

24
91



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

DISEÑO DE TUNELES EN SUELOS
BLANDOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

GABRIEL ANGEL HERNANDEZ HERNANDEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	PÁGINA
1. INTRODUCCION	1
2. TECNICAS CONSTRUCTIVAS	3
2.1 Control del suelo durante el tuneleo	3
2.2 Máquinas para tuneleo	6
3. PRESIONES EN EL REVESTIMIENTO	13
3.1 Interacción Suelo-Revestimiento (Método No. 1)	14
3.2 Inestabilidad del recubrimiento	29
3.3 Rigideces relativas del recubrimiento y del suelo	30
3.4 Soluciones de rigidez relativa (Método No. 2)	37
3.5 Aplicación de los métodos analíticos a características típicas del suelo y el revestimiento	42
4. MOVIMIENTOS INDUCIDOS POR EL TUNELEO	77
4.1 Necesidad de predecir los asentamientos y desplazamientos horizontales	77
4.2 Orígenes del movimiento del suelo	78
5. METODO DE ANALISIS	85
5.1 Alivio de esfuerzos en el frente del túnel.	86
5.2 Esfuerzos cortantes en el contacto suelo-escudo	99

5.3	<i>Movimientos radiales del suelo que rodea al túnel</i>	100
5.4	<i>Movimientos totales del suelo</i>	105
6.	APLICACION DEL METODO DE ANALISIS	121
6.1	<i>Sección instrumentada</i>	121
6.2	<i>Comparación de movimientos del suelo medidos y teóricos</i>	121
7.	CONCLUSIONES	132
8.	REFERENCIAS	135
	ANEXO I. (Programas de computadora)	137
	ANEXO II. (Demostraciones)	149

INTRODUCCION

En las últimas décadas se ha realizado un número considerable de túneles en la Ciudad de México, considerados como obras civiles de gran importancia para la población como es el Sistema de Transporte Colectivo (METRO), el Sistema de Drenaje profundo, etc. Tomando en cuenta la crisis económica actual por la que atraviesa el país; la construcción de este tipo de obras es punto menos que imposible. Sin embargo, la emigración de personas hacia el Distrito Federal, buscando mejores niveles de vida, ha tenido como consecuencia la imperiosa necesidad de contar cada día con mejores y más eficientes servicios públicos. Por lo tanto, este tipo de obras civiles no pueden actualmente dejar de construirse y consecuentemente de estudiar su comportamiento. Esto indudablemente se logra diagnosticando apropiadamente el problema, para así contar con soluciones cada vez más ingenieriles. Es decir, siempre tratando de entender a la naturaleza y no que la naturaleza entienda a la ingeniería.

Es bien sabido que la Ciudad de México está ubicada en una zona en la cual el subsuelo presenta condiciones muy difíciles, debido a su gran heterogeneidad y alta compresibilidad. Estas condiciones del subsuelo obliga al ingeniero a desarrollar métodos analíticos confiables y eficientes en el diseño de túneles.

El objetivo principal del presente trabajo es, desarrollar una

herramienta de cálculo para el diseño de túneles en suelo blandos. Se recolectó información referente al comportamiento de los túneles. El trabajo se inicia con una breve descripción de algunas técnicas constructivas, que actualmente son usadas (capítulo 2); en el capítulo 3 se presentan dos métodos analíticos basados en la Teoría de la Elasticidad, para el cálculo de presiones y desplazamientos alrededor del revestimiento; se consideran las propiedades de deformabilidad tanto del revestimiento como del suelo y se comparan los resultados obtenidos usando los métodos analíticos con mediciones registradas en una sección instrumentada del túnel.

En el capítulo 4 se hace una breve reseña de las causas que originan el movimiento del subsuelo. En el capítulo 5 se propone un método analítico sencillo, para estimar los movimientos provocados por la construcción de un túnel utilizando la técnica del escudo y lodo bentonítico (capítulo 2). Este método permite tomar aspectos tan importantes como la presión del fluido en el frente del túnel, las características esfuerzo-deformación, desplazamientos radiales en el túnel debido a la cedencia de las paredes, aumento de compresibilidad de un anillo de suelo remoldeado provocado por el paso del escudo, simulación del avance del escudo.

En el capítulo 6 se comparan los resultados obtenidos usando el método analítico propuesto en el capítulo 5, con mediciones realizadas "IN SITU". Finalmente, en el capítulo 7 se presentan las conclusiones generales del trabajo realizado.

2. TECNICAS CONSTRUCTIVAS

En la elección del método constructivo influyen consideraciones económicas, espacio para elaborar y edificaciones existentes, así como las limitaciones de rasantes, conexión con estaciones o servicios, etc.

Deben hacerse estudios detallados para conocer las coberturas mínimas que permite la excavación sin sufrir grandes hundimientos, así como la distancia que podría existir a las cimentaciones existentes para que los movimientos que lleguen al túnel o las deformaciones inducidas se mantengan dentro de límites tolerables.

En el caso de suelos blandos, se tiene la necesidad de limitar los efectos sobre las edificaciones que se localizan alrededor ocasionando que se tengan complejas y costosas obras de recalce preventivo que se hacen aún más laboriosas cuando se trata de edificios antiguos y de gran valor artístico o histórico, debido a esto en la década de los 70 se han tenido importantes innovaciones en técnicas de tuneleo, tanto en métodos para la modificación del suelo así como en la maquinaria para llevar a cabo la excavación del túnel, enfocadas hacia el tuneleo en suelos blandos con aplicación en áreas urbanas.

2.1 *Control del suelo durante el tuneleo*

Los métodos de modificación del suelo que son provechosos para el control de asentamientos en la superficie, para evitar el

acarreo del suelo, incremento en el tiempo de excavación y reducción o eliminación del flujo de agua. Para lograr este propósito se tienen técnicas que son usadas en lugar del apuntalamiento convencional o bien en conjunto con éstas. La modificación del suelo se puede realizar por medio de las siguientes técnicas (CLOUGH, 1981).

2.1.1 Inyección química por medio de una lechada

Esta técnica consiste en la inyección de una solución, dentro de los poros del suelo, no produciéndole alteración alguna en su estructura; la solución más usada es a base de silicatos (40% - 70%), y es muy útil para el control de movimientos del suelo y flujo de agua en áreas urbanas críticas o bien para reducir o eliminar la necesidad de usar aire comprimido donde la presión del agua es alta, la mayor limitación en su empleo es su alto costo. Sus aplicaciones se encuentran limitadas desde suelos limosos hasta arenas gruesas y rocas con pronunciadas fracturas, un ejemplo de la aplicación de esta técnica fue descrita por KUESEL (1976) para cuatro túneles del Sistema de Transporte (METRO) de Washington.

2.1.2 Compactación del suelo por medio de una lechada

Esta técnica difiere de la inyección química en que altera la estructura del suelo, ya que implica la inyección de una mezcla de arena altamente viscosa dentro del suelo, bajo una presión muy alta. Ambas técnicas pueden ser utilizadas en conjunto o bien separadas, ya sea que mediante la inyección química

se pueda estabilizar el frente del túnel y controlar los movimientos en general, en tanto que con la compactación puede ser utilizada en donde los movimientos del suelo bajo estructuras críticas tienden a ser desfavorables. Esta técnica también presenta sus limitaciones en cuanto al tipo de suelo ya que únicamente se aplica de limos a arenas, teniéndose casos históricos de su aplicación como es el Sistema de Tránsito Rápido de la Región de Baltimore (BAKER, 1978; CORDING AND MACPHERSON, 1979).

2.1.3 Congelación del suelo

La tecnología de la congelación del suelo es una herramienta que puede ser comparable con la inyección química en suelos cohesivos. Esta técnica es empleada donde el control de los movimientos del suelo son críticos o bien donde hay necesidad de reducir la presión del aire comprimido.

La técnica del congelamiento del suelo consiste en la circulación de nitrógeno o salmuera de calcio a través de unos tubos de congelamiento que previamente fueron introducidos al suelo, el procedimiento con la salmuera de calcio lleva más tiempo para congelar el suelo que si se usara nitrógeno, sin embargo, es preferible porque es más barato, ya que el nitrógeno únicamente se usa cuando el congelamiento del suelo es requerido en forma rápida.

Estas tres técnicas para la modificación del suelo presentan importantes innovaciones, las cuales pueden ser usadas para el

control de movimientos del suelo. En el caso de la inyección química o bien la técnica del congelamiento del suelo para el control del flujo de agua, la experiencia (CLOUGH, 1981) ha mostrado que estos procedimientos son en general más económicos que los métodos convencionales como son el apuntalamiento estructural o el uso de aire comprimido.

2.2 Máquinas para tuneleo

En los últimos años se han tenido sustanciales avances en máquinas para tuneleo. Estos avances han tenido influencia directa en la reducción de aire comprimido, utilizando lodo bentonítico minimizando los asentamientos en la superficie y primordialmente una automatización en el proceso de excavación.

El tuneleo en suelos blandos se ha realizado principalmente haciendo uso de un escudo de sección plana de tipo circular para resistir mejor los empujes aproximadamente hidrostáticos.

El escudo es un caparazón metálico circular de borde cortante que se hace penetrar en el terreno a presión mediante gatos hidráulicos que se apoyan contra el revestimiento ya colocado, en cada maniobra avanza de 0.5 m - 2.0 m según sea la carrera de los gatos y se coloca el revestimiento en el tramo que ocupaban éstos, siempre bajo la protección de la parte posterior del escudo (fig 2.1).

Antiguamente el revestimiento se colaba "IN SITU" pero ahora suele estar formado por dovelas prefabricadas de concreto

armado o de acero, existiendo una gran variedad de formas, pesos y dimensiones (fig 2.2), haciendo notar que es importante encajar y acuñar correctamente las dovelas para evitar concentraciones anormales en el revestimiento y poder conseguir una buena impermeabilización.

2.2.1 Inovaciones en las máquinas para tuneleo

En túneles de gran sección el terreno puede fluir hacia el túnel, teniéndose entonces que recurrir al empleo de aire comprimido, para esto hay que dotar al escudo de unas esclusas de separación entre el frente de excavación y el tramo ya revestido, por las cuales pasa el personal y el material que se va excavando.

Otra forma de solucionar el problema consiste en dotar al escudo de una cámara frontal en la que se inyecta bentonita con la presión suficiente para contrarrestar la carga hidrostática y conseguir una cierta impregnación del terreno (KAWARABATA, 1980). Al ir excavando el terreno los recortes caen en la suspensión de bentonita y se extrae mediante tuberías colocadas en la parte baja de la cámara, posteriormente se recupera la bentonita en una planta de separación para ser nuevamente utilizada (fig 2.3).

Según datos obtenidos de experiencias en otros países, la utilización de esta técnica ha permitido limitar los asentamientos en la superficie generalmente a valores menores que 30 mm. El alto costo de esta técnica ha motivado el desarrollo de

escudos de forma simple, entre los cuales se encuentra el escudo de presión de tierra balanceado (EARTH PRESSURE BALANCE SHIELD) (fig 2.4), este escudo fué introducido en Japón en 1976 y ha tenido una sustancial aceptación; el principio básico de este escudo es que el frente del túnel está estabilizado por la sustentación del suelo excavado que se encuentra en contacto con el frente todo el tiempo mediante una presión baja que ayuda a prevenir movimientos en el suelo. El principio no es muy diferente al escudo con uso de bentonita, pero es más económico. Este escudo de forma simple es utilizado primordialmente para suelos donde no se tiene problemas de flujo de agua o en suelos con una permeabilidad relativamente baja.

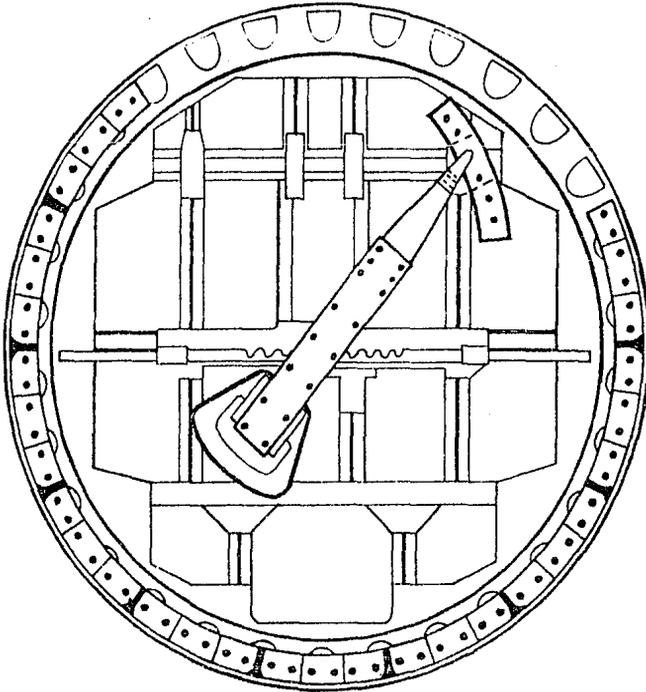


FIG. 2.1 VISTA FRONTAL DEL ESCUDO, DONDE SE
APRECIA EL BRAZO PARA LA COLOCACION
DE DOVELAS.

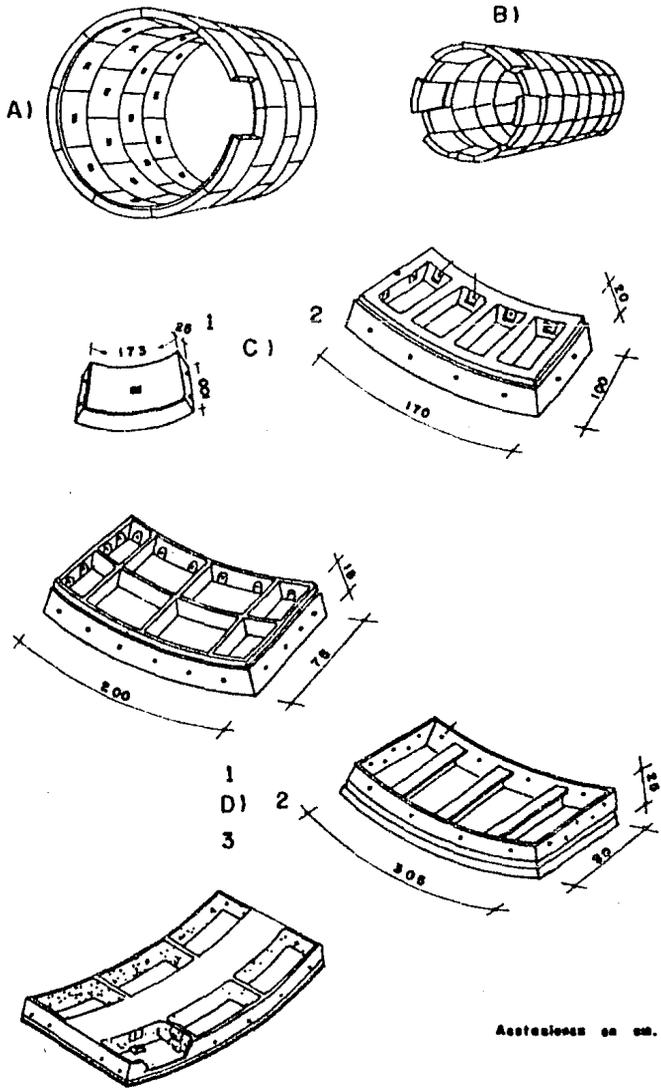


FIG. 2.2 A) Disposición Normal B) Disposición en Cuña
 C) Dovelas de Concreto Armado: 1.- Tipo Macizo
 2.- Tipo Allgerado
 D) Dovelas Metálicas: 1.- Metro de Hamburgo
 2.- Tipo Japonés
 3.- Metro de Hannover

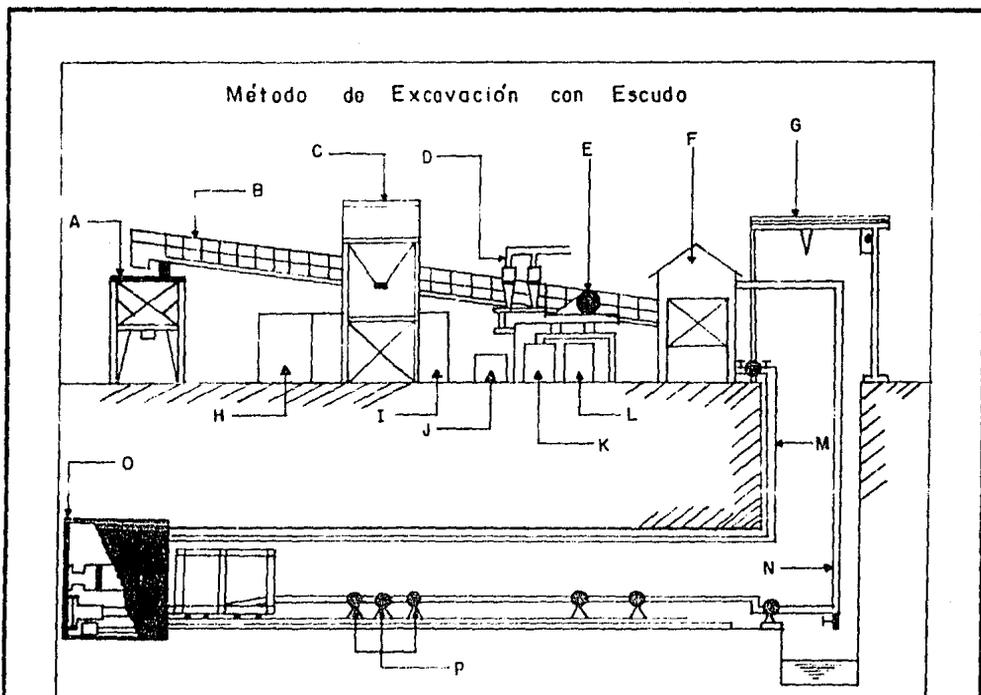


FIG. 2.3 DIAGRAMA DE TUNELEO EN SUELOS BLANDOS, UTILIZANDO LA TECNICA DEL ESCUDO Y LODO BENTONITICO.

A.- Tolva
 B.- Banda Transportadora
 C.- Tanque de Coagulación y Sedimentación.
 D.- Mezcladores
 E.- Cribado Vibratorio
 F.- Separador Centrifugo
 G.- Grúa
 H.- Depósito de Tratamiento de Agua

I.- Depósito de Bentonita
 J.- Tanque para Licuación de Polímeros de Alta Coagulación
 K.- Depósito de Coagulante Inorgánico
 L.- Depósito de Neutralización Química
 M.- Tubo de alimentación
 N.- Tubo de Descarga
 O.- Escudo
 P.- Bombas

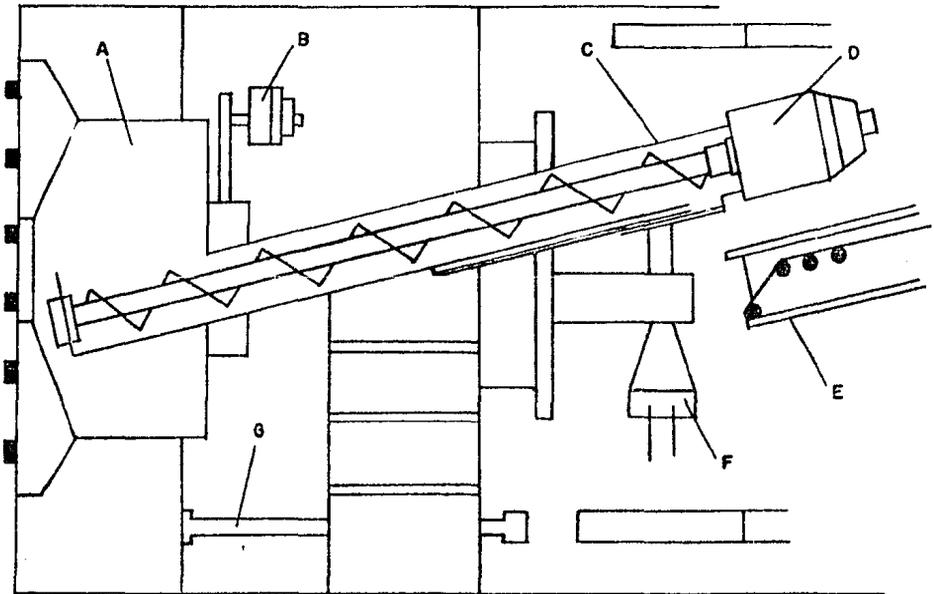


FIG. 2.4 DIAGRAMA DE UN ESCUDO PARA REMOCION DE MATERIAL EXCAVADO.

- A.- Cabeza Cortadora
- B.- Motor de la Cabeza Cortadora
- C.- Barra Helicoidal para extraer el material removido
- D.- Motor de la Barra Helicoidal
- E.- Banda Transportadora
- F.- Inyector
- G.- Gatos del Escudo

3. PRESIONES EN EL REVESTIMIENTO

La distribución de esfuerzos de un túnel depende de numerosos factores; rigidez del revestimiento, rigidez del suelo, tiempo transcurrido entre la apertura del túnel y la colocación del revestimiento, estado inicial de esfuerzos, etc. Al alterar algunos de estos factores se puede modificar sustancialmente la interacción suelo-revestimiento, en particular la magnitud de los esfuerzos actuantes sobre el revestimiento.

Actualmente existen un gran número de métodos de análisis tanto empíricos como analíticos, que nos permiten evaluar los esfuerzos actuante en el recubrimiento y así poder diseñar los soportes en túneles. Muchos de los métodos analíticos como es el de los Elementos Finitos (S.L. PAUL, 1983), incorpora características del suelo y del recubrimiento de gran complejidad que en la mayoría de los casos no se dispone de la información apropiada para definir tales características. Por otro lado, los métodos empíricos no requieren de información detallada y exacta, en estos casos, se relacionan directamente los requerimientos del soporte con propiedades del suelo de fácil determinación; alternativamente, es posible utilizar métodos basados en la Teoría de la Elasticidad en los cuales se requiera información cuantitativa limitada que pueda ser rápida y simplemente interpretada dentro de un marco analítico racional; estos métodos analíticos simples podrían complementar los métodos empíricos cuando se dispusiera de una

información geotécnica más detallada y que le permitirían al ingeniero de diseño investigar sobre las posibles alternativas de soportes.

El objetivo de este capítulo es presentar dos métodos analíticos simplificados basados en la Teoría de la Elasticidad, orientados al diseño para determinar las cargas en el revestimiento; en ambos métodos se considera la hipótesis de DESCARGA POR EXCAVACION, es decir, que el túnel es simultáneamente excavado y recubierto, con los esfuerzos de campo aplicados (fig 3.1). En el primer método (J.ALBERRO, 1983) se considera una superposición de efectos suponiendo que el suelo se comporta como material elástico-lineal, homogéneo e isótropo. En el segundo método (M.P.ROMO, 1984), además de lo anterior, se consideran explícitamente las rigideces relativas del soporte y de la masa del suelo, y se toma en cuenta el efecto de deslizamiento potencial entre el recubrimiento y el suelo que lo rodea.

3.1 Interacción suelo-revestimiento (Método 1)

Consideremos el caso de un túnel excavado en suelo y revestido inmediatamente después de la excavación, este caso en la práctica lo podemos asemejar a una excavación con escudo y dovelas de concreto precoladas. En estas condiciones la determinación de esfuerzos y deformaciones en el suelo y el revestimiento se pueden obtener analíticamente superponiendo el efecto del estado inicial antes de excavar y el efecto final con la presencia de un revestimiento después de la excavación, esta

superposición de efectos se hace suponiendo que el material es elástico-lineal, homogéneo e isótropo. Si partimos de esta hipótesis podemos establecer dos etapas : 1) Estado Unidimensional de Esfuerzos y 2) Estado Bidimensional de Esfuerzos.

3.1.1 Estado Unidimensional de Esfuerzos

Consideremos una porción de placa en un medio infinito con un círculo imaginario de radio b , concéntrico con un orificio de radio a donde posteriormente se excavará el túnel (fig 3.2a) .

Los esfuerzos en los puntos de radio b son los mismos que existirían en la placa si no hubiera agujero y se pueden obtener mediante las expresiones de esfuerzo plano, siendo estos:

$$\begin{array}{l} \text{Estado} \\ 1 \end{array} = \text{Estado Inicial} \quad (\sigma_r)_{r=b} = \frac{\sigma_x}{2} (1 + \cos 2\theta) \quad (1)$$

$$(\zeta_{r\theta})_{r=b} = -\frac{\sigma_x}{2} \sin 2\theta$$

donde $\sigma_x = K\sigma_y$

σ_x = Esfuerzo principal total horizontal aplicado lejos del contorno del futuro túnel

θ = Angulo polar

σ_r = Esfuerzo normal radial

$\zeta_{r\theta}$ = Esfuerzo tangencial

Al realizar la excavación inducimos una modificación del estado

de esfuerzos inicial (fig 3.2b), siendo ésta:

$$\begin{aligned} \text{Estado } 2 \quad \Delta \zeta_{r\theta} &= \left(\frac{\sigma_x}{2} + t\right) \sin 2\theta \\ \Delta \sigma_r &= \left(p - \frac{\sigma_x}{2}\right) + \left(q - \frac{\sigma_x}{2}\right) \cos 2\theta \end{aligned}$$

quedándonos que el estado final, después de la excavación, es igual a

$$\text{Estado Inicial} + \text{Estado } 2 = \text{Estado Final}$$

$$\text{Estado Final} \quad \sigma_{r_f} = \sigma_r + \Delta \sigma_r = p + q \cos 2\theta$$

$$\zeta_{r\theta_f} = \zeta_{r\theta} + \Delta \zeta_{r\theta} = t \sin 2\theta$$

donde p , q y t son esfuerzos que se determinan de acuerdo con las condiciones de equilibrio y compatibilidad del sistema suelo-revestimiento, para ello podemos descomponer el estado 2 ocasionado por la excavación en 2 partes, una parte es debida a la componente constante $\left(p - \frac{\sigma_x}{2}\right)$ de los esfuerzos normales denominada estado 2a, la segunda parte denominada estado 2b, corresponde a los esfuerzos normales $\left(q - \frac{\sigma_x}{2}\right) \cos 2\theta$ y los esfuerzos tangenciales $\left(\frac{\sigma_x}{2} + t\right) \sin 2\theta$, pudiéndose establecer entonces las siguientes condiciones de borde para cada estado:

Para $r = b$

Para $r = a$

$$\begin{aligned} \text{Estado } 2a \quad \sigma_r &= 0 & \sigma_r &= \left(p - \frac{\sigma_x}{2}\right) \\ \zeta_{r\theta} &= 0 & \zeta_{r\theta} &= 0 \end{aligned}$$

	Para $r = b$	Para $r = a$
Estado	$\sigma_r = 0$	$\sigma_r = (q - \frac{\sigma}{2} X) \cos 2\theta$
2b	$\zeta_{r\theta} = 0$	$\zeta_{r\theta} = (t + \frac{\sigma}{2} X) \sin 2\theta$

debido a que estamos tratando el problema como elástico-lineal, entonces para encontrar la solución del estado 2 es válido resolver por separado los estados 2a y 2b y luego superponerlos.

3.1.1.1 Estado de esfuerzos 2a.

Si consideramos el problema de Lamé (TIMOSHENKO, 1951) cuando b tiende a infinito se obtiene el siguiente estado de esfuerzos.

$$\Delta\sigma_r = (p - \frac{\sigma}{2} X) \frac{a^2}{r^2}$$

$$\Delta\sigma_\theta = -(p - \frac{\sigma}{2} X) \frac{a^2}{r^2}$$

$$\zeta_{r\theta} = 0$$

3.1.1.2 Estado de esfuerzos 2b.

Consideramos una función de Airy de la forma:

$$\phi = f(r) \cos 2\theta$$

sustituyendo en la ecuación de compatibilidad en coordenadas

polares nos queda la siguiente ecuación diferencial

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} - \frac{4}{r^2}\right) \left(\frac{d^2 f}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{df}{dr} - \frac{4f}{r^2}\right) = 0$$

la cual al desarrollarla da una ecuación diferencial de coeficiente variables denominada ecuación diferencial de Euler-Cauchy (DENNIS G. ZILL, 1982) siendo ésta:

$$r^4 \frac{d^4 f}{dr^4} + 2r^3 \frac{d^3 f}{dr^3} - 9r^2 \frac{d^2 f}{dr^2} + 9r \frac{df}{dr} = 0$$

cuya solución general es:

$$f(r) = Ar^2 + Br^4 + \frac{C}{r^2} + D$$

sustituyendo la función ϕ en las ecuaciones que nos dan los esfuerzos en coordenadas polares y evaluando las constantes A, B, C y D mediante las condiciones de frontera para este estado, nos queda el estado de esfuerzos como:

$$\Delta\sigma_r = -\left[\frac{a^4}{r^4}(q-2t-\frac{3}{2}\sigma_x) + \frac{2a^2}{r^2}(t-q+\sigma_x)\right] \cos 2\theta$$

Estado
2b

$$\Delta\sigma_\theta = \left[\frac{a^4}{r^4}(q-\frac{3}{2}\sigma_x-2t)\right] \cos 2\theta$$

$$\Delta\tau_{r\theta} = -\left[\frac{a^4}{r^4}(q-2t-\frac{3}{2}\sigma_x) + \frac{a^2}{r^2}(t-q+\sigma_x)\right] \sin 2\theta$$

3.1.1.3 Superposición de los estados 2a y 2b

Sumando los efectos de los estados 2a y 2b, obtenemos el estado 2 quedándonos como:

$$\Delta\sigma_r = \left(p - \frac{\sigma_x}{2}\right) \frac{a^2}{r^2} - \left[\frac{a^4}{r^4}(q - 2t - \frac{3}{2}\sigma_x) + \frac{2a^2}{r^2}(\sigma_x - q + t)\right] \cos 2\theta$$

Estado 2 $\Delta\sigma_\theta = -\left(p - \frac{\sigma_x}{2}\right) \frac{a^2}{r^2} + \left[\frac{a^4}{r^4}(q - \frac{3}{2}\sigma_x - 2t)\right] \cos 2\theta$ (2)

$$\Delta\tau_{r\theta} = -\left[\frac{a^4}{r^4}(q - 2t - \frac{3}{2}\sigma_x) + \frac{a^2}{r^2}(t - q + \sigma_x)\right] \sin 2\theta$$

Si consideramos que el estado de esfuerzos es plano y el anillo de refuerzo formado por el revestimiento es incompresible en $r = a$, esto implica que:

$$\Delta\varepsilon_\theta = 0$$

de la Ley de Hooke

$$\Delta\varepsilon_\theta = \frac{1}{E}[\Delta\sigma_\theta - \nu(\Delta\sigma_r)] = 0 \quad \Delta\sigma_\theta = \nu\Delta\sigma_r$$

donde ν = relación de Poisson del suelo

Sustituyendo los valores de $\Delta\sigma_\theta$ y $\Delta\sigma_r$ en el estado 2 podemos establecer el siguiente sistema de ecuaciones donde p y q

son las variables

$$-(p - \frac{\sigma_x}{2}) = v(p - \frac{\sigma_x}{2})$$

$$\frac{a^4}{r^4} (q - 2t - \frac{3}{2} \sigma_x) = -v [(q - 2t - \frac{3}{2} \sigma_x) \frac{a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2} (\sigma_x - q + t)]$$

resolviendo este sistema de ecuaciones se obtienen los valores de p y q que son:

$$p = \frac{\sigma_x}{2} \quad (3)$$

$$q = \frac{\sigma_x (4\alpha - v + 3)}{2(1 - v)} \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{t}{\sigma_x}$$

Este resultado es importante ya que, al asegurar la continuidad en el suelo y que el revestimiento sea incompresible, se genera sobre la pared del suelo un esfuerzo normal radial p igual a la mitad del esfuerzo horizontal inicial total.

Sustituyendo las ecuaciones (3) y (4) en (2), se obtiene:

$$\Delta\sigma_r = - \frac{\sigma_x \cos 2\theta (1 + 2\alpha)}{(1 - \nu)} \left[\nu \frac{a^4}{r^4} - (1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_\theta = \frac{\sigma_x \cos 2\theta (1 + 2\alpha)}{(1 - \nu)} \nu \frac{a^4}{r^4} \quad (5)$$

$$\Delta\tau_{r\theta} = - \frac{\sigma_x \sin 2\theta (1 + 2\alpha)}{2(1 - \nu)} \left[2\nu \frac{a^4}{r^4} - (1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

expresiones que nos permiten cuantificar la variación en el estado de esfuerzos inducida por la excavación, con base en el conocimiento del esfuerzo σ_x y del parámetro α . Este último se determina considerando la compatibilidad de los desplazamientos del suelo y el revestimiento, como se explica a continuación.

3.1.1.4 Desplazamientos inducidos por la excavación en presencia del revestimiento

Partiendo de las ecuaciones clásicas de la Elasticidad en coordenadas polares siguientes:

$$\epsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}$$

$$\epsilon_\theta = \frac{u}{r} + \frac{\partial v}{\partial \theta} \frac{1}{r}$$

$$\gamma_{r\theta} = \frac{\partial u}{r \partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r}$$

considerando la Ley de Hooke general en el plano:

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \epsilon_r + \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu \sigma_\theta]$$

$$\frac{\partial v}{\partial \theta} = r \epsilon_\theta - u = \frac{r}{E} [\sigma_\theta - \nu \sigma_r] - u$$

$$\gamma_{r\theta} = \frac{\partial u}{r \partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r}$$

sustituyendo las expresiones (5) en las ecuaciones anteriores e integrando, se obtienen los desplazamientos en el recubrimiento en $r = a$, siendo estos:

$$u = \frac{\sigma_x \cos 2\theta (1 + 2\alpha)}{3E} \frac{(1+\nu)}{(1-\nu)} r \left[\nu \frac{a^4}{r^4} - 3 \frac{a^2}{r^2} \right]$$

$$v = \frac{\sigma_x \sin 2\theta (1 + 2\alpha)}{2E} \frac{(1+\nu)}{(1-\nu)} r \left[\frac{2}{3} \nu \frac{a^4}{r^4} + (1-\nu) \frac{a^2}{r^2} \right] \quad (6)$$

$$\gamma_{r\theta} = -\frac{\sigma_x \sin 2\theta (1 + 2\alpha)}{E} \frac{(1+\nu)}{(1-\nu)} \left[2\nu \frac{a^4}{r^4} - (1+\nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

las expresiones (6) nos permiten encontrar los desplazamientos inducidos por la excavación en presencia del revestimiento ($r = a$).

Para obtener el estado final de esfuerzos que actúa sobre el revestimiento y que a su vez se transmite al suelo, será el debido al resultante de la superposición de los estados de esfuerzos dados por las expresiones (1) y (5), o sea:

$$\sigma_{r_f} = \frac{\sigma_x}{2} \left[1 + \frac{(4\alpha - \nu + 3)}{(1 - \nu)} \cos 2\theta \right] \quad (7)$$

$$\tau_{r\theta_f} = \sigma_x \alpha \sin 2\theta$$

quedándonos ahora que para poder determinar el estado de esfuerzos actuantes sobre el revestimiento y sus desplazamientos es necesario obtener el parámetro α . Para ello se hace uso de la ecuación de equilibrio en el revestimiento (RONDEN KOVIC D., 1954) expresada como:

$$\frac{d^5 u}{d\theta^5} + \frac{d^3 u}{d\theta^3} \left(2 + \frac{\sigma_x a^3}{2E_r I_r} \right) + \frac{du}{d\theta} \left(1 + \frac{\sigma_x a^3}{2E_r I_r} \right) - \frac{a^4}{E_r I_r} \left(\beta + \frac{d\epsilon}{d\theta} \right) = 0 \quad (8)$$

donde

E_r = Módulo de elasticidad del material de revestimiento

I_r = Momento de inercia de la sección estructural del recubrimiento

$$\epsilon = \frac{\sigma_x}{2} \left(1 + \frac{4\alpha + 3 - \nu}{(1 - \nu)} \cos 2\theta \right) ; \beta = \sigma_x \alpha \sin 2\theta$$

sustituyendo el valor de u en la expresión (8) y resolviendo la ecuación diferencial lineal de orden 5 y grado 1, se obtiene su solución general, siendo esta:

$$1 + 2\alpha = - \frac{3(1 - \nu)Ea^3}{(3 + \nu)Ea^3 + 2(6E \frac{I_r}{r} - \sigma_x a^3)(1 + \nu)(3 - \nu)} \quad (9)$$

sustituyendo la expresión (9) en las ecuaciones (6) y (7) podemos determinar el estado de esfuerzos en el suelo y en el revestimiento, así como los desplazamientos bajo un estado unidimensional de esfuerzos, observándose que los parámetros físicos que intervienen son:

- Características de deformabilidad del suelo (E, ν)
- Características de deformabilidad del revestimiento (E_r)
- Propiedades geométricas del revestimiento (I_r)
- Radio de la excavación (a)
- Magnitud del esfuerzo σ_x

3.1.2 Estado Bidimensional de Esfuerzos

Si consideramos que las ecuaciones de la elasticidad, así como, la ecuación de equilibrio del revestimiento circular son lineales, es válido superponer los efectos ocasionados por los esfuerzos σ_x y σ_y que actúan respectivamente sobre los ejes X y Y (fig 3.3)

Sumando las componentes de los desplazamientos en el suelo, ocasionados por la excavación bajo el efecto de los esfuerzos σ_x y σ_y , y utilizando las ecuaciones (6) del problema unidimensional, se obtienen los desplazamientos en el suelo para un estado bidimensional de esfuerzos, siendo estos:

$$u_1 = \frac{\sigma_x \cos 2\theta (1 + 2\alpha_1)}{3E} \frac{(1 + \nu)}{(1 - \nu)} r \left[\nu \frac{a^4}{r^4} - \frac{3a^2}{r^2} \right]$$

$$u_2 = \frac{\sigma_y \cos 2\theta (1 + 2\alpha_2)}{3E} \frac{(1 + \nu)}{(1 - \nu)} r \left[\nu \frac{a^4}{r^4} - \frac{3a^2}{r^2} \right]$$

sumando

$$u = u_1 + u_2 = \frac{\sigma_x \cos 2\theta (1 + 2\alpha_1) - \sigma_y \cos 2\theta (1 + 2\alpha_2)}{E} \frac{(1 + \nu)}{(1 - \nu)} r \left[\nu \frac{a^4}{3r^4} - \frac{a^2}{r^2} \right]$$

de igual manera se obtienen los demás desplazamientos, quedándonos finalmente que los desplazamientos ocasionados por la excavación son:

$$u' = 2 \cos 2\theta \left[\sigma_x (1 + 2\alpha_1) - \sigma_y (1 + 2\alpha_2) \right] \frac{(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \frac{r}{2E} \left[-\frac{\nu a^4}{3r^4} - \frac{a^2}{r^2} \right]$$

$$v = \sin 2\theta \left[\sigma_x (1 + 2\alpha_1) - \sigma_y (1 + 2\alpha_2) \right] \frac{(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \frac{r}{2E} \left[\frac{2\nu a^4}{3r^4} + (1 - \nu) \frac{a^2}{r^2} \right] \quad (10)$$

$$i_{r\theta} = -2 \sin 2\theta \left[\sigma_x (1 + 2\alpha_1) - \sigma_y (1 + 2\alpha_2) \right] \frac{(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \frac{1}{2E} \left[2\nu \frac{a^4}{r^4} - (1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

realizando lo mismo con la variación del estado de esfuerzos inducida por la excavación para un estado bidimensional de esfuerzos, utilizando las ecuaciones (5) del estado unidimensional, nos queda:

$$\Delta\sigma_r = -2\cos 2\theta [\sigma_x(1+2\alpha_1) - \sigma_y(1+2\alpha_2)] \frac{1}{2(1-\nu)} \left[\nu \frac{a^4}{r^4} - (1+\nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_\theta = 2\cos 2\theta [\sigma_x(1+2\alpha_1) - \sigma_y(1+2\alpha_2)] \frac{1}{2(1-\nu)} \nu \frac{a^4}{r^4} \quad (11)$$

$$\Delta\tau_{r\theta} = -\text{sen } 2\theta [\sigma_x(1+2\alpha_1) - \sigma_y(1+2\alpha_2)] \frac{1}{2(1-\nu)} \left[2\nu \frac{a^4}{r^4} - (1+\nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

Al igual que el estado unidimensional, también podemos establecer el estado de esfuerzos inicial, haciendo uso de las ecuaciones de la elasticidad para un estado de esfuerzo plano, quedándonos:

$$\sigma_{r_i} = \frac{\sigma_x}{2} (1 + \cos 2\theta) + \frac{\sigma_y}{2} (1 - \cos 2\theta)$$

$$\tau_{r\theta_i} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \text{sen } 2\theta \quad (12)$$

considerando que la excavación induce una modificación de esfuerzos, podemos entonces establecer el estado final de esfuerzos después de la excavación en el contorno del túnel, de la siguiente forma:

$$\sigma_{r_f} = \sigma_{r_i} + \Delta\sigma_r$$

(13)

$$\zeta_{r\theta_f} = \zeta_{r\theta_i} + \Delta\zeta_{r\theta}$$

sustituyendo (11) y (12) en (13) podemos obtener los esfuerzos finales, siendo estos:

$$\sigma_{r_f} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\cos 2\theta}{(1-\nu)} \left[\sigma_x (1+2\alpha_1) - \sigma_y (1+2\alpha_2) \right] + \frac{\cos 2\theta}{2} (\sigma_x - \sigma_y)$$

(14)

$$\zeta_{r\theta_f} = (\sigma_x \alpha_1 - \sigma_y \alpha_2) \operatorname{sen} 2\theta$$

entonces para determinar el estado de esfuerzos únicamente nos falta obtener el valor de los parámetros $(1 + 2\alpha_1)$ y $(1 + 2\alpha_2)$, y a su vez de los α_1 y α_2 de la siguiente forma:

$$1 + 2\alpha_1 = - \frac{3(1-\nu)Ea^3}{(3+\nu)Ea^3 + 2(6E_r I_r - \sigma_x a^3)(1+\nu)(3-\nu)}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} \left[- \frac{3(1-\nu)Ea^3}{(3+\nu)Ea^3 + 2(6E_r I_r - \sigma_x a^3)(1+\nu)(3-\nu)} - 1 \right]$$

(15)

$$1 + 2\alpha_2 = - \frac{3(1-\nu)Ea^3}{(3+\nu)Ea^3 + 2(6E_r I_r - \sigma_y a^3)(1+\nu)(3-\nu)}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{2} \left[- \frac{3(1-\nu)Ea^3}{(3+\nu)Ea^3 + 2(6E_r I_r - \sigma_y a^3)(1+\nu)(3-\nu)} - 1 \right]$$

observándose que los parámetros físicos que intervienen son:

- Características de deformabilidad del suelo (E, ν)
- Características de deformabilidad del revestimiento (E_r)
- Propiedades geométricas del revestimiento (I_r)
- Radio de la excavación (a)
- Magnitud de los esfuerzos (σ_x y σ_y)

estableciendo, por último que los desplazamientos finales del suelo en la periferia de la excavación y a su vez los que sufre el revestimiento son de acuerdo a las ecuaciones (10) para $r=a$.

$$u = 2 \cos 2\theta [\sigma_x (1+2\alpha_1) - \sigma_y (1+2\alpha_2)] \frac{(1+\nu) a}{(1-\nu) 2E} \frac{\nu}{3} \left[\frac{\nu}{3} - 1 \right]$$

$$v = \sin 2\theta [\sigma_x (1+2\alpha_1) - \sigma_y (1+2\alpha_2)] \frac{(1+\nu) a}{(1-\nu) 2E} \frac{\nu}{3} \left[1 - \frac{\nu}{3} \right] \quad (16)$$

$$\gamma_{r\theta} = -2 \sin 2\theta [\sigma_x (1+2\alpha_1) - \sigma_y (1+2\alpha_2)] \frac{(1+\nu) 1}{(1-\nu) 2E} \left[\nu - 1 \right]$$

sabemos que la expresión para calcular el momento flexionante para un anillo circular elástico de acuerdo a la teoría de cascarones es:

$$M = -\frac{E_r I_r}{a^2} \left(\frac{d^2 u}{d\theta^2} + u \right)$$

sustituyendo el valor de u de las ecuaciones (16), derivando dos veces con respecto a θ y realizando operaciones nos queda el momento flexionante como:

$$M = \frac{E_r}{E_s} \frac{I_r}{a} \cos 2\theta [\sigma_y (1+2\alpha_2) - \sigma_x (1+2\alpha_1)] \frac{(1+\nu)(3-\nu)}{(1-\nu)} \quad (17)$$

es importante aclarar que los valores del momento flexionante serán mayores que los que se presentan en el túnel, ya que estamos partiendo de la hipótesis de que el revestimiento es un anillo circular cerrado, por lo tanto la presencia de juntas en el recubrimiento influye grandemente en la rigidez del recubrimiento, la cual en la práctica varía para suelos blandos de un 30% a un 25%, con respecto a un anillo continuo (S.L. PAUL, 1983).

3.2 Inestabilidad del recubrimiento

El pandeo del recubrimiento o inestabilidad del recubrimiento puede presentarse cuando el momento flexionante M y el esfuerzo

radial tiendan a infinito, entonces de acuerdo a las ecuaciones (15) para que esto ocurra los parámetros $(1+2\alpha_1)$ y $(1+2\alpha_2)$ deberán tender a infinito, pudiendo establecer entonces que la inestabilidad estructural del revestimiento ocurre si:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{6E_I I_R}{a^3} + \frac{E(3+\nu)}{2(1+\nu)(3-\nu)} \quad (18)$$

sin embargo, la falla del revestimiento también puede ocurrir cuando el momento flexionante M supere al momento resistente M_R , pudiéndose evitar este problema calculando el momento M con la ecuación (17) y compararlo con el momento resistente M_R de la sección estructural elegida.

3.3 Rigideces relativas del recubrimiento y del suelo

Las rigideces relativas del suelo y del soporte del túnel son variables importantes que intervienen en las cargas de equilibrio del recubrimiento, ya que las cargas que actúan en el sistema suelo-recubrimiento, son repartidas de acuerdo a la rigidez de cada elemento que compone al sistema, así, un soporte rígido contribuirá con una mayor porción de la resistencia compuesta por el sistema suelo-soporte y como consecuencia atraerá una mayor carga que un soporte flexible.

Si nosotros utilizamos un sistema de referencia en donde las ordenadas son las cargas y las abscisas los desplazamientos

obtenemos las llamadas curvas características, en donde la rigidez del suelo o del soporte será simplemente la pendiente de cada curva característica (fig 3.4), en estas curvas características la presión de equilibrio en un soporte rígido es mayor que para un soporte flexible, cosa que se ve lógica, sin embargo, no todos los efectos de rigidez relativa se pueden demostrar usando curvas características, ya que la representación con estas curvas implica la hipótesis que la distribución de esfuerzos es isotrópica o uniforme, y por consiguiente no se puede usar para estudiar el cambio de forma del soporte o los momentos flexionantes resultantes cuando la relación de esfuerzos k sea diferente de uno. Los efectos de la rigidez del soporte en estos cambios de forma y momentos fueron descritos por PECK (1969), quien demostró que un soporte idealmente flexible en un campo anisotrópico de esfuerzos se deformará hasta que los esfuerzos actuantes en el soporte sean uniformes, es decir, no podrán ocurrir momentos flexionantes (fig 3.5a). Por otra parte, un soporte idealmente rígido no cambiará su forma y tendrá que soportar el campo anisotrópico de esfuerzos original, y en consecuencia ocurrirán grandes momentos flexionantes (fig 3.5b).

3.3.1 Factores adimensionales de rigidez

La rigidez de un sistema suelo-túnel se puede considerar dividida en dos partes: La primera es la rigidez en extensión, QUE ES UNA MEDIDA DE LA PRESION UNIFORME, EN TORNO AL TUNEL,

REQUERIDA PARA CAUSAR UNA DEFORMACION UNITARIA DIAMETRAL EN EL RECUBRIMIENTO SIN CAMBIO EN SU FORMA GEOMETRICA INICIAL. La segunda es la rigidez a la flexión LA CUAL ES UNA MEDIDA DE LA PRESION NO UNIFORME, EN TORNO AL TUNEL, NECESARIA PARA CAUSAR UNA DEFORMACION UNITARIA DIAMETRAL QUE RESULTA EN UN CAMBIO DE SU FORMA GEOMETRICA INICIAL (OVALAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO). Investigaciones sobre el problema de interacción suelo-soporte (BURNS Y RICHARDS 1964, HOEG, 1968) se pueden utilizar para evaluar cuantitativamente la rigidez del recubrimiento relativa a la del suelo que lo rodea. En estos estudios la rigidez relativa del soporte y del medio que lo rodea se puede tomar en cuenta mediante dos relaciones designadas como el factor de compresibilidad y el factor de flexibilidad.

3.3.1.1 Factor de compresibilidad

Es una medida de la rigidez en extensión del medio relativa a la del recubrimiento. La rigidez a la extensión del medio se puede obtener considerando una porción del medio sujeto a una presión externa uniforme σ_v , como se muestra en la figura 3.6a.

La deformación diametral transversal a un túnel circular imaginario (indicado en la figura 3.6a con línea punteada) esta dada por

$$\epsilon = \frac{\Delta D}{D} = 2 \frac{\sigma_v}{E} (1 - \nu^2)$$

quedándonos la rigidez en extensión como:

$$\frac{\sigma_v}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{E}{2(1 - \nu^2)} \quad (19)$$

donde E y ν son el módulo de Young y la relación de Poisson del medio, respectivamente. La rigidez en extensión del recubrimiento que reemplaza el cilindro de material dentro del círculo imaginario mostrado en la figura 3.6a, se puede obtener considerando un anillo sujeto a una presión uniforme σ_v , como se indica en la figura 3.6b. La deformación unitaria diametral en el anillo está dada por:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{\sigma_v R}{E_r A_r}$$

donde E_r , R y A_r son respectivamente el módulo de Young, el radio y el área transversal por unidad de longitud del anillo de recubrimiento. La rigidez en extensión del recubrimiento en deformación plana se obtiene de la deformación unitaria diametral de un anillo reemplazando E_r por $E_r/(1 - \nu_r^2)$, donde ν_r es la relación de Poisson del material del recubrimiento, quedándonos que la rigidez en extensión del recubrimiento está dada por

$$\frac{\sigma_v}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{E_r A_r}{R(1 - \nu_r^2)} \quad (20)$$

dividiendo la ecuación (19) entre la ecuación (20) se obtiene el factor de compresibilidad como:

$$C = \frac{\left(\frac{\sigma_v}{\Delta D}\right)_{\text{suelo}}}{\left(\frac{\sigma_v}{\Delta D}\right)_{\text{soporte}}} = \frac{ER(1 - \nu_R^2)}{2E_R A_R (1 - \nu^2)}$$

puesto que C solamente se utiliza como un índice, es conveniente suprimir el factor 2 en el denominador quedándonos finalmente el factor de compresibilidad como:

$$C^* = \frac{ER(1 - \nu_R^2)}{E_R A_R (1 - \nu^2)} \quad (21)$$

de estudios que se han realizado ha sido posible establecer el factor de compresibilidad (T.D. ORURKE, 1983) como:

$$C = \left(\frac{E}{E_R}\right) \left(\frac{R}{t}\right) \left| \frac{(1 - \nu_R^2)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \right| \quad (22)$$

sin embargo si utilizamos la expresión (22) y utilizamos una relación de Poisson del suelo igual 0.5 se obtiene un factor de compresibilidad igual a infinito cosa que no tiene sentido, por tal motivo en este trabajo se procedió a utilizar la

expresión (21).

3.3.1.2 Factor de flexibilidad

Es una medida de la rigidez a la flexión del medio relativa a la del recubrimiento. Las rigideces a la flexión del medio y del recubrimiento (como se definieron) son esencialmente medidas de la resistencia (del medio y del recubrimiento) a un cambio en su forma geométrica inicial cuando se someten a un estado de corte puro. La rigidez a la flexión del medio se puede obtener considerando la deformación unitaria diametral de un círculo imaginario como se indica en la figura 3.7a, dada la deformación unitaria diametral como:

$$\epsilon = \frac{\Delta D}{D} = \frac{4\sigma_v}{E} (1 - \nu^2)$$

quedándonos la rigidez a la flexión del medio como:

$$\frac{\sigma_v}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{E}{4(1 - \nu^2)} \quad (23)$$

la deformación unitaria diametral de un anillo sujeto a corte puro como se indica en la figura 3.7b es:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{\sigma_v R^3}{6E_r I_r}$$

donde I_r es el momento de inercia de la sección transversal por unidad de longitud. La rigidez del recubrimiento en deformación plana se obtiene reemplazando en la ecuación anterior E_r por $E_r/(1 - \nu_r^2)$:

$$\frac{\sigma_v}{D} = \frac{6E_r I_r}{R^3 (1 - \nu_r^2)} \quad (24)$$

dividiendo la ecuación (23) entre la ecuación (24) se obtiene el factor de flexibilidad como:

$$F = \frac{\left(\frac{\sigma_v}{D}\right)_{\text{suelo}}}{\left(\frac{\sigma_v}{D}\right)_{\text{soporte}}} = \frac{ER^3(1 - \nu_r^2)}{24E_r I_r (1 - \nu^2)} \quad (24')$$

debido a que F solo se utiliza como índice, el factor 24 en el denominador de la ecuación (24') se puede eliminar por conveniencia, quedándonos finalmente el factor de flexibilidad como:

$$F^* = \frac{ER^3(1 - \nu_r^2)}{E_r I_r (1 - \nu^2)} \quad (25)$$

Los intervalos del factor de compresibilidad para algunos soportes comunes se ilustran en la figura 3.8, donde la línea que divide a los túneles en roca de los túneles en suelo es aproximadamente para C igual a uno. Por otra parte el factor de

flexibilidad no es fácil de determinar para los distintos soportes ya que depende fuertemente de los detalles de construcción.

3.4 *Soluciones de rigidez relativa*

Debido a que la rigidez relativa del suelo a la del soporte es un factor importante que influencia la interacción suelo-soporte, usando Teoría de la Elasticidad es posible encontrar un método simplificado para diseñar el recubrimiento de túneles relacionando directamente las fuerzas y desplazamientos en el soporte, con las rigideces del soporte y del suelo mediante los factores de compresibilidad y flexibilidad.

Las principales hipótesis y simplificaciones de este tipo de solución son:

- 1) El túnel es una cavidad cilíndrica con recubrimiento elástico.
- 2) La masa de suelo es homogéneo, isótropa y linealmente elástica.
- 3) La masa de suelo es infinita en extensión, o al menos, el túnel está localizado a una profundidad suficiente que la frontera libre de la masa de suelo tiene efectos despreciables (esto se cumple a profundidades mayores de dos diámetros).
- 4) La variación de los esfuerzos en la masa de suelo varía muy poco con la profundidad.

- 5) El sistema suelo-soporte se trata como un problema de deformación plana.
- 6) En la interfase entre el suelo y el soporte existe cualquiera de las siguientes condiciones límite: a) hay deslizamiento completo entre el suelo y el recubrimiento (no hay transmisión de esfuerzos de corte en la interfase), y b) hay deslizamiento nulo entre el suelo y el recubrimiento (hay transmisión completa de esfuerzos de corte en la interfase).

Una discusión detallada sobre las diferentes soluciones de rigidez relativa es presentada por M. P. ROMO (1984), de donde la solución que trata el problema de una manera más realista es la debida a RANKEN (1978) donde considera al recubrimiento como un anillo compresible bajo condiciones de descarga por excavación.

3.4.1 Solución de rigidez relativa para la condición de descarga por excavación (Método 2)

La derivación de la solución de RANKEN (1978) sigue la lógica original de BURNS y RICHARD (1964). La masa de suelo se postula como infinita, elástica, homogénea e isótropa sujeta a un esfuerzo vertical inicial σ_v , igual al esfuerzo vertical en el suelo en la línea central del túnel y a un esfuerzo horizontal inicial igual a $K\sigma_v$. El soporte del túnel se trata como un cascarón elástico en el cual se consideran tanto las deformaciones circunferenciales y de flexión, se supone el problema

como uno de deformación plana, la nomenclatura utilizada en la solución se muestra en la figura 3.9.

La rigidez relativa de la masa de suelo a la del recubrimiento del túnel se incorpora en la solución por medio de los factores de compresibilidad y flexibilidad definidos anteriormente.

Las ecuaciones para el cálculo de fuerzas y desplazamientos en el recubrimiento para las dos condiciones de frontera en la interfase suelo-recubrimiento se presentan a continuación.

3.4.1.1 Condición de deslizamiento completo

FUERZA AXIAL T

$$\frac{T}{\sigma_V R} = \frac{1}{2} (1+K) (1-a_0^*) + \frac{1}{2} (1-K) (1-2a_2^*) \cos 2\theta \quad (26)$$

MOMENTO FLEXIONANTE M

$$\frac{M}{\sigma_V R^2} = \frac{1}{2} (1-K) (1-2a_2^*) \cos 2\theta \quad (27)$$

DESPLAZAMIENTO RADIAL DEL SOPORTE U_r

$$\frac{U_r E}{\sigma_V R (1+\nu)} = \frac{1}{2} (1+K) a_0^* - (1-K) [(5-6\nu) a_2^* - (1-\nu)] \cos 2\theta \quad (28)$$

DESPLAZAMIENTO TANGENCIAL DEL SOPORTE V_r

$$\frac{V_r E}{\sigma_v R(1+\nu)} = \frac{1}{2} (1-K) [(5-6\nu) a_2^* - (1-\nu)] \operatorname{sen} 2\theta \quad (29)$$

ESFUERZO RADIAL

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_v (1+K) (1-a_0^*) - \frac{1}{2} \sigma_v (1-K) (3-6a_2^*) \cos 2\theta \quad (30)$$

Donde

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)}$$

$$a_2^* = \frac{(F^* + 6)(1-\nu)}{2F^*(1-\nu) + 6(5-6\nu)}$$

C^* y F^* se calculan con las ecuaciones 21 y 25

3.4.1.2 Condición de deslizamiento nulo

FUERZA AXIAL T

$$\frac{T}{\sigma_v R} = \frac{1}{2} (1+K) (1-a_0^*) + \frac{1}{2} (1-K) (1+2a_2^*) \cos 2\theta \quad (31)$$

MOMENTO FLEXIONANTE M

$$\frac{M}{\sigma_v R^2} = \frac{1}{4} (1-K) (1-2a_2^* + 2b_2^*) \cos 2\theta \quad (32)$$

DESPLAZAMIENTO RADIAL DEL SOPORTE U_r

$$\frac{U_r E}{\sigma_v R(1+\nu)} = \frac{1}{2} (1+K) a_0^* + \frac{1}{2} (1+K) [4(1-\nu)b_2^* - 2a_2^*] \cos 2\theta \quad (33)$$

DESPLAZAMIENTO TANGENCIAL DEL SOPORTE V_r

$$\frac{V_r E}{\sigma_v R(1+\nu)} = -(1-K) [a_2^* + (1-2\nu)b_2^*] \sin 2\theta \quad (34)$$

ESFUERZO RADIAL

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_v (1+K) (1-a_0^*) - \frac{1}{2} \sigma_v (1-K) (1-6a_2^* + 4b_2^*) \cos 2\theta \quad (35)$$

ESFUERZO TANGENCIAL

$$\zeta_{r\theta} = \frac{1}{2} \sigma_v (1-K) (1+6a_2^* - 2b_2^*) \sin 2\theta \quad (36)$$

donde

$$a_2^* = b_1^* b_2^*$$

$$b_1^* = \frac{(6 + F^*)C^*(1-\nu) + 2F^*\nu}{3F^* + 3C^* + 2C^*F^*(1-\nu)}$$

$$b_2^* = \frac{C^*(1-\nu)}{2|C^*(1-\nu) + 4\nu - 6b_1^* - 3b_1^*C^*(1-\nu)|}$$

3.5 *Aplicaciones de los métodos analíticos a características típicas del suelo y el revestimiento*

En esta sección se presentan los valores de los momentos flexionantes, esfuerzos radiales y tangenciales, así como, los desplazamientos radiales que actúan en el revestimiento para diferentes características del suelo y el recubrimiento que son típicas en suelos blandos, con el fin de estudiar el efecto que tienen los diferentes parámetros involucrados en las soluciones analíticas, se elaboró la tabla I para el tramo 2 del Colector Semiprofundo Iztapalapa (fig 3.11), variándose principalmente los siguientes parámetros:

- 1) Rigidez del suelo y el revestimiento
- 2) Relación de Poisson del suelo
- 3) Relación del esfuerzo horizontal al vertical (K)
- 4) Variación del espesor de las dovelas
- 5) Condiciones de frontera en la interfase suelo-revestimiento:

Deslizamiento nulo

Deslizamiento completo

6) Condición de carga: Descarga por excavación

Para identificar cada una de las tres soluciones, se utilizará la siguiente nomenclatura:

MRRDC - Método de rigidez relativa considerando deslizamiento completo en la interfase suelo-revestimiento

MISDN - Método de interacción suelo-revestimiento considerando deslizamiento nulo en la interfase suelo-revestimiento

MRRDN - Método de rigidez relativa considerando deslizamiento nulo en la interfase suelo-revestimiento.

3.5.1 Efecto del coeficiente de presión lateral (K) en los momentos, esfuerzos y desplazamientos

El efecto de variar el coeficiente de presión lateral (K) se presenta en las figuras 3.12 - 3.31, en donde podemos observar que al tender el coeficiente K al valor de 1, es decir, a un estado isotrópico de esfuerzos, los momentos tienden a ser nulos como ya se había comentado, en tanto, los esfuerzos radiales tienden a tener una configuración circular debido a la isotropía que se presenta, cosa que ya también fué discutida anteriormente, para el caso de los esfuerzos tangenciales también tienden a ser nulos como se esperaba, finalmente si aumentamos el coeficiente K, el revestimiento tiende a deformarse

menos como es de esperarse.

3.5.2 Efecto de la relación de Poisson del suelo (ν) en los momentos, esfuerzos y desplazamientos

El efecto de este parámetro se puede observar en las figuras 3.12 - 3.19 tanto para momentos, esfuerzos radiales y tangenciales, así como, desplazamientos radiales, pudiendo establecerse que la variación de este parámetro no afecta significativamente a los momentos, esfuerzos y desplazamientos.

3.5.3 Efecto de la rigidez del suelo (E) en los momentos, esfuerzos y desplazamientos

Al aumentar la rigidez del suelo de acuerdo a la tabla I y como se puede observar en las figuras 3.16 - 3.23, los momentos y desplazamientos radiales disminuyen debido a que se tiene un suelo más rígido, en cambio los esfuerzos tangenciales tienden a aumentar debido a que se generan mayores fricciones en la interfase suelo-revestimiento; por lo tanto, debido a que se tiene un suelo más rígido el revestimiento se deformará menos como puede observarse en las figuras 3.19 - 3.23, cosa que es de esperarse.

3.5.4 Efecto de la rigidez del revestimiento (E_r) en los momentos, esfuerzos y desplazamientos

El efecto de variar este parámetro se puede observar en las figuras 3.20 - 3.27, de donde se desprende que al aumentar la

rigidez del revestimiento los momentos y los esfuerzos radiales se incrementan aproximadamente un 15%, sin embargo, los esfuerzos tangenciales disminuyen debido a la rigidez del revestimiento y en consecuencia el revestimiento se deforma menos.

3.5.5 Efecto del espesor (e) de las dovelas en los momentos, esfuerzos y desplazamientos

Al aumentar el espesor de las dovelas se tendrá un revestimiento más rígido y en consecuencia los momentos y esfuerzos radiales aumentarán debido a que se tendrá una mayor carga obrando sobre el revestimiento; sin embargo, el revestimiento se deforma menos y por lo tanto los esfuerzos tangenciales disminuyen, estos razonamientos los podemos verificar en las figuras 3.24 - 3.31.

3.5.6 Comparación de las tres soluciones analíticas con los casos analizados

La comparación de las tres soluciones pueden apreciarse en las figuras 3.12 - 3.31, en donde para el caso de los momentos flexionantes las tres soluciones prácticamente son iguales, sin embargo, para los esfuerzos radiales para el caso de deslizamiento nulo las dos soluciones son iguales, en cambio si consideramos que existe deslizamiento los esfuerzos radiales aumentan en la corona del túnel y disminuyen a ambos lados del túnel en todos los casos analizados, en el caso de los esfuerzos tangenciales las dos soluciones nos proporcionan los mismos

resultados para todos los casos, sucediendo lo mismo para los desplazamientos radiales pero en este caso para las tres soluciones.

3.5.7 Comparación de las soluciones con resultados obtenidos mediante otra solución analítica

Las soluciones analíticas presentadas anteriormente se compararon con resultados proporcionados por la Compañía Okumura Corporation para el diseño del revestimiento del túnel localizado en la Central de Abasto, los resultados se presentan en la figura 3.32 donde podemos concluir que los resultados obtenidos con las soluciones, comparados con los proporcionados son razonables, y consecuentemente se puede tener confiabilidad en los resultados que proporcionan las tres soluciones analíticas.

3.5.8 Comparación de desplazamientos radiales teóricos con los obtenidos de campo

Los resultados obtenidos con las soluciones analíticas tanto para deslizamiento nulo como para deslizamiento total se compararon con las mediciones realizadas en una sección instrumentada situada entre las lumbreras 5 y 6 del Interceptor Central. En la figura 3.33 se presenta la deformada del túnel considerando las tres soluciones y los datos obtenidos de campo, pudiendo observarse que la aproximación que se tiene con las soluciones analíticas es buena con respecto a las mediciones de campo.

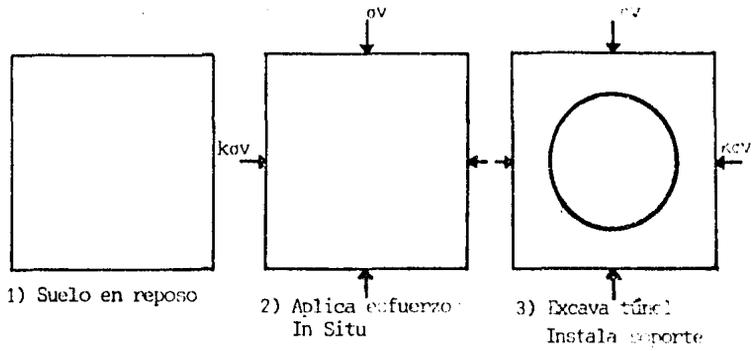


FIG. 3.1 DESCARGA POR EXCAVACION

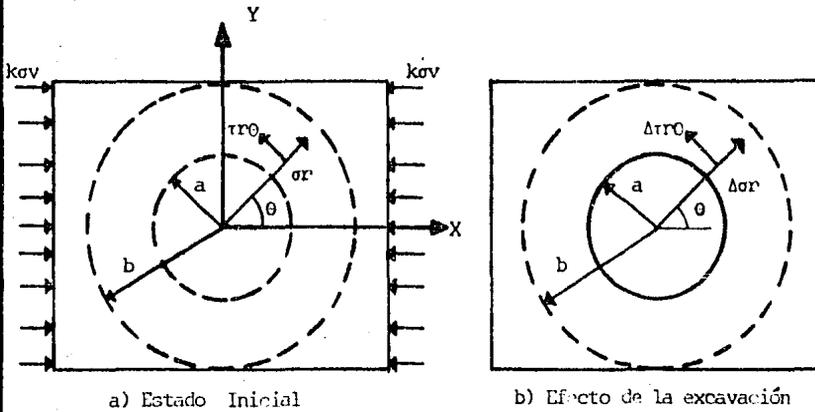


FIG. 3.2 ESTADO UNIDIMENSIONAL DE ESFUERZOS

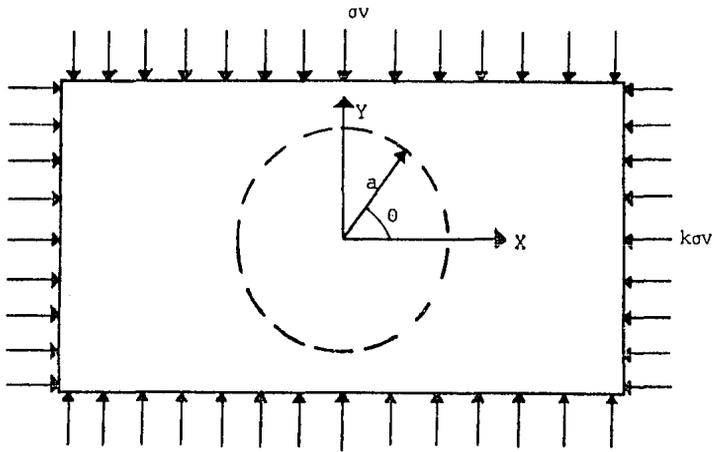


FIG. 3.3 ESTADO BIDIMENSIONAL DE ESFUERZOS

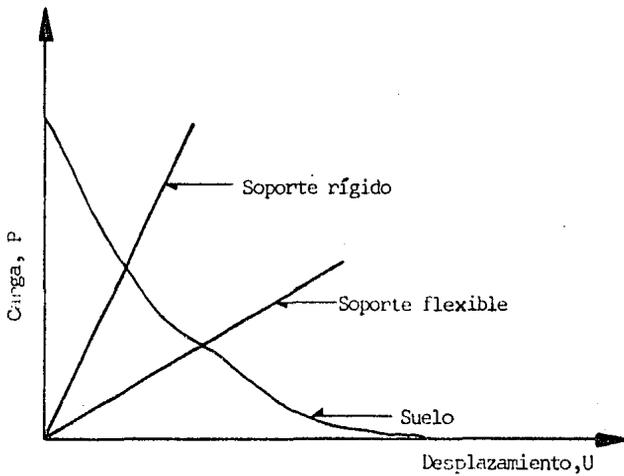
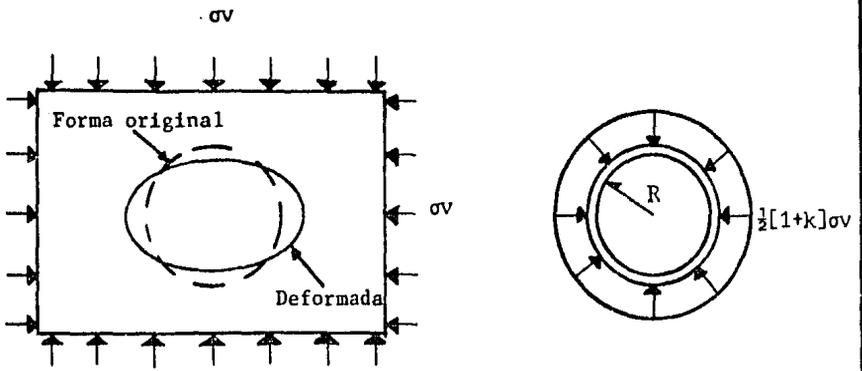
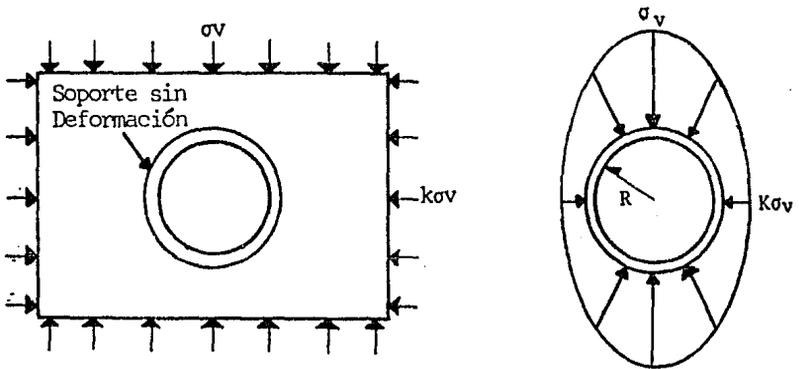


FIG. 3.4 EFECTO DE LA RIGIDEZ RELATIVA CURVAS CARACTERISTICAS



a] Idealmente flexible



b] Idealmente rígido

FIG. 3.5 EFECTO DE LA RIGIDEZ RELATIVA DEL SOPORTE EN EL CAMBIO DEL TUNEL

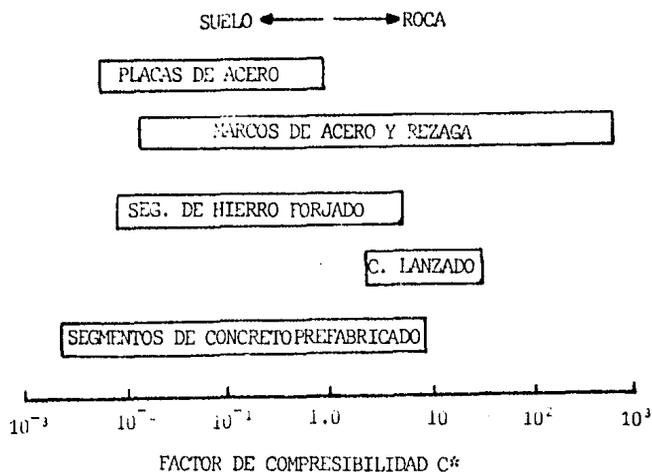


FIG. 3.8 INTERVALO DE C^* PARA SISTEMAS DE SOPORTE COMUNES

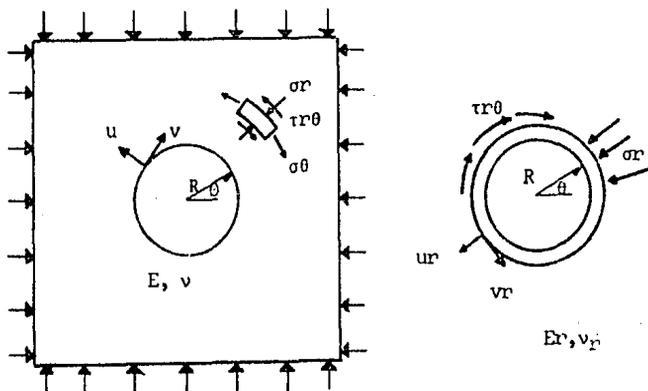
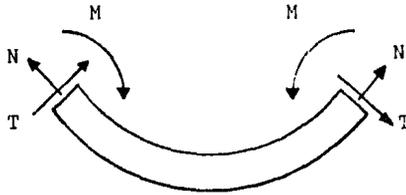
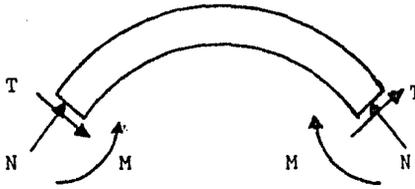


FIG. 3.9 NOTACION PARA LA SOLUCION DE RIGIDEZ RELATIVA



a) Negativa [-]



b) Positiva [+]

FIG. 3.10 CONVENCIÓN DE SIGNOS

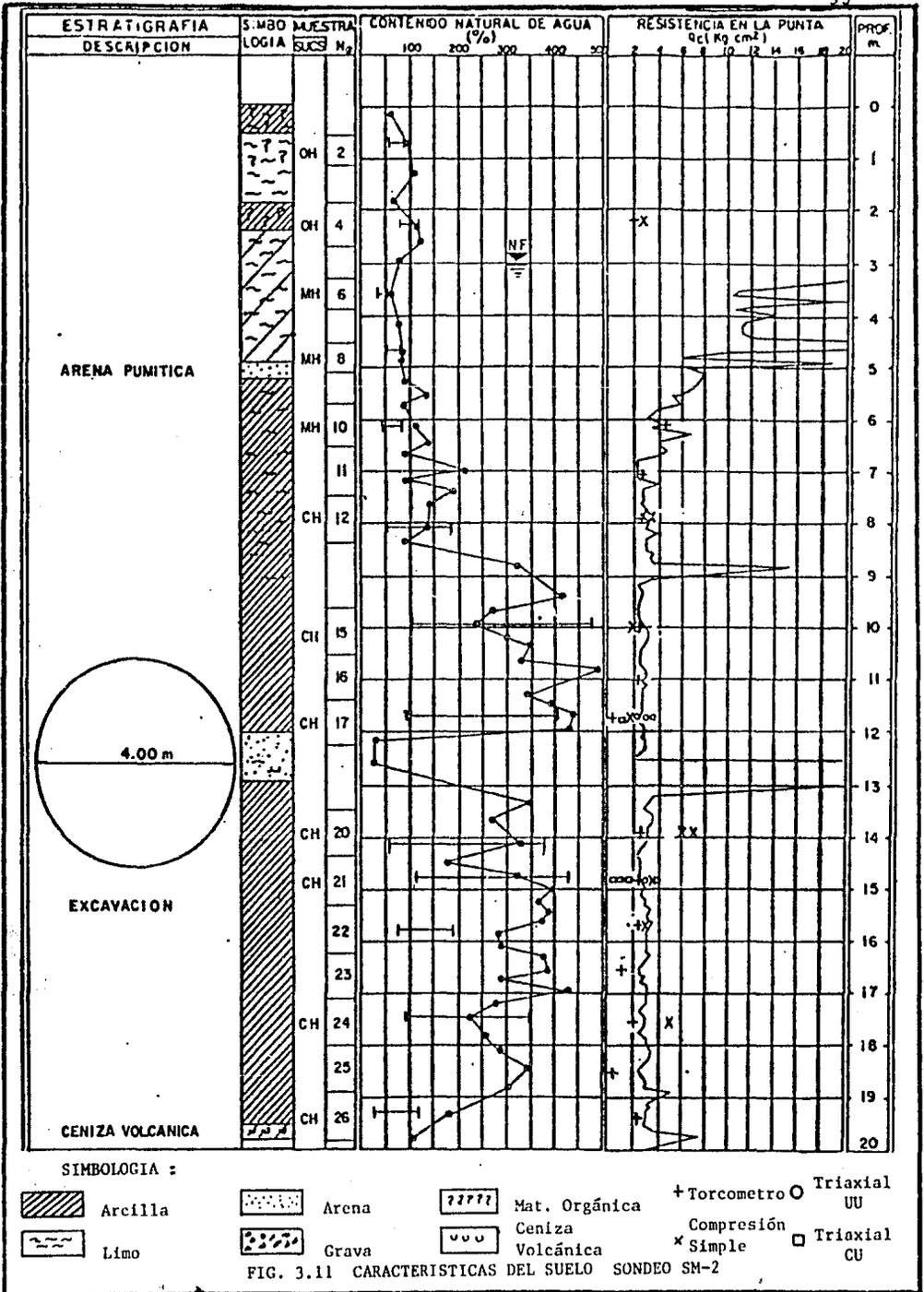
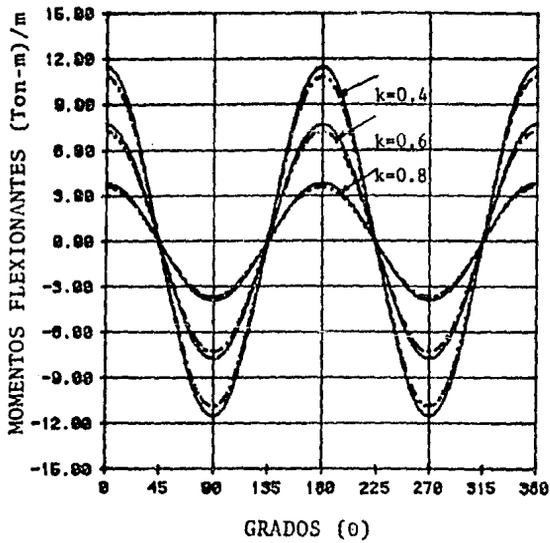


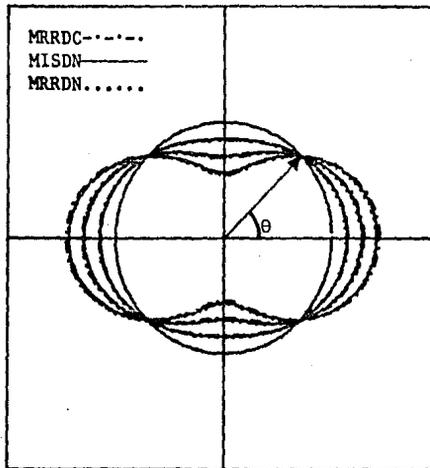
FIG. 3.11 CARACTERISTICAS DEL SUELO SONDEO SM-2

T A B L A I

CASO	PROF.	γ_B	ν	ν_r	E	E_r	K	e	L	C*	F*
	m	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$			$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$		m	m		
1	12.65	1.188	0.5	0.3	250.0	612372.4	0.4	0.30	1.0	0.002948	1.5725
2	12.65	1.188	0.5	0.3	250.0	612372.4	0.6	0.30	1.0	0.002948	1.5725
3	12.65	1.188	0.5	0.3	250.0	612372.4	0.8	0.30	1.0	0.002948	1.5725
4	12.65	1.188	0.4	0.3	250.0	612372.4	0.4	0.30	1.0	0.003302	1.7612
5	12.55	1.188	0.4	0.3	250.0	612372.4	0.6	0.30	1.0	0.003302	1.7612
6	12.65	1.188	0.4	0.3	250.0	612372.4	0.8	0.30	1.0	0.003302	1.7612
7	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	612372.4	0.4	0.30	1.0	0.011794	6.2901
8	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	612372.4	0.6	0.30	1.0	0.011794	6.2901
9	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	612372.4	0.8	0.30	1.0	0.011794	6.2901
10	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	1041033.2	0.4	0.30	1.0	0.006938	3.7000
11	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	1041033.2	0.6	0.30	1.0	0.006938	3.7000
12	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	1041033.2	0.8	0.30	1.0	0.006938	3.7000
13	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	1041033.2	0.4	0.45	1.0	0.004625	1.0963
14	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	1041033.2	0.6	0.45	1.0	0.004625	1.0963
15	12.65	1.188	0.4	0.3	1000.0	1041033.2	0.8	0.45	1.0	0.004625	1.0963

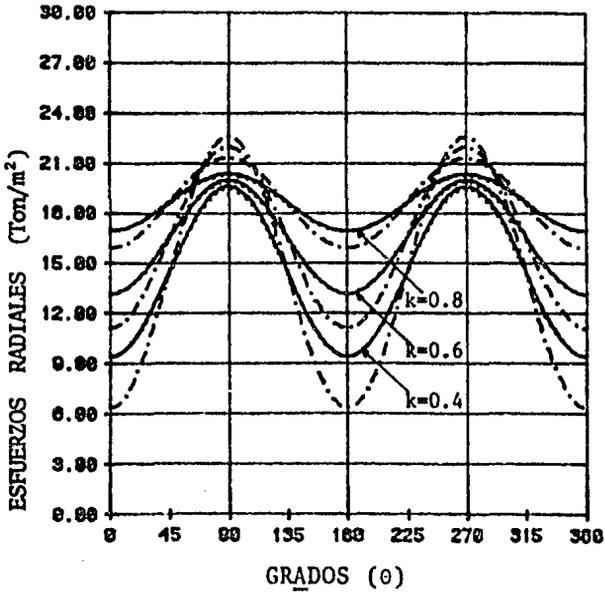


a) DISTRIBUCION DE MOMENTOS

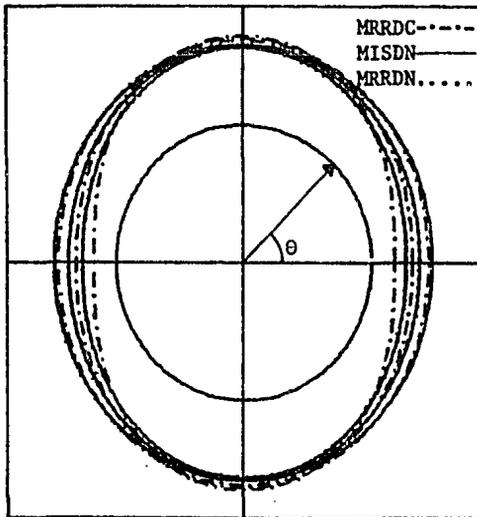


b) CONFIGURACION DE MOMENTOS

FIG.3.12 CASOS 1,2 y 3

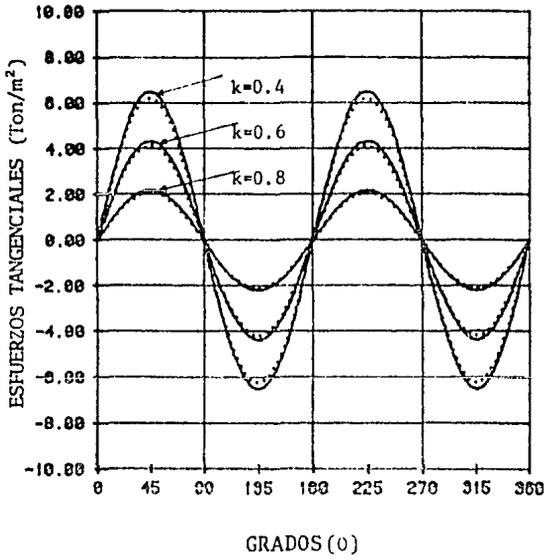


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS RADIALES

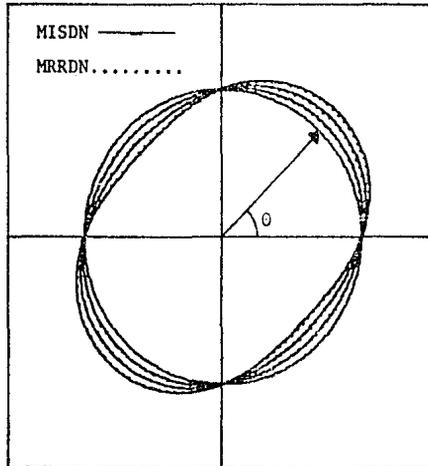


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS RADIALES

FIG.3.13 CASOS 1,2, y 3

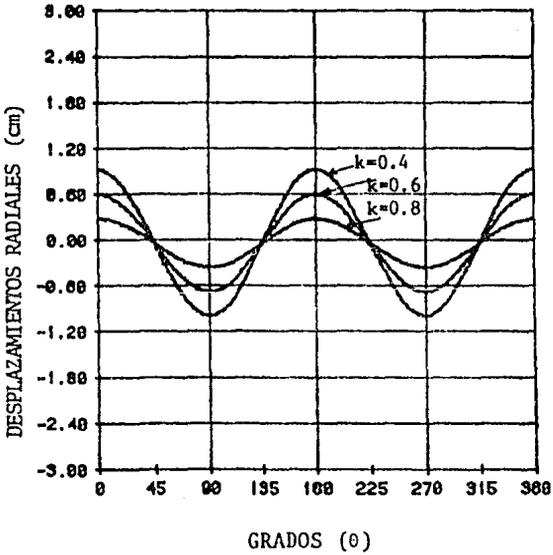


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

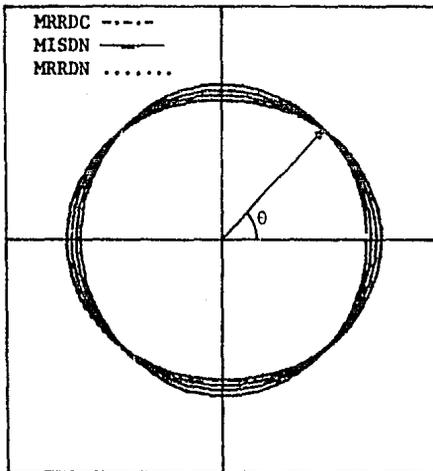


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

FIG. 3.14 CASOS 1,2 y 3

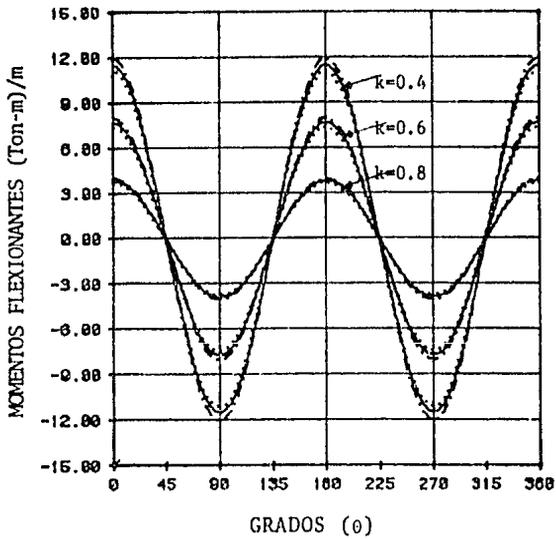


a) DISTRIBUCION DE DESP. RADIALES

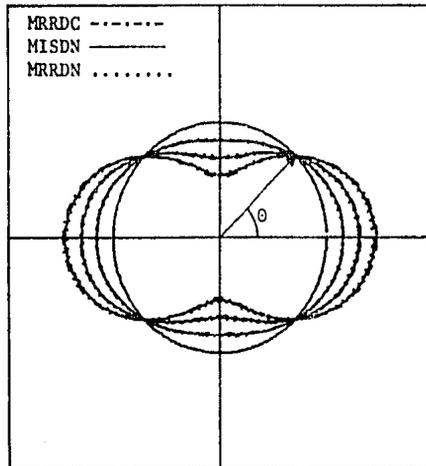


b) CONFIGURACION DE DESP. RADIALES

FIG. 3.15 CASOS 1,2 y 3

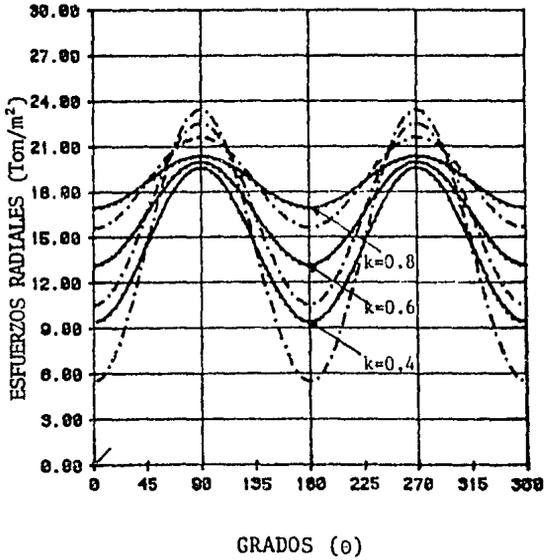


a) DISTRIBUCION DE MOMENTOS

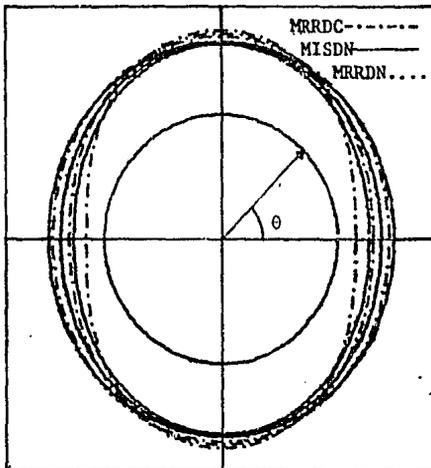


b) CONFIGURACION DE MOMENTOS

FIG.3.16 CASOS 4,5 y 6

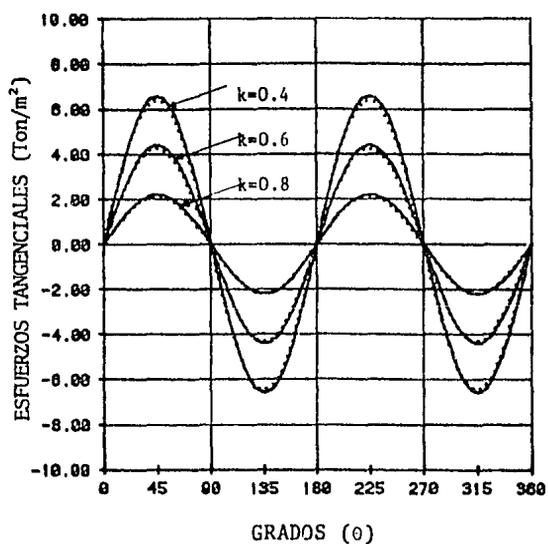


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS RADIALES

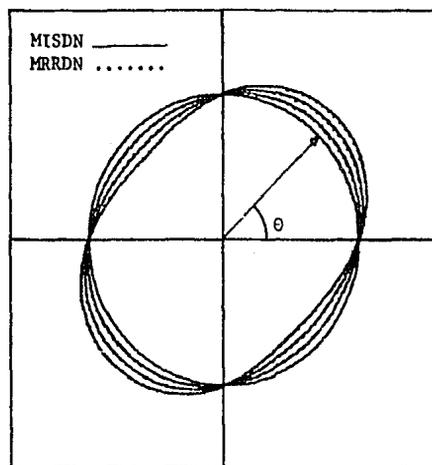


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS RADIALES

FIG. 3.17 CASOS 4,5 y 6

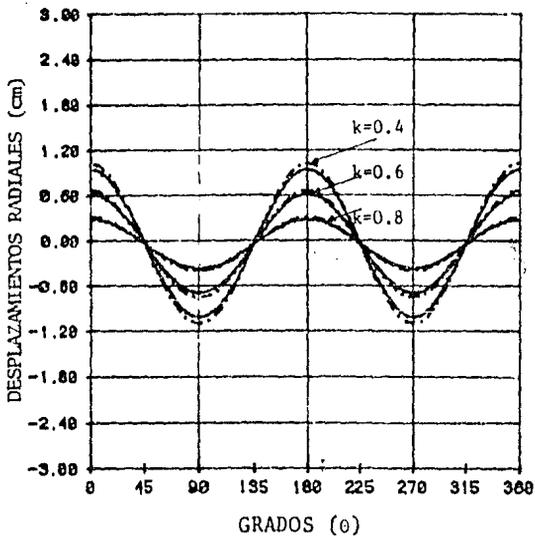


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

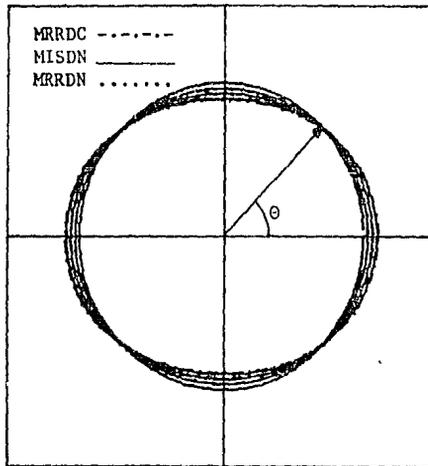


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

FIG. 3.18 CASOS 4,5 y 6

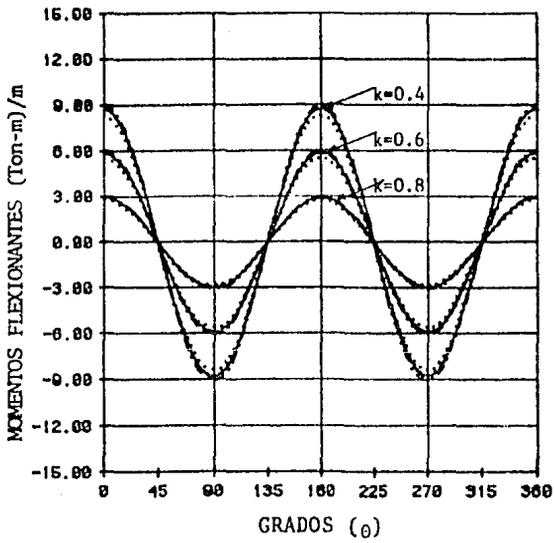


a) DISTRIBUCION DE DESP. RADIALES

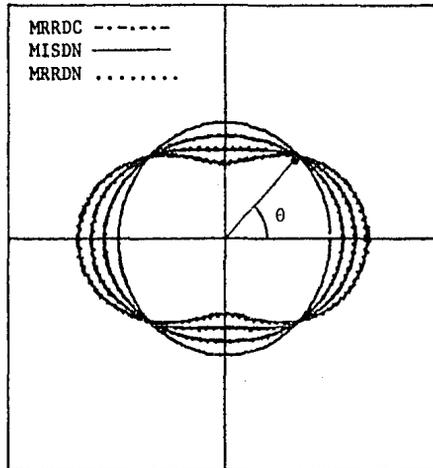


b) CONFIGURACION DE DESP. RADIALES

FIG. 3.19 CASOS 4,5 y 6

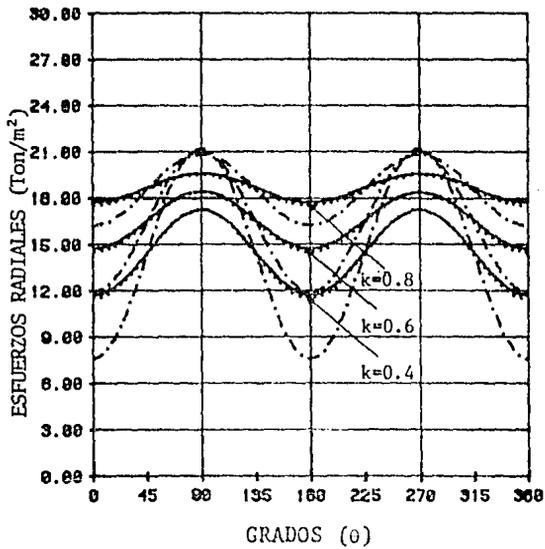


a) DISTRIBUCION DE MOMENTOS

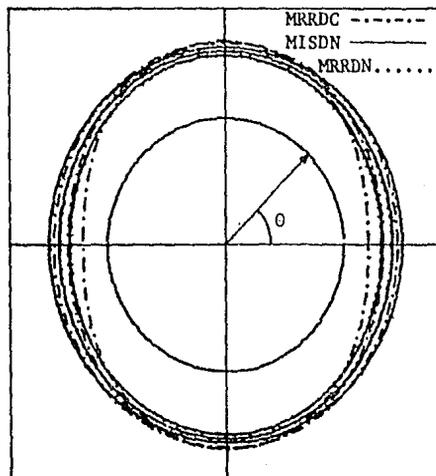


b) CONFIGURACION DE MOMENTOS

FIG. 3.20 CASOS 7,8 y 9

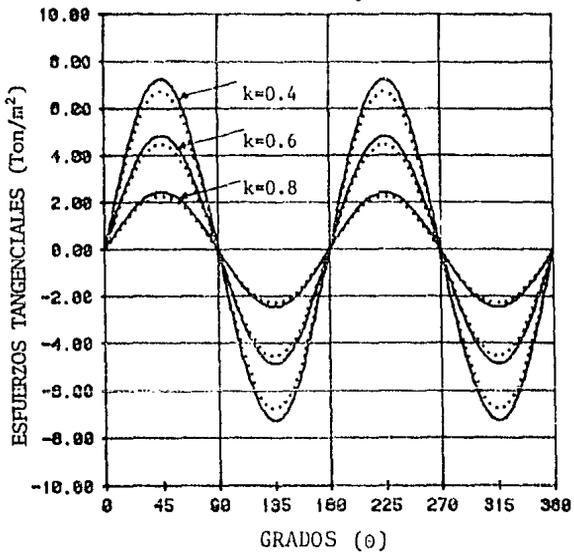


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS RADIALES

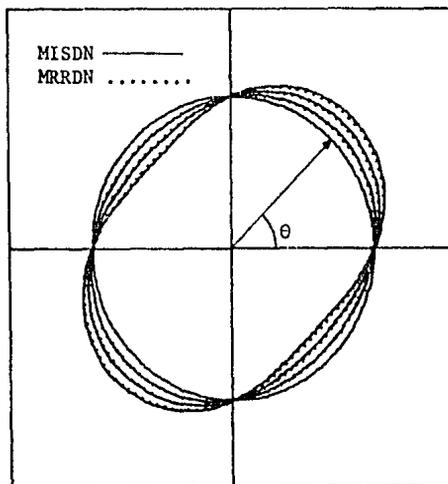


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS RADIALES

FIG. 3.21 CASOS 7,8 y 9

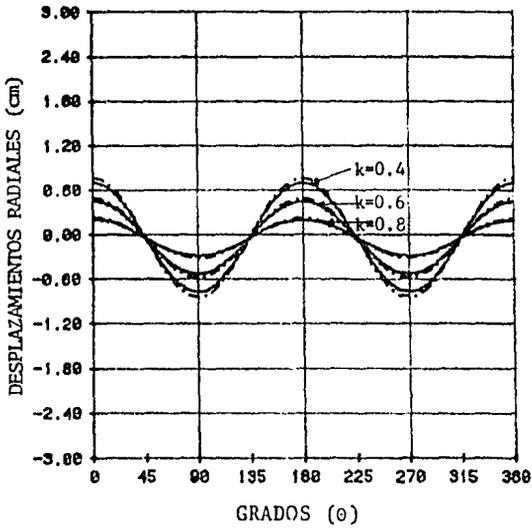


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

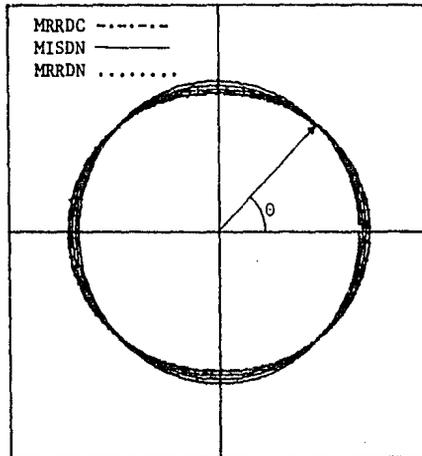


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

FIG. 3.22 CASOS 7,8 y 9

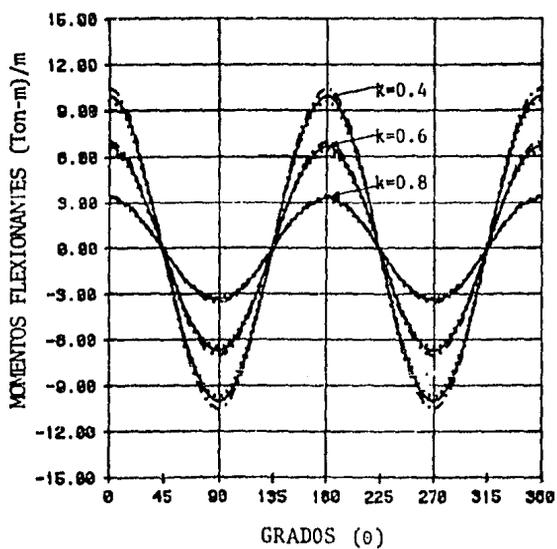


a) DISTRIBUCION DE DESP. RADIALES

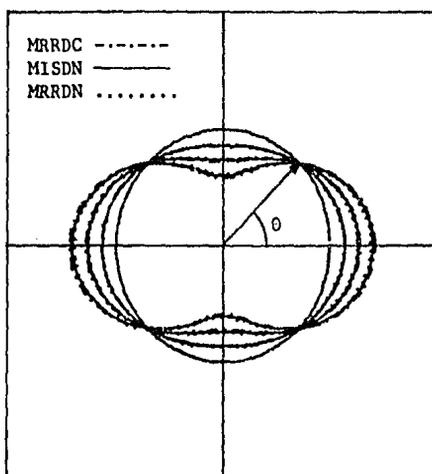


b) CONFIGURACION DE DESP. RADIALES

FIG. 3.23 CASOS 7,8 y 9

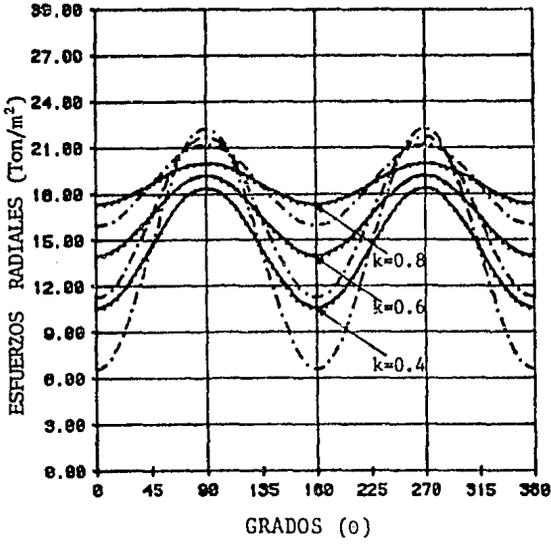


a) DISTRIBUCION DE MOMENTOS

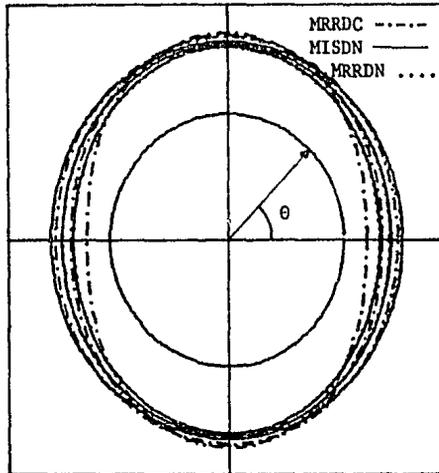


b) CONFIGURACION DE MOMENTOS

FIG. 3.24 CASOS 10,11 y 12

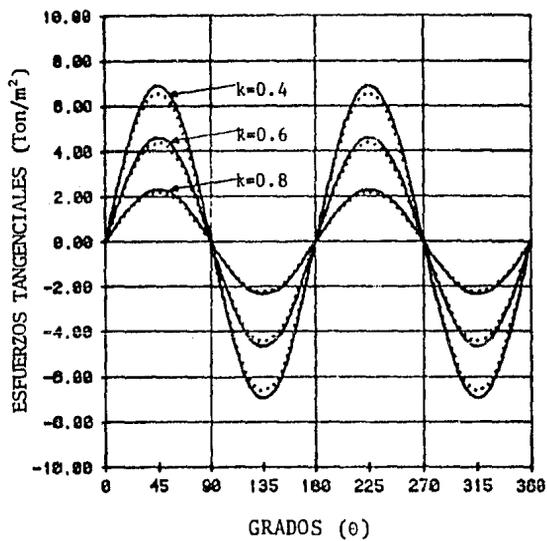


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS RADIALES

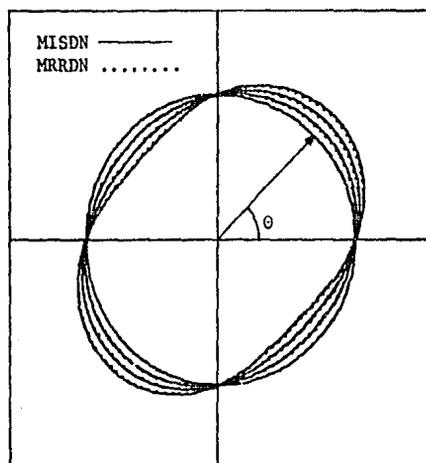


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS RADIALES

FIG. 3.25 CASOS 10,11 y 12

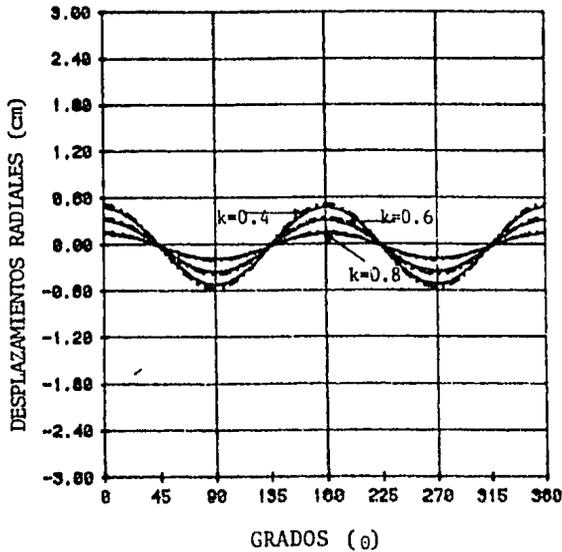


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

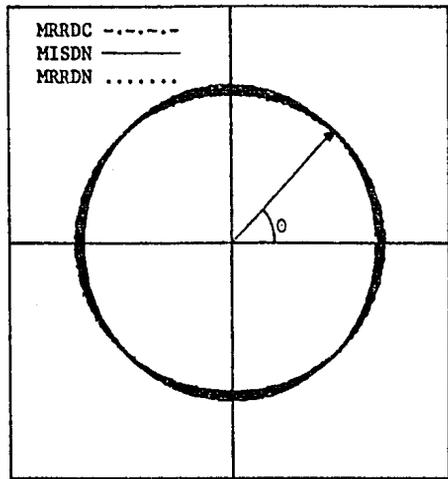


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

FIG. 3.26 CASOS 10,11 y 12

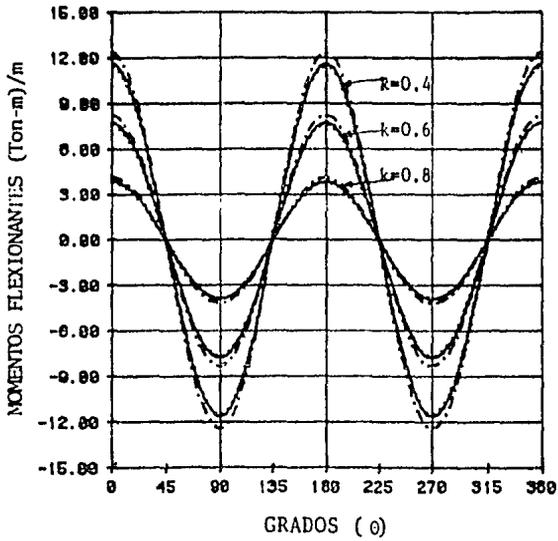


a) DISTRIBUCION DE DESP. RADIALES

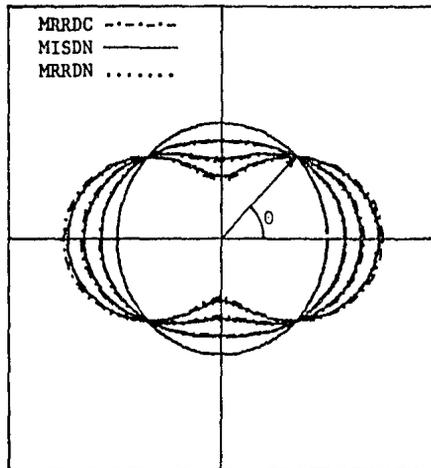


b) CONFIGURACION DE DESP. RADIALES

FIG. 3.27 CASOS 10,11 y 12

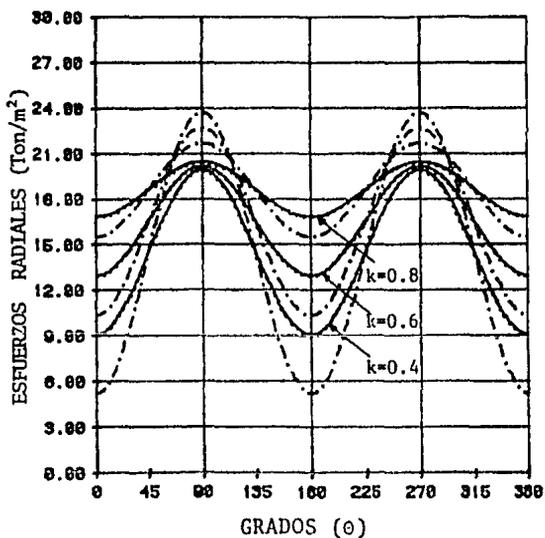


a) DISTRIBUCION DE MOMENTOS

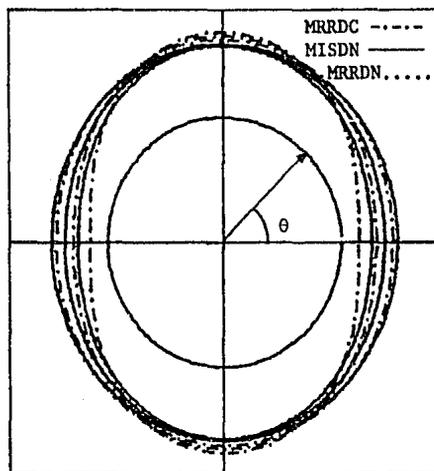


b) CONFIGURACION DE MOMENTOS

FIG. 3.28 CASOS 13,14 y 15

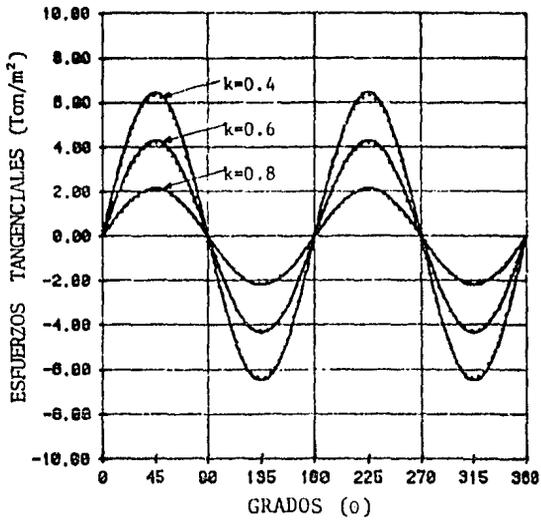


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS RADIALES

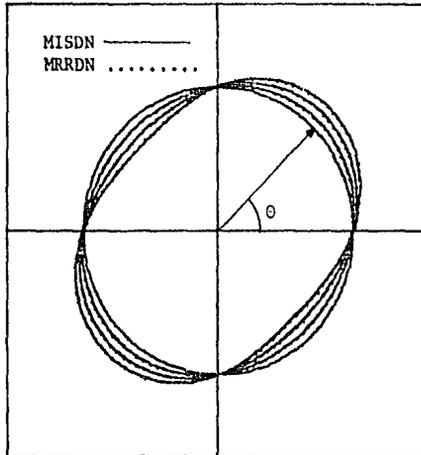


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS RADIALES

FIG. 3.29 CASOS 13,14 y 15

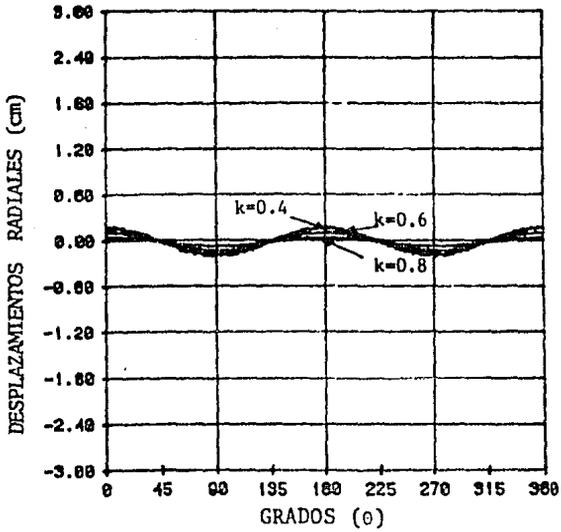


a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

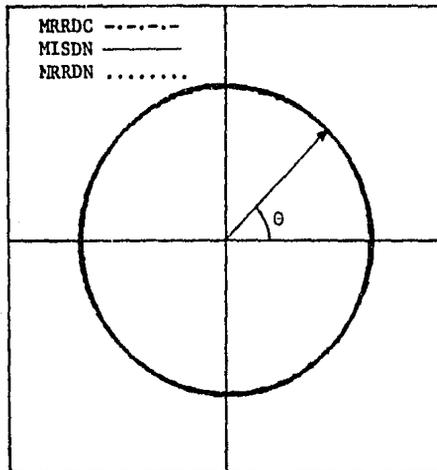


b) CONFIGURACION DE ESFUERZOS TANGENCIALES

FIG. 3.30 CASOS 13,14 y 15

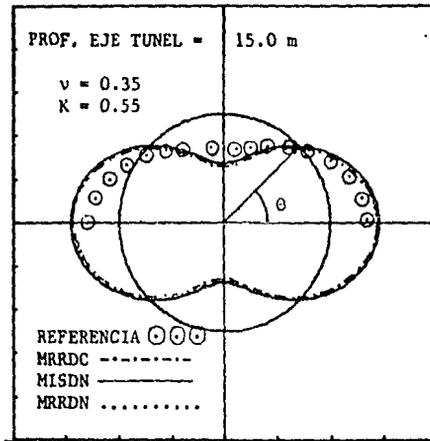


a) DISTRIBUCION DE DESP. RADIALES

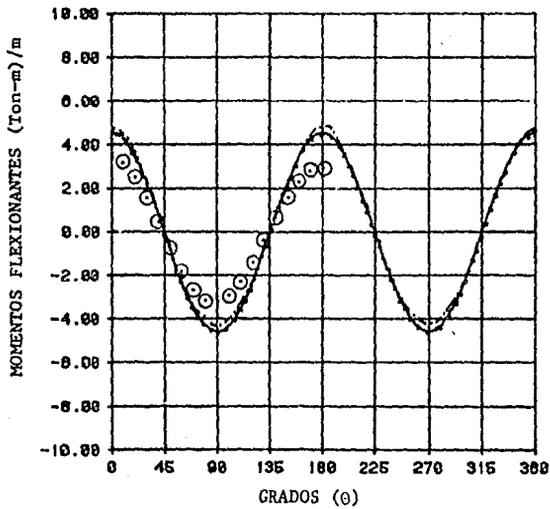


b) CONFIGURACION DE DESP. RADIALES

FIG. 3.31 CASOS 13,14 y 15

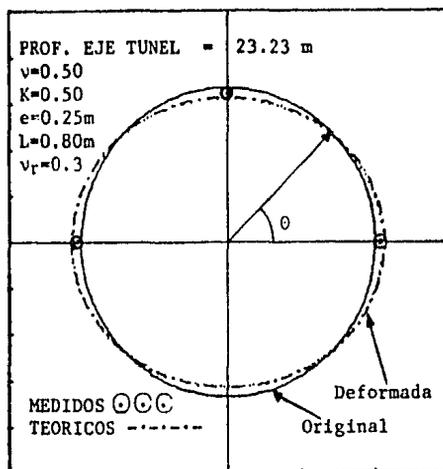


a) CONFIGURACION DE MOMENTOS

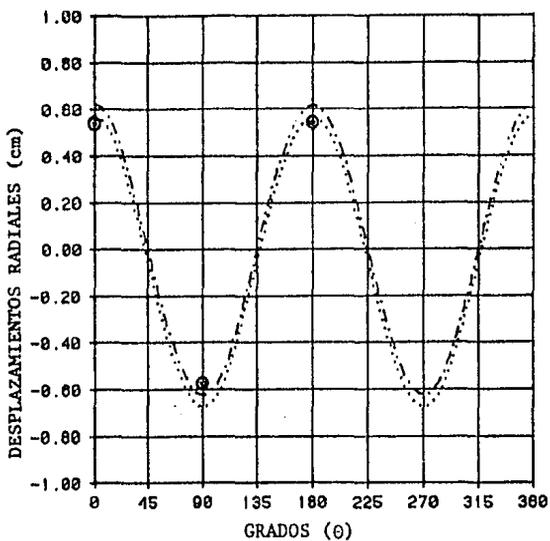


b) DISTRIBUCION DE MOMENTOS

FIG. 3.32 COMPARACION DE MOMENTOS CON DATOS OBTENIDOS



a) CONFIGURACION DE DESPLAZAMIENTOS RADIALES



b) DISTRIBUCION DE DESPLAZAMIENTOS RADIALES

 FIG. 3.33 COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS TEORICOS
 CON DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS DE CAMPO

4. MOVIMIENTOS INDUCIDOS POR EL TUNELEO

4.1 *Necesidad de predecir los asentamientos y desplazamientos horizontales*

Es un hecho ineludible que la construcción de túneles en suelos blandos causa movimientos, y por lo tanto, deformaciones que si son suficientemente grandes, pueden causar daños en edificios vecinos, servicio público, tales como sistemas de alcantarillado, sistemas de energía eléctrica, etc, llegando a dañarlos tanto que ya no se puedan utilizar.

Considerando lo anterior, se puede decir, que los Ingenieros que se encuentren a cargo del diseño de túneles deberán contar con herramientas para poder predecir las consecuencias de las obras, tales como: el proceso constructivo, la facilidad de trabajo que se tendría en el frente del túnel así como los movimientos que se tendrían en la superficie del terreno. Lo que permitiría hacer una predicción confiable de la distribución de los asentamientos y desplazamientos horizontales a lo largo de la ruta del túnel; por lo tanto, los ingenieros estarían en posibilidades de considerar variaciones en la técnica de excavación, colocación del recubrimiento del túnel, etc, para poder de esta forma tomar las medidas pertinentes tendientes a reducir los asentamientos y desplazamientos horizontales a niveles tolerables, y así poder eliminar o reducir considerablemente los daños a las obras de Ingeniería Civil existentes.

4.2 Orígenes del movimiento del suelo

El tuneleo en suelos blandos es una operación compleja que involucra una serie de etapas constructivas, tales como:

- I. Estabilización del frente del túnel con escudo de frente cerrado
- II. Avance del escudo mediante gatos hidráulicos reaccionando contra el recubrimiento (dovelas) ya instalado
- III. Colocación del recubrimiento primario para soportar el suelo descubierto detrás del faldón del escudo
- IV. Inyección simultánea de la mezcla gravilla-lechada para llenar el hueco entre el recubrimiento primario y las paredes del túnel

De los numeros estudios que se han realizado para determinar las posibles causas que originan los movimientos, se ha obtenido una serie de información empírica basada principalmente de mediciones de campo y de la experiencia que ha permitido a los Ingenieros estimar los movimientos debidos al tuneleo (PECK, 1969), estas causas se basan de un análisis experimental y únicamente en secciones instrumentadas del túnel (CORDING, 1975 Y ATTEWELL, 1977), de donde se han podido establecer las siguientes causas:

- I. Movimientos en el frente del túnel
- II. Movimientos alrededor del túnel

III. Movimientos durante la colocación del recubrimiento

IV. Movimientos debido a la deformación del recubrimiento ya colocado

Una de las limitaciones de estos estudios es que no consideran el avance del escudo, ni las propiedades del suelo, estableciendo los perfiles de asentamientos mediante el ajuste de una función normal de probabilidad a los datos obtenidos de mediciones en el campo (fig 4.1) (PECK, 1969), y por lo tanto la información que se puede obtener no es suficiente, por tal motivo en este trabajo se proporciona un Método Analítico (ROMO, 1985) que fue desarrollado para poder simular el avance del escudo; este método no solo nos proporciona los perfiles de asentamientos en cualquier sección del túnel, sino además los perfiles de desplazamientos horizontales tanto paralelos como perpendiculares al eje del túnel, es decir, el problema no solo se analiza en el plano sino que se vuelve en un problema en tres dimensiones, tomando en cuenta variables tales como la presión del fluido usado en el frente de excavación, el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo, el estado inicial de esfuerzos, el colapso de las paredes del túnel debido a la diferencia en los diámetros exteriores del faldón del escudo y de las dovelas que se usan como recubrimiento y la consolidación del material remoldeado en torno al túnel por el paso del escudo, llegándose a establecer las siguientes causas:

I. Alivio de esfuerzos en el frente del túnel

- II. Esfuerzos cortantes en el contacto suelo-escudo
- III. Desplazamientos radiales de las paredes del túnel
- IV. Deformación del recubrimiento
- V. Consolidación del suelo debido a la filtración del agua a través del recubrimiento

4.2.1 Cambio de esfuerzos en el frente del túnel

El estado de esfuerzos en una sección dada se modifica debido a la excavación del túnel, sin embargo, para poder evaluar el estado inicial de esfuerzos es importante tener en cuenta las condiciones geológicas del sitio, es decir, si las condiciones geológicas son simples, es posible definir adecuadamente la estatigrafía; en caso contrario, si las condiciones geológicas son complejas la obtención de la estatigrafía no es fácil de lograr.

Si la presión neta en el frente del túnel (resultante de la presión actuante en el fluido) es menor que los esfuerzos en el suelo a la profundidad del eje del túnel, el suelo tenderá a moverse hacia el túnel; en caso contrario, si la presión del fluido es mayor que los esfuerzos en el suelo a la profundidad del eje del túnel el suelo se moverá hacia adelante del frente del túnel; por lo tanto, es importante tomar en cuenta las características esfuerzo-deformación del suelo a la profundidad en que se está analizando el problema, para poder saber cual

es el límite máximo de la presión en el fluido y así evitar alguna posible falla, pudiéndose establecer que los principales movimientos son asentamientos y desplazamientos horizontales tanto paralelos como perpendiculares al eje del túnel.

4.2.2 Esfuerzos cortantes en el contacto suelo-escudo

Al avanzar el escudo se generan fuerzas cortantes en el contacto suelo-escudo induciendo esfuerzos cortantes al suelo, y por lo tanto, remoldeo en un anillo de suelo cuyo espesor depende de las características esfuerzo-deformación del suelo que se encuentra alrededor del escudo, observándose que estos esfuerzos cortantes básicamente producen desplazamientos horizontales paralelos al eje del túnel.

4.2.3 Desplazamiento radial de las paredes del túnel

A medida que avanza el escudo para la colocación de las dovelas del recubrimiento primario, se deja sin soporte un anillo de suelo hasta que se intalan las dovelas y se inyecta la mezcla gravilla-lechada para llenar el espacio que queda entre las paredes del túnel, y el recubrimiento, dependiendo de las características de deformación del suelo, las paredes del túnel cederán en mayor o menor grado; considerando la mayor compresibilidad del anillo de suelo remoldeado, se podrá decir entonces que el desplazamiento radial total dependerá de la magnitud de la cedencia de las paredes del túnel, así como, de la compresibilidad del suelo remoldeado, produciéndose asentamientos y desplazamientos horizontales perpendiculares al eje

del túnel principalmente.

4.2.4 Deformación del recubrimiento

Cuando el suelo se apoya sobre el recubrimiento primario, se generan esfuerzos tanto normales como cortantes, así como, momentos flexionantes los cuales producen deformaciones cuya magnitud depende de la flexibilidad del recubrimiento y de las características esfuerzo-deformación del suelo, planteándose en consecuencia un problema de interacción suelo-recubrimiento de cuyo análisis podemos obtener los esfuerzos y momentos, y de esta manera la elástica del recubrimiento; sin embargo, es importante hacer notar que las deformaciones pueden ocurrir a corto o largo plazo. A corto plazo sería en el momento que el suelo se apoya en el recubrimiento y le transmite cargas. A largo plazo las presiones en el revestimiento pueden variar por los efectos viscosos de los suelos arcillosos y, en el caso de la Ciudad de México, por el abatimiento del nivel piezométrico inducido por el bombeo de los mantos acuíferos. Estos cambios en la distribución de presiones causan necesariamente modificaciones en los momentos flexionantes, cortantes, deformaciones, etc, en el revestimiento. Los movimientos resultantes del suelo son básicamente perpendiculares al eje del túnel.

4.2.5 Consolidación del suelo debido a la filtración del agua a través del recubrimiento

Este efecto puede causar desplazamientos apreciables en suelos blandos, la magnitud de tales desplazamientos dependerá del

incremento en los esfuerzos efectivos y la compresibilidad del suelo. El cambio en los esfuerzos efectivos depende, a su vez, de la relación de permeabilidades del recubrimiento y el suelo, si esta relación es igual a uno se tendrá el máximo incremento de esfuerzos efectivos, por otro lado si la relación fuera muy grande, entonces la carga total de presión se disipará prácticamente toda a través del recubrimiento; consecuentemente, el cambio en esfuerzos efectivos en el suelo es mínimo; de acuerdo con esto, para poder evaluar la magnitud de los desplazamientos, se deberá conocer el incremento de esfuerzos efectivos debido a la filtración, lo cual se logra trazando la red de flujo de agua correspondiente. En suelos arcillosos los desplazamientos resultantes pueden ser significativos siendo principalmente perpendiculares al eje del túnel.

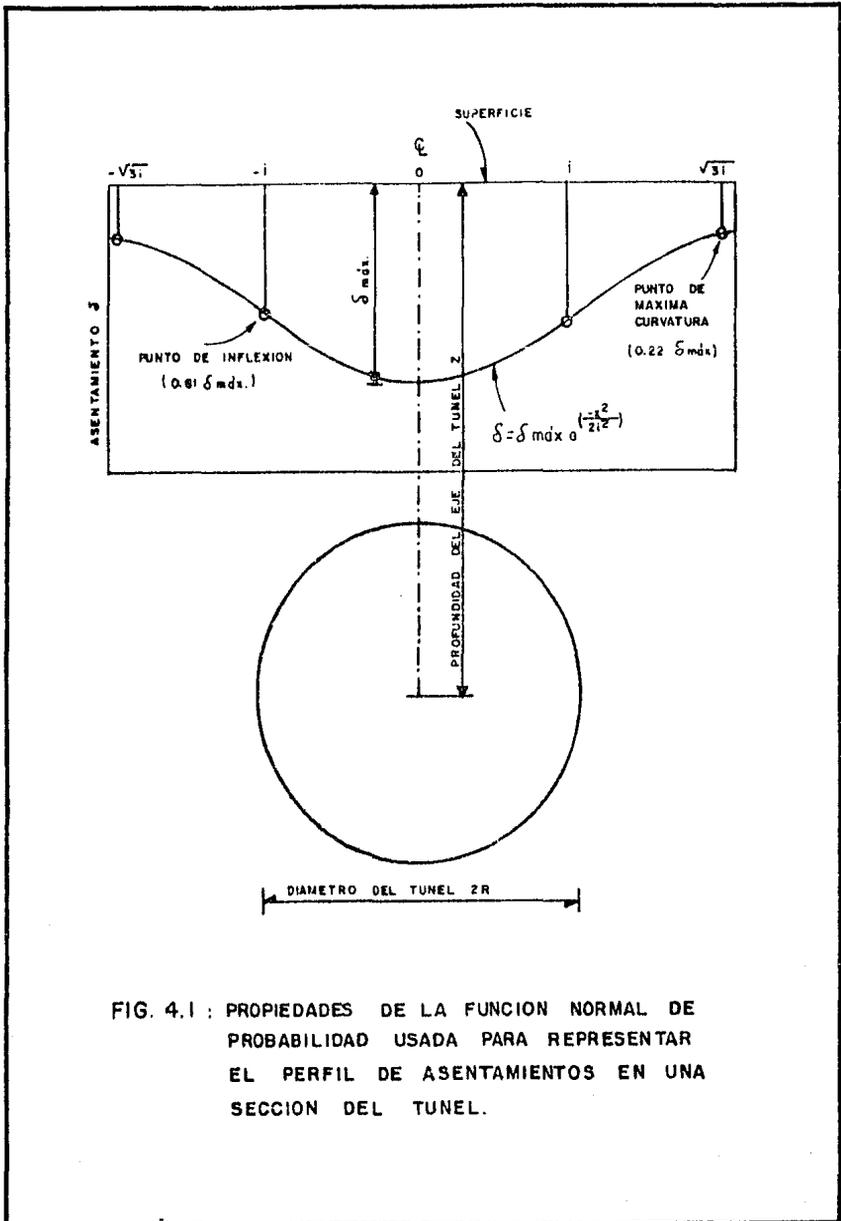


FIG. 4.1 : PROPIEDADES DE LA FUNCION NORMAL DE PROBABILIDAD USADA PARA REPRESENTAR EL PERFIL DE ASENTAMIENTOS EN UNA SECCION DEL TUNEL.

5. METODO DE ANALISIS

La consideración de los movimientos del suelo no debe aislarse de lo que sucede alrededor del túnel, puesto que las fuentes de asentamientos provienen de esa zona. Así, para desarrollar un método teórico es preciso considerar las condiciones de trabajo en el frente del túnel, el procedimiento constructivo y la manera como se coloca el recubrimiento del túnel.

La construcción de un túnel en suelo blando es una operación compleja, debido a que involucra un gran número de etapas constructivas y medidas conducentes a asegurar la estabilidad del frente del túnel y mantener los movimientos del suelo por debajo de ciertos límites tolerables.

Debido a lo anterior, en este capítulo se proporciona un método simplificado de análisis que fue desarrollado mediante simulaciones numéricas utilizando el método del elemento finito tomando en consideración que el suelo tiene un comportamiento no-lineal (M. ROMO, 1985).

Estas simulaciones numéricas incluyen aspectos tales como: excavación en el frente del túnel, avance del escudo, desplazamientos radiales debidos a la cedencia de las paredes, así como el aumento de la compresibilidad de un anillo de suelo remodelado. En el análisis numérico también se considera el efecto de las diferentes trayectorias de esfuerzos en el comportamiento del suelo, a través de las curvas

esfuerzo-deformación obtenidas de muestras consolidadas anisotrópicamente, estas se llevaron a cabo tomando en consideración los esfuerzos que se presentan en las diferentes etapas constructivas, de donde se pudo establecer las siguientes trayectorias:

A. COMPRESION

A.1 Manteniendo constante el esfuerzo lateral y aumentando el esfuerzo vertical.

A.2 Decrementando el esfuerzo lateral y manteniendo constante el esfuerzo vertical.

B. EXTENSION

B.1 Incrementando el esfuerzo lateral y manteniendo constante el esfuerzo vertical.

B.2 Manteniendo constante el esfuerzo lateral y decrementando el esfuerzo vertical.

5.1 *Alivio de esfuerzos en el frente del túnel*

5.1.1 Asentamientos

De acuerdo con las simulaciones numéricas se ha llegado a determinar que los perfiles de asentamientos, a cualquier profundidad perpendiculares al eje del túnel en una sección B (fig 5.1) pueden ser obtenidos mediante las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_z = \lambda_B \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\epsilon}{16} \right)^{0.25} [y' (m)]^m \right\} \quad (1)$$

donde:

$$\lambda_B = D (0.0093 - 0.0027 \frac{z}{H}) \alpha (\sigma_h^o - p_f) \frac{F_v}{E_i (1 - R_f)} \quad (2)$$

$$\alpha = n^{1/n}; n = \frac{z+H}{z+D}; y' = \frac{y}{\alpha D}; m = 0.57 + 0.1 n$$

$$F_v = 3.26 \left[1 - \exp \left\{ - \left(\frac{x'}{1.0 + (x')^{0.45}} \right)^2 \right\} \right]; x' = \frac{x}{\alpha D};$$

donde:

$$\epsilon_r = \frac{\sigma_f}{E_i} (100) \text{ es una deformación de referencia}$$

y = Distancia horizontal medida a partir de la clave del túnel (fig 5.1b)

z = Distancia vertical medida a partir de la clave del túnel

D = Diámetro del túnel

H = Profundidad a la clave del túnel

λ_B = Asentamiento a la clave del túnel

ϵ_r = Deformación de referencia en por ciento

σ_h^o = Esfuerzo total horizontal inicial a la elevación del eje del túnel.

p_f = Presión del fluido en el frente del túnel

E_i = Módulo tangente al origen. Considerando un valor medio a la elevación z , donde los asentamientos están siendo calculados

R_f = Relación de resistencia $(\frac{\sigma_f}{\sigma_u})$. Definida a partir de la resistencia última, obtenida de la curva esfuerzo-deformación y de la resistencia a la falla, obtenida de la ley de resistencia Mohr-Coulomb.

5.1.1.1 Evaluación del esfuerzo horizontal

El esfuerzo horizontal inicial, a la altura del eje del túnel, se puede calcular con la relación:

$$\sigma_h^o = K_o (\sigma_v^o - U^o) + U^o \quad (3)$$

donde K_o es el coeficiente de presión de tierra en reposo; σ_v^o es el esfuerzo total vertical inicial a la altura del eje del túnel y U^o es la presión de poro inicial; sin embargo, el problema para calcular estriba en la determinación de K_o , ya que su valor numérico depende de la historia de cargas en términos de esfuerzos efectivos.

En investigaciones anteriores se ha sugerido correlacionar K_o con algunos parámetros del suelo, tales como el límite líquido, límite plástico, etc, obteniéndose resultados que conducen a

valores de K_o poco confiables; sin embargo, existe una relación confiable (JAKY, 1944), que nos permite calcular K_o en arcillas normalmente consolidadas con buena aproximación, siendo ésta:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (4)$$

donde ϕ' es el ángulo de fricción en términos de esfuerzos efectivos.

Para el caso de suelos preconsolidados, el valor de K_{op} se puede calcular usando la siguiente relación semiempírica (MAINE, 1982)

$$K_{op} = (1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{(\text{sen } \phi')} \quad (5)$$

donde OCR es la relación de preconsolidación igual al esfuerzo vertical efectivo máximo entre el esfuerzo vertical efectivo actual. El límite superior de K_{op} , es el coeficiente de tierra en estado pasivo K_p , que define la frontera superior para el OCR. Para valores mayores que esta frontera las condiciones en reposo no se aplican y la presión pasiva se moviliza, si usamos el coeficiente de Rankine:

$$K_p = (1 + \text{sen } \phi') / (1 - \text{sen } \phi') \quad (6)$$

sustituyendo (6) en (5) ya que $K_{op} \hat{=} K_p$, se obtiene el límite superior del OCR para condiciones en reposo:

$$\text{OCR}_{\text{lim}} = \left[\frac{1 + \text{sen}\phi'}{(1 - \text{sen}\phi')} \right]^{(1/\text{sen}\phi')} \quad (7)$$

para la arcilla de la Ciudad de México se han sugerido valores de K_o que varían de 0.4 a 0.7 con un valor promedio de 0.5 (ALBERRO, 1969).

De investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería se ha obtenido una expresión analítica (anexo II):

$$K_{oi} = K_o + \left[\frac{A - K_o}{1 + AK_o} \right] \quad (8)$$

donde

$$A = \frac{\left[1 - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right]_i}{\left[1 + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right]_i} \quad i=1,2,\dots,n,$$

que nos permite ver de qué forma varía el coeficiente K_o al variar los esfuerzos efectivos σ_1' y σ_3' , considerando implícitamente la trayectoria de esfuerzos (fig 5.2).

5.1.1.2 Evaluación del módulo tangente al origen y de la resistencia última

Los resultados de análisis de deformación de problemas geotécnicos como son túneles, excavaciones, problemas de interacción suelo-estructura, etc, dependen en gran medida de las características esfuerzo-deformación de los suelos involucrados; sin embargo, tales características no son fáciles de obtener, ya que

como se sabe el comportamiento de los suelos es no lineal, inelástico y depende tanto del tiempo como de la trayectoria y magnitud de los esfuerzos.

Para considerar todos estos aspectos del comportamiento de los suelos, se han desarrollado un gran número de modelos constitutivos que varían en complejidad dependiendo de las hipótesis involucradas, esto es, no existe un consenso general en cuanto a la validez de un modelo determinado, y por tanto, en este trabajo se optó por utilizar una relación esfuerzo-deformación sencilla de tipo hiperbólica.

Este tipo de relación, a pesar de su simplicidad, incluye las características más importantes del comportamiento de los suelos, lo cual ha sido demostrado en un gran número de aplicaciones del Método del Elemento Finito a diferentes clases de problemas en Mecánica de Suelos, siendo su representación analítica (KODNER, 1963), (fig 5.3a).

$$\sigma_d = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{\sigma_u}} \quad (9)$$

donde $\sigma_d = (\sigma_1' - \sigma_3')$ es el esfuerzo desviador; ϵ es la deformación unitaria, σ_u es el valor asintótico del esfuerzo desviador, E_i es el módulo tangente al origen.

Si ahora hacemos una transformación de ejes del tipo $(\frac{\epsilon}{\sigma_d}) - (\epsilon)$, se puede ver que para obtener E_i y σ_u , únicamente tendremos que

obtener la ordenada al origen y la pendiente de la recta que mejor se ajusta a los puntos al hacer el cambio de ejes como se muestra en la figura 5.3b.

En el suelo que se estudió en este trabajo, como fue la arcilla del Centro de la Ciudad de México, se obtuvieron las curvas ajustadas esfuerzo-deformación (fig 5.4a) tanto para trayectorias de compresión como de extensión, estos ajustes se realizaron mediante los resultados de pruebas de laboratorio y la transformación de ejes (fig 5.4b). Para esto se utilizaron todos los puntos de la prueba y los correspondientes al 70% - 95% del esfuerzo de falla; observándose que la trayectoria de esfuerzos sí afecta el valor del módulo E_i , así como, la resistencia última σ_u , ya que para una prueba de compresión (esfuerzo vertical aumentando y esfuerzo horizontal constante) el módulo inicial y la resistencia última son menores, que para una prueba de extensión (esfuerzo vertical decrementando y esfuerzo horizontal constante).

Todos los suelos, excepto los totalmente saturados ensayados en condiciones no consolidadas-no drenadas, muestran incremento en el módulo E_i y la resistencia σ_u , con la presión de confinamiento σ'_3 ; esta dependencia del estado de esfuerzos se considera usando la siguiente relación empírica (JANBU, 1963).

$$E_i = k p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \quad (10)$$

donde P_a es la presión atmosférica y los parámetros K y n son adimensionales y se determinan para cada suelo a partir de resultados de pruebas triaxiales, como se indica en la figura 5.5.

La variación de σ_u con la presión de confinamiento, también puede considerarse a través de la relación que existe entre σ_u y σ_f , mediante la relación empírica

$$R_f = \frac{\sigma_f}{\sigma_u} \quad (11)$$

puediendo observarse que el valor de R_f siempre será menor de 1, y σ_f se calculará por medio de la siguiente expresión:

$$\sigma_f = \frac{2c \cos \beta' + 2\sigma_3' \sin \beta'}{1 - \sin \beta'} \quad (12)$$

obtenida de la ley de resistencia de Mohr-Coulomb (anexo II), donde c y β' son respectivamente la cohesión y el ángulo de fricción interno en términos de esfuerzos efectivos, los cuales se puede obtener de manera fácil de un diagrapa p-q por medio de las siguientes expresiones (anexo II):

$$\text{Sen } \beta' = \tan \alpha$$

$$c = \frac{a}{\cos \beta'}$$

donde a es la ordenada al origen de la recta que pasa por todos

los círculos de falla en el punto donde se tiene el máximo esfuerzo desviador y α es el ángulo que forma con la horizontal (fig 5.6), es importante aclarar en qué consiste un diagrama p-q; este tipo de diagramas cuyas coordenadas se obtienen mediante las siguientes relaciones:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$q = q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

son muy útiles, ya que nos proporcionan una gran información, en el sentido de poder observar la variación de la presión de poro, saber si el suelo ensayado es preconsolidado o normalmente-consolidado, ver la trayectoria de esfuerzos tanto en esfuerzos totales como en esfuerzos efectivos, etc, cosa que si usáramos los círculos de Mohr resultaría muy confuso y no se podría interpretar toda esta información tan fácilmente, en resumen los diagramas p-q consisten únicamente en trazar los puntos que contienen la mayor ordenada de cada círculo a lo largo de la prueba (fig 5.7).

Si derivamos la ecuación (9) con respecto a ϵ y de acuerdo a las ecuaciones (10-12) se obtiene la siguiente expresión,

$$E_t = \frac{a}{\left(a + \frac{b}{c}\right)^2} \quad (13)$$

donde

$$a = \frac{1}{k_{p_a} \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n}$$

$$b = \epsilon R_f (1 - \text{sen } \beta')$$

$$c = 2c \cos \beta' + 2\sigma'_3 \text{ sen } \beta'$$

expresión muy útil para poder observar la variación del módulo tangente a lo largo de la prueba, notando que si la deformación unitaria es igual a cero ($\epsilon = 0$) implica que el módulo tangente es igual al módulo tangente inicial ($E_t = E_i$), esto es, se cumple la ecuación (10).

Para el problema de tuneleo, los parámetros de rigidez y resistencia se deben determinar de resultados de pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas, siguiendo trayectorias de esfuerzos congruentes con los desarrollados en el suelo durante la excavación en el frente del túnel, si normalizamos el módulo tangente inicial con el esfuerzo efectivo medio de consolidación y dibujamos esta relación con el OCR, se pueden obtener conclusiones interesantes para nuestro caso (fig 5.9) que son:

- I. El efecto de la trayectoria de esfuerzos sí es significativo ya que aumenta la relación (E_t/σ_c) aproximadamente un 270%.

II. El incremento de la relación anterior se mantiene aproximadamente igual para cualquier valor de OCR, lo que significa que las curvas que se ajustan tanto a las pruebas de extensión como de compresión son aproximadamente paralelas.

III. El módulo tangente inicial si es afectado por la trayectoria de esfuerzos.

Si ahora observamos la figura 5.10, se puede ver que el módulo tangente inicial también es afectado por el contenido de agua natural $W(\%)$, y lo más importante es que esta variación es lineal para un rango de contenido de agua de 250% - 350%, donde se puede justificar que a menor contenido de agua la resistencia aumenta y viceversa, cosa que es muy intuitiva, aquí nuevamente podemos aseverar el efecto que tiene la trayectoria de esfuerzos en la resistencia.

5.1.1.3 Evaluación de la deformación de referencia (ϵ_r).

El valor de ϵ_r se obtiene a través de la curva esfuerzo-deformación como se muestra en la figura 5.11, es importante mencionar que este valor también se encuentra afectado por la trayectoria de esfuerzos, siendo su valor mayor en una prueba de compresión que en una de extensión (fig 5.12).

5.1.2 Desplazamientos horizontales paralelos al eje del túnel

Los perfiles de desplazamientos horizontales paralelos al eje del túnel a cualquier profundidad en una sección B (fig 5.13a)

se pueden obtener mediante las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_x = \lambda_c \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{r}{16} \right)^{0.25} [s' p^p]^2 \right\} \quad (14)$$

donde:

$$\lambda_c = \left(\frac{1+4\nu}{6+4\nu} \right) D (0.0083 - 0.0024 \frac{r}{H'}) \xi (\sigma_h^0 - P_f) \frac{F_v}{E_i (1-R_f)} \quad (15)$$

$$s' = \frac{s}{\xi D}; \quad \xi = \beta^{1/\beta}; \quad \beta = \frac{s+H'}{s+D}; \quad H' = H + D/2;$$

$$p = 0.9 + 0.15\beta$$

r = Distancia vertical al eje del túnel ($Z + D/2$)

s = Distancia horizontal al eje del túnel

λ_c = Desplazamiento horizontal arriba del túnel en una sección B

ν = Relación de Poisson

5.1.3 Desplazamientos horizontales perpendiculares al eje del túnel

Los perfiles de desplazamientos horizontales perpendiculares al eje del túnel a cualquier profundidad en una sección B (fig 5.13b) pueden ser obtenidos mediante las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_s = \lambda_d \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{r}{16} \right)^{0.25} \left[\frac{s' - 0.8 + 0.2r'}{2} \right]^2 \right\} (s')^{0.1r'} C_1 \quad (16)$$

donde

$$\lambda_d = \left[\frac{\nu(4+\nu)(1+\nu)}{(2+5\nu)(1+2.6\nu)} \right] D(0.0068-0.0028 \frac{r}{H'}) \xi(\sigma_h^0 - p_f) \frac{F_v}{E_i(1-R_f)} \quad (17)$$

$$C_1 = \left[(s'_m)^{0.1} r' \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\epsilon_r^0}{16} \right)^{2.5} \left[\frac{s'_m - 0.8 + 0.2r'}{2} \right]^2 \right\} \right]^{-1}$$

$$s'_m = \frac{1}{2} \left\{ (0.8 - 0.2r') + \left[(0.8 - 0.2r')^2 + \frac{1.6r'}{(\epsilon_r^0)^{0.25}} \right]^{0.5} \right\}$$

$$r' = \frac{r}{\phi D}; \quad \phi = \theta^{1/0}; \quad \theta = \frac{r+H'}{r+D}$$

En esta etapa constructiva la trayectoria de esfuerzos que predomina es la correspondiente a una prueba de compresión (manteniendo constante el esfuerzo vertical y decrementando el esfuerzo horizontal), de donde los valores de E_i , σ_u y σ_f se obtienen de muestras consolidadas anisotrópicamente y falladas en condiciones no drenadas siguiendo la trayectoria de esfuerzos anterior.

Como en todo planteamiento teórico de un problema de ingeniería es importante poner en claro qué se entiende como positivo y que como negativo, es decir, si nosotros decimos que para para una viga el momento en el sentido de las manecillas del reloj es positivo y negativo en sentido contrario, entonces de manera similar podemos decir para nuestro problema que los desplazamientos horizontales del suelo hacia el túnel son positivos, esto implica, que el esfuerzo horizontal σ_h^0 es mayor que la presión del fluido en el frente del túnel p_f , en caso contrario tendremos expansiones en la superficie y se

dirá que los desplazamientos horizontales son negativos.

5.2 Esfuerzos contantes en el contacto suelo-escudo

5.2.1 Desplazamientos radiales

Si tomamos en cuenta que el escudo es sumamente rígido, por lo tanto su deformación bajo ciertas cargas se puede considerar despreciable, y consecuentemente los desplazamientos radiales resultantes son cero, esto es, tanto asentamientos y desplazamientos perpendiculares al eje del túnel se pueden considerar cero desde el punto de vista práctico, estableciéndose entonces que la única fuente de movimiento del suelo será la debida a los desplazamientos paralelos al eje del túnel.

5.2.2 Desplazamientos horizontales paralelos al eje del túnel

Cuando el escudo avanza el suelo que lo rodea es arrastrado (fig 5.14) causando desplazamientos horizontales paralelos al eje del túnel, los cuales pueden ser evaluados mediante la siguiente ecuación:

$$\lambda'_x = \frac{\delta_r \left[\left(1 - \frac{v}{H'}\right)^{1/\mu} \right] \left(\frac{H'}{v}\right)^\mu}{1 - \left(1 - \frac{\delta_r}{\delta_f}\right) \left(1 - \frac{v}{H'}\right)^{1/\mu}} \cdot \frac{\delta_f}{\delta_r} \quad (18)$$

donde:

λ'_x = Desplazamiento horizontal del suelo arriba del eje del túnel.

δ_r = Desplazamiento de referencia. ($= \sigma_f / K_i$)

K_i = Módulo de reacción tangente al origen en una curva esfuerzo-desplazamiento. (unidades : F/L^3)

v = Distancia al eje del túnel. ($= (r^2 + s^2)^{1/2}$) $v \leq H'$

δ_f = Desplazamiento a la falla.

$$\mu = \frac{\epsilon_r^{0.25}}{16}$$

5.2.2.1 Evaluación del desplazamiento de referencia (δ_r)

El valor de δ_r se obtiene mediante la curva esfuerzo-desplazamiento como se muestra en la figura 5.15, este valor también es afectado por la trayectoria de esfuerzos, ya que, como puede observarse en la figura 5.16 su valor es mayor en una prueba de compresión que en una de extensión.

5.3 *Movimientos radiales del suelo que rodea al túnel*

5.3.1 Asentamientos

Los perfiles de asentamientos perpendiculares al trazo del túnel en una sección B (fig 5.17) debido al desplazamiento radial de las paredes del túnel y a la consolidación de un

anillo de suelo remoldeado pueden ser obtenidos mediante las siguientes ecuaciones:

$$\lambda'_z = \lambda'_0 \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\epsilon_r}{16} \right)^{0.25} [y' t^t]^2 \right\} \quad (19)$$

donde:

$$\lambda'_0 = \delta \left[1 + \frac{\epsilon_r}{100 (1 - R_f)} \cdot \frac{z}{D} \right]^{-0.13} (z/D) \quad (20)$$

$$t = 1.2 + 0.1n; \quad n = \frac{z+H}{z+D}; \quad y' = \frac{Y}{\alpha D}; \quad \alpha = n^{1/n}$$

donde δ es el desplazamiento radial total (cedencia de las paredes del túnel δ_y más el desplazamiento debido a la consolidación del suelo remoldeado δ_c).

$$\delta = \delta_y + \delta_c$$

5.3.1.1 Evaluación de la cedencia de las paredes del túnel (δ_y)

La magnitud de δ_y no es fácil de cuantificar ya que depende de una serie de factores como son: la magnitud de la presión existente en el túnel, la rapidez con que se coloque el recubrimiento, la presión que se suministre al hacer la inyección de la mezcla gravilla-lechada, etc, pero para llevar un control de todos estos factores se necesitaría que el personal que opera

llevara a cabo cada una de las etapas con sumo cuidado, cosa que no es posible controlar, por lo tanto para fines prácticos, la magnitud de δ_y se considera igual a una fracción del espesor del escudo, pudiéndose tener un valor de δ_y igual a cero, que sería en el caso en que las paredes del túnel no cedieran nada.

5.3.1.2 Evaluación del desplazamiento radial por consolidación (δ_c)

Para evaluar la magnitud de este desplazamiento se han realizado mediciones desde el interior del túnel (M. ROMO, 1983), sin embargo, los resultados obtenidos para poder determinar el espesor del suelo remodelado no proporcionan la información suficiente para poder establecer algún criterio que permita decir qué valor aproximado de δ_c se tendría para un suelo en cuestión, este problema ha sido enfocado en investigaciones recientes realizadas por medio de simulaciones con el método del elemento finito (M. ROMO, 1980), donde se obtuvo una expresión que nos permite estimar el espesor equivalente del anillo del suelo totalmente remodelado (Δ_r), siendo ésta:

$$\Delta_r = \frac{E_i (1 - R_f) \delta_y}{0.6 \sigma_f} \quad (21)$$

donde todas las variables ya han sido definidas.

Los cambios en la compresibilidad se pueden determinar por

medio de pruebas de consolidación unidimensional realizadas en muestras inalteradas y remoldeadas (fig 5.18); sin embargo, es importante tener en cuenta que las muestras sean equivalentes, es decir, verificar si el contenido de agua es igual para ambas muestras, que las muestras sean de la misma profundidad, etc, una vez obtenidas las curvas de compresibilidad correspondientes, el desplazamiento radial por consolidación del suelo remoldeado δ_c se puede calcular mediante la ecuación:

$$\delta_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \Delta_r \quad (22)$$

donde Δ_e es el cambio de la relación de vacíos por remoldeo (fig 5.18), correspondiente al esfuerzo igual a la sobrecarga inicial a la elevación de la clave del túnel, e_o es la relación de vacíos "IN SITU" correspondiente al esfuerzo σ_v^o .

5.3.2 Desplazamientos horizontales paralelos al eje del túnel

Durante la instalación del recubrimiento ocurren desplazamientos horizontales en direcciones opuestas a través de un plano vertical el cual es perpendicular al plano del escudo (fig 5.19a). Una vez que se ha desarrollado el mecanismo de deformación del suelo a través del recubrimiento, se ha observado que los desplazamientos horizontales netos son cero, para fines prácticos. Consecuentemente el problema se reduce a un problema plano, esto es, que los desplazamientos horizontales paralelos al eje del

túnel son aproximadamente cero.

5.3.3 Desplazamientos horizontales perpendiculares al eje del túnel

Los desplazamientos perpendiculares al eje del túnel a cualquier profundidad en una sección B (fig 5.19b) se pueden calcular mediante las ecuaciones siguientes:

$$\lambda'_s = \lambda'_d (s')^{0.25} r' \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\epsilon_r}{16} \right)^{0.25} \left[\frac{s' - 0.5 + 0.1r'}{2} \right]^2 \right\} C_2 \quad (23)$$

donde:

$$\lambda'_d = \delta \left(\frac{1+2\nu}{1+3\nu} \right) \left[1 + \frac{\epsilon_r}{100(1-R_f)} \frac{2r}{D} \right]^{-0.85(2r/D)} \quad (24)$$

$$C_2 = \left[(s'_m)^{0.25} r' \cdot \exp \left\{ - \left(\frac{\epsilon_r}{16} \right)^{0.25} \left[\frac{s'_m - 0.5 + 0.1r'}{2} \right]^2 \right\} \right]^{-1}$$

$$s'_m = \frac{1}{2} \left[(0.5 - 0.1r') + \left\{ (0.5 - 0.1r')^2 + \frac{4r'}{(\epsilon_r)^{0.25}} \right\}^{0.5} \right]$$

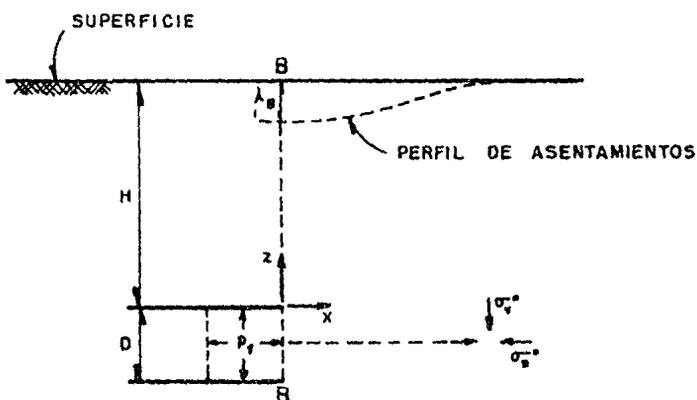
todos los símbolos ya fueron previamente definidos.

Si consideramos la manera como se mueve el suelo en esta etapa, se puede asemejar a una prueba de descarga, es decir, si tomamos un elemento de suelo la trayectoria de esfuerzos que se le aplicaría a ese elemento, dependerá de la posición del elemento

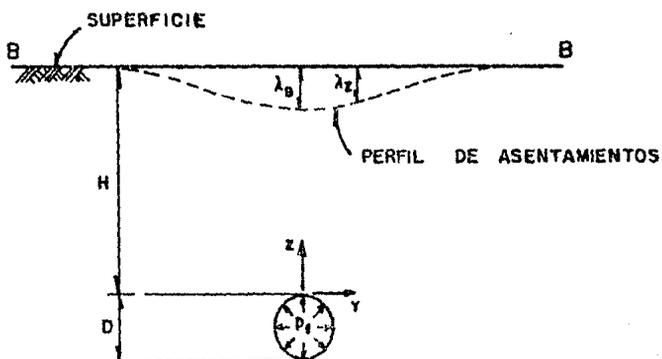
con respecto al túnel, esto es, si el elemento se encuentra arriba o abajo del túnel el esfuerzo vertical se decrementa y el esfuerzo horizontal prácticamente es constante, si se encuentra a ambos lados del túnel el esfuerzo horizontal decrece en tanto que el esfuerzo vertical permanece prácticamente constante, si ahora consideramos que el elemento de suelo se encuentra entre los dos extremos anteriores, sufrirá un decremento tanto en esfuerzos horizontales como en esfuerzos verticales, por lo tanto, al usar las ecuaciones (19-21, 23-24) se tomarán, como aproximación, valores promedio de los parámetros E_i , σ_u y σ_f de acuerdo a las dos trayectorias de esfuerzos anteriores.

5.4 *Movimientos totales del suelo*

Los movimientos totales del suelo inducidos por el túneleo a cualquier profundidad se calcular únicamente sumando la contribución de cada uno de los efectos previamente discutidos.

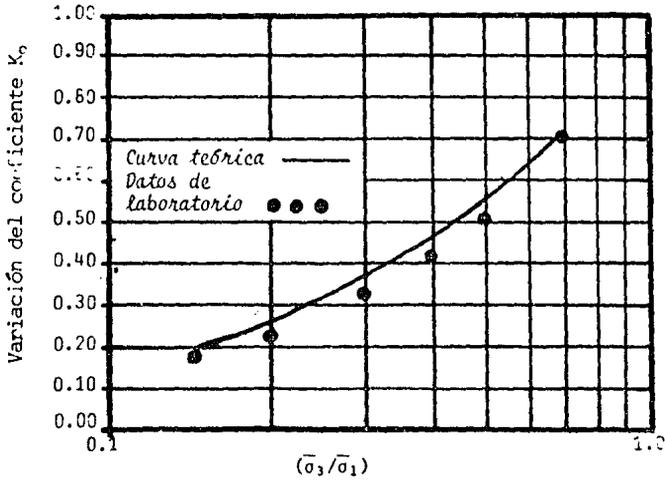


a) SECCION LONGITUDINAL

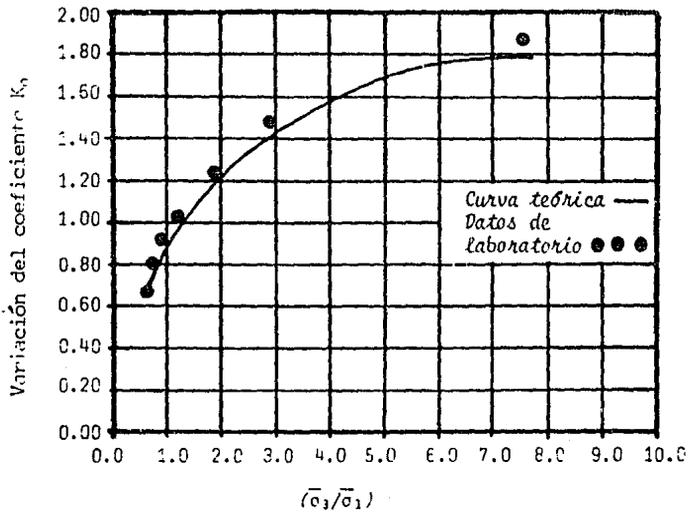


b) SECCION TRANSVERSAL

FIG.: 5.1 ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL ALIVIO DE ESFUERZOS EN EL FRENTE DEL TUNEL.

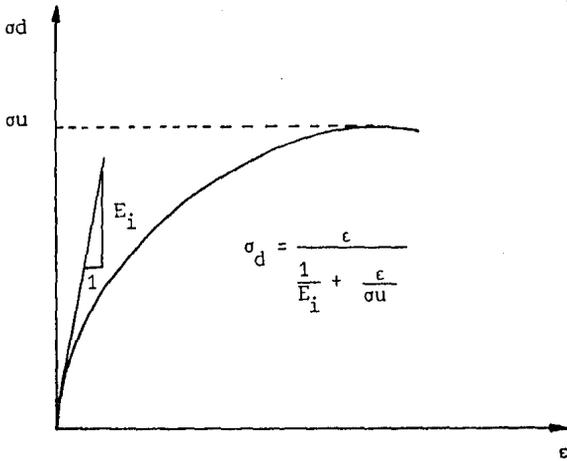


a) Prueba de Compresión $\sigma_1 \uparrow, \sigma_3$ cte

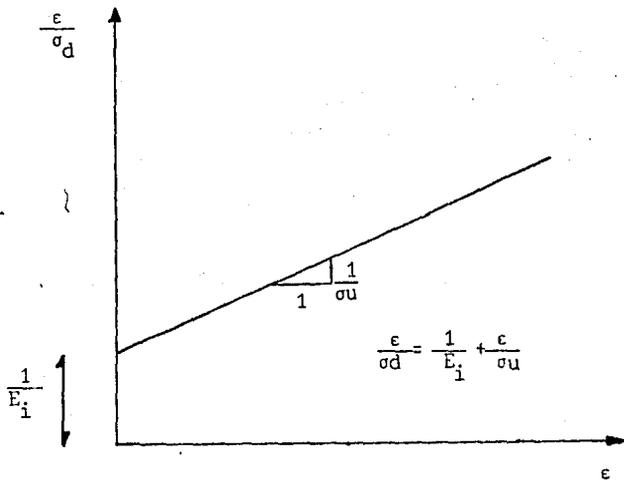


b) Prueba de Extensión: $\bar{\sigma}_1 \downarrow, \bar{\sigma}_3$ cte

Fig. 8.2 Variación del coeficiente K_0 con la trayectoria de esfuerzos

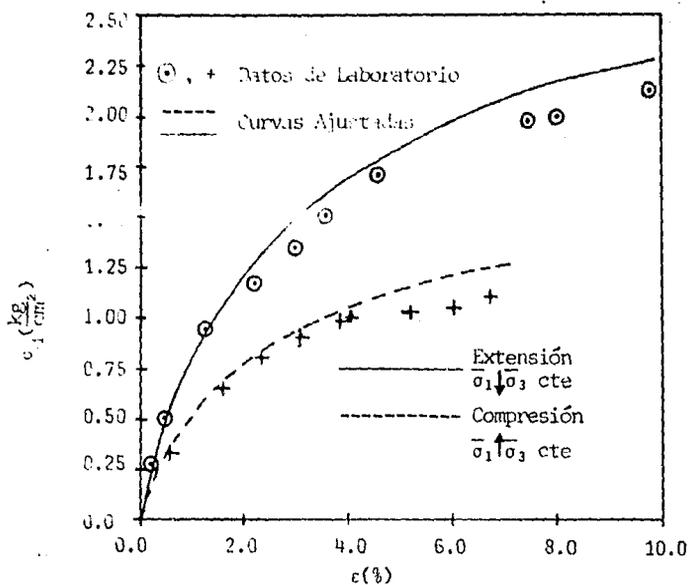


a) Representación Geométrica

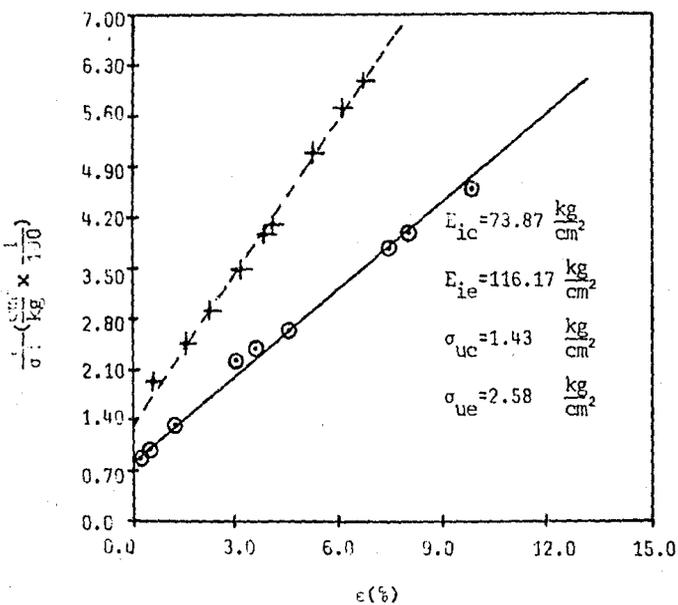


b) Transformada

Fig 5.3 Representación Hiperbólica de la curva esfuerzo-deformación



a) Curvas Hiperbólicas Ajustadas



b) Ejes Transformados

Fig. 5.4 Ajuste Hiperbólico de la Campana de la Ciudad de México

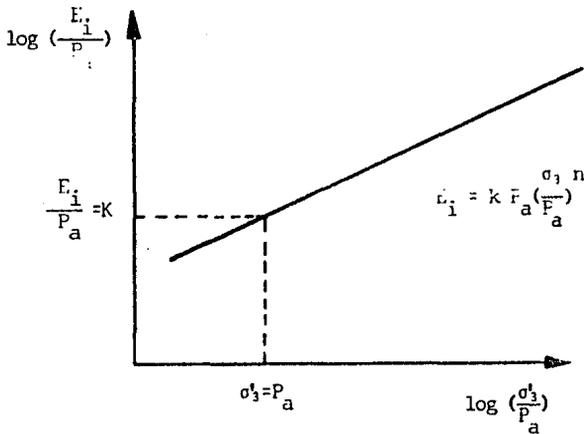


Fig 5.5 Variación del módulo tangente inicial con la presión confinante

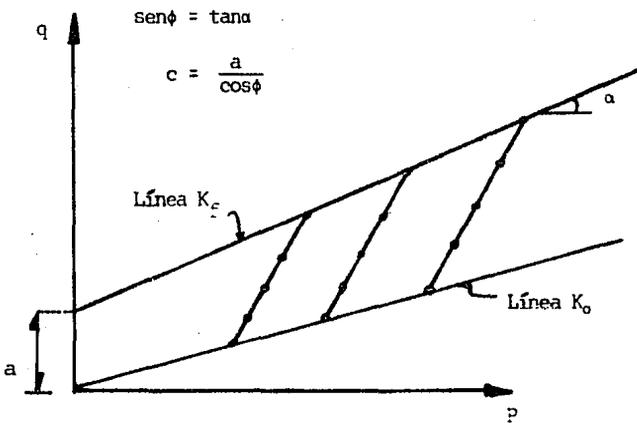


Fig 5.6 Obtención de la cohesión y el ángulo de fricción interna mediante diagramas p-q

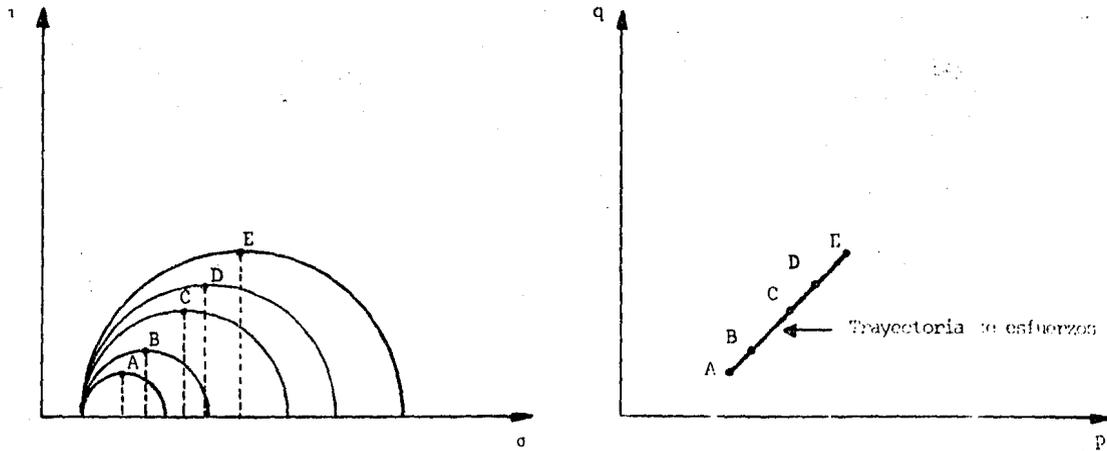


Fig 6.7 Representación de sucesivos estados de esfuerzos al aumentar σ_1 manteniendo constante σ_2

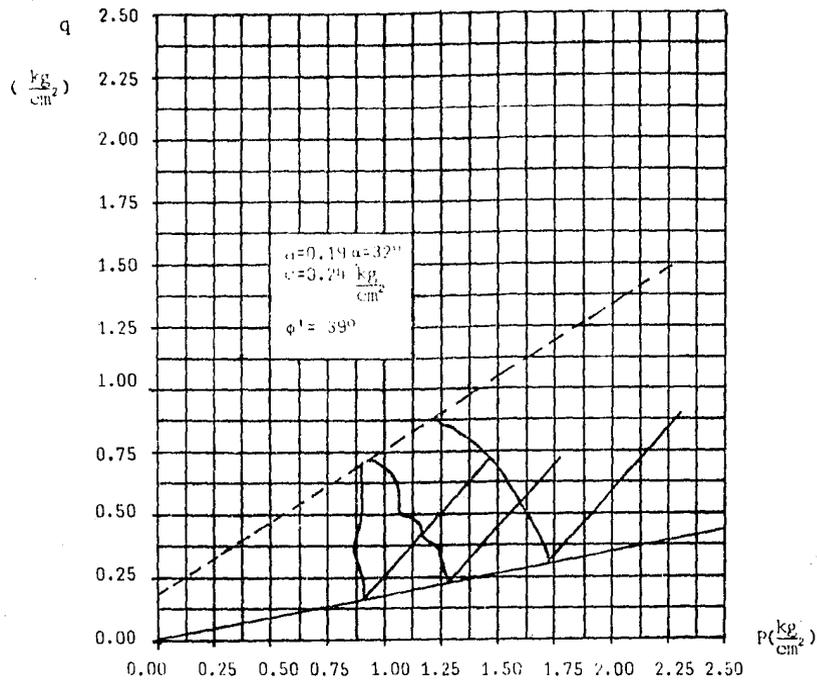


Fig. 5.8. Diagrama p-q de la Arcilla de la Ciudad de México

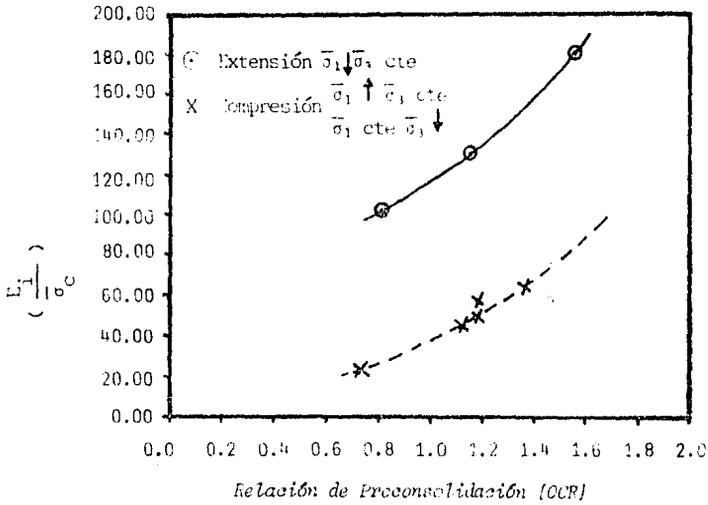


Fig 5.9 Variación del Módulo de Rigidez Inicial (E_1) con el OCR

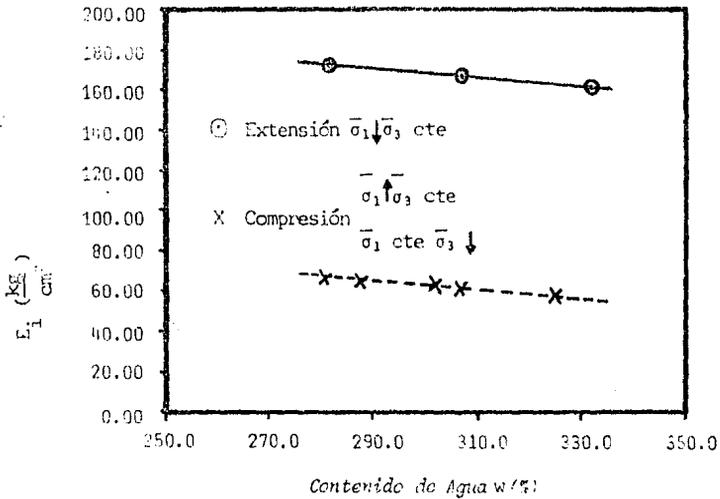


Fig 5.10 Variación del Módulo de Rigidez Inicial (E_1) con el contenido de agua

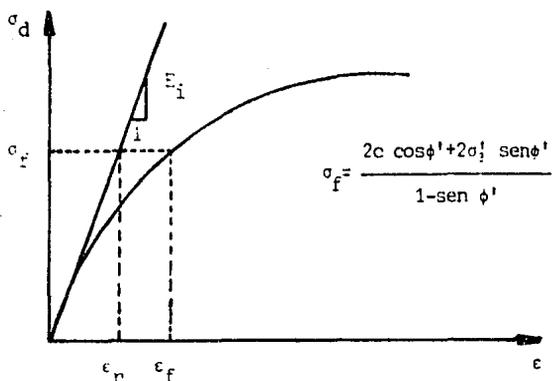


Fig 5.11 Extensión de ϵ_r y ϵ_f en una curva esfuerzo-deformación

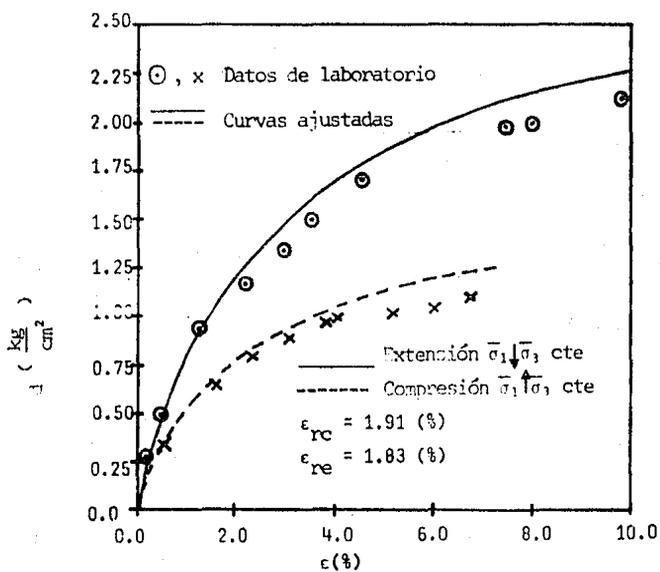
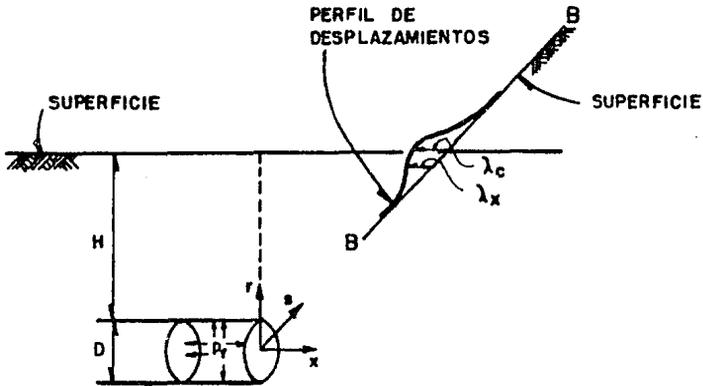
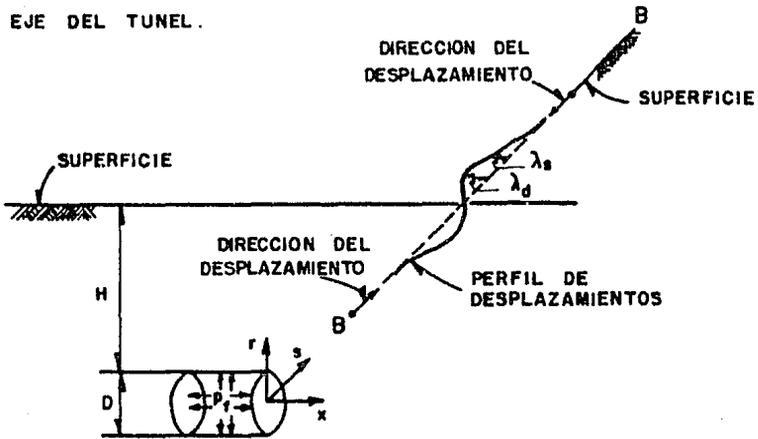


Fig 5.12 Valores de ϵ_p para la Arcilla de la Ciudad de México



a) DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PARALELOS AL EJE DEL TUNEL.



b) DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PERPENDICULARES AL EJE DEL TUNEL.

FIG.: 5.13 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DEBIDOS AL ALIVIO DE ESFUERZOS EN EL FRENTE DEL TUNEL.

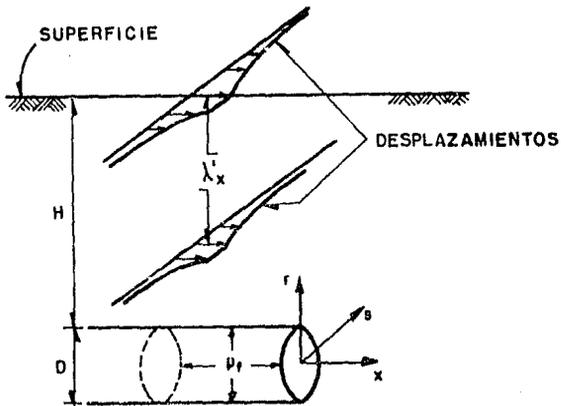


FIG. 5.14 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DEBIDOS AL AVANCE DEL ESCUDO.

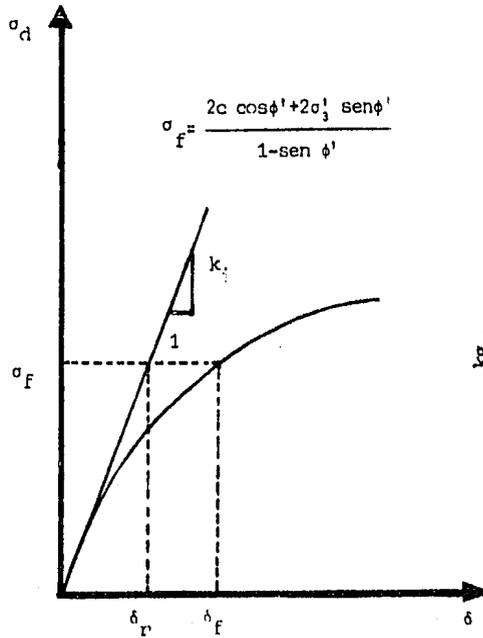


Fig 5.15 Obtención de δ_n y δ_p en una curva esfuerzo-desplazamiento

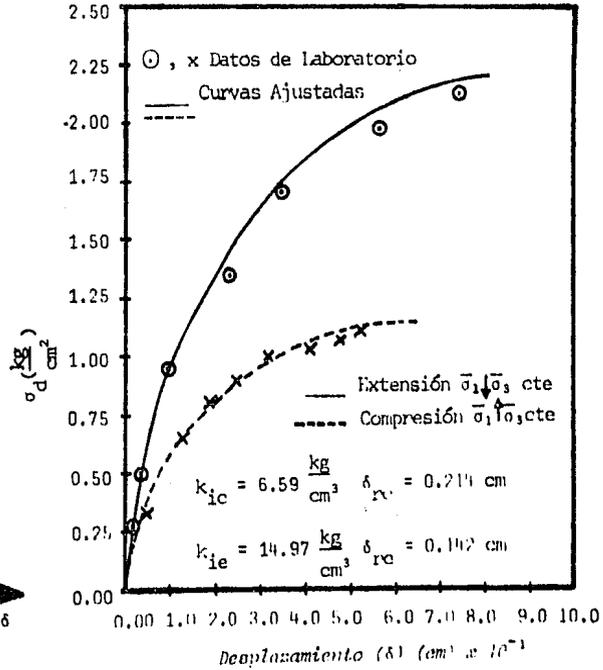


Fig 5.16 Valores de δ_n para la Asfalta de la Ciudad de México

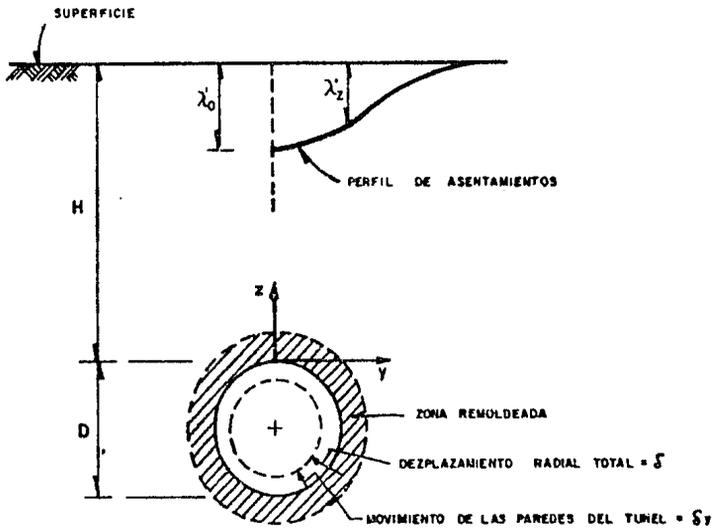


FIG. 5.17 : ASENTAMIENTOS DEBIDOS AL MOVIMIENTO RADIAL DE LAS PAREDES DEL TUNEL.

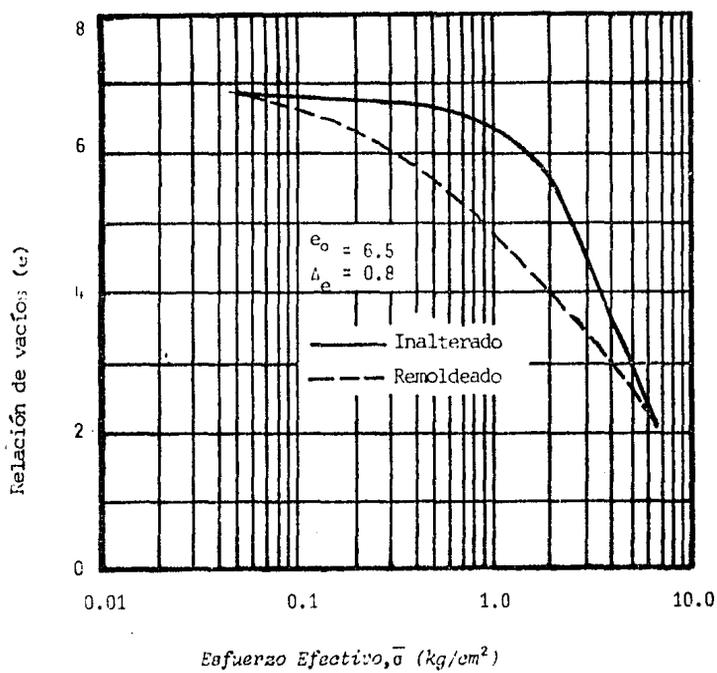
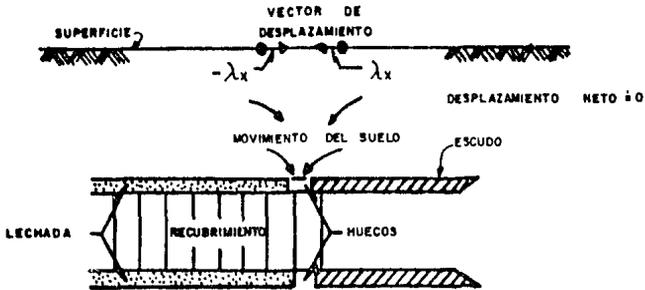
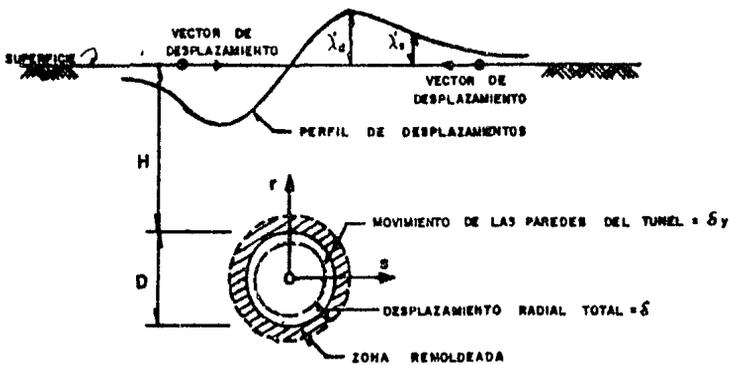


Fig 5.18 Efecto del remoldeo en la compresibilidad de la Arcilla de la Ciudad de México



d) DESPLAZAMIENTOS PARALELOS AL EJE DEL TUNEL



b) DESPLAZAMIENTOS PERPENDICULARES AL EJE DEL TUNEL

FIG. 5.19: DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DEBIDOS AL DESPLAZAMIENTO RADIAL DE LAS PAREDES DEL TUNEL.

6. APLICACION DEL METODO DE ANALISIS

6.1 *Sección instrumentada*

Las condiciones del suelo en la sección instrumentada son presentadas en la figura 6.1, en donde también se pueden apreciar los perfiles de contenido de agua, pruebas de resistencia, es importante observar que cuando tenemos una alta resistencia se tiene un suelo no-plástico con contenidos de agua bajos.

La distribución de los bancos de nivel e inclinómetros instalados en la sección instrumentada se presentan en la figura 6.2, en donde puede apreciarse que la instrumentación consiste de 28 bancos de nivel distribuidos en dos líneas de medición denominadas líneas A y B, diez de estos bancos se encuentran en la superficie, diez a una profundidad de 5.0 m y ocho a una profundidad de 10.15 m, también se instalaron ocho inclinómetros distribuidos en dos líneas de medición, dos de éstos inclinómetros coinciden con el eje vertical del túnel y se localizan a 10.15 m, los seis restantes están localizados a diferentes distancias del eje del túnel a una profundidad de 17.0 m, las mediciones en la sección instrumentada se llevaron a cabo durante varios meses a medida que el escudo avanzaba.

6.2 *Comparación de movimientos del suelo medidos y teóricos*

Para la comparación de los movimientos del suelo se utilizó el método de análisis presentado anteriormente para lo cual se

realizó un programa de computadora en lenguaje Fortran denominado TUNEL/LODO/BENT (anexo I), este programa calcula los asentamientos y desplazamientos horizontales a cualquier profundidad y a diferentes distancias del eje del túnel, considerando las causas que se presentan en el tuneleo en suelos blandos.

6.2.1 Comparación de asentamientos totales medidos y teóricos

Los asentamientos totales fueron calculados mediante las ecuaciones 1, 2, 19 y 20 utilizando los valores de los parámetros presentados en la tabla II, en donde podemos observar que se dió una cedencia de las paredes del túnel de dos centímetros con signo negativo, esto debido a que la presión que se aplicó a la lechada fue mayor que la sobrecarga en el túnel. Los asentamientos totales se compararon para los bancos de nivel situados en la superficie, 5.0 m. y 10.15 m los cuales se presentan en las figuras 6.3-6.5, en donde puede observarse que en general la forma del perfil de asentamientos calculado comparado con los puntos medidos tiene una aproximación aceptable y consecuentemente se puede decir que el método de análisis es bueno.

6.2.2 Comparación de desplazamientos horizontales totales paralelos al eje del túnel medidos y teóricos

Los desplazamientos horizontales paralelos al eje del túnel se calcularon mediante las ecuaciones 14, 15 y 18 utilizando los valores de los parámetros presentados en la tabla II, la comparación entre los desplazamientos horizontales medidos y teóricos en la línea central arriba de la clave del túnel se presentan en

la figura 6.6, observándose que la aproximación que se tiene con respecto a las mediciones es buena.

6.2.3 Comparación de desplazamientos totales perpendiculares al eje del túnel medidos y teóricos

Los desplazamientos horizontales perpendiculares al eje del túnel se calcularon a través de las ecuaciones 16, 17, 23 y 24 mediante los parámetros mostrados en la tabla II. Los desplazamientos teóricos y medidos en dos líneas situadas 2.5 m a ambos lados del eje del túnel se presentan en la figura 6.7 en donde puede observarse que la configuración teórica comparada con las mediciones es buena en las dos líneas.

Finalmente podemos decir que en términos generales los movimientos del suelo durante el tuneleo para el caso en estudio presentan las siguientes características:

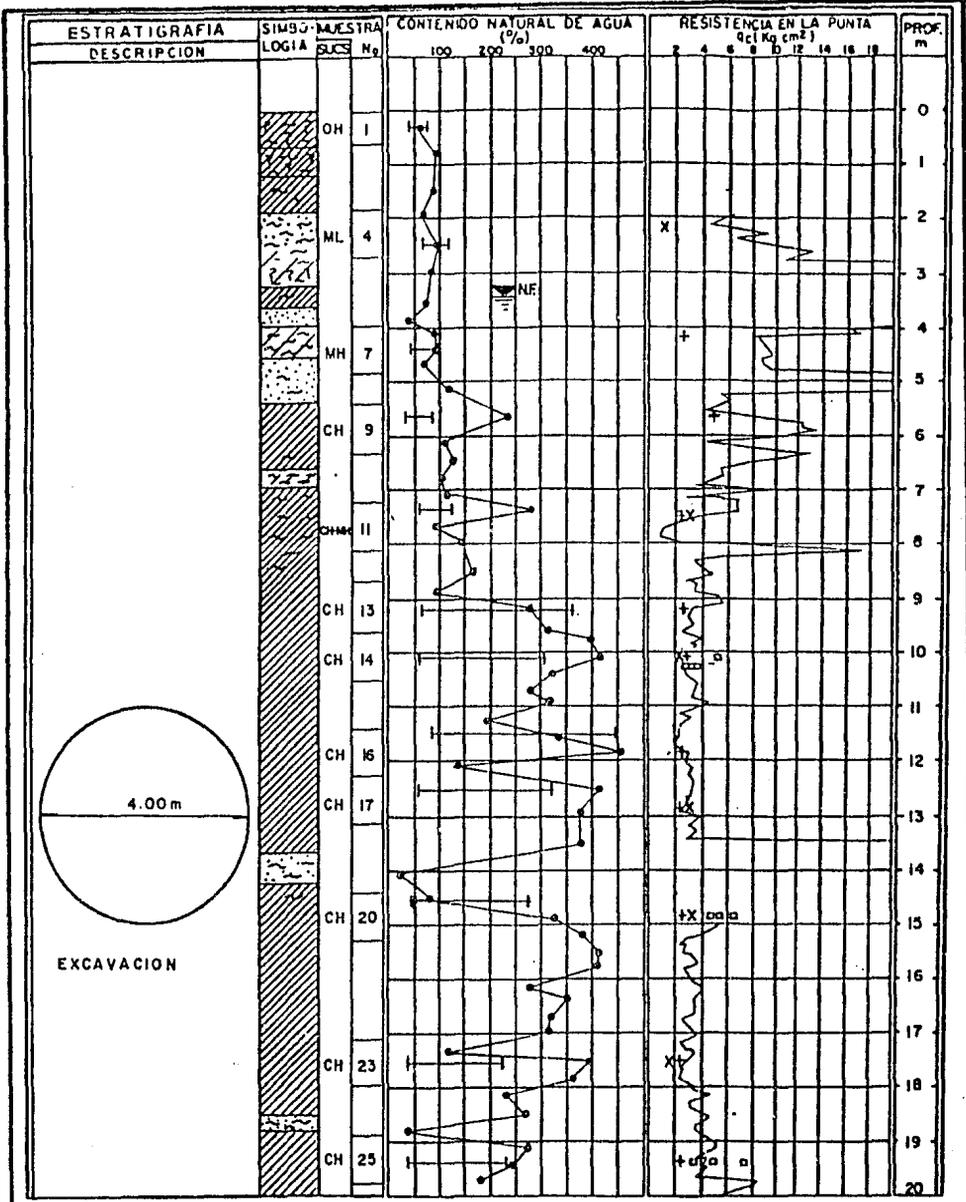
- a) Pequeños asentamientos y desplazamientos registrados en la sección instrumentada
- b) Expansiones cuando se aplica la lechada entre el recubrimiento primario y el suelo
- c) Asentamientos y desplazamientos debidos a una consolidación de un anillo de suelo remoldeado ocasionado por las operaciones de tuneleo

Es importante recalcar que el asentamiento que se presenta debido a la deformación del revestimiento se desprecia. Sin

embargo, se podría considerar tomando en cuenta que se puede calcular el desplazamiento radial en la clave del túnel mediante las soluciones analíticas anteriormente presentadas (Capítulo 3), y de esta forma poder evaluar el asentamiento debido a este efecto.

PARAMETROS USADOS EN EL CALCULO DE
 MOVIMIENTOS DEL SUELO

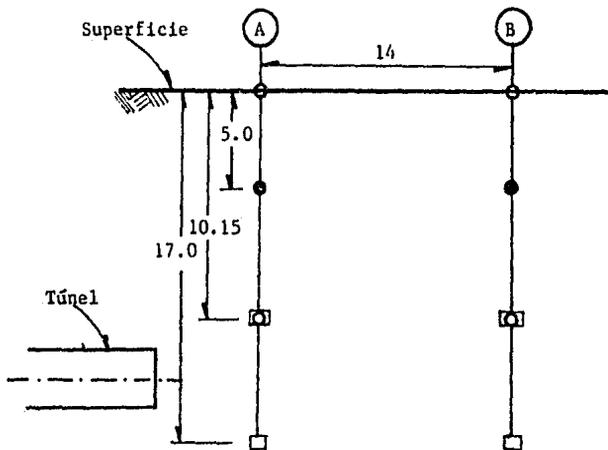
Diamétero del túnel, D (m)	4.00
Profundidad de la clave del túnel, H (m)	10.65
Factor de distancia, F_V	3.26
Módulo tangente inicial, E_i (kg/cm ²)	22.34
Resistencia cortante, σ_f (kg/cm ²)	0.75
Relación de resistencia, R_f	0.85
Módulo inicial promedio, \bar{E}_i (kg/cm ²)	69.26
Relación de poisson, ν	0.50
Módulo de reacción inicial, K_i (kg/cm ³)	6.59
Desplazamiento en la falla, γ_f (cm)	1.00
Esfuerzo horizontal inicial, σ_h^0 (kg/cm ²)	0.79
Presión del fluido, P_f (kg/cm ²)	0.89
Cedencia de las paredes del túnel, δ_y (cm)	-2.00
Relación de vacios inicial, e_0^*	8.60
Relación de vacios inicial, e_0^{**}	8.70
Incremento en la relación de vacios Δe_0^*	2.00
Incremento en la relación de vacios Δe_0^{**}	1.40
* Para esfuerzo vertical efectivo σ_v^- (kg/cm ²)	0.57
** Para esfuerzo horizontal efectivo σ_h^- (kg/cm ²)	0.29



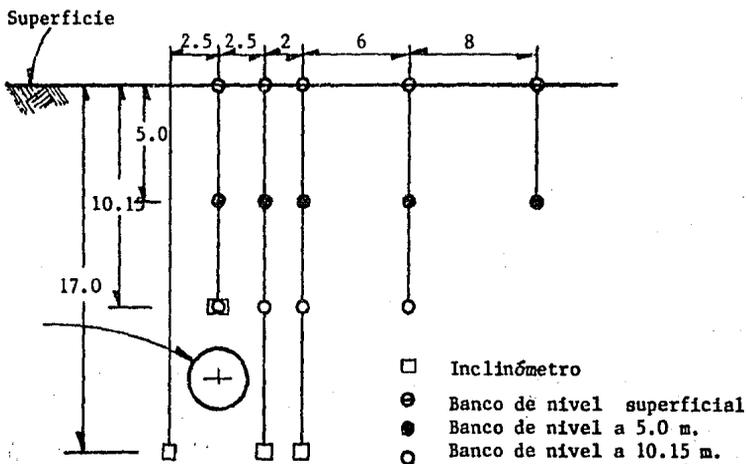
SIMBOLOGIA :

- | | | | |
|---------|-------|---------------|----------------|
| Arcilla | Arena | Mat. Orgánica | + Torcometro |
| Limo | Grava | Ceniza | X Comp. Simple |
| | | Volcánica | □ Triaxial CU |

FIG. 6.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO



a) Sección Longitudinal



b) Sección Transversal

Acotaciones en m.

FIG. 6.2 DISTRIBUCION DE INSTRUMENTOS

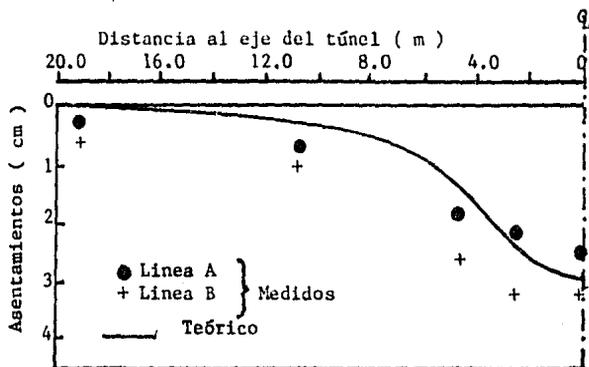


FIG. 6.3 ASENTAMIENTOS TOTALES TEORICOS Y MEDIDOS EN LA SUPERFICIE

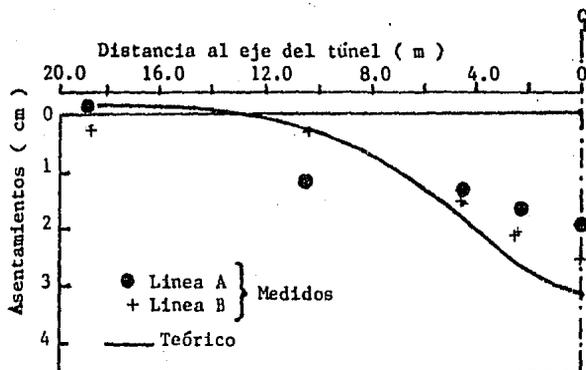


FIG. 6.4 ASENTAMIENTOS TOTALES TEORICOS Y MEDIDOS A 5.0 m. DE PROFUNDIDAD

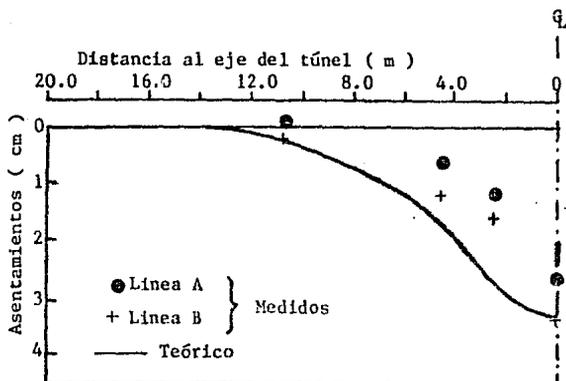


FIG. 6.5 ASENTAMIENTOS TOTALES TEORICOS Y MEDIDOS A 10.15 m. DE PROFUNDIDAD

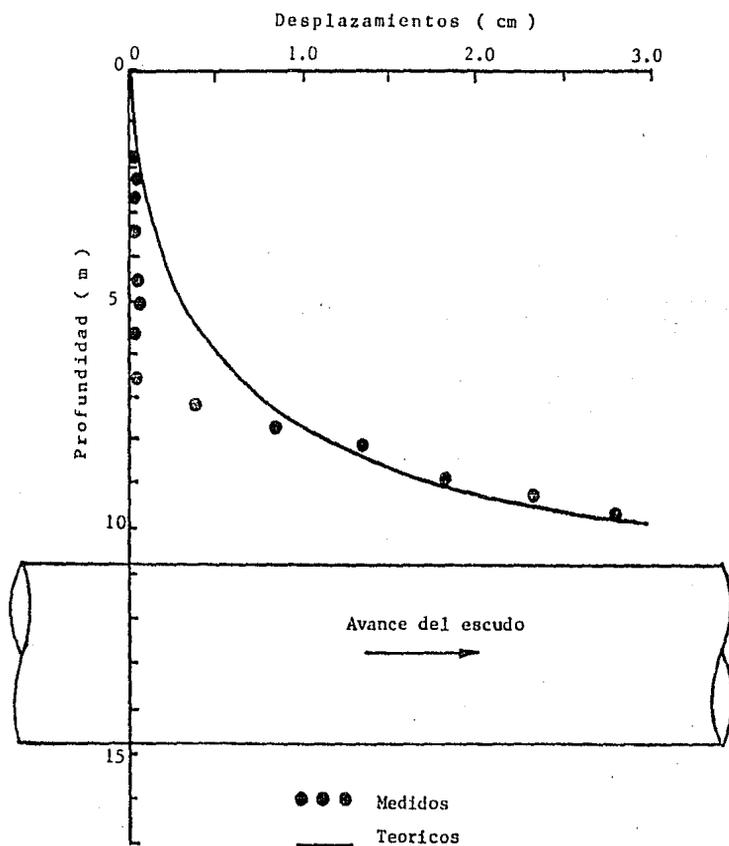


FIG. 6.6 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES PARALELOS AL EJE DEL TUNEL

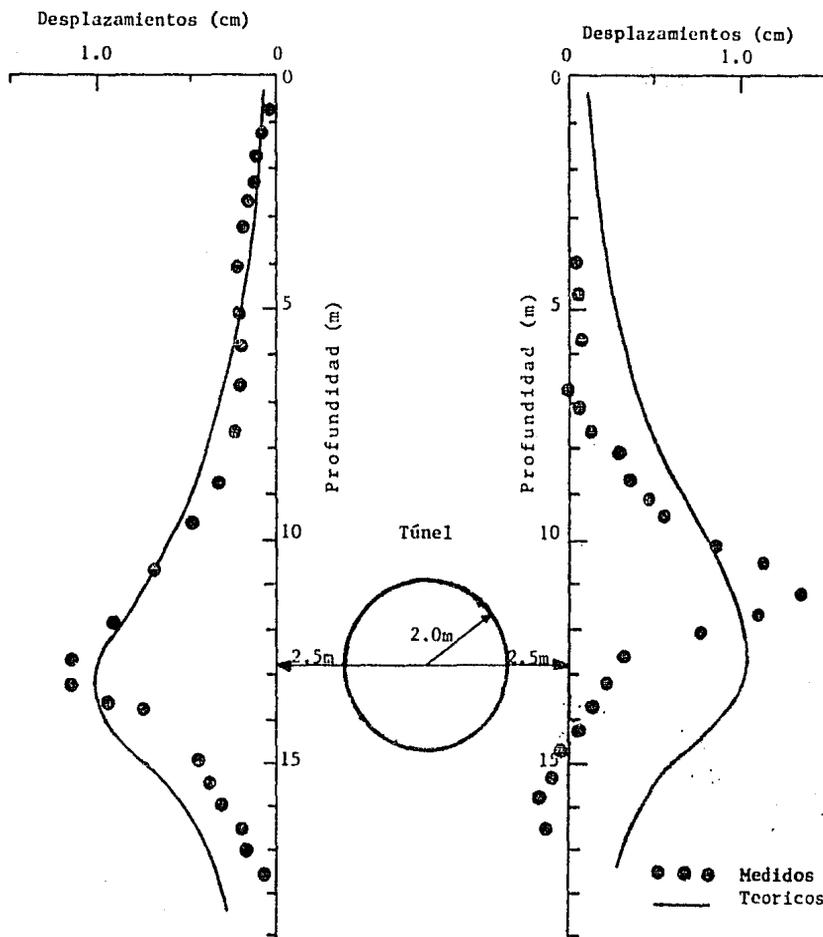


FIG. 6.7 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES PERPENDICULARES AL EJE DEL TUNEL

7. CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó en forma general los aspectos más importantes a considerar en el diseño de túneles, se discutieron las técnicas constructivas que se utilizan actualmente en el tuneleo en suelos blandos, para evaluar las presiones y desplazamientos alrededor del túnel, se seleccionó una sección del túnel del Colector Semiprofundo Iztapalapa en la cual se obtuvieron los parámetros del suelo que se utilizaron en los métodos de análisis para evaluar su grado de aproximación; se implementó un programa de computadora denominado PRES/REVEST/NUEVO a través del cual se generaron las distribuciones y configuraciones de esfuerzos, momentos y desplazamientos radiales para diferentes características de deformabilidad del suelo y revestimiento; se analizaron casos en los cuales se observó el comportamiento de los elementos mecánicos alrededor del túnel al variar parámetros tales como: rigidez del suelo y revestimiento, espesor de las dovelas, relación del esfuerzo horizontal al vertical, etc. (figs 3.12 - 3.31), habiéndose obtenido resultados acordes con el problema físico; los desplazamientos radiales se compararon con mediciones obtenidas de una sección instrumentada obteniéndose una concordancia muy buena.

Se establecieron las principales causas que originan los movimientos del suelo, las cuales fueron evaluadas mediante un método de análisis en suelos blandos, se llevaron a cabo pruebas de laboratorio de acuerdo al estado de esfuerzos que se presentan en puntos previamente identificados para determinar

los parámetros que intervienen en el método de análisis; se observó la importancia que tiene la trayectoria de esfuerzos en los parámetros del suelo, como el módulo de elasticidad, que hasta donde sabe el autor es la primera vez que se obtienen valores del módulo de elasticidad para dos trayectorias de esfuerzos diferentes, se obtuvo una expresión analítica que permitió ver la variación del coeficiente K_0 , la cual se comparó con resultados de laboratorio obtenidos tanto para pruebas de extensión como de compresión, obteniéndose una buena concordancia. También se establecieron correlaciones empíricas entre el módulo de elasticidad y el contenido de agua y la relación de preconsolidación en función de dos trayectorias de esfuerzos: en extensión y compresión. Para verificar la validez del método de análisis se realizó un programa de computadora denominado TUNEL/LODO/BENT cuyos resultados se compararon con mediciones obtenidas de una sección instrumentada teniendo una aproximación aceptable.

Con respecto a los métodos de análisis de presiones y desplazamientos podemos concluir que se encuentran sujetos a ciertas hipótesis que conducen a soluciones que si bien no son del todo correctas de acuerdo a lo que sucede en la naturaleza, puesto que no consideran por ejemplo efectos viscosos, si proporcionan un apoyo que permite poder estimar los esfuerzos actuantes en el revestimiento y así llegar a diseñar los elementos estructurales que componen el revestimiento como son las dovelas. En lo referente al método de análisis para

movimientos del suelo nos permite predecir los posibles movimientos que ocurren en el suelo debido al tuneleo y de esta forma saber el posible daño que se ocasionaría a las estructuras en la superficie; en estudios posteriores se extenderá el método de análisis para los desplazamientos horizontales perpendiculares al eje del túnel para puntos localizados abajo del eje del túnel.

8. REFERENCIAS

- Attewell Peter (1977) Ground Movements Caused by Tunnelling of Soil, Large Ground Movements and Structures, Proceedings of the Conference held at the University of Wales, Institute of Science and Technology Cardiff, pp. 812-948.
- Alberro Jesús (1983) Presiones de Roca en Tuneles e Interacción Roca-Revestimiento, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Clough G. Wayne (1981) Innovations in Tunnel Construction and Support Techniques, Bulletin of Association of Engineering Geologist, Vol XVIII No. 2, pp 151-167.
- Cording J. Edward and Hansmire W.H. (1975) Displacements Around Soft Ground Tunnels, Vo. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Buenos Aires, pp. 571-632.
- Dennis G. Zill (1982) Ecuaciones Diferenciales con Aplicaciones Wadsworth Internacional/Iberoamericana, Primer Curso pags. 226-238.
- Duvall Wilbur I. (1967) Rocks Mechanics and the Design of Structures in Rock, John Wiley and Sons Inc., pp.99-112.
- Hansmire William H. (1984) Example Analysis for Circular Tunnel Lining, Geotechnique 184, Mayo 1984, pp. 30-45.
- Hoeg Kaare (1968) Stresses Against Underground Structural Cylinders, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE, Vol. 94, No. SM4, July, pp. 833-858.
- Hernández Gabriel (1982) Notas tomadas en la materia Comportamiento de Materiales impartida en la Facultad de Ingeniería por el M.en I. Agustín Deméneghi Colina.
- Hernández Gabriel (1986) Notas tomadas en la materia Mecánica Avanzada impartida en la División de Estudios de Posgrado por el M. en I. Neftali Rodríguez Cuevas.
- Jiménez Salas J. (1980) Geotecnia y Cimientos III Segunda Parte, Editorial Rueda, pags. 1383-1522.
- Kawarabata Yoshihiro (1980) Recent Advancements in Slurry Shield Tunneling Technical Research Institute Okumura Corporation, pp. 299-317.
- Lambe T. William and Whitman Robert V. (1976) Mecánica de Suelos Editorial Limusa, pags. 137-176, 257-266.
- Muir Wood A.M. (1975) The Circular Tunnel in Elastic Ground, Geotechnique Vol. 25, No.1, pp. 115-127.
- Memoria Técnica de las Obras del Drenaje Profundo del Distrito Federal, Tomo II.
- O'Rourke T.D. (1983) Guidelines for Tunnel Lining Design, pp.10-23, 59-68.

Peck Ralph (1969) Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, State of the Art Volume Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 225-285.

Romo M.P. (1983) Asentamientos Inducidos por Tuneleo en Suelos Blandos, Informe Interno del Instituto de Ingeniería.

Romo M.P. (1984) Diseño del Recubrimiento de Tuneles, XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., pags. 55-68.

Romo M.P. (1985) Soil Movements Induced by Slurry Shield Tunneling, International Conference of Soil Mechanics, San Francisco Cal., pp. 172-190.

S.L.Paul (1983) Design Recomendations for Concrete Tunnel Linings, Volume 2 Summary of Research and Proposed Recommendations Illinois Univ. at Urbana-Champaign, pp.85-113.

Timoshenko S. (1951) Theory of Elasticity, Second Edition, McGraw-Hill, pp. 55-130.

A N E X O I

```

100 FILE S=TUNE/DAT/DOS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30 00000100
200 FILE 6(KIND=PRINTER,MAXRECSIZE=22,FILETYPE=7) 00000200
300 C* 00000300
400 C* 00000400
500 C* PROGRAMA PARA CALCULAR ASENTAMIENTOS Y DESPLAZAMIENTOS 00000500
600 C* HORIZONTALES TANTO PARALELOS COMO PERPENDICULARES AL EJE DEL 00000600
700 C* TUNEL INDUCIDOS POR TUNELEO EN SUELOS BLANDOS EL PROCESO 00000700
800 C* CONSTRUCTIVO ES CON ESCUDO UTILIZANDO LODO BENTONITICO PARA 00000800
900 C* ESTABILIZAR EL FRENTE DEL TUNEL. EL RECUBRIMIENTO PRIMARIO 00000900
1000 C* CONSISTE DE DOVELAS SECCIONADAS QUE SE COLOCAN A MEDIDA QUE 00001000
1100 C* AVANZA EL ESCUDO. 00001100
1200 C* 00001200
1300 C* 00001300
1400 C* ESTE PROGRAMA FUE REALIZADO EN LA SECCION DE MECANICA DE SUELOS 00001400
1500 C* DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM POR GABRIEL ANGEL HERNANDEZ 00001500
1600 C* Y SE BASA EN LA REFERENCIA "SOIL MOVEMENTS INDUCED BY SLURRY 00001600
1700 C* SHIELD TUNNELING" MIGUEL P. ROMO PUBLICADA EN INTERNATIONAL 00001700
1800 C* CONFERENCE OF SOIL MECHANICS, SAN FRANCISCO, CAL. 1985. 00001800
1900 C* 00001900
2000 C* 00002000
2100 C* DIMENSION AAE(20),ACP(20),ACO(20),AT(20),IDEN(12),Y(20),SS(20),DHP 00002100
2200 C* *AE(20),DHPAV(20),DHPT(20),DHPPAE(20),DHPPCE(20),DHPPCO(20),DHPPT(2 00002200
2300 C* *0) 00002300
2400 1 READ(5,/)DIA,PROF,XDIS 00002400
2500 IF(DIA.EQ.0) GO TO 300 00002500
2600 C* 00002600
2700 C* 00002700
2800 C* XDIS=DISTANCIA PARALELA AL EJE DEL TUNEL ( EN METROS ) 00002800
2900 C* DIA=DIAMETRO DEL TUNEL ( EN METROS ) 00002900
3000 C* PROF= PROFUNDIDAD A LA CLAVE DEL TUNEL (H) ( EN METROS ) 00003000
3100 C* 00003100
3200 C* 00003200
3300 C* READ(5,5)(IDEN(I),I=1,12) 00003300
3400 5 FORMAT(12A6) 00003400
3500 C* IDEN= IDENTIFICACION DEL PROBLEMA 00003500
3600 C* 00003600
3700 C* 00003700
3800 C* READ(5,/)NPROF,NDIS,NDISH 00003800
3900 C* 00003900
4000 C* 00004000
4100 C* NPROF=NUMERO DE ELEVACIONES A LAS QUE SE QUIEREN CALCULAR 00004100
4200 C* LOS ASENTAMIENTOS 00004200
4300 C* NDIS=NUMERO DE DISTANCIAS PERPENDICULARES AL EJE DEL TUNEL 00004300
4400 C* NDISH=NUMERO DE DISTANCIAS HORIZONTALES PERPENDICULARES AL EJE DE 00004400
4500 C* * L TUNEL 00004500
4600 C* A LAS QUE SE QUIEREN CALCULAR LOS ASENTAMIENTOS 00004600
4700 C* 00004700
4800 C* 00004800
4900 C* READ(5,/)SIG,PFL,CED,DCRV,RVI,DCRH,RHI 00004900
5000 C* 00005000
5100 C* 00005100
5200 C* SIG=ESFUERZO TOTAL HORIZONTAL INICIAL A LA ALTURA DEL EJE 00005200
5300 C* DEL TUNEL (T/M**2.0) 00005300
5400 C* PFL=PRESION DEL FLUIDO (T/M**2.0) 00005400
5500 C* CED=CEDENCIA DE LAS PAREDES DEL TUNEL (METROS) 00005500
5600 C* DCRV=INCREMENTO EN LA RELACION DE VACIOS POR REMOLDEO DEBIDO A UN 00005600
5700 C* ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO 00005700

```

```

100 FILE 5=TUNE/DAT/DOS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30 00000100
200 FILE 6(KIND=PRINTER,MAXRECSIZE=22,FILETYPE=7) 00000200
300 C* ***** 00000300
400 C* ***** 00000400
500 C* PROGRAMA PARA CALCULAR ASENTAMIENTOS Y DESPLAZAMIENTOS 00000500
600 C* HORIZONTALES TANTO PARALELOS COMO PERPENDICULARES AL EJE DEL 00000600
700 C* TUNEL INDUCIDOS POR TUNELEO EN SUELOS BLANDOS.EL PROCESO 00000700
800 C* CONSTRUCTIVO ES CON ESCUDO UTILIZANDO LODO BENTONITICO PARA 00000800
900 C* ESTABILIZAR EL FRENTE DEL TUNEL. EL RECURRIMIENTO PRIMARIO 00000900
1000 C* CONSISTE DE DOVELAS SECCIONADAS QUE SE COLOCAN A MEDIDA QUE 00001000
1100 C* AVANZA EL ESCUDO. 00001100
1200 C* ***** 00001200
1300 C* ***** 00001300
1400 C* ESTE PROGRAMA FUE REALIZADO EN LA SECCION DE MECANICA DE SUELOS 00001400
1500 C* DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM POR GABRIEL ANGEL HERNANDEZ 00001500
1600 C* Y SE BASA EN LA REFERENCIA "SOIL MOVEMENTS INDUCED BY SLURRY 00001600
1700 C* SHIELD TUNNELING" MIGUEL P. ROMO PUBLICADA EN INTERNATIONAL 00001700
1800 C* CONFERENCE OF SOIL MECHANICS,SAN FRANCISCO, CAL. 1985. 00001800
1900 C* ***** 00001900
2000 C* ***** 00002000
2100 C* DIMENSTION AAE(20),ACP(20),ACO(20),AT(20),IDEN(12),Y(20),SS(20),DHP 00002100
2200 C* *AE(20),DHPAV(20),DHPT(20),DHPPAE(20),DHPPCE(20),DHPPCO(20),DHPPT(2 00002200
2300 C* *0) 00002300
2400 1 READ(5,/)DIA,PROF,XDIS 00002400
2500 IF(DIA.EQ.0) GO TO 300 00002500
2600 C* ***** 00002600
2700 C* ***** 00002700
2800 C* XDIS=DISTANCIA PARALELA AL EJE DEL TUNEL ( EN METROS ) 00002800
2900 C* DIA=DIAMETRO DEL TUNEL ( EN METROS ) 00002900
3000 C* PROF= PROFUNDIDAD A LA CLAVE DEL TUNEL (H) ( EN METROS ) 00003000
3100 C* ***** 00003100
3200 C* ***** 00003200
3300 C* READ(5,5)(IDEN(I),I=1,12) 00003300
3400 5 FORMAT(12A6) 00003400
3500 C* IDEN= IDENTIFICACION DEL PROBLEMA 00003500
3600 C* ***** 00003600
3700 C* ***** 00003700
3800 C* READ(5,/)NPROF,NDIS,NDISH 00003800
3900 C* ***** 00003900
4000 C* ***** 00004000
4100 C* NPROF=NUMERO DE ELEVACIONES A LAS QUE SE QUIEREN CALCULAR 00004100
4200 C* LOS ASENTAMIENTOS 00004200
4300 C* NDIS=NUMERO DE DISTANCIAS PERPENDICULARES AL EJE DEL TUNEL 00004300
4400 C* NDISH=NUMERO DE DISTANCIAS HORIZONTALES PERPENDICULARES AL EJE DE 00004400
4500 C* * L TUNEL 00004500
4600 C* A LAS QUE SE QUIEREN CALCULAR LOS ASENTAMIENTOS 00004600
4700 C* ***** 00004700
4800 C* ***** 00004800
4900 C* READ(5,/)SIG,PFL,CED,DCRV,RVI,DCRH,RHI 00004900
5000 C* ***** 00005000
5100 C* ***** 00005100
5200 C* SIG=ESFUERZO TOTAL HORIZONTAL INICIAL A LA ALTURA DEL EJE 00005200
5300 C* DEL TUNEL (T/M**2.0) 00005300
5400 C* PFL=PRESION DEL FLUIDO (T/M**2.0) 00005400
5500 C* CED=CEDENCIA DE LAS PAREDES DEL TUNEL (METROS) 00005500
5600 C* DCRV=INCREMENTO EN LA RELACION DE VACIOS POR REMOLDEO DEBIDO A UN 00005600
5700 C* ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO 00005700

```

```

5800 C* RVI=RELACION DE VACIOS INICIAL DEBIDO A UN ESFUERZO VERTICAL EFECT 00005800
5900 C* IVO 00005900
6000 C* DCRH=INCREMENTO EN LA RELACION DE VACIOS POR REMOLDEO DEBIDO A UN E 00006000
6100 C* SFUERZO HORIZONTAL EFECTIVO 00006100
6200 C* RHI=RELACION DE VACIO INICIAL DEBIDO A UN ESFUERZO HORIZONTAL EFEC 00006200
6300 C* TIVO 00006300
6400 C* ***** 00006400
6500 HD=PROF/DIA 00006500
6600 DO 100 II=1,NPROF 00006600
6700 READ(5,/) Z,EI,EIP,SIGF,RF,RPOI,AKI,GF 00006700
6800 C* ***** 00006800
6900 C* Z=ELEVACION (MEDIDA A PARTIR DE LA CLAVE DEL TUNEL) A LA 00006900
7000 C* QUE SE DESEAN CALCULAR LOS ASENTAMIENTOS Z=0 CLAVE DEL TUNEL 00007000
7100 C* Z=PROF. SUPERFICIE DEL TERRENO. 00007100
7200 C* EI=MODULO INICIAL (T/M**2) 00007200
7300 C* EIP=MODULO INICIAL PROMEDIO (T/M**2) 00007300
7400 C* SIGF=RESISTENCIA A LA FALLA (T/M**2) 00007400
7500 C* RF=RELACION DE RESISTENCIAS PROMEDIOS 00007500
7600 C* RPOI=RELACION DE POISSON 00007600
7700 C* AKI=MODULO DE REACCION INICIAL (T/M**3) 00007700
7800 C* GF=DESPLAZAMIENTO EN LA FALLA (METROS) 00007800
7900 C* ***** 00007900
8000 Q=Z/DIA 00008000
8100 S=Z/PROF 00008100
8200 T=((S+1.0)/(Q+1.0))*HD 00008200
8300 ALFA=T**(1.0/T) 00008300
8400 XDISP=XDIS/(ALFA*DIA) 00008400
8500 U=((XDISP/(1.0+(XDISP)**0.45))**2.0)*(-1.0) 00008500
8600 PROD=ALFA*DIA 00008600
8700 FAC=3.26*(1.0-EXP(U)) 00008700
8800 EIRF=EI*(1.0-RF) 00008800
8900 EIPRF=EIP*(1.0-RF) 00008900
9000 EIRSG=EIRF/SIGF 00009000
9100 EIPRSG=EIPRF/SIGF 00009100
9200 ER=(SIGF/EI)*100.0 00009200
9300 ABZ=(FAC*(SIG-PFL)*PROD)/EIRF 00009300
9400 ASB=ABZ*(0.0093-0.0027*S) 00009400
9500 AM=0.67+0.1*T 00009500
9600 AMM=AM**AM 00009600
9700 BW=((ER/16)**0.25)*(-1.0) 00009700
9800 ZXY=ABS(CED) 00009800
9900 DELRH=(EIPRSG*ZXY)/0.6 00009900
10000 DELR=(EIRSG*ZXY)/0.6 00010000
10100 DELC=DELR*(DCRV/(1.0+RVI)) 00010100
10200 DELH=DELRH*(DCRH/(1.0+RHI)) 00010200
10300 W=1.2+0.1*T 00010300
10400 WW=W**W 00010400
10500 CONSR=(1.0+(ER/100.0*(1.0-RF))*Q)**(-0.13*Q) 00010500
10600 ASCED=CED*CONSR 00010600
10700 ASCON=DELC*CONSR 00010700
10800 READ(5,/)(Y(I),I=1,NDIS) 00010800
10900 C* ***** 00010900
11000 C* Y(I)=DISTANCIAS MEDIDAS A PARTIR DEL EJE DEL TUNEL A LAS QUE 00011000
11100 C* SE DESEAN CALCULAR LOS ASENTAMIENTOS 00011100
11200 C* ***** 00011200
11300 DO 50 IK=1,NDIS 00011300
11400 YP=Y(IK)/PROD 00011400
11500 R=(YP*AMM)**2.0 00011500
11600 AAE(IK)=ASB*EXP(BW*R)*100.00 00011600
11700 RT=(YP*WW)**2.0 00011700

```

```

11800          ACP(IK)=ASCED+EXP(BW*RT)*100.00      00011800
11900          ACO(IK)=ASCON+EXP(BW*RT)*100.00    00011900
12000          AT(IK)=AAE(IK)+ACP(IK)+ACO(IK)     00012000
12100          CONTINUE                             00012100
12200          RQ=Z+(DIA/2.0)                        00012200
12300          HDP=PROF+(DIA/2.0)                   00012300
12400          COC=(1.0+4.0*RPOI)/(6.0+4.0*RPOI)   00012400
12500          GR=SIGF/AKI                          00012500
12600          CG=GF/GR                              00012600
12700          ZMU=BW*(-1.0)                        00012700
12800          RHD=(RQ/HDP)                         00012800
12900          RQD=(2.0*RQ)/DIA                     00012900
13000          TETA=(RQ+HDP)/(RQ+DIA)             00013000
13100          FI=TETA*(1.0/TETA)                   00013100
13200          RQP=RQ/(FI*DIA)                      00013200
13300          RES=(0.8-0.2*RQP)                    00013300
13400          ERM=(1.6*RQP)/(ERM**0.25)           00013400
13500          SMP=0.5*(RES+(RES**2.0+ERM)**0.5)    00013500
13600          XPQ=EXP(BW*((SMP-RES)/2.0)**2.0))    00013600
13700          CUNO=(SMP**0.1*RQP)*XPQ**(-1.0)    00013700
13800          PPOI=(RPOI*(4.0*RPOI)*(1.0+RPOI))/(2.0+5.0*RPOI)*(1.0+2.6*RPOI) 00013800
13900          RESD=(0.5-0.1*RQP)                  00013900
14000          ERMM=ERM*(4.0/1.6)                  00014000
14100          SMMP=0.5*(RESD+(RESD**2.0+ERMM)**0.5) 00014100
14200          XPQD=((SMMP-RESD)/2.0)**2.0)*BW     00014200
14300          CDOS=((SMMP)**(0.25*RQP)*EXP(XPQD))**(-1.0) 00014300
14400          PPP=(1.0+2.0*RPOI)/(1.0+3.0*RPOI)   00014400
14500          VP=(1.0+(ER/(100.0*(1.0-RF)))*RQD)**(-0.85*RQD) 00014500
14600          DSCE=CED*PPP*VP                     00014600
14700          DSCON=DELH*PPP*VP                   00014700
14800          READ(5,/) (SS(I), I=1, NDISH)        00014800
14900          C* *****                                00014900
15000          C* SS(I)= DISTANCIAS AL EJE DEL TUNEL A LAS QUE SE QUIEREN 00015000
15100          C* CALCULAR LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES 00015100
15200          C* *****                                00015200
15300          DO 60 I=1, NDISH                      00015300
15400             BETA=((SS(I)+HDP)/(SS(I)+DIA))     00015400
15500             EPSILO=BETA*(1.0/BETA)             00015500
15600             P=0.9+0.15*BETA                   00015600
15700             SSP=SS(I)/(EPSILO*DIA)            00015700
15800             ABZM=(ABZ/ALFA)*EPSILO            00015800
15900             DESCPC=COC*ABZM*(0.0083-0.0024*RHD) 00015900
16000             ZY=(SSP*(P**P))**2.0             00016000
16100             DHPAE(I)=(DESCPC*EXP(BW*ZY))*100.0 00016100
16200             VQ=SQRT(RQ**2.0+SS(I)**2.0)       00016200
16300             VQHSD=(HDP/VQ)**ZMU               00016300
16400             YY=(1.0/ZMU)                       00016400
16500             RA=(1.0-VQ/HDP)**YY                00016500
16600             RB=(1.0-(GR/GF))                  00016600
16700             DHPAV(I)=(((GR+RA)*(VQHSD))/(1.0-(RA*RB)))+CG)*100.00 00016700
16800             DHP(I)=DHPAE(I)+DHPAV(I)          00016800
16900             DEPC=PPPI*ABZM*(0.0068-0.0028*RHD) 00016900
17000             DHPPAE(I)=(DEPC*CUNO*EXP(BW*((SSP-RES)/2.0)**2.0))*SSP**0.1*RQP 00017000
17100             *)*100.0                           00017100
17200             VZ=EXP(BW*((SSP-RESD)/2.0)**2.0)*CDOS 00017200
17300             VY=(SSP)**(0.25*RQP)              00017300
17400             DHPPCE(I)=(DSCE*VY*VZ)*100.0      00017400
17500             DHPPCO(I)=(DSCON*VY*VZ)*100.0     00017500
17600             DHPP(I)=DHPPAE(I)+DHPPCE(I)+DHPPCO(I) 00017600
17700          60 CONTINUE                           00017700

```

```

17800          PRINT 70
17900      70 FORMAT(1H1,2(/),20X,"ASENTAMIENTOS CALCULADOS PARA EL PROBLEMA",2(
18000          */)
18100          PRINT 80,(IDEN(I),I=1,12)
18200      80 FORMAT(/,30X,12A6,2(/))
18300          PRINT 90,DIA,PROF,XDIS
18400      90 FORMAT(2(/),10X,"DIAMETRO DEL TUNEL =",F10.5,2X,"(METROS)",/,10X,"
18500      *PROFUNDIDAD CLAVE TUNEL =",F10.5,2X,"(METROS)",/,10X,"DISTANCIA PA
18600      *RALELA AL EJE DEL TUNEL =",F15.5,"(METROS)")
18700          PRINT 110,EI,SIG,F,R,F,EIP
18800      110 FORMAT(2(/),10X,"MODULO INICIAL =",F10.5,2X,"(T/M**2)",/,10X,"RESI
18900      *STENCIA CORIANTE =",F10.5,2X,"(T/M**2)",/,10X,"RELACION RESISTENCI
19000      *A =",F10.5,/,10X,"MODULO INICIAL PROMEDIO =",F10.5,2X,"(T/M**2)")
19100          PRINT 120,RPOI,AKI,GF
19200      120 FORMAT(3(/),10X,"RELACION DE POISSON =",F10.5,/,10X,"MODULO REACCI
19300      *ON INICIAL =",F10.5,"(T/M**3)",/,10X,"DESPLAZAMIENTO EN LA FALLA =
19400      *",F10.5,"(METROS)")
19500          PRINT 130,SIG,PFL,CED,DCRV,RVI,DCRH,RHI
19600      130 FORMAT(2(/),10X,"ESFUERZO HORIZONTAL INICIAL =",F10.5,2X,"(T/M**2)
19700      *",/,10X,"PRESION DEL FLUIDO =",F10.5,2X,"(T/M**2)",/,10X,"CEDENCIA
19800      *DE LAS PAREDES TUNEL =",F10.5,2X,"(METROS)",/,10X,"INCREMENTO RELA
19900      *CION DE VACIOS DV =",F10.5,/,10X,"RELACION VACIOS INICIAL DV =",F1
20000      *0.5,/,10X,"INCREMENTO EN LA RELACION DE VACIOS DH =",F10.5,/,10X,"
20100      *RELACION DE VACIOS INICIAL DH =",F10.5,2(/))
20200          IF (Z.LO) GO TO 700
20300          ZZ=PROF-Z
20400          GO TO 800
20500          ZZ=PROF+Z
20600          PRINT 140,ZZ
20700      140 FORMAT(2(/),2X,"***** ASENTAMIENTOS ( EN CENTIMETROS ) A LA PROFUN
20800      *DIDAD =",F10.5,"(METROS) *****",2(/))
20900          PRINT 150
21000      150 FORMAT(/,10X,"DISTANCIA",5X,"ALIVIO ESFUERZOS",5X,"CED. PARE. TUNE
21100      *L",5X,"INC. COMPRESIBILIDAD",8X,"TOTALES",/)
21200          PRINT 310
21300      310 FORMAT(12X,"Y(I)",/)
21400          DO 160 ID=1,NDIS
21500      160 PRINT 170,Y(ID),AAE(ID),ACP(ID),ACO(ID),AT(ID)
21600      170 FORMAT(9X,F10.5,8X,F10.5,11X,F10.5,13X,F10.5,10X,F10.5,/)
21700          PRINT 180,ZZ
21800      180 FORMAT(1H1,2(/),2X,"DESP. HORIZONTALES PARALELOS AL EJE TUNEL ( EN
21900      *CM. ) A LA PROF. =",F10.5,"(METROS)",2(/))
22000          PRINT 190
22100      190 FORMAT(/,10X,"DISTANCIA",5X,"ALIVIO ESFUERZOS",5X,"AVANCE ESCUDO",
22200      *15X,"TOTALES",/)
22300          PRINT 320
22400      320 FORMAT(12X,"S(I)",/)
22500          DO 200 KK=1,NDISH
22600      200 PRINT 210,SS(KK),DHPAE(KK),DHPAV(KK),DHPT(KK)
22700      210 FORMAT(9X,F10.5,8X,F10.5,11X,F10.5,13X,F10.5,/)
22800          PRINT 220,ZZ
22900      220 FORMAT(4(/),2X,"DESP. HORIZONTALES PERPENDICULARES AL EJE TUNEL (
23000      *EN CM. ) A LA PROF. =",F10.5,"(METROS)",2(/))
23100          PRINT 230
23200      230 FORMAT(/,10X,"DISTANCIA",5X,"ALIVIO ESFUERZOS",5X,"CED. PARE. TUNE
23300      *L",5X,"INC. COMPRESIBILIDAD",8X,"TOTALES",/)
23400          PRINT 330
23500      330 FORMAT(12X,"S(I)",/)
23600          DO 240 JJ=1,NDISH
23700      240 PRINT 250,SS(JJ),DHPPAE(JJ),DHPPCE(JJ),DHPPCO(JJ),DHPPT(JJ)

```

23800
23900
24000
24100
24200

```
250 FORMAT(9X,F10.5,8X,F10.5,11X,F10.5,13X,F10.5,10X,F10.5,/)
100 CONTINUE
      GO TO 1
300 CALL EXIT
      END
```

00023800
00023900
00024000
00024100
00024200

100	FILE	1=DIST/MOM/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000100
200	FILE	2=CONT/MOM/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000200
300	FILE	3=DIST/ESSFR/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000300
400	FILE	4=CONT/ESSFR/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000400
500	FILE	5=DIST/DESSPR/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000500
600	FILE	6=CONT/DESSPR/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000600
700	FILE	7=DIST/DESSPT/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000700
800	FILE	8=CONT/DESSPT/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000800
900	FILE	9=DIST/FTAN/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00000900
1000	FILE	10=CONT/FTAN/RDC,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001000
1100	FILE	11=DIST/MOM/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001100
1200	FILE	12=CONT/MOM/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001200
1300	FILE	13=DIST/ESSFR/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001300
1400	FILE	14=CONT/ESSFR/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001400
1500	FILE	15=DIST/DESSPT/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001500
1600	FILE	16=CONT/DESSPT/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001600
1700	FILE	17=DIST/DESSPR/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001700
1800	FILE	18=CONT/DESSPR/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001800
1900	FILE	19=DIST/DESSPT/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00001900
2000	FILE	20=CONT/DESSPT/IS,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002000
2100	FILE	21=DIST/MOM/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002100
2200	FILE	22=CONT/MOM/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002200
2300	FILE	23=DIST/ESSFR/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002300
2400	FILE	24=CONT/ESSFR/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002400
2500	FILE	25=DIST/DESSPT/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002500
2600	FILE	26=CONT/DESSPT/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002600
2700	FILE	27=DIST/DESSPR/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002700
2800	FILE	28=CONT/DESSPR/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002800
2900	FILE	29=DIST/DESSPT/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00002900
3000	FILE	30=CONT/DESSPT/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00003000
3100	FILE	31=DIST/FTAN/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00003100
3200	FILE	32=CONT/FTAN/RDN,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00003200
3300	FILE	33=PRES/TUNEL,UNIT=DISK,RECORD=14,BLOCKING=30	00003300
3400	FILE	34(KIND=REMOTE)	00003400
3500		REWIND 1	00003500
3600		REWIND 2	00003600
3700		REWIND 3	00003700
3800		REWIND 4	00003800
3900		REWIND 5	00003900
4000		REWIND 6	00004000
4100		REWIND 7	00004100
4200		REWIND 8	00004200
4300		REWIND 9	00004300
4400		REWIND 10	00004400
4500		REWIND 11	00004500
4600		REWIND 12	00004600
4700		REWIND 13	00004700
4800		REWIND 14	00004800
4900		REWIND 15	00004900
5000		REWIND 16	00005000
5100		REWIND 17	00005100
5200		REWIND 18	00005200
5300		REWIND 19	00005300
5400		REWIND 20	00005400
5500		REWIND 21	00005500
5600		REWIND 22	00005600
5700		REWIND 23	00005700

```

58000          REWIND 24          000058000
59000          REWIND 25          000059000
60000          REWIND 26          000060000
61000          REWIND 27          000061000
62000          REWIND 28          000062000
63000          REWIND 29          000063000
64000          REWIND 30          000064000
65000          REWIND 31          000065000
66000          REWIND 32          000066000
67000          C*****          000067000
68000          C* ESTE PROGRAMA FUE REALIZADO EN LA SECCION DE MECANICA DE SUELOS          000068000
69000          C* DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM POR GABRIEL ANGEL HERNANDEZ          000069000
70000          C* Y ESTA BASADO EN DOS METODOS ANALITICOS SIMPLIFICADOS M.P.ROMO          000070000
71000          C* (1985) Y J. ALBERRO(1983), CALCULANDO LAS PRESIONES Y DESPLAZAMIE          000071000
72000          C* TOS TANTO RADIALES COMO TANGENCIALES EN EL REVESTIMIENTO DE UN          000072000
73000          C* TUNEL CONSIDERANDO LA VARIACION DE LOS PARAMETROS DE DEFORMABI          000073000
74000          C* LIDAD DEL SUELO Y DEL REVESTIMIENTO, LA VARIACION DEL COEFICIENTE          000074000
75000          C* DE PRESION DE TIERRA LATERAL, LA INTERACCION SUELO-REVESTIMIENTO          000075000
76000          C* ASI COMO EL DESPLAZAMIENTO POTENCIAL QUE SE PRESENTA EN LA INTER          000076000
77000          C* FASE SUELO-REVESTIMIENTO.          000077000
78000          C*****          000078000
79000          C*****          000079000
80000          C* CALCULO DEL CONTORNO DEL TUNEL          000080000
81000          C*****          000081000
82000          C* READ(33,/) N,RMD,RMM,RME,RMF          000082000
83000          IND=1          000083000
84000          PI=2*ARCOS(0)          000084000
85000          DO 920 IZ=1,N          000085000
86000          ZX=(PI*IZ)/180          000086000
87000          Y=RMM*SIN(ZX)          000087000
88000          X=RMM*COS(ZX)          000088000
89000          WRITE(2,/) X,Y,IND          000089000
90000          X=RME*COS(ZX)          000090000
91000          Y=RME*SIN(ZX)          000091000
92000          WRITE(4,/) X,Y,IND          000092000
93000          WRITE(16,/) X,Y,IND          000093000
94000          X=RMD*COS(ZX)          000094000
95000          Y=RMD*SIN(ZX)          000095000
96000          WRITE(6,/) X,Y,IND          000096000
97000          WRITE(8,/) X,Y,IND          000097000
98000          X=RMF*COS(ZX)          000098000
99000          Y=RMF*SIN(ZX)          000099000
100000         WRITE(10,/) X,Y,IND          000100000
101000         920 IND=0          000101000
102000         C*****          000102000
103000         C* 1500 READ(33,/) CONT,GAMMA,PROF,R,ESP,DL,RIGS,RIGR,CK,RPOS,RPOR          000103000
104000         C* IF(CONT.EQ.0) GO TO 1600          000104000
105000         C*****          000105000
106000         C* GAMMA = PESO VOLUMETRICO DEL SUELO EN (TON/M**3)          000106000
107000         C* PROF= PROFUNDIDAD AL EJE DEL TUNEL EN (M)          000107000
108000         C* R = RADIO DEL TUNEL EN (M)          000108000
109000         C* RI = MOMENTO DE INERCIA DEL RECUBRIMIENTO EN (M**4)          000109000
110000         C* RIGS = MODULO DE YOUNG DEL SUELO EN (TON/M**2)          000110000
111000         C* RIGR = MODULO DE YOUNG DEL RECUBRIMIENTO EN (TON/M**2)          000111000
112000         C* CK = COEFICIENTE DE PRESION LATERAL          000112000
113000         C* RPOR = RELACION DE POISSON DEL RECUBRIMIENTO          000113000
114000         C* RPOS = RELACION DE POISSON DEL SUELO          000114000
115000         C* ESPV = ESFUERZO VERTICAL TOTAL EN (TON/M**2)          000115000
116000         C* ESP = ESPESOR DE LA DOVELA EN ( M )          000116000
117000         C* DL = LONGITUD DE LA DOVELA EN ( M )          000117000

```

```

11800 C* ATR = AREA TRANSVERSAL DE LA DOVELA EN ( M**2.0 ) 00011800
11900 C***** 00011900
12000 ESFV=PROF*GAMMA 00012000
12100 RI=((ESP**3)*DL)/12 00012100
12200 ATR=ESP*DL 00012200
12300 WRITE(34,/) ESFV,RI,ATR 00012300
12400 C***** 00012400
12500 C* CALCULO DE LOS FACTORES DE RIGIDEZ RELATIVA 00012500
12600 C***** 00012600
12700 FC=(RIGS*R*(1.0-RPOS**2.0))/(RIGR*ATR*(1.0-RPOS**2)) 00012700
12800 FF=(RIGS*R**3*(1.0-RPOS**2))/(RIGR*RI*(1.0-RPOS**2)) 00012800
12900 YAUX=FC*FF*(1-RPOS) 00012900
13000 YAUXD=FC+FF*FC*FF*(1-RPOS) 00013000
13100 ACP=YAUX/YAUXD 00013100
13200 QAUX=(FF+6)*(1-RPOS) 00013200
13300 QAUXD=2*FF*(1-RPOS)+6*(5-6*RPOS) 00013300
13400 ADP=QAUX/QAUXD 00013400
13500 XM=(6+FF)*FC*(1.0-RPOS)+2*FF*RPOS 00013500
13600 XQ=3.0*FF+3.0*FC+2*FC*FF*(1.0-RPOS) 00013600
13700 BUP=XM/XQ 00013700
13800 ZM=FC*(1.0-RPOS) 00013800
13900 PPAUX=FC*(1-RPOS)+4*RPOS-6*BUP 00013900
14000 ZQ=2*(PPAUX-3*BUP*FC*(1-RPOS)) 00014000
14100 BDP=ZM/ZQ 00014100
14200 ADPP=BUP*BDP 00014200
14300 WRITE(34,/) FC,FF,ADP,ACP,BUP,BDP,ADPP 00014300
14400 C***** 00014400
14500 C* CALCULO DE LA CONFIGURACION DE ELEMENTOS MECANICOS Y DESPLAZAMIENTOS 00014500
14600 C* ALREDEDOR DEL TUNEL 00014600
14700 C***** 00014700
14800 C***** 00014800
14900 C* CONDICION DE DESLIZAMIENTO COMPLETO CONSIDERANDO LA SOLUCION DE 00014900
15000 C* RIGIDEZ RELATIVA 00015000
15100 C***** 00015100
15200 IND=1 00015200
15300 DO 910 J=1,N 00015300
15400 ZX=(PI*J)/180 00015400
15500 FDA=(COS(ZX))**2.0-(SIN(ZX))**2.0 00015500
15600 FDB=2*(COS(ZX)*SIN(ZX)) 00015600
15700 VA=(ESFV*R*(1+RPOS))/RIGS 00015700
15800 QU=((1-CK)*(5-6*RPOS)*ADP-(1-RPOS))*FDA 00015800
15900 PROD=-1.0 00015900
16000 DESPR=(0.5*(1+CK)*ACP-QU)*VA 00016000
16100 DESPR=(DESPR+100)*PROD 00016100
16200 DESPT=((0.5*(1-CK)*(5-6*RPOS)*ADP-(1-RPOS))*FDB)*VA 00016200
16300 DESPT=(DESP+100)*PROD 00016300
16400 X=(RMD+DESPR)*COS(ZX) 00016400
16500 Y=(RMD+DESPR)*SIN(ZX) 00016500
16600 WRITE(5,/) J,DESPR,IND 00016600
16700 WRITE(6,/) X,Y,IND 00016700
16800 X=(RMD+DESP)*COS(ZX) 00016800
16900 Y=(RMD+DESP)*SIN(ZX) 00016900
17000 WRITE(7,/) J,DESP,IND 00017000
17100 WRITE(8,/) X,Y,IND 00017100
17200 EM=(0.5*(1-CK)*(1-2*ADP)*FDA)*(ESFV*R**2.0) 00017200
17300 X=(RMM+EM)*COS(ZX) 00017300
17400 Y=(RMM+EM)*SIN(ZX) 00017400
17500 WRITE(1,/) J,EM,IND 00017500
17600 WRITE(2,/) X,Y,IND 00017600
17700 AUX=0.5*ESFV*(1+CK)*(1-ACP) 00017700

```

```

17800 ESFR=AUX-(0.5*ESFV*(1-CK)*(3-6*ADP))*FDA
17900 X=(RME+ESFR)*COS(ZX)
18000 Y=(RME+ESFR)*SIN(ZX)
18100 WRITE(3,/) J,ESFR,IND
18200 WRITE(4,/) X,Y,IND
18300 XAUX=0.5*(1-CK)*(1-ADP)*FDA
18400 FTAN=(0.5*(1+CK)*(1-ACP)+XAUX)*ESFV*R
18500 X=(RMF+FTAN)*COS(ZX)
18600 Y=(RMF+FTAN)*SIN(ZX)
18700 WRITE(9,/) J,FTAN,IND
18800 WRITE(10,/) X,Y,IND
18900 910 IND=0
19000 C*****
19100 C* CONDICION DE DESLIZAMIENTO NULO TOMANDO EN CUENTA LA INTERACION
19200 C* SUELO-REVESTIMIENTO
19300 C*****
19400 IND=1
19500 DO 950 IJ=1,N
19600 ZX=(PI*IJ)/180
19700 FDA=(COS(ZX))*2.0-(SIN(ZX))*2.0
19800 FDB=2*(COS(ZX)*SIN(ZX))
19900 QX=3.0*(1-RPOS)*RIGS*R**3.0
20000 QY=(3.0+RPOS)*RIGS*R**3.0
20100 QZ=2.0*(6.0*RIGR*RI-CK)*ESFV*R**3.0
20200 XZ=(1.0+RPOS)*(3.0-RPOS)
20300 ALFAUM=(QX/(QY+QZ*XZ))*PROD
20400 ALFAU=0.5*(ALFAUM-1.0)
20500 QZZ=2.0*(6.0*RIGR*RI-ESFV*R**3.0)
20600 ALFADM=(QX/(QY+QZZ*XZ))*PROD
20700 ALFAD=0.5*(ALFADM-1.0)
20800 RZ=(RIGR/RIGS)*(RI/R)*FDA
20900 RY=(ESFV*ALFADM-ESFV*CK*ALFAUM)
21000 RX=((1.0+RPOS)*(3.0-RPOS))/(1.0-RPOS)
21100 AM=(RZ*RY*RX)*PROD
21200 VB=CK*ESFV*ALFAUM-ESFV*ALFADM
21300 VC=((1+RPOS)/(1-RPOS))*(R/2*RIGS)
21400 DESPR=2*FDA*VB*VC*(1-(RPOS/3.0))-1)
21500 DESPT=FDB*VB*VC*(1-(RPOS/3.0))
21600 X=(RMD+DESPR)*COS(ZX)
21700 Y=(RMD+DESPR)*SIN(ZX)
21800 WRITE(17,/) IJ,DESPR,IND
21900 WRITE(18,/) X,Y,IND
22000 X=(RMD+DESPR)*COS(ZX)
22100 Y=(RMD+DESPR)*SIN(ZX)
22200 WRITE(19,/) IJ,DESPR,IND
22300 WRITE(20,/) X,Y,IND
22400 X=(RMM+AM)*COS(ZX)
22500 Y=(RMM+AM)*SIN(ZX)
22600 WRITE(11,/) IJ,AM,IND
22700 WRITE(12,/) X,Y,IND
22800 RQA=(ESFV*CK+ESFV)/2.0
22900 ESFR=RQA+(FDA/(1-RPOS))*VB+(FDA/2.0)*(ESFV*CK-ESFV)
23000 X=(ESFR+RME)*COS(ZX)
23100 Y=(ESFR+RME)*SIN(ZX)
23200 WRITE(13,/) IJ,ESFR,IND
23300 WRITE(14,/) X,Y,IND
23400 ESFT=(ESFV*CK*ALFAU-ESFV*ALFAD)*FDB
23500 X=(ESFT+RME)*COS(ZX)
23600 Y=(ESFT+RME)*SIN(ZX)
23700 WRITE(15,/) IJ,ESFT,IND

```

```

00017800
00017900
00018000
00018100
00018200
00018300
00018400
00018500
00018600
00018700
00018800
00018900
00019000
00019100
00019200
00019300
00019400
00019500
00019600
00019700
00019800
00019900
00020000
00020100
00020200
00020300
00020400
00020500
00020600
00020700
00020800
00020900
00021000
00021100
00021200
00021300
00021400
00021500
00021600
00021700
00021800
00021900
00022000
00022100
00022200
00022300
00022400
00022500
00022600
00022700
00022800
00022900
00023000
00023100
00023200
00023300
00023400
00023500
00023600
00023700

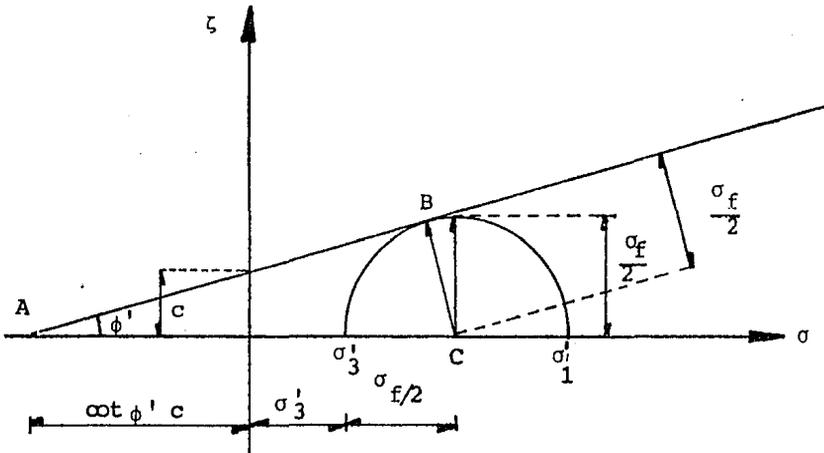
```

23800
23900
24000
24100
24200
24300
24400
24500
24600
24700
24800
24900
25000
25100
25200
25300
25400
25500
25600
25700
25800
25900
26000
26100
26200
26300
26400
26500
26600
26700
26800
26900
27000
27100
27200
27300
27400
27500
27600
27700
27800
27900
28000
28100
28200
28300
28400
28500
28600
28700
28800
28900
29000
29100
29200
29300
29400
29500
29600
29700

```
WRITE(16,/) X,Y,IND
950 IND=0
*****
CC* *****
CC* CONDICION DE DESLIZAMIENTO NULO CONSIDERANDO LA SOLUCION DE
CC* RIGIDEZ RELATIVA
C*****
IND=1
DO 1000 KI=1,N
ZX=(PI*KI)/180
FDA=(COS(ZX))*2.0-(SIN(ZX))*2.0
FDB=2*(COS(ZX)+SIN(ZX))
VD=(ESFV*R*(1+RPOS))/RIGS
QUUE=(0.5*(1-CK)*(4*(1-RPOS)+BDP-2*ADPP))*FDA
DESPR=(0.5*(1-CK)*ACP+QUUE)*VD
DESPR=(DESPR+100)*PROD
DESPT=((1-0*(1-CK))*ADPP+(1-2*RPOS)*BDP)*FDB*VD
DESPT=(DESPR+100)*PROD
X=(RMD+DESPR)*COS(ZX)
Y=(RMD+DESPR)*SIN(ZX)
WRITE(27,/) KI,DESPR,IND
WRITE(28,/) X,Y,IND
X=(RMD+DESPR)*COS(ZX)
Y=(RMD+DESPR)*SIN(ZX)
WRITE(29,/) KI,DESPR,IND
WRITE(30,/) X,Y,IND
XXU=0.25*(1-CK)*(1-2*ADPP+2*BDP)
EMN=XXU+FDA*(ESFV*R**2.0)
X=(RMM+EMN)*COS(ZX)
Y=(RMM+EMN)*SIN(ZX)
WRITE(21,/) KI,EMN,IND
WRITE(22,/) X,Y,IND
VAUX=0.5*ESFV*(1+CK)*(1-ACP)
ZZAUX=0.5*ESFV*(1.0-CK)*(1.0-6*ADPP+4*BDP)
IF(ZZAUX.GT.0.0) GO TO 2000
ESFR=VAUX+ZZAUX*FDA
GO TO 2100
2000 ESFR=VAUX-ZZAUX*FDA
2100 X=(RME+ESFR)*COS(ZX)
Y=(RME+ESFR)*SIN(ZX)
WRITE(23,/) KI,ESFR,IND
WRITE(24,/) X,Y,IND
ESFT=0.5*ESFV*(1-CK)*(1+5*ADPP-2*BDP)*FDB
X=(RME+ESFT)*COS(ZX)
Y=(RME+ESFT)*SIN(ZX)
WRITE(25,/) KI,ESFT,IND
WRITE(26,/) X,Y,IND
XAUX=0.5*(1-CK)*(1+2*ADPP)*FDA
FTAN=(0.5*(1+CK)*(1-ACP)+XAUX)*ESFV*R
X=(RMF+FTAN)*COS(ZX)
Y=(RMF+FTAN)*SIN(ZX)
WRITE(31,/) KI,FTAN,IND
WRITE(32,/) X,Y,IND
1000 IND=0
GO TO 1500
1600 LOCK 1
LOCK 2
LOCK 3
LOCK 4
LOCK 5
LOCK 6
```

00023800
00023900
00024000
00024100
00024200
00024300
00024400
00024500
00024600
00024700
00024800
00024900
00025000
00025100
00025200
00025300
00025400
00025500
00025600
00025700
00025800
00025900
00026000
00026100
00026200
00026300
00026400
00026500
00026600
00026700
00026800
00026900
00027000
00027100
00027200
00027300
00027400
00027500
00027600
00027700
00027800
00027900
00028000
00028100
00028200
00028300
00028400
00028500
00028600
00028700
00028800
00028900
00029000
00029100
00029200
00029300
00029400
00029500
00029600
00029700

A N E X O II



Consideremos el triángulo ABC:

$$\frac{\sigma_f}{2 \operatorname{sen} \phi'} = \cot \phi' c + \sigma_3' + \frac{\sigma_f}{2}$$

Simplificando :

$$\frac{\sigma_f}{2 \operatorname{sen} \phi'} = \frac{2 c \cot \phi' + 2\sigma_3' + \sigma_f}{2}$$

$$\frac{\sigma_f}{\operatorname{sen} \phi'} = 2 c \cot \phi' + 2\sigma_3' + \sigma_f$$

Multiplicando por $\operatorname{sen} \phi'$ ambos miembros

$$\sigma_f = [2c \cot \phi' + 2\sigma_3' + \sigma_f] \operatorname{sen} \phi'$$

desarrollando el 2o. miembro

$$\sigma_f = \left[2c \left[\frac{\cos \phi'}{\sin \phi'} \right] \right] \sin \phi' + 2\sigma_3' \sin \phi' + \sigma_f \sin \phi'$$

despejando σ_f :

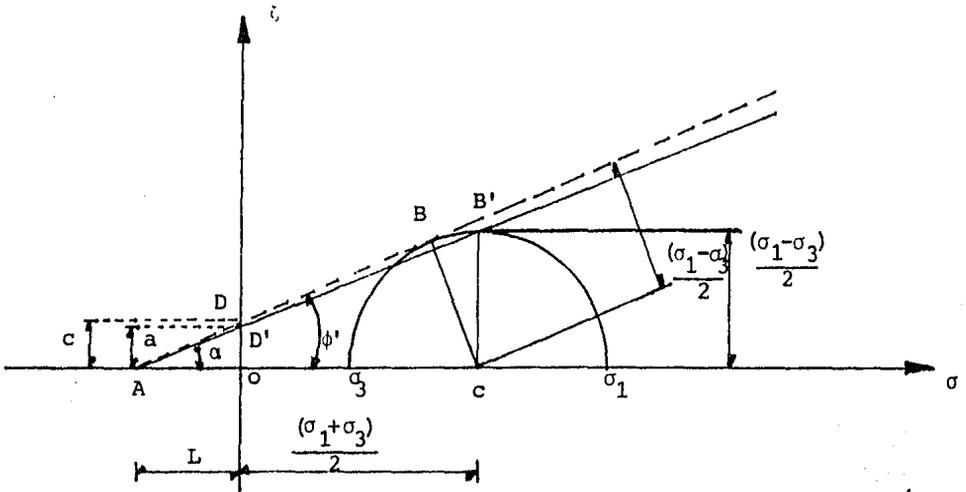
$$\sigma_f - \sigma_f \sin \phi' = 2c \cos \phi' + 2\sigma_3' \sin \phi'$$

factorizando:

$$(1 - \sin \phi') \sigma_f = 2c \cos \phi' + 2\sigma_3' \sin \phi'$$

quedándonos finalmente

$$\sigma_f = \frac{2c \cos \phi' + 2\sigma_3' \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$



a) Sea el triángulo ABC :

$$\text{sen } \phi' = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} \quad (1)$$

considerando ahora el triángulo AB'C :

$$\tan \alpha = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} \quad (2)$$

igualando (1) y (2) :

$$\text{sen } \phi' = \tan \alpha \quad (3)$$

b) Sean el triángulo ADO:

$$\tan \phi' = \frac{C}{L} \quad L = \frac{C}{\tan \phi'} \quad (4)$$

considerando ahora el triángulo AD'O:

$$\tan \alpha = \frac{a}{L} \quad L = \frac{a}{\tan \alpha} \quad (5)$$

Igualando (4) y (5) y considerando (3) :

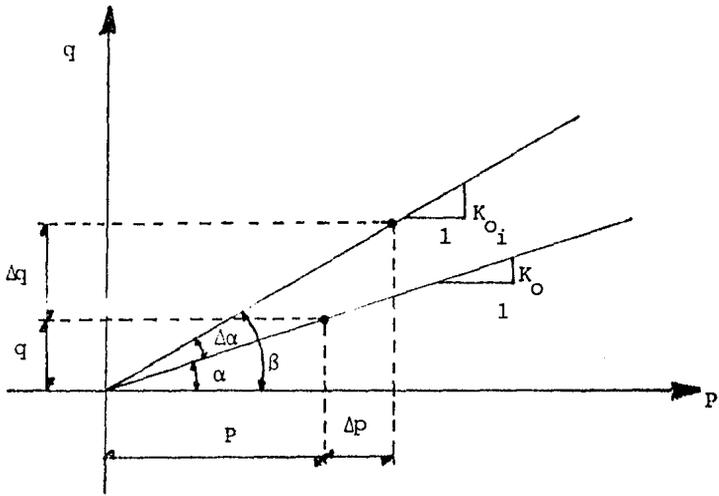
$$\frac{C}{\tan \phi'} = \frac{a}{\tan \alpha}$$

pero $\tan \alpha = \sin \phi$

$$C \cos \phi' = a$$

simplificando:

$$C = \frac{a}{\cos \phi'}$$



De la figura:

$$\tan \beta = \tan (\alpha + \Delta \alpha) = K_{O_i} \quad (1)$$

$$\tan \alpha = \tan (\beta - \Delta \alpha) = K_O \quad (2)$$

Utilizando identidades trigonométricas

$$\tan (\alpha + \Delta \alpha) = \frac{\tan \alpha + \tan \Delta \alpha}{1 - \tan \alpha \tan \Delta \alpha} = K_{O_i}$$

$$\tan \alpha + \tan \Delta \alpha = K_{O_i} - K_{O_i} \tan \alpha \tan \Delta \alpha$$

despejando $\tan \Delta \alpha$

$$\Delta K_{O_i} = \tan \Delta \alpha = \frac{K_{O_i} - \tan \alpha}{1 + K_{O_i} \tan \alpha} \quad (3)$$

Por otro lado, sabemos que:

$$\frac{q}{p'} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} = \frac{1 - \sigma_3'/\sigma_1'}{1 + \sigma_3'/\sigma_1'} = \frac{1 - K_O}{1 + K_O}$$

$$K_O = \frac{1 - q/p'}{1 + q/p'}$$

en forma general:

$$K_{O_i} = \frac{1 - \left(\frac{q + \Delta q}{p' + \Delta p'}\right)}{1 + \left(\frac{q + \Delta q}{p' + \Delta p'}\right)} \quad (4)$$

Quedándonos que la variación de K_O sería:

$$K_{O_i} = K_O + \Delta K_{O_i} \quad \forall_i = 1, 2, \dots, n$$

$$\Delta K_{O_i} = \frac{\left[K_{O_i} - K_O \right]}{\left[1 + K_{O_i} K_O \right]}$$

$$K_{O_i} = \frac{\left[1 - \frac{q + \Delta q}{p' + \Delta p'} \right]}{\left[1 + \frac{q + \Delta q}{p' + \Delta p'} \right]} = \frac{\left[1 - \frac{q}{p'_i} \right]}{\left[1 + \frac{q}{p'_i} \right]}$$

Quedando finalmente que:

$$K_{O_i} = K_O + \frac{\left[\frac{1 - \frac{q}{p'_i}}{1 + \frac{q}{p'_i}} \right] - K_O}{1 + \left[\frac{1 - \frac{q}{p'_i}}{1 + \frac{q}{p'_i}} \right]} K_O$$