacia aguas abajo. Si en esas condiciones ocurre un descenso rápido del nivel del embalse, el talud de aguas arriba será sometido a un aumento de las fuerzas que tienden a producir inestabilidad (principalmente por la desaparición del empuje del agua en una porción

del paramento mojado) y, en ciertos casos, a incrementos de presión de poro en las zonas impermeables de la cortina. Así, el factor de seguridad del talud de aguas arriba presenta un mínimo durante vaciado rápido.

En efecto, analicemos, en términos de esfuerzos efectivos, el caso general de una sección zonificada con cubierta prácticamente incompresible aguas arriba del corazón con tendencias al cambio de volumen (positivo o negativo) bajo incrementos de esfuerzo cortante. El aumento de fuerzas actuantes se presenta mediante uno de los tres siguientes mecanismos: a) si la cubierta incompresible es poco permeable ($k < 10^{-3}$ cm/seg), el agua que la satura permanecerá en los poros después del vaciado rápido en la forma de agua capilar y, por tanto, el peso de la cubierta aumentará de sumergido a saturado; b) si la cubierta incompresible es relativamente permeable (k entre 10^{-1} y 10^{-3} cm/seg), al bajar rápidamente el embalse se establece en ella un flujo descendente cuyas fuerzas de filtración se suman a las fuerzas gravitacionales actuantes; además, estas últimas también aumentan al pasar el peso volumétrico de la cubierta de sumergido a saturado; c) si la cubierta es muy permeable, el agua sale de sus poros, prácticamente con la misma rapidez que la de vaciado del embalse y las fuerzas actuantes aumentan al cambiar el peso volumétrico de la cubierta de sumergido a seco. El cambio de presión de poro en la porción impermeable puede calcularse mediante una expresión como la ec 5.30 si el análisis se hace en términos de esfuerzos efectivos, o bien, en un análisis con esfuerzos totales dicho cambio puede introducirse implícitamente determinando la resistencia del suelo por medio de pruebas consolidadas-no drenadas que reproduzcan en el laboratorio la trayectoria de esfuerzos del suelo en el prototipo, como se discutirá en el inciso 4.5.3.

d) *Bajo excitación sísmica.* Durante un sismo, a las fuerzas actuantes permanentes se suman fuerzas de inercia alternantes debidas a la respuesta dinámica de la cortina. Esta variación de esfuerzos a su vez induce cambios de presión de poro y de resistencia en los suelos. Los resultados netos son variaciones transitorias del factor de seguridad en uno y otro sentido. Debido a que el periodo durante el cual disminuye el factor de seguridad es muy pequeño (mucho menor que el necesario para dar lugar a un deslizamiento como los que ocurren bajo carga sostenida), dicho factor de seguridad puede alcanzar transitoriamente valores aun menores que la unidad sin que necesariamente resulte una falla por cortante. Así pues, el concepto convencional de factor de seguridad pierde su significado en este caso y el diseño contra deslizamiento bajo sismo debe hacerse en términos de las distorsiones de la cortina resultantes de la acumulación de pe-

queños desplazamientos en cada ciclo de fuerzas inerciales. El análisis de una cortina ante esta condición es mucho más complejo que bajo carga estática y a él se dedica la parte E de este libro.

Existe una excelente revisión por Lowe (1967) de los procedimientos de análisis de estabilidad para las condiciones a) a c), incluyendo la determinación de la resistencia de los suelos en el laboratorio, la elección del método de análisis y la determinación de los esfuerzos actuantes. Por tanto, se omite aquí la discusión de tales tópicos.

4.5.3 Análisis de estabilidad con esfuerzos totales y con esfuerzos efectivos. Cuando se desea verificar la estabilidad de un terraplén en una condición en que hay presiones de poro transitorias inducidas por las cargas actuantes (es decir, presiones de poro que no corresponden a un estado de flujo establecido), hay la opción de realizar el análisis en términos de esfuerzos efectivos o de esfuerzos totales.

Para esclarecer a fondo ambos métodos conviene señalar algunos hechos fundamentales de la resistencia al corte de los suelos.

La resistencia de un suelo depende tanto de las características que definen el estado inicial del material (relación de vacíos, grado de saturación y estructura) como del modo de aplicación de los esfuerzos exteriores (trayectoria de esfuerzos, velocidad de carga y condiciones de drenaje). Por tanto, la correcta aplicación de la mecánica de suelos al análisis de estabilidad de una presa, exige la determinación de la resistencia de los materiales en muestras para las cuales las variables enunciadas sean tan semejantes a las de campo como resulte posible.

Se ha visto que en muchos casos los efectos de todas esas variables en la resistencia de un suelo pueden expresarse, aproximadamente, en términos de solo tres factores: el esfuerzo efectivo en el plano de falla durante esta, la trayectoria de esfuerzos efectivos y la velocidad de deformación, siendo el primero de ellos, con mucho, el factor dominante. Este enunciado es una expresión del principio de los esfuerzos efectivos.

La utilidad directa del principio de los esfuerzos efectivos en el análisis de estabilidad de una presa depende, obviamente, de la posibilidad de predecir dichos esfuerzos en el momento de la falla. Pero, salvo casos en que las fuerzas actuantes permanecen constantes o cambian tan lentamente que la presión de poro inducida por ellas es nula, la estimación de las presiones de poro, y por tanto de los esfuerzos efectivos en la falla, es un asunto difícil.

Sin embargo, ocurre que en todo proceso de carga a contenido de agua constante la presión de poro inducida en el momento de la falla de-

pende, *esencialmente*, del estado inicial del suelo, esto es, de la historia de esfuerzos efectivos anterior al momento de iniciación del proceso de deformación a volumen constante (Bishop y Edin, 1950). Este hecho y el principio de los esfuerzos efectivos permiten concluir que la resistencia de un suelo deformado a volumen constante depende *principalmente* de las siguientes tres variables: historia de carga antes del proceso de falla, trayectoria de esfuerzos durante el proceso de falla y velocidad de deformación, siendo la primera, con mucho, la más importante. Alguna vez se ha propuesto llamar a este enunciado "principio de la resistencia no drenada" (Whitman, 1960) y es el fundamento explícito del procedimiento de análisis de estabilidad en términos de esfuerzos totales.

Ahora bien, el papel tan importante del esfuerzo efectivo en la resistencia de los suelos ha dado lugar a que algunos ingenieros consideren "más fundamental" o más correcto un análisis en términos de esfuerzos efectivos que uno en términos de esfuerzos totales. En la base de tal posición hay una falacia, pues, si se aplican con conocimiento, ambos métodos son idénticamente confiables.

La diferencia entre el método de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales radica, *exclusivamente*, en el hecho de que en el primero el componente transitorio (o inducido) de la presión de poro se toma en cuenta *explícitamente*, en tanto que en el segundo no se hace estimación alguna de dicho componente porque se encuentra *implícito* en el valor de la resistencia no drenada que se usa.

Por el principio de la resistencia no drenada, para un análisis en términos de esfuerzos totales se requieren determinaciones muy cuidadosas de la resistencia en muestras representativas con historia de carga igual a la de los elementos correspondientes del prototipo, ensayadas con trayectoria de esfuerzos y velocidad de deformación semejante a los de campo. Por su parte, la determinación de la resistencia (consolidada-drenada) para un análisis en términos de esfuerzos efectivos es menos problemática, pues sus resultados son poco sensibles a las condiciones del ensaye.

Un análisis con esfuerzos efectivos exige, sin embargo, la predicción de la presión de poro inducida por las cargas en el prototipo, y para ello tienen que usarse los resultados de mediciones de presión de poro en pruebas de laboratorio del mismo tipo que las usadas en el método de esfuerzos totales. Así pues, si la *medición* de la presión de poro en el laboratorio *fuese absolutamente precisa*, los resultados de ambos métodos de análisis serían idénticos, pues tanto la predicción de las presiones de poro del prototipo (para el método de esfuerzos efectivos) como la esti-

mación de la resistencia no drenada (para el método de esfuerzos totales) dependerían de una misma condición básica: la reproducción de las presiones de poro del prototipo en pruebas de laboratorio no drenadas.

En consecuencia, puede concluirse que:

a) El método de esfuerzos totales tiene la ventaja de ser más directo por cuanto no requiere medir la presión de poro inducida y, por tanto, elimina los errores instrumentales asociados a dicha medición.

b) El método de esfuerzos efectivos es más útil para fines de control, pues permite verificar la estabilidad en cualquier etapa de la construcción de la presa mediante mediciones de presión de poro en el prototipo.

c) Ambos métodos pueden considerarse igualmente válidos y la elección entre uno y otro solo puede basarse en la sencillez de aplicación a cada caso.

4.5.4 Mecanismos de falla. A pesar de que la geometría exterior de todas las presas de tierra y enrocamiento no es muy variable, los mecanismos de falla por cortante de menor factor de seguridad pueden diferir mucho de un caso a otro, dependiendo del perfil estratigráfico de la cimentación y de la zonificación de materiales en la cortina. Es muy importante tener presente este hecho al hacer análisis de estabilidad, pues de otro modo el riesgo de omitir el mecanismo de falla más desfavorable es muy alto.

En *cimentaciones arcillosas de gran espesor*, normalmente consolidadas o poco preconsolidadas, el mecanismo de falla más crítico generalmente es una superficie de deslizamiento cilíndrica, relativamente profunda, que da lugar a movimiento rotatorio hacia abajo de una gran porción de la cortina. Esta clase de fallas generalmente ocurren a corto plazo, pues la resistencia de la cimentación aumenta por consolidación después de la construcción de la cortina. Sin embargo, Peterson *et al* (1960) han descrito casos inquietantes de fallas de este tipo que se han presentado muchos años después de terminada la construcción. Aparentemente, los deslizamientos en estos casos pueden atribuirse a una reducción de la resistencia no drenada como la observada en el laboratorio al aumentar el tiempo a la falla (Casagrande y Wilson, 1951; Reséndiz, 1964), pero también pueden deberse a concentraciones de esfuerzos causadas por arqueo del terraplén consecuente al asentamiento diferencial de la cimentación (Trollope, 1957).

En *cimentaciones arcillosas fuertemente preconsolidadas*, los mecanismos de falla críticos generalmente contienen superficies de deslizamiento planas, asociadas a zonas de debilidad (microestratificación, capas fisuradas o con *slickensides*, juntas bentónicas, etc). La exploración

cuidadosa de esos detalles geológicos es el aspecto clave en tales casos. Por otra parte, las pequeñas deformaciones de falla de esos suelos y la pérdida de resistencia al alcanzar la deformación de falla generalmente provocan una colaboración ineficiente con materiales blandos y falla progresiva. Wilson (1970) ha descrito con detalle los diversos factores que determinan el mecanismo de falla en estos materiales.

El deslizamiento de la presa Waco, en EUA, durante la construcción, se produjo en suelos de este tipo (West, 1962). Uno de los diques de la presa Netzahualcóyotl, en Chiapas, está desplantado sobre pizarras arcillosas fuertemente fisuradas en las que fue necesario realizar pruebas de campo especiales, de gran escala, para obtener estimaciones de resistencia representativas (Marsal *et al*, 1965).

En *cimentaciones de suelos estratificados*, los mecanismos de falla más desfavorables suelen incluir superficies de deslizamiento horizontales contenidas en los estratos más débiles próximos a la superficie del terreno. Cuando la cimentación tiene estratos delgados de arenas o limos sueltos confinados por materiales poco permeables, pequeñas deformaciones en aquellos pueden ocasionar transferencia de carga al agua de poro, y por tanto, pérdida de resistencia o licuación. Esto último fue lo que dio lugar a la falla de la presa Fort Peck en EUA (Casagrande, 1965). En tanto que los deslizamientos en suelos arcillosos poco sensitivos o en suelos granulares compactos son movimientos lentos y producen desplazamientos pequeños en comparación con las dimensiones de la presa, los deslizamientos por licuación pueden hacer que grandes masas de material fluyan centenas de metros en pocos minutos.

La falla en suelos interestratificados también puede deberse a presiones de poro intrusivas difundidas del vaso hacia aguas abajo a lo largo de estratos permeables. Una regla valiosa en el diseño de presas térreas es que todo obstáculo (corazón o pantalla impermeables) al flujo de agua para disminuir el gasto de filtración a través de la cortina o de la cimentación debe colocarse en la porción de aguas arriba de la cortina, tan cerca del talud mojado como sea posible, en tanto que dichos obstáculos no solo deben evitarse en la zona de aguas abajo, sino que en esta debe favorecerse la evacuación rápida y libre de las filtraciones. Tal regla está encaminada a la eliminación de los problemas que representa la subpresión excesiva en la cimentación.

Por lo que se refiere a *deslizamientos que afectan principalmente al terraplén*, sus causas pueden ser las presiones de poro excesivas durante la construcción, la disminución de la resistencia del suelo con el tiempo, las fuerzas de

filtración, el incremento de fuerzas actuantes por empuje hidrostático en grietas o por sismo, o detalles de construcción deficientes.

Los deslizamientos en terraplenes de *suelos granulares limpios* tienden a ser muy superficiales, a menos que una capa cohesiva profunda en el terraplén o en la cimentación sea la responsable del deslizamiento. Esto es así porque la resistencia de los materiales granulares se incrementa rápidamente con la presión confinante; por tanto, en general basta que el talud exterior de una masa granular tenga un ángulo con la horizontal mayor que el de fricción interna del suelo para que toda la masa sea estable en condiciones estáticas.

En *terraplenes cohesivos*, en cambio, los deslizamientos tienden a ocurrir en superficies más profundas. Así, en un sistema terraplén-cimentación homogéneo la superficie de deslizamiento más crítica emergerá más allá del pie del talud. El punto de salida de dicha superficie estará afectado por la existencia de una superficie resistente en la cimentación, de modo que, si dicha superficie está muy próxima al contacto terraplén-cimentación, la superficie de deslizamiento será poco profunda y puede emerger arriba del pie del talud.

Las *fallas por exceso de presión de poro durante la construcción* generalmente afectan las presas de sección homogénea cuando el contenido de agua de compactación y la rapidez de construcción del terraplén son relativamente altos. Estos deslizamientos pueden ocurrir indistintamente en ambos taludes de la cortina y en general no alcanzan proporciones catastróficas, tanto por involucrar volúmenes reducidos, como por presentarse cuando la cantidad de agua almacenada es pequeña o nula. Se pueden evitar controlando cuidadosamente alguno de los factores que los producen, esto es, colocando los materiales con contenido de agua inferior al óptimo* o manteniendo la velocidad de construcción del terraplén dentro de valores aceptables, por medio de observaciones piezométricas. En climas muy húmedos estas medidas pueden ser impracticables o incompatibles con el programa de construcción; en tales casos habrá de recurrirse a otros procedimientos para mantener en todo momento un factor de seguridad razonable, siempre en términos de observaciones *in situ*. Estos procedimientos alternativos pueden ser la inclusión, en

* Al hacer esto no deben descuidarse otros aspectos de gran importancia: aquellos que se refieren a las condiciones de seguridad contra tubificación, agrietamiento y reducción de resistencia por saturación. Así, las condiciones de colocación (contenido de agua y peso volumétrico) deben ser tales que el terraplén resulte suficientemente plástico para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento, y que no sufra consolidación adicional al saturarse después del primer llenado del embalse.

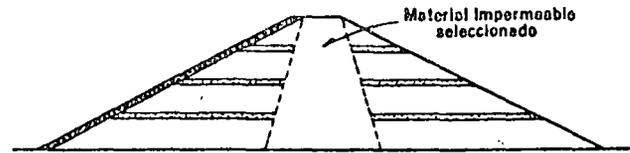


Fig 4.15 Drenes horizontales para reducción de presiones de poro durante la construcción

el cuerpo del terraplén, de drenes que aceleren la disipación de presiones de poro (fig 4.15), o la disminución de la pendiente de los taludes según se requiera.

La *disminución de resistencia con el tiempo* puede producir en el terraplén deslizamientos en dos casos. Por una parte, cuando el material ha sido compactado con contenido bajo de agua y con peso volumétrico tal que presenta tendencias a consolidarse y a perder resistencia cuando se satura por primera vez, pueden producirse deslizamientos tanto en el talud de aguas abajo como en el de aguas arriba. Por otra parte, al llenarse el embalse, los esfuerzos efectivos en el material que constituye el talud de aguas arriba disminuyen, con la consecuente tendencia a la expansión y pérdida de resistencia de los suelos de dicho talud.** La disminución de resistencia por expansión puede no ser suficiente para producir la falla por sí misma; pero suele serlo si se conjuga, por ejemplo, con las *fuerzas de filtración* producidas por un vaciado rápido, tratándose del talud de aguas arriba, o con las producidas por filtración de agua pluvial durante una precipitación intensa, en el caso del talud de aguas abajo. La causa del incremento de fuerzas actuantes necesario para producir la falla, por sí mismo o combinado con la disminución de resistencia del material, puede ser también el *empuje hidrostático en grietas* longitudinales en la corona al llenarse estas con agua superficial, o las *fuerzas de masa debidas a la aceleración horizontal de un movimiento sísmico*, o ambas.

Un caso especial de deslizamiento, debido a la combinación poco favorable de una cimentación en arcillas residuales de baja resistencia y un detalle constructivo descuidado, es el que afectó a uno de los diques de la presa Presidente Alemán, Oax. (SRH, 1955). En la porción afectada, el dique tenía una altura de 14 m aproximadamente y la sección que se indica en la fig 4.16a. Cuando el nivel del embalse estaba aún debajo del pie del dique, después de una lluvia intensa se produjeron movimientos en ambos respaldos de enrocamiento, como se indica en la fig 4.16b. La superficie de deslizamiento cortaba en ambos casos una pequeña porción de la cimentación arcillosa y el corazón impermeable en la

** Esta es una de las razones que hacen indeseable la sobrecompactación de materiales finos, pues la tendencia a la expansión es más marcada en suelos que se han compactado excesivamente.

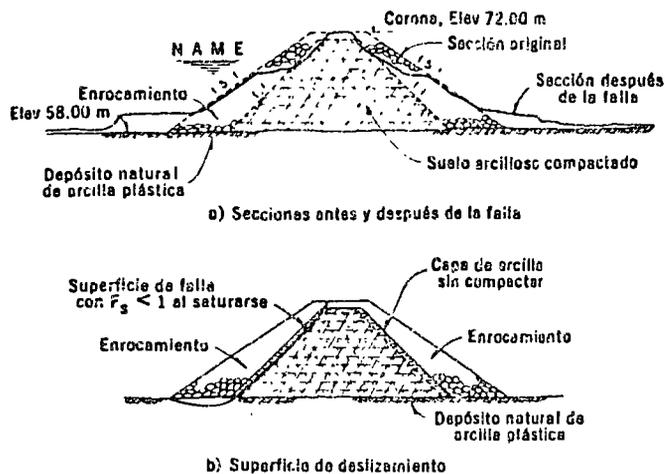


Fig 4.16 Falla del dique Pescaditos, presa Presidente Alemán, Oax.

zona más próxima al contacto con los respaldos permeables.

Según los análisis de estabilidad previos a la construcción, y tomando los valores de la resistencia no drenada de la arcilla de la cimentación y del material compactado del corazón impermeable, el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento indicada en la fig 4.16b era mayor de 1.5, por lo que no permitía pensar en una falla como la observada. Sin embargo, durante la construcción, el nivel del corazón siempre se mantuvo por encima del de los respaldos de roca, de modo que la compactación del corazón en la vecindad de los respaldos permeables resultó prácticamente nula. En condiciones de compactación tan pobres, la resistencia de los suelos del corazón con contenidos de agua superiores al óptimo era tal que, introducida en el análisis de estabilidad de la misma superficie de deslizamiento de la fig 4.16b, daba valores del factor de seguridad inferiores a la unidad.

El mismo valor bajo de la resistencia usado para el análisis de otra sección semejante de alrededor de 8 m de altura, que no falló, dio un factor de seguridad de 1.4.

Este ejemplo muestra la importancia de una buena compactación en toda porción de una zona impermeable, particularmente si la cimentación es débil. Cuando el procedimiento de construcción no permite la compactación satisfactoria de la capa frontera de las zonas impermeables, dicha capa debe removerse antes de colocar las zonas permeables.

Los deslizamientos a través de masas granulares como las que constituyen los respaldos permeables de cortinas zonificadas no son frecuentes; pero pueden presentarse cuando varios factores concurren para crear condiciones especialmente críticas. Uno de estos casos ocurrió en la presa La Calera, Gro., en que una porción

del talud de aguas arriba, constituido por rezaga contaminada y protegido con chapa de enrocamiento, deslizó verticalmente alrededor de 4 m en una sección de cerca de 30 m de longitud. El deslizamiento, iniciado en el borde de aguas arriba de la corona, afectó un espesor del talud estimado en 3 m, y ocurrió durante un sismo intenso (magnitud 5.5 en la escala Richter) que produjo en el vaso olas de 2.5 m de altura aproximadamente. Se cree que los factores determinantes de la falla fueron el oleaje y la aceleración horizontal debidos al sismo, combinados con la baja permeabilidad de la rezaga contaminada, que dio lugar a fuerzas de filtración relativamente altas durante los intervalos de receso del agua en el embalse.

No puede cerrarse la discusión del diseño contra deslizamientos, sin señalar la importancia de una revisión cuidadosa de la posibilidad de deslizamientos en el vaso, cuya peligrosidad es ilustrada por el desastre de la presa Vajont (Müller, 1964). El factor determinante de tales deslizamientos en taludes naturales suele ser la alteración de las condiciones de equilibrio por la inmersión de dichas formaciones al llenarse el embalse. En esos casos, la modificación del equilibrio generalmente obra a través de una pérdida de resistencia de los materiales, sea por simple disminución de los esfuerzos efectivos o por cambios estructurales en ciertos suelos o rocas, particularmente aquellos con cementación muy ligera que no han estado sometidos previamente a saturación.*

4.6 DISEÑO CONTRA EROSIÓN DE TALUDES

4.6.1 Naturaleza del problema. En presas con respaldos de enrocamiento, los posibles daños por lluvia y oleaje en los taludes son intrascendentes, excepto si el tamaño medio de las partículas superficiales del enrocamiento es muy pequeño; pero aun en tales casos los daños son de fácil reparación y no llegan a poner en serio peligro a la cortina.

Por lo que se refiere a una presa con taludes exteriores de material fino, de arena o de grava, deben protegerse estos de alguna manera contra la erosión. Los procedimientos más conocidos para la protección del talud de aguas arriba son:

- chapa de enrocamiento sobre un filtro de dimensiones y características adecuadas
- pavimento de concreto sobre un filtro de arena bien graduada
- mezclas asfálticas o suelo-cemento.

* En ciertas tobas muestreadas en un sitio del embalse de la presa Sta. Rosa, Jal., la saturación produjo disminución de la resistencia a la compresión simple de 210 a 30 kg/cm² en pruebas no drenadas (Instituto de Ingeniería, 1965).

Para la protección del talud de aguas abajo, los medios más comunes son la chapa de enrocamiento y el césped, combinados con un sistema de drenaje superficial (cunetas) que impida la concentración de grandes caudales de agua pluvial.

Por falla del sistema protector de un talud debe entenderse la pérdida parcial o completa de la protección en cierta zona, o cualquier daño mayor atribuible a dicha pérdida. La falla puede producirse por la remoción total de la protección o por la erosión de los filtros bajo la chapa de enrocamiento o la losa de concreto.

Las fallas por lavado de los filtros son potencialmente más graves que las de la chapa de protección, pues pueden permanecer ocultas por mucho tiempo, durante el cual la zona vulnerable queda sin defensa alguna, sometida a la erosión constante del oleaje. Además, este tipo de falla implica operaciones de reparación más costosas que las requeridas para remediar el desplazamiento completo del sistema protector, pues supone una labor adicional de remoción de los remanentes de dicho sistema, que puede resultar extremadamente difícil cuando este incluye rocas de gran tamaño.

Las estadísticas indican que el lavado de los filtros es la falla más frecuente, sea que la protección consista de enrocamiento o de losas de concreto articuladas (Bertram, 1951). La única manera de evitar este tipo de daño es, en el caso de protección con enrocamiento, diseñar el sistema con el criterio de filtros graduados. En la alternativa de losas articuladas,* la experiencia indica que los filtros siempre están en peligro de ser erosionados y acarreados a través de juntas o grietas por el flujo y reflujos del agua bajo la losa. De hecho, entre los sistemas de protección más usuales, el de losas articuladas parece ser el que menos satisfactoriamente se ha comportado. Sherard *et al* (1963) describen varios ejemplos de fallas iniciadas, todas ellas, por lavado de los filtros en este tipo de protección.

La protección por medio de losas continuas de concreto reforzado, si bien no es muy usual, ha mostrado comportamiento satisfactorio aun bajo condiciones de clima y oleaje muy severas. La práctica común es desplantar la losa directamente sobre el talud por proteger, sin provisión de filtros o drenes por debajo. Sin embargo, este procedimiento no es aconsejable, teniendo en cuenta principalmente el peligro de agrietamiento del talud y, en zonas con estaciones muy frías, la posibilidad de formación, entre el talud de material cohesivo y la losa, de lentes de hielo que podrían flexionar y agrietar la protección.

* Con la articulación se pretende dar mayor flexibilidad al pavimento protector, para que pueda ajustarse sin daños severos a las deformaciones diferenciales de la cortina.

En México el recubrimiento de concreto como sistema de protección contra el oleaje, solo se ha aplicado en la presa Venustiano Carranza, Coah.** La protección consiste en una losa continua de concreto reforzado de espesor variable, colocada directamente sobre el material impermeable del talud y prolongada hasta la roca sana de la cimentación mediante un dentellón con profundidad máxima de 8 m. En un intento por reducir la ascensión de las olas sobre el talud, la losa se construyó con escalones verticales. La poca eficiencia de dicha medida indica que esta es una de las desventajas de las losas de concreto en comparación con el enrocamiento, pues la rugosidad de este último disipa la energía de las ondas en un trecho menor, reduciendo la distancia de rodamiento de las olas hacia la corona. La única solución satisfactoria en taludes con protección de concreto sometidos a oleaje intenso consiste en proveer un parapeto curvo en la corona, que produzca la deflexión hacia el vaso de las olas ascendentes (Sherard *et al*, 1963); de otro modo sería necesario aumentar el bordo libre o aceptar que el talud de aguas abajo permanezca mojado por periodos que pueden ser largos.

Otra desventaja de las losas de concreto en comparación con la protección de enrocamiento proviene de su susceptibilidad al agrietamiento producido por asentamientos del terraplén, a los cuales una chapa de enrocamiento es prácticamente insensible cualquiera que sea la magnitud de los hundimientos diferenciales. En el caso de la presa Venustiano Carranza, a pesar de que las deformaciones de la cortina no han sido extraordinarias (40 cm de hundimiento máximo de la corona), la losa está fuertemente fisurada, y ha desarrollado distorsiones notables en algunos sitios (SRH, 1958).

4.6.2 *Diseño de protecciones de enrocamiento.*

La protección del talud de aguas arriba contra el oleaje, por medio de una capa de enrocamiento colocada a mano o a volteo, continúa siendo el sistema de mayor uso. Sus ventajas más conspicuas son:

- a) gran flexibilidad, que lo hace insensible a las más severas condiciones de deformación del terraplén
- b) rugosidad, que reduce considerablemente la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, disminuyendo en la misma medida los requisitos de bordo libre
- c) permeabilidad, que elimina problemas de subpresión
- d) resistencia al oleaje
- e) facilidad de reparación.

** Como elemento impermeable se ha usado además en las presas Huichapan, Hgo.; San Ildefonso, Méx.; Taxhimay, Méx.; La Esperanza, Hgo., y Zicuirán, Mich.

En la actualidad se sabe también que una protección de enrocamiento a volteo es más satisfactoria desde todo punto de vista (excepto, quizá, el estético) que una roca acomodada. La principal razón para esto es la menor influencia que en la estabilidad del conjunto tiene la de una roca individual. Así, si el oleaje desplaza de su sitio una roca de una protección a volteo, el resto de la capa apenas resentirá alguna consecuencia, en tanto que la remoción de una pieza en una carpeta de roca cuidadosamente acomodada puede ser el principio de una falla progresiva de toda la chapa de protección o el punto débil por el que se inicie la erosión de los materiales más finos que la subyacen.

Hasta 1948, en que se publicaron los resultados de un análisis cuidadoso del comportamiento de diversos tipos de protección de taludes en EUA (ASCE, 1948), se consideraba que la protección con roca acomodada era superior que la propuesta a volteo. Así, era usual estimar igualmente satisfactoria la protección proporcionada por una capa de enrocamiento a volteo de alrededor de 1 m, o por una chapa de enrocamiento acomodado a mano de la mitad de espesor. Por las razones indicadas arriba, la protección con enrocamiento a volteo es la más eficiente, pero el diseño sigue siendo esencialmente empírico. La tabla 4.4 resume el criterio usual.

Tabla 4.4. Criterio usual para diseño de protecciones de enrocamiento (según Sherard et al, 1963)

Altura máxima de las olas, en pies	Tamaño medio mínimo (D_w) recomendado, en pig	Espesor del estrato recomendado, en pig
0-2	10	12
2-4	12	18
4-6	15	24
6-8	18	30
8-10	21	36

Para apreciar la conveniencia de un criterio más racional, deben distinguirse los factores que determinan el comportamiento de una capa de enrocamiento sometida a la acción del oleaje. Dadas las condiciones que ha de satisfacer tal protección (estabilidad de las rocas superficiales bajo la acción del oleaje y protección de los filtros y materiales finos subyacentes contra la erosión progresiva), se ve que su cumplimiento requiere un tamaño mínimo de las rocas individuales en la superficie y una granulometría que satisfaga los criterios de diseño de filtros invertidos. Ya que el segundo aspecto se trató en otra parte de este capítulo, se analizarán aquí solo los factores que determinan la estabilidad o inestabilidad de las rocas más superficiales; estos son:

a) la fuerza ejercida por el oleaje en una roca superficial

- b) las condiciones de apoyo de dicha roca
- c) la forma y el peso volumétrico de la misma
- d) la inclinación del talud en que descansa la roca.

Suponiendo que la fuerza que tiende a mover una roca en la superficie del talud es:

$$F = K_1 D^3 v^2 / \gamma_w$$

donde:

- K_1 constante indeterminada
- D diámetro medio de la roca (supuesta aproximadamente equidimensional)
- v velocidad del agua
- γ_w peso volumétrico del agua

y que la velocidad de avance de las olas es pequeña en comparación con la velocidad del agua en el seno de una onda, Carmany (1963) da como condición de estabilidad que el peso de la roca individual sea cuando menos

$$W = \frac{K d_{cr}^3 \gamma_w^3 \gamma_r}{(\gamma_r - \gamma_w)^3 \sin^2(\alpha_{cr} - \alpha)}$$

donde:

- d_{cr} profundidad crítica o de rompimiento de la ola
- γ_w peso volumétrico del agua
- γ_r peso volumétrico de la roca de protección
- α ángulo de inclinación del talud por proteger
- α_{cr} ángulo de inclinación del talud necesario para que, en una roca superficial típica, la línea GC sea vertical (fig 4.17), siendo G el centro de gravedad y C el punto de contacto más bajo de la roca
- K constante experimental

Ante la reducida información de datos sobre fallas debidas a tamaño insuficiente de la roca, se ha dado a K el valor de 0.003, para concordar con los tamaños mínimos de roca que han resultado satisfactorios * (Carmany, 1963).

Teniendo en cuenta que la profundidad de rompimiento de las olas es aproximadamente, según Thorn (1960), $d_{cr} = 1.28 H_0$, donde H_0 es la altura del oleaje (distancia de cresta a seno), la ecuación de Carmany en términos de H_0 puede escribirse

$$W = \frac{0.0063 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3} \left[\frac{H_0}{\sin(\alpha_{cr} - \alpha)} \right]^3 \quad (4.7)$$

* Con esto se está introduciendo un factor de seguridad desconocido pero que probablemente no es muy superior a 1.

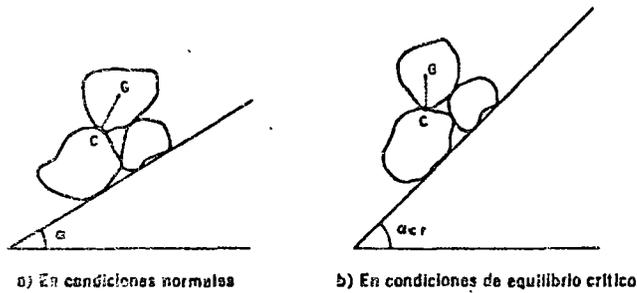


Fig. 4.17 Roca superficial típica en una protección de enrocamiento que conduce a la tubificación

en que, para enrocamiento a volteo $\alpha_{cr} \approx 65^\circ$. Puede inferirse de la fig 4.17, que para enrocamiento acomodado a mano α_{cr} será prácticamente 90° y, por tanto, una roca individual de este tipo de protección tendrá mayor estabilidad que otra de un enrocamiento a volteo, lo cual no debe considerarse en contradicción con las estadísticas de comportamiento de ambos tipos de protección, pues como ya se dijo, la diferencia principal entre uno y otro radica en las implicaciones del desplazamiento de una roca individual en la estabilidad del conjunto.*

Para talud 2:1 y roca con peso volumétrico $\gamma_r = 2.4 \text{ ton/m}^3$, valores que pueden considerarse representativos de las condiciones medias en presas, la ec 4.7 da los resultados de la tabla 4.5 para diversas alturas de oleaje.

El espesor de la capa de enrocamiento, para una protección eficiente, debe ser tal que permita alojar el tamaño máximo de roca incluido, así como una transición gradual hasta la capa de filtro. Un espesor de capa entre 1.5 y 2 veces el diámetro de las rocas mayores es en general suficiente para cubrir ambos requisitos.

* Recientemente, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EUA ha divulgado un informe sobre extensas pruebas en modelos (Thomsen, Wohlt y Harrison, 1972), cuyos resultados pueden expresarse con sorprendente precisión mediante la ec 4.7, si la H_0 de falla se define como la máxima altura del oleaje que no remueve el material de transición entre la capa de enrocamiento y el talud protegido.

Tabla 4.5. Pesos y diámetros mínimos de roca para protección contra oleaje en condiciones medias (talud 2:1 y $\gamma_r = 2.4 \text{ ton/m}^3$)

H_0 , en m	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
$W_{mín}$, en kg	3	23	78	184	359	620
$D_{mín}$, en cm	13	26	39	52	65	78

4.6.3 Diseño de otros tipos de protección. Los elementos que deben considerarse en el proyecto de una losa de concreto para protección contra el oleaje son: deformación probable del talud, presión del oleaje, acción erosiva del agua, efectos de cuerpos flotantes (truncos de árboles, témpanos, etc), erodibilidad de los materiales subyacentes, subpresión debida a lentes de hielo entre la losa y el terraplén, y cambios volumétricos por temperatura. El criterio de diseño, sin embargo, dista mucho de estar bien establecido. Se han comportado satisfactoriamente losas monolíticas con espesores de 20 a 25 cm, reforzadas mediante malla continua con área relativa de acero entre 0.3 y 0.5 por ciento en cada dirección (Sherard *et al*, 1963). Otros tipos de elementos de concreto para protección, precolados o colados *in situ*, son posibles, pero su aplicación se ha hecho principalmente en obras de protección marítimas (Thorn, 1960).

En cuanto a los pavimentos asfálticos y de suelo-cemento como sustitutos de los medios tradicionales de protección de taludes, la U. S. Bureau of Reclamation viene investigando su aplicabilidad desde hace algo más de veinte años (Powers *et al*, 1952). En relación con las protecciones asfálticas no ha sido posible obtener conclusiones claras; pero por lo que se refiere al suelo-cemento, la más reciente evaluación parece indicar que su uso es adecuado si, además de ser una solución más económica que la chapa de enrocamiento, las deformaciones del terraplén después de colocada la protección son pequeñas (Holtz y Walker, 1962).

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS
(DEL 7 AL 11 DE AGOSTO DE 1978)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ING. ALFONSO ACUÑA AZNAR Reforma de Tilos No. 19 Jardines de San Mateo Cuautitlan Izcalli Edo. de México	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-15-09-70
2. ING. JOSE MANUEL ARANDA GOMEZ Nieto 427-4 Aguascalientes, Ags. Tel: 5-93-97	UNIVERSIDAD AUTONOMA DE AGUASCALIENTES Jardín del Estudiante No. 1 Aguascalientes, Ags. Tel: 5-65-05
3. ING. MARCO A. AYALA TABOADA Francisco I. Madero No. 59 Chilpancingo, Gro. Tel: 2-24-68	ESCUELA DE INGENIERIA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUERRERO Av. de la Casa de la Juventud s/n Chilpancingo, Gro. Tel: 2-27-41
4. ING. EMILIO CARO BARAHONA Barcena 29 Jardines de Coyoacan México 22, D. F. Tel: 6-77-23-03	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Av. Melchor Ocampo No. 455-4o. Piso Col. Anzures México 5, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext.2375
5. ING. ALFREDO CUEVAS ZUÑIGA Av. Chapultepec Nte. 109-105 Guadalajara, Jal. Tel: 15-03-56	FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA Av. Chapultepec 109-105 Guadalajara, Jal.
6. ING. FRANCISCO CHONG ALVARADO C. Attillo Edif. 69-312 Villa Coapa México 22, D. F. Tel: 5-94-63-87	ESTUDIOS Y PROYECTOS, S. A. Viaducto Miguel Alemán No. 81 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 2-77-35-99
7. ING. JOSE A. FLORES MEDINA Acacia No. 3 La Capilla Querétaro, Qro. Tel: 2-90-56	UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO Centro Universitario Cerro de las Campanas Querétaro, Qro. Tel: 2-51-89
8. ING. ABEL FLORES RAMIREZ Andrea delCostagno No. 33 Col. Mixcoac México 19, D. F. Tel: 5-30-02-29	SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México 12, D. F. Tel: 5-30-02-29

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS
(DEL 7 AL 11 DE AGOSTO DE 1978)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
9. ING. CARLOS GARCIA ROMERO Maravaté No. 290 Col. Clavería México 16, D. F. Tel: 5-27-52-81	INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL Unidad Profesional de Zacatenco Col. Lindavista México 14, D. F. Tel: 5-86-92-79
10. MARTHA M. GARCIA SALAS Plutarco Elias Calles No. 3 Dept.4 Col. Granjas México México 13, D. F. Tel: 5-52-42-49	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 Lomas de Chapultepec México 10, D. F. Tel: 5-20-58-50
11. ING. ALFONSO GONZALEZ ROJAS Clavelinas 124 Col. Nueva Sta. María México 16, D. F. Tel: 5-56-68-59	INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL UNIDAD PROFESIONAL DE ZACATENCO Col. Lindavista México 14, D. F.
12. ING. JOSUE GOYTORTUA MARQUEZ Palestina No. 193 Col. Clavería México 16, D. F. Tel: 5-27-23-30	INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL Unidad Profesional de Zacatenco Col. Lindavista México 14, D. F.
13. ING. GERMAN LOPEZ RINCON Oriente 61 No. 259 Dep. 1 Villa de Cortez México 13, D. F. Tel: 6-96-09-29	FERTILIZANTES MEXICANOS, S. A. Zacatecas 80 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-84-45-33 Ext. 209
14. ING. MARIO MARTINEZ MURO Edificio Juan Alvarez "C" 312 Tlatelolco México 3, D. F. Tel: 5-97-70-83	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55-4o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-85-50-66 Ext. 408
15. RODOLFO MAYO OROPEZA Pedro C. Colorado No. 223 Villahermosa, Tab. Tel: 2-37-16	INSTITUTO DE INGENIERIA U.J.A.T. Ciudad Universitaria Villahermosa, Tab. Tel: 2-33-94

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS
(DEL 7 AL 11 DE AGOSTO DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|---|
| 16. ING. OTONIEL MONDRAGON MELCHOR
Sierra Gorda No. 23
Lomas de Chapultepec
México 10, D. F.
Tel: 5-20-27-58 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Sierra Gorda No. 23
Lomas de Chapultepec
Tel: 5-20-27-58 |
| 17. ING. FELIX ONTIVEROS SOLIS
Luis Mora Tovar No. 71
Morelia, Mich. | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Av. Ventura Puente No. 359
Col. Chapultepec
Morelia, Mich. |
| 18. ING. JORGE I. PACHECO MARTINEZ
Calle 67 No. 442-A
Merida, Yuc. | FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE
YUCATAN
Calle 14x41 Ex-Terrenos "El Fénix"
Col. Industrial
Merida, Yuc.
Tel: 2-30-44 |
| 19. ING. LEOPOLDO REYES VAZQUEZ
C. Américas No. 46
Col. Costa Verde
Veracruz, Ver.
Tel: 3-48-19 | FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE
VERACRUZ
Carreter a Mocambo s/n
Col. Costa Verde
Veracruz, Ver.
Tel: 3-54-79 |
| 20. ING. LUIS R. ROCHA ONTIVEROS
Calle 6-A No. 118-A-1
Merida, Yuc.
Tel: 1-81-13 | FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE
YUCATAN
Calle 14 x 41
Merida, Yuc.
Tel: 2-10-33 |
| 21. ING. JORGE ARTURO RODRIGUEZ CORDOBA
Guadalajara, 803
Col. Guadalupe
Tampico, Tam.
Tel: 2-46-36 | FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD
AUTONOMA DE TAMAULIPAS
Centro Universitario
Tampico, Tam.
Tel: 5-18-77 |
| 22. ING. SEVERO FELIX RODRIGUEZ L.
Montesinos No. 523
Veracruz, Ver.
Tel: 4-22-23 | FACULTAD DE INGENIERIA, VERACRUZ, VER.
Carretera Mocambo s/n
Veracruz, Ver.
Tel: 3-17-59 |
| 23. ING. JAIME ROJO BIRRUETA
Peña y Peña Pte. 505
Col. Chapultepec, Sur
Morelia, Mich.
Tel: 3-09-69 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Av. Ventura Puente
Morelia, Mich.
Tel: 2-29-16 |

DIRECTORIO DE ASISNTENTES AL CURSO DE TEMAS SELECTOS DE MECANICA DE SUELOS
(DEL 7 AL 11 DE AGOSTO DE 1978)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|--|
| 24. ING. ANSELMO SOTO GARCIA
Madero No. 59
Chilpancingo, Gro.
Tel: 2-53-70 | ESCUELA DE INGENIERIA U.A.G.
Av. Casa de la Juventud s/n
Chilpancingo, Gro.
Tel: 2-27-41 |
| 25. ING. RUBEN A. TAPIA BUSTOS
Norte 1 li No. 4614
Col. Defensores de la Rep.
México 15, D. F.
Tel: 5-67-64-24 | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
Balderas 55-4o. Piso
México 1, D. F.
Tel" 5-85-50-66 Ext. 408 |
| 26. ING. ANGEL TREJO MOEDANO
Allende Nte. No. 81
Querétaro, Qro.
Tel: 2-49-88 | UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO
Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Tel: 2-51-89 |
| 27. ING. JORGE LEONARDO TOVAR SALINAS
Guerrero 47-2
Texcoco, México | COLEGIO DE POSTGRADUADOS
Chapingo, Estado de México
Tel: 5-85-45-55 Ext. 267 |
| 28. ING. ERNESTO VAZQUEZ HERRERA
Sol No. 11
Guanajuato, Gto.
Tel: 2-13-10 | ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
GUANAJUATO
Juárez No. 77
Guanajuato, Gto.
Tel: 2-07-79 |
| 29. LUIS M. ZAMARRIPA R.
Callejón de la Morita 4-B
Guanajuato, Gto. | ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL UNIVERSIDAD
DE GUANAJUATO
Av. Juárez No. 77
Guanajuato, Gto. |
| 30. ING. RAFAEL MORALES Y MONROY
Av. Copilco No. 337
Copilco-Universidad
México 20, D. F.
Tel: 5-50-13-05 | FACULTAD DE INGENIERIA-UNAM
Ciudad Universitaria
México 20, D. F.
Tel: 5-48-96-69 |