



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

135  
ZED

FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS DE LOS MOVIMIENTOS EN EL TERRENO  
POR EXCAVACIONES PROFUNDAS  
EN LA CIUDAD DE MEXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

RICARDO RODRIGUEZ SEGURA

México, D. F.,

1995

FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-061-93

Señor:  
RODRIGUEZ SEGURA RICARDO  
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ANALISIS DE LOS MOVIMIENTOS EN EL TERRENO POR EXCAVACIONES  
PROFUNDAS EN LA CIUDAD DE MEXICO"**

- I .- INTRODUCCION
- II .- METODOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES EXISTENTES
- III .- EMPLEO DEL METODO DEL ELEMENTO FINITO PARA ESTIMAR MOVIMIENTOS
- IV .- ANALISIS PARAMETRICO
- V .- CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 30 de abril de 1993.  
EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

*JMCS* JMCS/RCR\*nl1

*Un paso importante, a ti padre*

*Un logro, a ti madre*

*Una realidad, a mis hermanos*

*Un sueño, confianza y esperanza; no  
reescribiendo, haciendo una verdadera  
historia, a ti Yaucalli*

*A un México que debemos cambiar*

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco ampliamente al M. en I. Roberto Magaña del Toro por su atinada dirección durante el desarrollo del presente trabajo, por compartir sus conocimientos académicos y por revisar pacientemente el texto.

Mi gratitud al Dr. Miguel P. Romo por su paciencia, interés y atinados consejos durante el desarrollo del trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por la beca recibida durante la realización de esta tesis.

A todos mis amigos, compañeros y al personal de la sección de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM, que de alguna manera contribuyeron a la realización de la tesis.

# CONTENIDO

	Pág
<b>1. INTRODUCCION</b>	<b>4</b>
1.1 Generalidades	5
1.2 Objetivos	6
<b>2. METODOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES EXISTENTES</b>	<b>8</b>
2.1 Construcción de excavaciones	9
2.2 Presión lateral de tierras en excavaciones apuntaladas	10
2.2.1 Teoría de Rankine	11
2.2.2 Espiral logarítmica	15
2.2.3 Envolventes de presión de Peck	17
a) Excavación en arena	17
b) Excavación en arcillas blandas a medias	18
c) Excavación en arcillas rígidas	18
2.2.4 Envolventes de presión de Tschebotarioff	18
2.3 Diseño de los componentes de un sistema de apoyo (apuntalamiento)	19
2.3.1 Puntales	19
2.3.2 Muros	21
2.4 Estabilidad de la excavación	22
2.4.1 Levantamiento del fondo	25
a) Según Terzaghi	26
b) Según Bjerrum y Eide	27
2.4.2 Falla del fondo por subpresión	30
2.4.3 Falla por empotramiento de la pata del muro	30
2.4.4 Número de estabilidad, $N_b$	32
a) Excavaciones en arcillas con $N_b \leq 4$	33
b) Excavaciones en arcillas con $N_b > 4$	34
2.5 Movimientos en el terreno	34
2.6 Métodos experimentales	35
a) Programa de instrumentación	36
b) Diseño de la instrumentación	36
2.6.1 Dispositivos para medir presión de poro	37
2.6.1.1 Piezómetro de tubo vertical	37
2.6.1.2 Piezómetro abierto en perforación previa	38
2.6.1.3 Piezómetro neumático	38
2.6.1.4 Métodos de registro de datos	40
2.6.2 Dispositivos para medir presiones totales	41
2.6.2.1 Celda de presión eléctrica para tierra	41

2.6.2.2	Celda hidráulica de carga	42
2.6.2.3	Celda de presión tipo Carlson	43
2.6.2.4	Vida útil y confiabilidad de las celdas de presión	43
2.6.3	Instrumentos para medir movimientos de masas de tierra	44
2.6.3.1	Referencias superficiales	44
a)	Testigo superficial	45
b)	Testigo en muros	45
2.6.3.2	Puntos de referencia subterráneos	46
2.6.3.3	Bancos de nivel	46
2.6.3.4	Banco de nivel profundo	47
2.6.4	Detectores de superficies de deslizamiento	48
2.6.4.1	Deflectómetros	48
2.6.4.2	Inclinómetro	49
2.6.4.3	Banco de nivel flotante	50
2.6.4.4	Vida útil y confiabilidad de los instrumentos para medir desplazamientos	51
<b>3.</b>	<b>EMPLEO DEL METODO DEL ELEMENTO FINITO PARA ESTIMAR MOVIMIENTOS</b>	<b>53</b>
3.1	Principios básicos	53
3.2	Aplicación del método del elemento finito en excavaciones profundas	62
3.2.1	Características del programa utilizado	63
3.2.2	Caso historia analizado	66
a)	Descripción del problema	66
b)	Modelación numérica	69
c)	Comparación entre desplazamientos medidos y calculados	75
<b>4.</b>	<b>ANÁLISIS PARAMETRICO</b>	<b>80</b>
4.1	Antecedentes	81
4.2	Desplazamientos del terreno en las cercanías de la excavación	82
4.2.1	Desplazamientos a corto plazo	82
4.2.2	Desplazamientos a largo plazo	84
4.3	Tipos de daños	85
4.4	Análisis paramétrico de elemento finito	85
4.4.1	Efecto de la distribución de la carga	90
4.4.2	Efecto de la relación empuje de tierras/reacción de puntales	92
4.4.3	Efecto de la resistencia al corte	94
4.4.4	Efecto de la profundidad de excavación	96
4.4.5	Efecto de la separación entre puntales	98
4.5	Patrones de comportamiento de excavaciones - elemento finito	99

4.6	Análisis de sensibilidad	114
4.6.1	Influencia de la relación empuje de tierras/reacción de puntales	114
4.7	Influencia de parámetros específicos	115
4.7.1	Influencia de la resistencia al corte	116
4.7.2	Influencia de la profundidad de excavación	117
4.7.3	Influencia de la rigidez del muro y separación de puntales	118
4.8	Relación entre el desplazamiento vertical máximo y el desplazamiento lateral máximo del muro	119
4.9	Relación entre el factor de seguridad contra falla de fondo y el desplazamiento vertical máximo del terreno	120
4.10	Método simplificado de predicción	121
4.11	Ejemplo de aplicación del método propuesto	122
4.12	Momentos flexionantes	123
<b>5.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>132</b>
	<b>REFERENCIAS</b>	<b>136</b>

## CAPITULO 1

### INTRODUCCION

El crecimiento de la Ciudad de México ha generado la ingente necesidad de construir una infraestructura de transporte sea de pasajeros, sea de aguas potable o negra. Estas obras (metro, drenes, colectores, interceptores, etc...) han sido alojadas en excavaciones superficiales o profundas, con métodos constructivos cuyas variantes inciden en su inestabilidad potencial.

Algunas veces los trabajos de construcción requieren excavaciones en el terreno con caras verticales. Las caras verticales de los cortes necesitan ser protegidas por sistema de apoyo lateral (apuntalamiento), el cual, contempla la instalación de un muro de sostenimiento (muro Milán) así como la colocación de puntales a diferentes alturas. Es práctica común, por haber resultado empíricamente benéfica, precargar los puntales de la excavación.

Una excavación de este tipo se conoce como entibamiento, ademado, o simplemente excavación apuntalada. Tradicionalmente, en el proceso de diseño de una excavación apuntalada no se estiman los movimientos del terreno aledaño a la construcción, estos se infieren del cálculo del movimiento

en el fondo de la excavación. Peck (1969), fue uno de los primeros que hizo hincapié en este problema y presentó datos de los asentamientos en la superficie del terreno que ocurren como resultado de excavaciones en arcillas soportadas por un sistema de apuntalamiento. Desde 1969, se ha obtenido más información de los factores que afectan los movimientos del terreno circundante provocados por una excavación apuntalada en arcillas. A la fecha, todos los trabajos han sido enfocados al estudio de los asentamientos superficiales y a los movimientos laterales de las paredes de contención. Esto probablemente refleja el hecho de que estos dos parámetros son los más comunes y únicos medidos en el campo y así, existe una base de datos de ellos.

Recientemente, el gran desarrollo en la computación ha permitido que muchas teorías de análisis puedan aplicarse a las condiciones prácticas. Esta aplicación se efectúa mediante el uso de nomogramas o manuales de diseño. Además, por el amplio uso de la computadora, la tendencia es a utilizarlas directamente en los nuevos métodos de diseño, con diversas modalidades como análisis empleando capas múltiples o mediante elementos finitos. De esta manera se utilizan, cada vez con mayor frecuencia, los modelos de simulación para el diseño de excavaciones.

## 1.1 Generalidades

Uno de los aspectos fundamentales en la excavación de suelos blandos es el procedimiento constructivo empleado, ya que de él depende en gran medida su comportamiento, durante y después de la construcción e inclusive hasta puede provocar condiciones de falla. Consecuentemente, en el análisis de este tipo de obras es preciso que se incluya de manera específica, además de las características geotécnicas y geométricas, los procedimientos constructivos que se utilizarán.

Actualmente, este factor y otros parámetros que influyen en los movimientos del terreno circundante a la excavación y en su estabilidad no se toman en cuenta de manera concreta, sino que se utilizan reglas empíricas relativamente burdas que proporcionan un bajo nivel de aproximación. Una manera de hacer más formal este tipo de análisis, es aprovechar la información obtenida de movimientos del terreno circundante mediante la instalación de aparatos de medición, los cuales proporcionan información valiosa que ayuda a entender el problema. El análisis detallado de casos específicos bien documentados utilizando técnicas numéricas como el método del elemento finito permiten establecer procedimientos de análisis sencillos y confiables para el diseño de excavaciones apuntaladas como las que se realizan en la ciudad de México para la construcción de cimentaciones profundas y para las líneas del sistema de transporte colectivo (metro).

Sin embargo, un análisis de este tipo es generalmente complicado por los siguientes cuatro aspectos. 1) La frontera del dominio de análisis cambia continuamente; es decir, el suelo en el fondo de la excavación va siendo removido continuamente a medida que avanza la obra. 2) Durante el proceso de excavación, otros elementos estructurales (muro de retención, puntales) se instalan para garantizar la seguridad local y global de la excavación de tal manera que una gran variedad y un gran número de elementos que no necesariamente son de tierra intervienen en el análisis de las excavaciones. 3) El ambiente de excavación dista de ser aislado. Una excavación abierta puede efectuarse en un sitio donde a su alrededor se encuentran edificios. Así, el análisis

de una excavación puede involucrar una o varias estructuras vecinas. 4) Por último, pero no menos importante, el comportamiento de los suelos durante el proceso constructivo es muy complicado. La trayectoria de los esfuerzos suele ser diferente de aquella bajo las condiciones de carga de servicio; es decir, durante la excavación se presenta un estado de esfuerzos de extensión. Zonas de tensión y por consiguiente agrietamiento pueden encontrarse. Además si la excavación es temporal, se adopta un factor de seguridad relativamente bajo, por lo que pueden presentarse zonas de fluencia en donde el suelo tiene un comportamiento plástico. Si las zonas de fluencia son limitadas la estabilidad global podría no ser amenazada a pesar de que existe la posibilidad de que ocurran movimientos excesivos del terreno circundante a la excavación.

## 1.2 Objetivos

La capacidad de predicción de esfuerzos y desplazamientos con el método del elemento finito, ha sido ampliamente demostrada en un número considerable de aplicaciones a diversos tipos de obras civiles. Por ello en este trabajo se pretende utilizar la técnica del elemento finito para la determinación de esfuerzos y desplazamientos causados por un proceso de excavación. Tal simulación arrojará resultados que permitirán detectar tendencias en el comportamiento de las excavaciones y con ellas establecer un método de diseño basado en la estimación del asentamiento máximo del terreno detrás del muro de sostenimiento.

Partiendo de las mediciones efectuadas en las excavaciones de las celdas 1 y 2 del cruce de la línea 8 con la 9 del metro en la ciudad de México, se realiza un análisis paramétrico que permita establecer la influencia que tienen en el comportamiento de una excavación factores como: 1) Profundidad de excavación, 2) geometría de la excavación (relación profundidad-ancho de excavación), 4) espaciamiento de puntales, 5) magnitud de la precarga, 6) resistencia y rigidez del suelo, y 7) estratificación del suelo.

La evaluación de los movimientos del terreno alrededor a una excavación es importante en zonas urbanas para calcular las distorsiones angulares que se inducen a estructuras adyacentes y así estimar los daños que potencialmente se les induciría. Por ello, a partir del conocimiento de la geometría, del empuje en reposo, y de las condiciones del suelo se propone un procedimiento sencillo que permite evaluar los movimientos en el terreno, por el efecto del proceso constructivo de la excavación.

Como es tradicional en ingeniería, no se pretende establecer un método de diseño que proporcione resultados absolutos, es decir, que el método estará ponderado a las condiciones imperantes para cada caso, como lo son: proceso constructivo, condiciones geotécnicas y geométricas, aspectos técnicos, etc. De esta forma, la experiencia y el criterio del ingeniero diseñador serán factores fundamentales en los resultados obtenidos por medio de este método propuesto.

Con la finalidad de cumplir con estos planes, este trabajo se dividió en cinco capítulos, destinando el primero de ellos a la introducción.

El capítulo 2 presenta algunos de los principales criterios de diseño de excavaciones utilizados en México, así como los métodos experimentales que se utilizan para el control y seguimiento de dichas obras. Cabe mencionar que únicamente se apuntan los conceptos fundamentales, dejando al lector la consulta de los detalles en las referencias correspondientes.

En el tercer capítulo se expondrán las bases teóricas del método del elemento finito, haciendo hincapié que éste resulta una herramienta de gran utilidad para aplicarse en el análisis de estructuras civiles y que en este caso se trata de excavaciones profundas. Asimismo, se detalla la aplicación del método del elemento para estimar los movimientos en el terreno inducidos por la excavación de la celda 2 en el cruce de la línea 8 con la 9 del sistema de transporte colectivo (metro). Para ello se emplean los datos monitoreados con inclinómetros instalados cerca de la excavación. Además, se comenta el programa de computadora utilizado y las características de éste; mencionando las consideraciones hechas para tal simulación y los resultados obtenidos de ésta, ilustrando mediante gráficas los resultados obtenidos.

En base a los resultados obtenidos en la simulación del caso historia, en el capítulo 4 se realiza un análisis paramétrico así como el procedimiento que se siguió para generalizar estos resultados por medio de normalizaciones. También se incluye en éste la descripción del método de diseño propuesto. Para finalizar, el capítulo 5 se destinó a la presentación de las conclusiones surgidas durante el desarrollo del presente trabajo.

## **CAPITULO 2**

### **METODOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES EXISTENTES**

La realización de excavaciones profundas con caras verticales y que requieren de un sistema de apoyo lateral (apuntalamiento) en el subsuelo de la ciudad de México, en especial, en la zona de lago y transición se ejecutan con mayor frecuencia.

Los métodos que se emplean actualmente para diseñar este tipo de obras son bastantes escuetos y proporcionan un bajo nivel de aproximación. Estos métodos se pueden clasificar en:

- a) Criterios empíricos que no usan pruebas de resistencia del suelo. El diseño de excavaciones se basa en la experiencia del ingeniero constructor, el cual, decide la longitud de avance de la excavación y la precarga que deberá aplicarse a los puntales basándose en construcciones semejantes ejecutadas con anterioridad en la misma zona.

- b) Métodos empíricos que usan pruebas de resistencia del suelo. Las pruebas son generalmente del tipo UU (no consolidadas-no drenadas). También se usan mediciones realizadas por inclinómetros, los cuales, corroboran la aplicación de un procedimiento constructivo.
- c) Métodos semiempíricos. Se basan en la hipótesis de que los suelos siguen la ley de resistencia expresada por la ecuación

$$\tau = s = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

Además se considera que la falla se alcanza cuando en el suelo se desarrolla un estado plástico. Estos criterios son la base para el desarrollo de los métodos racionales de diseño y quedan comprendidos en esta clasificación, por la necesidad de determinar experimentalmente las características mecánicas de los suelos.

## 2.1 Construcción de excavaciones

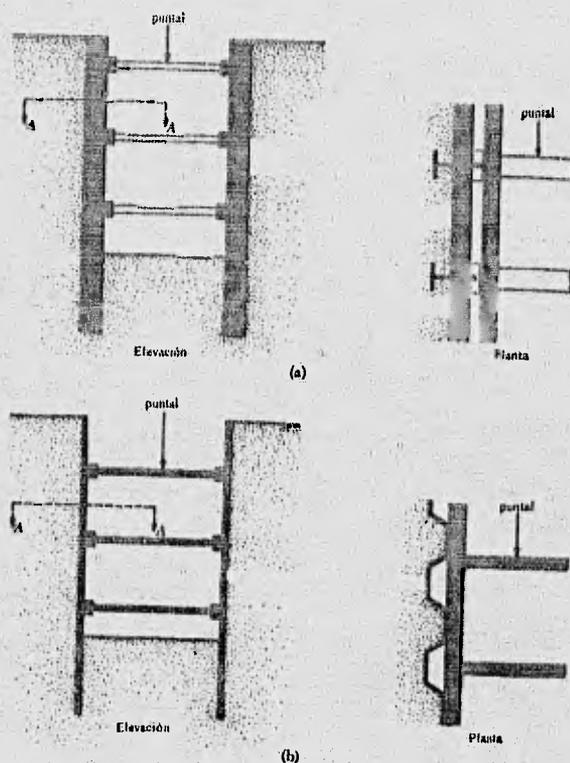


Fig 2.1 Tipos de excavaciones apuntaladas

Un requerimiento legal para una nueva construcción en una área desarrollada, como la ciudad de México, es el proteger las edificaciones colindantes existentes de los efectos de la excavación realizada para cualquier profundidad que esta sea; el efectuar una excavación puede causar la pérdida de capacidad de carga, asentamientos, o movimientos laterales de las edificaciones existentes. Una nueva construcción puede incluir trabajos de corte y protección cuando el sistema de transporte público o las instalaciones de utilidad pública (agua, drenaje, etc) son instalados por

debajo del terreno y la profundidad de excavación no es suficiente para realizar operaciones de tunelaje. Esta construcción puede incluir la realización de una excavación desde uno hasta quince metros o más por debajo de la superficie del terreno para alojar una cimentación o para permitir la construcción de uno a tres o más sótanos y subsótanos.

Este tipo de trabajos requiere la instalación de algunos sistemas que han demostrado la bondad de su procedimiento constructivo. Estos sistemas contemplan la realización de cortes con caras verticales o casi verticales. Las caras verticales necesitan ser protegidas por un sistema de apoyo integrado por un muro de retención y elementos de soporte lateral (puntales) colocados a diferentes profundidades. En su conjunto el sistema de apoyo se denomina apuntalamiento.

La fig 2.1 ilustra dos tipos de excavaciones apuntaladas usados comúnmente en los trabajos de construcción. El procedimiento constructivo consiste en instalar el muro de sostenimiento (muro Milán) previo a la excavación, la cual se lleva a cabo utilizando un talud de avance o cabecero. La excavación se realiza por etapas de construcción. El número de niveles de apuntalamiento necesarios y las profundidades máximas de cada etapa de excavación previa a la instalación de los puntales, se determina verificando que el factor de seguridad en cada etapa sea mayor que la unidad, en caso contrario, será necesario agregar niveles de apuntalamiento o aumentar la longitud de empotramiento del muro.

## **2.2 Presión lateral de tierras en excavaciones apuntaladas**

El cálculo de la presión de tierras sobre elementos de soporte se realiza en base a dos teorías fundamentales: Rankine y Coulomb. Estas teorías suponen que: 1) El muro puede desplazarse por giro o deslizamiento por cualquiera de sus aristas en una distancia suficiente como para que se alcance a desarrollar un estado de equilibrio plástico. 2) La presión de poro es despreciable; y 3) las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y pueden determinarse con exactitud.

Las teorías de Rankine y Coulomb fueron elaboradas para muros de retención y no toman en cuenta las restricciones que impone el proceso constructivo de una excavación apuntalada. La fig 2.2 muestra la deformación para un muro de retención y un muro apuntalado. Se observa que la deformación del muro de retención es sobre su arista superior y que esta disminuye con la profundidad de excavación. En contraste, el muro apuntalado presenta una deformación diferente. En este caso, la deformación del muro se incrementa gradualmente con la profundidad de excavación. La variación de la deformación llega a ser dependiente de diversos factores como lo son: el tipo de suelo, la profundidad de excavación y del proceso constructivo.

Al colocar el primer nivel de puntales (fig 2.2), la excavación realizada es todavía tan insignificante que la alteración del estado de esfuerzo del suelo es prácticamente nula, es decir, que estos puntales se instalan antes de que éste experimente alguna expansión. A medida que la excavación avanza hasta el segundo nivel de puntales, la rigidez del primer nivel de puntales impide toda deformación del suelo adyacente situado en la superficie a pesar de que el muro está sujeto a la acción del empuje. Pero, a su vez, bajo el efecto de este empuje, con la profundidad,

el muro se desplaza hacia adentro, lo que nos indica que la colocación del segundo nivel de puntales va precedida de una expansión. Con la profundización de la excavación, la deformación que precede la colocación de nuevos puntales aumenta debido a que la altura de las caras verticales del corte crece.

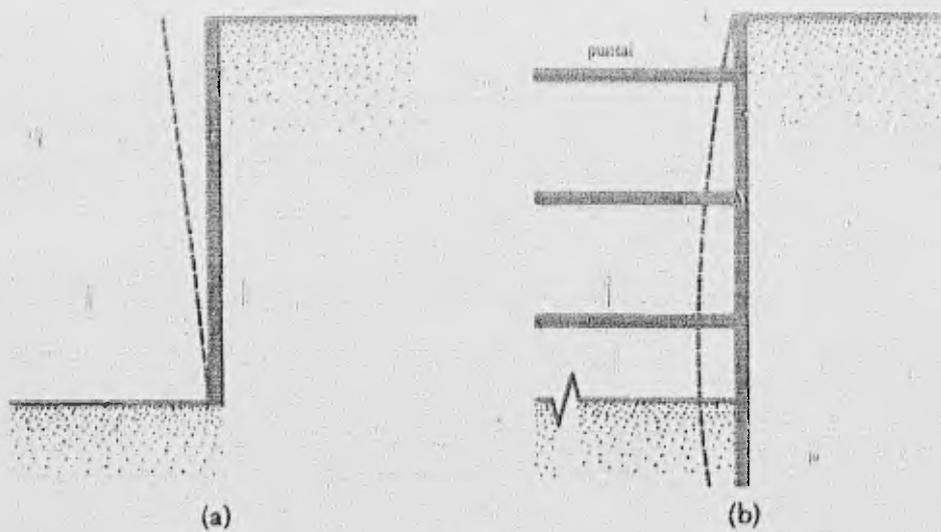


Fig 2.2 Deformación natural de muros: (a) muro de retención; (b) muro apuntalado

En la descripción de las teorías que se emplean para calcular los elementos que integran una excavación apuntalada, se empleará el término de "cohesión" como resistencia de los suelos blandos o cohesivos, a pesar de que está bastante bien establecido que la resistencia de estos suelos tiene esencialmente el mismo origen que los suelos granulares (ref 7).

### 2.2.1 Teoría de Rankine

Por simplicidad, Rankine asume que no existe fricción entre el contacto muro-suelo, que la superficie del suelo es horizontal y que el paramento del muro es vertical; además establece que la falla es alcanzada cuando el círculo de Mohr toca la envolvente de falla. La condición de empuje activo ocurre cuando el muro es desplazado una magnitud suficiente para desarrollar un estado de equilibrio plástico en el suelo.

Si la tendencia de un muro es a desplazarse hacia afuera una distancia  $\Delta x$ , como se indica en la fig 2.3a, la presión del suelo sobre el muro, al aumentar la profundidad de excavación, disminuye. Si no existe fricción en el contacto muro-suelo, el esfuerzo horizontal,  $\sigma_h$ , a una profundidad  $z$  puede ser igual a  $K_0 \sigma_v$  ( $= K_0 \gamma z$ ) cuando  $\Delta x$  es igual a cero. Sin embargo, con  $\Delta x > 0$ ,  $\sigma_h$  puede ser menor que  $K_0 \sigma_v$ .

Los círculos de Mohr correspondientes al desplazamiento del muro de  $\Delta x = 0$  y  $\Delta x > 0$  son indicados como los círculos a y b, respectivamente, en la fig 2.3b. Si el desplazamiento del muro,

$\Delta x$ , continúa incrementándose, es decir, el esfuerzo horizontal disminuye, manteniéndose el vertical constante; el círculo de Mohr correspondiente llega a tocar la envolvente de falla de Mohr-Coulomb definida por la ecuación

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

Este círculo es marcado con la letra *c* en la fig 2.3b. Esto representa la condición de falla en la masa de suelo; el esfuerzo horizontal para esta condición es igual a  $\sigma_3$ . Este esfuerzo horizontal,  $\sigma_3$ , es conocido como la presión activa de Rankine. Las líneas de deslizamiento (planos de falla) en la masa de suelo para esta condición forman ángulos de  $\pm (45 + \phi/2)$  con respecto a la horizontal. Esto se indica en la fig 2.3a.

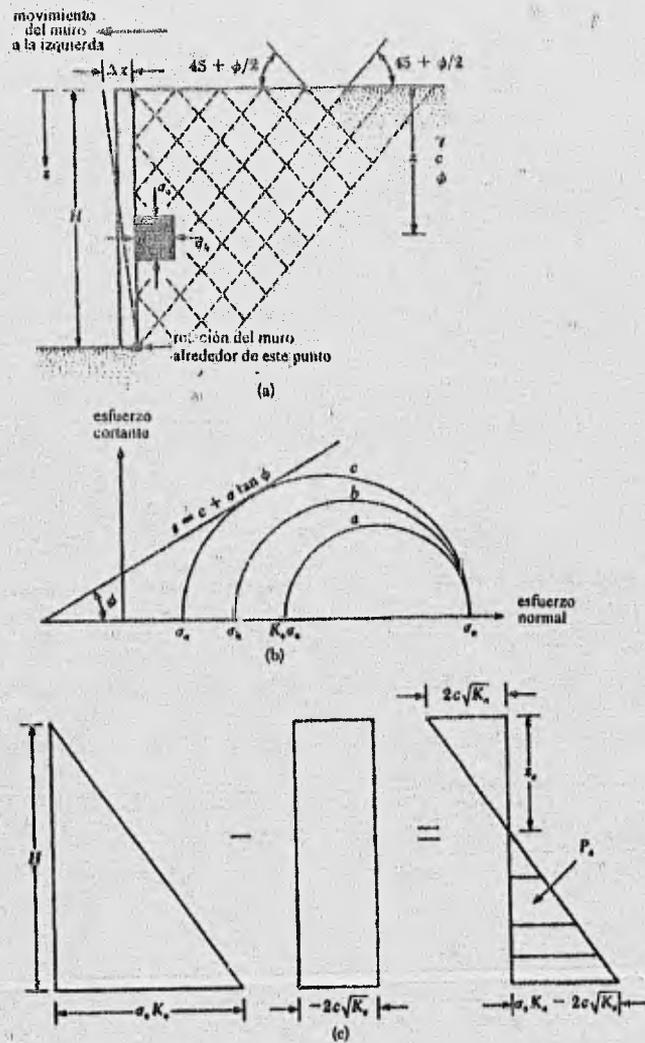


Fig 2.3 Presión activa de Rankine

Recordando la relación que existe entre los esfuerzos principales cuando se supone que la línea de resistencia intrínseca es un línea recta; la envolvente de falla definida por Mohr-Coulomb puede darse como

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Para el círculo de Mohr c de la fig 2.3b, el esfuerzo principal mayor es,  $\sigma_1 = \sigma_v$ ; y el esfuerzo principal menor es,  $\sigma_3 = \sigma_a$ .

Así

$$\sigma_v = \sigma_a \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_v}{\tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} - \frac{2c}{\tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

o

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (2.2)$$

donde

$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$  es el coeficiente de presión activa de Rankine

La variación de la presión activa con la profundidad sobre el muro indicada en la fig 2.3a es dada en la fig 2.3c. Note que  $\sigma_v$  es igual a cero cuando  $z = 0$ , y  $\sigma_v = \gamma H$  cuando  $z = H$ . La distribución de presiones indica que para  $z=0$ , la presión activa es igual a  $-2c\sqrt{K_a}$ , presentándose un esfuerzo de tensión. Este esfuerzo de tensión disminuye con la profundidad y llega a ser cero para una profundidad  $z = z_c$ , o

$$\gamma z_c K_a - 2c \sqrt{K_a} = 0$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.3)$$

La profundidad  $z_c$  es conocida usualmente como la profundidad de las grietas de tensión, debido a que el esfuerzo de tensión en el suelo eventualmente causa un agrietamiento a lo largo del contacto suelo-muro. Así, la fuerza activa total por unidad de longitud del muro antes de que las grietas de tensión aparezcan es igual a

$$P_a = \int_0^H \sigma_a dz = \int_0^H \gamma z \cdot K_a dz - \int_0^H 2c\sqrt{K_a} dz$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} \quad (2.4)$$

Después de la aparición de las grietas de tensión, la fuerza sobre el muro puede ser causada solamente por la distribución de presiones entre las profundidades  $z = z_c$  a  $z = H$ , como se indica por el área achurada en la fig 2.3c, y esto puede expresarse como

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c) (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a})$$

$$P_a = \frac{1}{2} \left( H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \right) (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \quad (2.5)$$

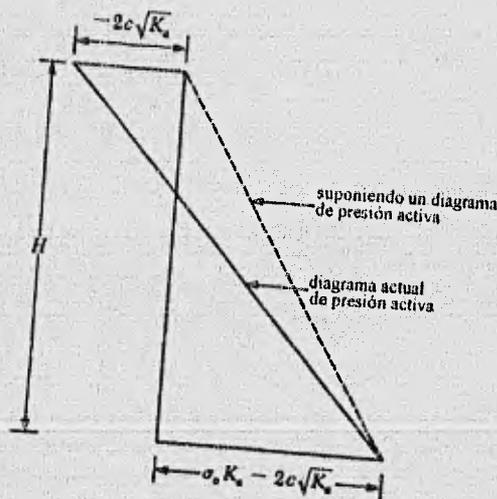


Fig 2.4 Diagrama de presión activa para una arcilla

Para propósitos de cálculo en algunos problemas de diseño de muros de retención, un suelo cohesivo es remplazado por un suelo hipotético granular y asumiendo un diagrama de presión activa triangular con  $\sigma_a = 0$  a una profundidad  $z = 0$ , y  $\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$  a una profundidad  $z = H$  (ver fig 2.4). En tal caso, la fuerza activa por unidad de longitud del muro es

$$P_a = \frac{1}{2} H (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - cH\sqrt{K_a} \quad (2.6)$$

Sin embargo, la condición de presión activa de tierras puede ser alcanzada solamente si el muro se desplaza lo suficiente. La magnitud del desplazamiento de el muro necesariamente es alrededor de  $0.001H$  a  $0.004H$  para un suelo granular, y aproximadamente de  $0.01H$  a  $0.04$  para un suelo cohesivo.

### 2.2.2 Espiral logarítmica

Una evaluación teórica de la fuerza lateral total,  $P$ , que actúa en un muro puede realizarse usando la teoría de Terzaghi (ref 15), en la cual, se supone que la superficie de falla es un arco de una espiral logarítmica definida por la ecuación

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (2.7)$$

donde

$\phi$  es el ángulo de fricción del suelo.

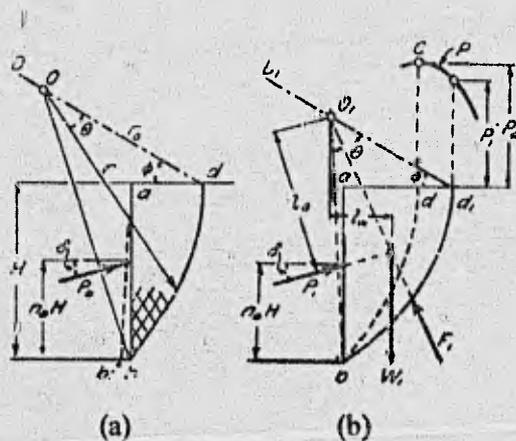


Fig 2.5 Método de la espiral logarítmica

La fig 2.5 muestra un corte vertical de una de las paredes de una excavación de profundidad  $H$ . Como la parte superior de la masa deslizante no puede desplazarse, la superficie de deslizamiento corta la del terreno en ángulo recto. El centro de la espiral se halla situado sobre una línea recta que pasando por  $d$  forma un ángulo  $\phi$  con la horizontal.

Debido a que el tiempo para efectuar y apuntalar un excavación suele ser muy corto en comparación con el que requiere una arcilla saturada para que su contenido de agua cambie, la condición  $\phi = 0$  es aplicable y la ecuación (2.7) se transforma en la de un círculo de radio  $r = r_0$ . Como el círculo debe cortar la superficie del terreno con un ángulo recto, su centro está al nivel de dicha superficie (fig 2.6). La cara ab del corte vertical está sometida al empuje  $P_a$  y a la adherencia  $c_a H$  entre la arcilla y la pantalla. El cálculo de  $P_a$  se hace tomando momentos, respecto al centro del círculo, de todas las fuerzas que actúan sobre la superficie de deslizamiento. El momento actuante lo produce el peso de la cuña; el resistente es igual a la suma de momentos de las fuerzas de adherencia  $c_a H$ , del momento de las fuerzas de "cohesión"  $c \cdot bd$  que actúan a lo largo de la superficie de deslizamiento y del momento del empuje  $P_a$ . El valor de  $P_a$  depende de la relación  $c_a/c$  y de la elevación del punto de aplicación de  $P_a$  ( $n_a$ ).

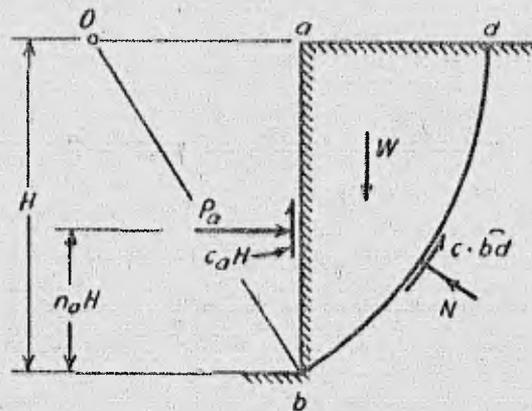


Fig 2.6 Hipótesis para el cálculo del empuje en arcillas ( $\phi = 0$ )

### 2.2.3 Envoltentes de presión de Peck

En cualquier excavación, la selección de la distribución de la presión lateral del suelo para el diseño del apuntalamiento debe tener presente que la falla natural de un muro apuntalado es diferente a la de los muros de retención. Después de observar excavaciones apuntaladas, Peck (ref 3) sugiere utilizar envoltentes de diseño para la presión de lateral del suelo, para lo cual, se aplican los siguientes principios:

#### a) Excavación en arena

La fig 2.7a muestra la envoltente de presión para excavaciones en arena. Esta presión,  $P_a$ , puede calcularse por la expresión

$$P_a = 0.65 \gamma H K_a$$

donde

$\gamma$  es el peso volumétrico del suelo

$H$  es la profundidad de excavación

$K_a$  es el coeficiente de presión activa dado por Rankine ( $\tan^2 (45 - \phi/2)$ )

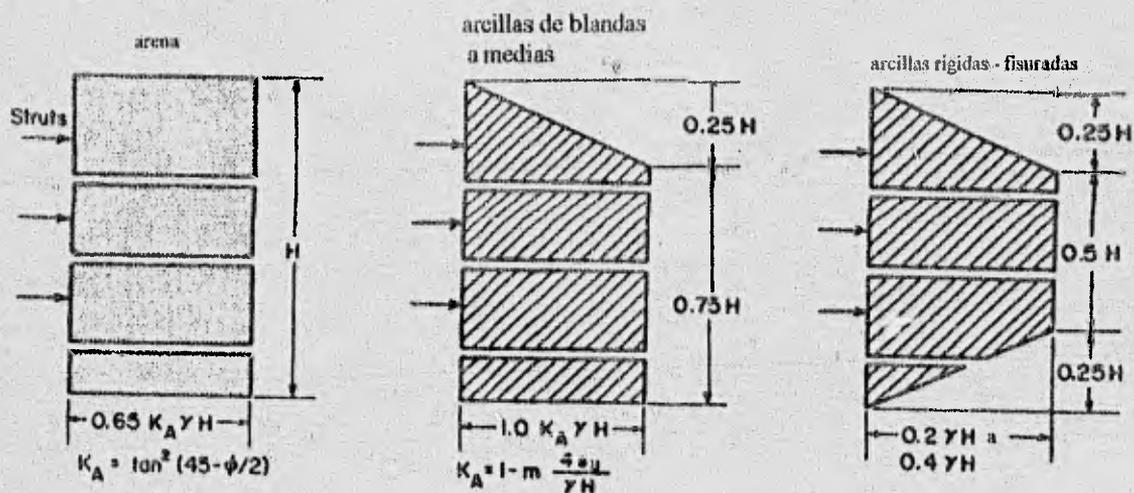


Fig 2.7 Envoltentes de presión propuestas por Peck (1969)

b) Excavación en arcillas blandas a medias

La envolvente de presión para arcillas blandas a medias se indica en la fig 2.7b. Esto es aplicable para la condición

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

donde

es la "cohesión" no drenada ( $\phi=0$ )

La presión,  $P_a$ , está expresada como

$$P_a = \gamma H \left[ 1 - \left( \frac{4c}{\gamma H} \right) \right]$$

o

$$P_a = 0.3\gamma H$$

donde

$\gamma$  es el peso volumétrico de la arcilla

c) Excavación en arcillas rígidas

Esto es aplicable para la condición de que

$$\frac{\gamma H}{c} \leq 4$$

La envolvente de presión se muestra en la fig 2.7c, en la cual

$$P_a = 0.2\gamma H \quad a \quad 0.4\gamma H$$

Las envolventes de presión propuestas por Peck son algunas veces referidas como envolventes de presión aparente. Sin embargo, la distribución de presión actual es una función de la secuencia de construcción y de la relativa flexibilidad del sistema de apoyo.

### 2.2.4 Envolventes de presión de Tschebotarioff

Similares a las envolventes de presión presentadas en la fig 2.7a, b y c; las cuales fueron sugeridas por Peck, otras formas de distribución de presiones han sido propuestas por Tschebotarioff, (ref 17). Estas son presentadas en la fig 2.8 y algunas veces son utilizadas para el diseño de el empuje total sobre un muro apuntalado.

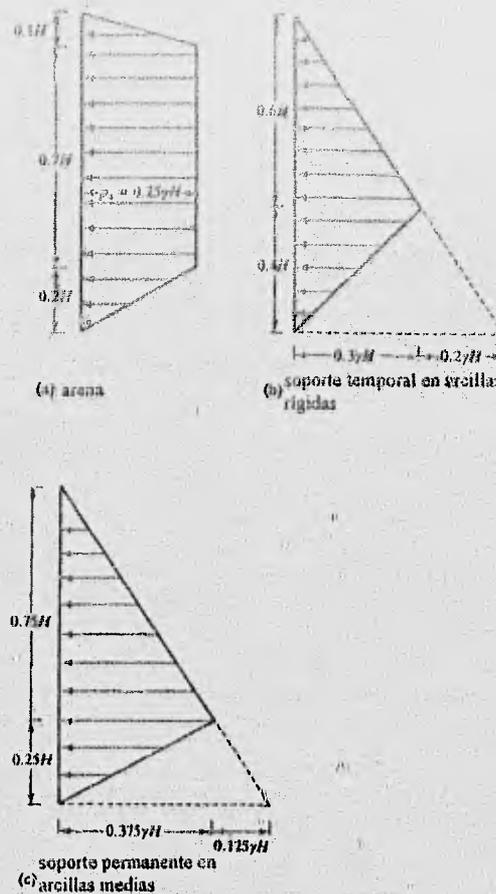


Fig 2.8 Envolturas de presión propuesta por Tschebotarioff (1973)

## 2.3 Diseño de los componentes de un sistema de apoyo (apuntalamiento)

### 2.3.1 Puntales

En los trabajos de construcción, los puntales deberán tener un espacio vertical mínimo de aproximadamente 2.75 m o más. Los puntales son columnas horizontales sujetas a pandeo. La capacidad de carga de las columnas dependerá de la relación de esbeltez,  $l/r$ . La relación de esbeltez puede reducirse a condición de que se coloquen puntales horizontal y verticalmente en los puntos intermedios. Para cortes profundos, se puede hacer necesario juntar los puntales. En el caso de excavaciones apuntaladas en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del terreno deberá ser menor que la profundidad de la zona de tensión,  $z_c$ . De la ecuación (2.2)

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

donde

$K_a$  es el coeficiente de Rankine para presión activa

Para la determinación de la profundidad de la zona de tensión (agrietamiento)

$$\sigma_a = 0 = \gamma z_c K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

o

$$z_c = \frac{2c}{\sqrt{K_a}\gamma}$$

Con  $\phi = 0$ ,  $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1$ . Así

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}$$

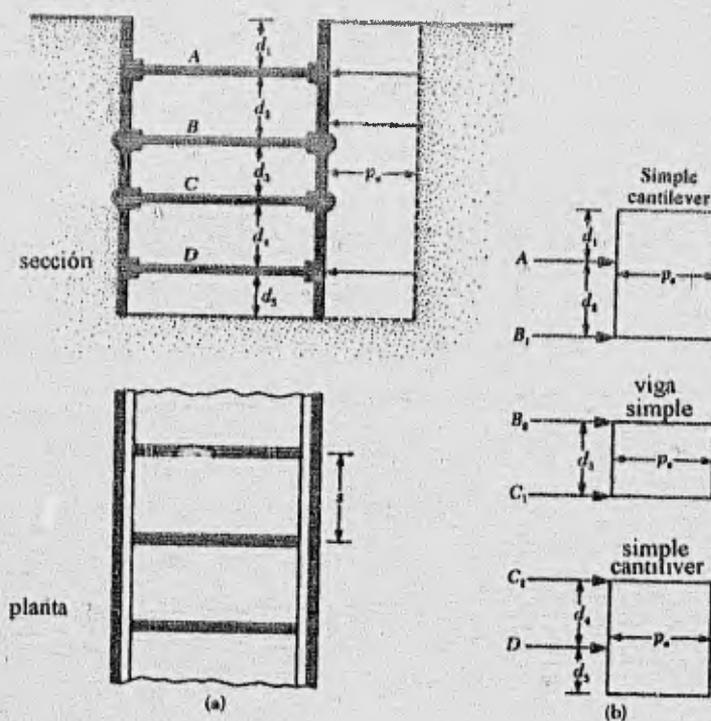


Fig 2.9 Determinación de las cargas en los puntales

Un procedimiento simplificado y conservador puede ser usado para la determinación de las cargas de los puntales. Este procedimiento variará dependiendo de los ingenieros y de lo complicado del proyecto. Lo siguiente es un procedimiento paso a paso (referido a la fig 2.9).

1. Dibujar la envolvente de presión para el apuntalamiento (ver fig 2.7). También dibujar los niveles de puntales propuestos. La fig 2.9a muestra la envolvente de presión para un suelo arenoso; sin embargo, puede usarse para una arcilla. También, en esta fig, los niveles de los puntales son marcados A, B, C y D.
2. Determinar las reacciones para las dos vigas en cantiliver (superior e inferior) y para todas las vigas simplemente apoyadas entre ellas. En la fig 2.9b, estas reacciones son A, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, y D.
3. La carga de los puntales de la fig 2.9 puede ahora ser calculada como sigue:

$$\begin{aligned}P_A &= (A) (s) \\P_B &= (B_1 + B_2) (s) \\P_C &= (C_1 + C_2) (s) \\P_D &= (D) (s)\end{aligned}$$

donde

$P_A, P_B, P_C, P_D$  son las cargas que tomará cada puntal para los niveles A, B, C, y D, respectivamente

A, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, D son las reacciones calculadas en el paso 2 (note que sus unidades son fuerza/unidad de longitud de la excavación apuntalada)

s es el espacio horizontal de los puntales (ver planta en la fig 2.9a)

4. Conocidas las cargas de los puntales para cada nivel y las condiciones intermedias de apuntalamiento, se puede seleccionar ahora las propiedades de las secciones.

### 2.3.2 Muros

1. Los muros pueden ser tratados como miembros horizontales continuos si ellos son unidos correctamente. Conservadoramente, pueden ser estudiados como los puntales. Para la sección mostrada en la fig 2.9a, los momentos máximos para el muro (suponiendo vigas simplemente apoyadas con carga uniformemente distribuida) son como sigue:

$$\text{para el nivel A, } M_{m\acute{a}x} = \frac{(A) (s^2)}{8}$$

$$\text{para el nivel B, } M_{m\acute{a}x} = \frac{(B_1 + B_2) s^2}{8}$$

$$\text{para el nivel C, } M_{m\acute{a}x} = \frac{(C_1 + C_2) s^2}{8}$$

$$\text{para el nivel D, } M_{m\acute{a}x} = \frac{(D) (s^2)}{8}$$

donde

A, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, y D son las reacciones debajo de los puntales por unidad de longitud del muro (paso 2 del diseño de los puntales).

- Determinar el módulo de sección del muro

$$S = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\sigma_{total}}$$

## 2.4 Estabilidad de la excavación

En mecánica de suelos los análisis de estabilidad generalmente se manejan con herramientas derivadas de la teoría de la plasticidad. De hecho, antes de resolver un problema de este tipo, es necesario fijar un mecanismo de falla. La consideración de varios mecanismos de falla cinemáticamente admisibles y el uso del análisis límite permite calcular fronteras superiores del factor de seguridad hasta obtener un mínimo que constituye la solución.

En un suelo arcilloso, teóricamente, se pueden hacer excavaciones de una profundidad igual o menor que H<sub>c</sub> sin apuntalamiento alguno. Mientras la altura sea menor a H<sub>c</sub>, el talud puede permanecer estable, si la sobrepasa, el talud no es estable. Cuanto mayor sea la altura, tanto menor debe ser el ángulo entre el talud y la horizontal, pero en nuestro caso, dicho ángulo no puede ser reducido, ya que el problema tratado es para cuando vale 90°.

La manera clásica de abordar este problema es ilustrada en la fig 2.10. La suposición hecha consiste en que las fallas ocurren por deslizamiento a lo largo de superficies planas, por ejemplo, la superficie 1-3 formando el ángulo θ con la horizontal. La componente de las fuerzas de gravedad que tienden a producir el deslizamiento es W sen θ. Las fuerzas resistentes son la "cohesión" y la "fricción" a lo largo de la superficie 1-3.

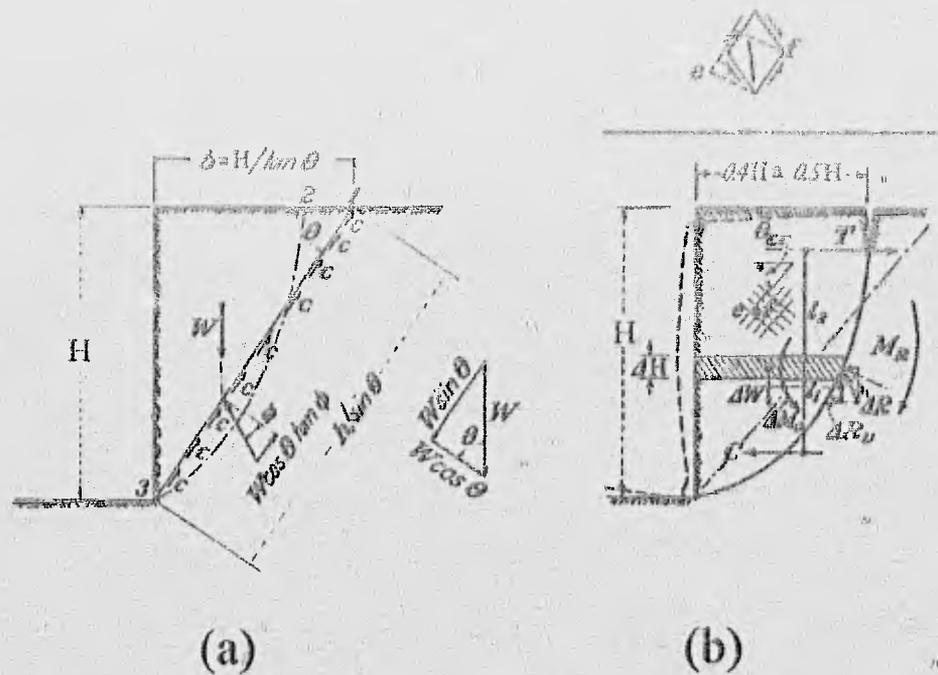


Fig 2.10 Análisis de estabilidad de un corte vertical en suelo cohesivo

Un análisis del equilibrio de las fuerzas a lo largo de esta superficie indica que un corte vertical tiene una altura límite, conocida como altura crítica,  $H_{cr}$ , la cual es directamente proporcional a la "cohesión" no-drenada de el suelo. De la ecuación (2.4), la máxima altura a la que puede llegar un corte vertical de material "cohesivo" sin soporte y sin derrumbe, es cuando  $P_a = 0$ , lo que según la expresión conduce a

$$0 = \frac{1}{2} H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a}$$

despejando H, se tiene que

$$H = H_{cr} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

cuando  $\phi = 0$ , se puede escribir como:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2q_u}{\gamma} \quad (2.8)$$

Así, mientras la arcilla no se consolida o se expanda, la altura crítica puede ser expresada en términos de la resistencia a la compresión simple.

La ecuación anterior también puede presentarse como:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma}; \quad \frac{H_{cr}\gamma}{c} = 4 \rightarrow \frac{c}{\gamma H_{cr}} = 0.25 \quad (2.9)$$

donde

$c/\gamma H_{cr}$  es llamado número de estabilidad y supone que  $c=q_u/2$  cuando  $\phi=0$ .

El análisis anterior está basado en la hipótesis de que la falla ocurre a lo largo de una superficie plana. Sin embargo, observaciones de campo, indican que la falla ocurre a lo largo de superficies curvas del tipo correspondiente a la curva 2-3 de la fig 2.10a. Un análisis que toma en cuenta las superficies curvas de deslizamiento es hecho por Fellenius (ref 6), proporcionando valor de  $H_{cr}$ , el cual resulta ser solamente 3.5 % más pequeño, que el dado por la ecuación (2.8) para superficies planas de falla. No obstante, las experiencias indican que ambos valores son altos, debido a que en la superficie del terreno se presentan esfuerzos de tensión provocando con ello que el suelo pierda resistencia.

La falla de un material "cohesivo" va comúnmente precedida de la formación de grietas de tensión detrás del borde superior, en la forma en que lo indica la fig 2.10b. Las fuerzas que producen las grietas, es la representada por el triángulo ace de la fig 2.11. La formación de grietas, va precedida de un deslizamiento a lo largo de una superficie curva, como lo indica la línea llena de la fig 2.10b.

El análisis del equilibrio completo de la cuña de deslizamiento ha sido hecho sin tomar en consideración el hecho de que las fuerzas que actúan en ella, no son concurrentes. Esto es ilustrado en la fig 2.10b. Considérese el equilibrio de la sección  $\Delta h$ , indicada en la figura. El peso de la cuña,  $\Delta W$ , formará un par  $\Delta W l_1$ , con la componente vertical  $\Delta R_v$  de la fuerza resultante  $\Delta R$  debida a la resistencia del suelo definida por la ecuación (2.1) que actúa a lo largo de la superficie de falla. Este par produce un momento de volteo  $\Delta M_0$ . Lo mismo sucederá con cualesquiera otra sección de la cuña de deslizamiento. Por consiguiente, el equilibrio requerirá de la presencia de un momento resistente.

$$M_R = T l_2 = C l_2 = \Sigma \Delta M_0 \quad (2.10)$$

De esta manera, las causas que originan las grietas de tensión en la superficie del terreno, para una excavación sin soporte lateral observadas en el campo antes de que la falla ocurra, tienen una demostración cualitativa. Sin embargo, se conoce tan poco acerca de los esfuerzos y de las deformaciones de tensión que sufre el suelo, que, un análisis cuantitativo preciso no es posible todavía. Terzaghi (ref 15) propone que la máxima profundidad en la que se extienden las grietas de tensión, es igual a la mitad de la altura no soportada de la excavación. La formación de grietas de tensión disminuye la resistencia al corte del suelo, incrementándose de este modo los esfuerzos

cortantes en el suelo bajo la superficie de deslizamiento. Así, la altura crítica  $H_c$  de un corte vertical sin considerar la presencia de las grietas de tensión, puede calcularse con la ecuación (2.8).

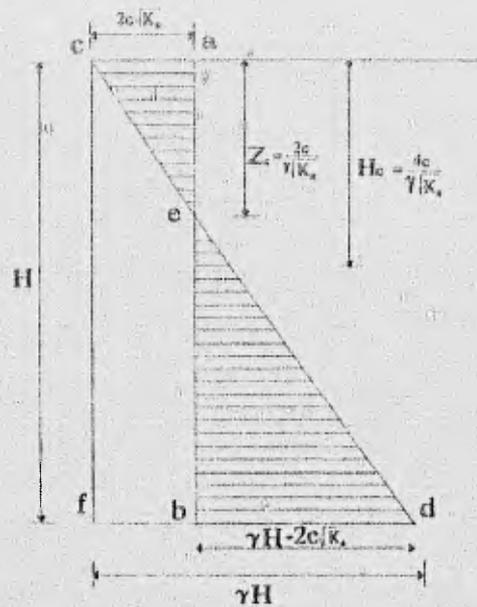


Fig 2.11 Diagrama de presión activa para una arcilla (Rankine)

#### 2.4.1 Levantamiento del fondo

En excavaciones a cielo abierto realizadas en arcilla blanda debe considerarse la posibilidad de que se produzca la falla del fondo por levantamiento, debido a que el peso de los bloques de arcilla que constituyen los lados de la excavación tiende a desplazar el fondo hacia arriba.

Si se considera al suelo que rodea una excavación, como una sobrecarga que actúa a nivel de la excavación (fig 2.12) y esta es lo suficientemente grande, como es el caso de excavaciones profundas, puede ocurrir una falla por capacidad de carga; es decir, las franjas af y bd de la fig 2.12 se comportan como si fueran zapatas de cimentación. Si se excede la capacidad de carga del suelo debajo de las franjas, el fondo de la excavación falla por levantamiento. Este tipo de falla ocurre cuando el suelo bajo el nivel de excavación se comporta como un material no friccionante bajo condiciones no drenadas.

a) Según Terzaghi

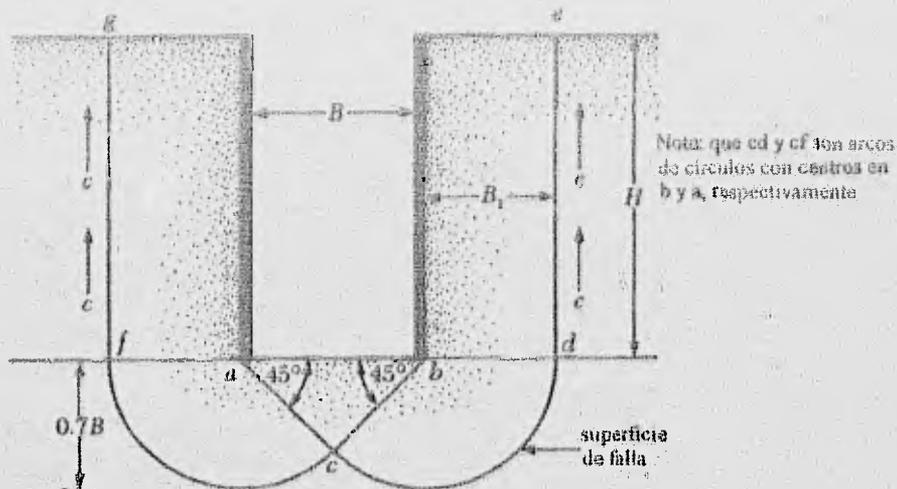


Fig 2.12 Factor de seguridad contra el levantamiento del fondo

Terzaghi (ref 16) analizó el factor de seguridad contra levantamiento del fondo de excavaciones apuntaladas. La superficie de falla para tal caso está indicada en la fig 2.12. La carga vertical por unidad de longitud de excavación para el nivel del fondo de la excavación a lo largo de la línea  $bd$  y  $af$  es igual a

$$Q = \gamma HB_1 - cH \quad (2.11)$$

donde

$B_1$  es igual a  $0.7B$

$c$  es igual a la "cohesión" ( $\phi=0$ )

Esta carga  $Q$  puede ser similar a la carga por unidad de longitud de una cimentación continua en el nivel  $bd$  (y  $af$ ) teniendo un ancho de  $B_1 = 0.7B$ . Basándose en la teoría de capacidad de carga de Terzaghi, la capacidad de carga última por unidad de longitud de esta cimentación puede darse por la ecuación

$$Q_u = cN_c B_1 = 5.7cB_1$$

Por lo tanto, de la ecuación (2.11), el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo está dado como

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7cB_1}{\gamma HB_1 - cH} = \frac{1}{H} \left( \frac{5.7c}{\gamma - \frac{c}{0.7B}} \right) \quad (2.12)$$

El factor de seguridad anterior (ecuación 2.12) se derivó basándose en la hipótesis de que el estrato de arcilla es homogéneo, al menos hasta una profundidad de  $0.7 B$  por debajo del nivel de desplante. Sin embargo, si un estrato duro de roca o de un material similar es localizado a una profundidad  $D < 0.7 B$ , la superficie de falla se modificará. En tal caso, el factor de seguridad puede modificarse de la siguiente forma

$$FS = \frac{1}{H} \left( \frac{5.7c}{\gamma - c/D} \right) \quad (2.13)$$

#### b) Según Bjerrum y Eide

Bjerrum y Eide (ref 4) también estudiaron el problema del levantamiento del fondo de un excavación apuntalada en arcilla, y propusieron la siguiente ecuación para el factor de seguridad:

$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H} \quad (2.14)$$

El factor de capacidad de carga,  $N_c$ , varía con la relación de  $H/B$  y también con la relación  $L/B$  (donde  $L$  es igual a la longitud de la excavación). Para excavaciones de longitud infinita ( $B/L=0$ ),  $N_c=5.14$  cuando  $H/B=0$  e incrementándose el valor de  $N_c=7.6$  cuando  $H/B=4$ . Más allá de esto, para cuando  $H/B > 4$  el valor de  $N_c$  permanece constante. Para excavaciones cuadradas en planta ( $B/L=1$ ),  $N_c=6.3$  cuando  $H/B=0$ , y  $N_c=9$  para cuando  $H/B \geq 4$ . En general, para cualquier valor dando la relación  $H/B$

$$N_{c(\text{rectángulo})} = N_{c(\text{cuadrado})} \left( 0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right) \quad (2.15)$$

La fig 2.13 indica la variación de los valores de  $N_c$  para  $L/B=1, 2, 3$ , e infinito.

Las ecuaciones (2.14) y (2.15) pueden ser ahora combinadas y el factor de seguridad puede expresarse como:

$$FS = \frac{cN_{c(\text{cuadrado})} \left( 0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right)}{\gamma H} \quad (2.16)$$

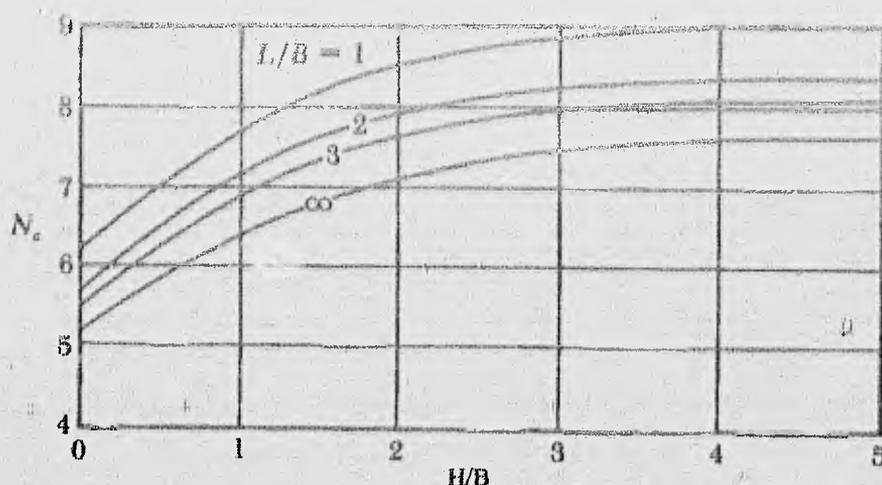


Fig 2.13 Variación de  $N_c$  con  $L/B$  y  $H/B$  basado en la ecuación (2.15) Bjerrum y Eide

La ecuación anterior y la variación del factor de capacidad de carga,  $N_c$ , como se indica en la fig 2.13 están basadas en el hecho de que los estratos de arcilla por debajo del fondo de la excavación son homogéneos y la magnitud de la cohesión no-drenada del suelo que contiene la superficie de falla es igual a  $c$  (fig 2.14). Sin embargo, si un estrato de arcilla resistente es encontrado a poca profundidad, como se muestra en la fig 2.15a, la superficie de falla debajo de la excavación podrá ser controlada por la resistencia no-drenada  $c_1$  y  $c_2$ . Para esta condición el factor de seguridad está dado por

$$FS = \frac{c_1 [N_c' F_d] F_s}{\gamma H} \quad (2.17)$$

donde

$N_c'$  es igual al factor de capacidad de carga e una excavación infinitamente larga (esto es,  $B/L=0$ ), lo cual es una función de  $h/B$  y de  $c_1/c_2$

$F_d$  es igual al factor de profundidad, el cual es una función de  $H/B$

$F_s$  es igual al factor de forma

$c_1$  estrato de arcilla blando

$c_2$  estrato de arcilla resistente a poca profundidad

La variación de  $N_c'$  es mostrada en la fig 2.15b, y la variación de  $F_d$  como una función de  $H/B$  es indicada en la fig 2.15c. El factor de forma,  $F_s$ , es dado como

$$F_s = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \quad (2.18)$$

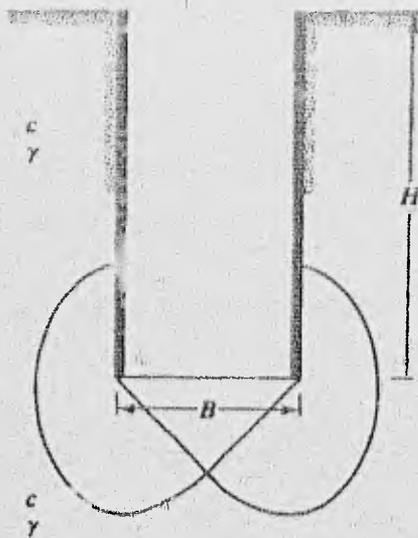
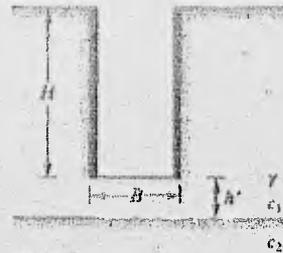


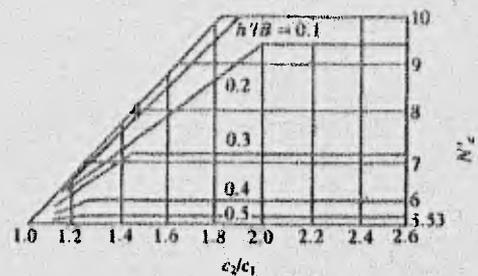
Fig 2.14 Derivación de la ecuación (2.16)

Si el muro se extiende por debajo del fondo de la excavación, su rigidez reduce la tendencia de la arcilla adyacente al fondo a desplazarse hacia la excavación y, por consecuencia, reduce la tendencia al levantamiento. Sin embargo, si el estrato de suelo blando se extiende hasta una profundidad considerable, el beneficio que puede aportar el empotramiento del muro, aún relativamente rígido, es nulo. Si el extremo inferior del muro penetra en un estrato duro, su efectividad aumenta. Si el estrato duro se encuentra cerca del fondo de la excavación, el límite inferior de la zona de equilibrio plástico es tangente a la parte superior del mismo.

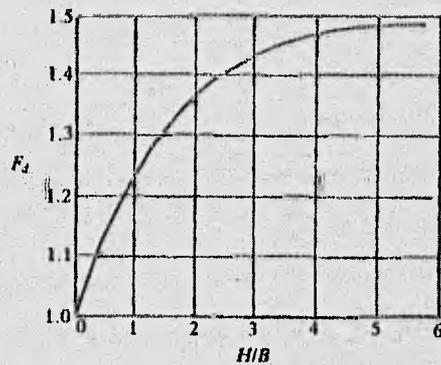


(Nota:  $c_2 > c_1$ )

(a)



(b)



(c)

Fig 2.15 Estrato de arcilla

## 2.4.2 Falla del fondo por subpresión

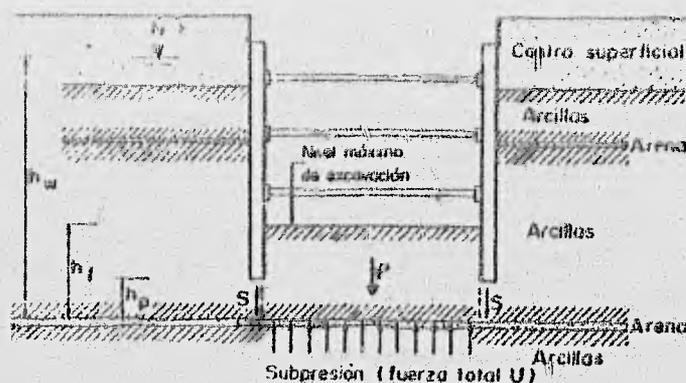


Fig 2.16 Mecanismo de falla del fondo por subpresión

Este tipo de falla se puede presentar debido a la existencia de estratos delgados de permeabilidad mucho mayor que la de las arcillas. En estos estratos, las presiones artesianas, respecto al fondo del corte, producidas por el alivio de las presiones ocasionadas por la excavación, pueden provocar el levantamiento del material que está debajo de él, o que el flujo hacia arriba disminuya el poder portante del suelo.

El factor de seguridad contra falla del fondo por efecto de la subpresión se expresa mediante la relación (fig 2.16):

$$(FS)_s = \frac{P + S}{U} \quad (2.19)$$

donde:

- P peso saturado del prisma de suelo bajo el fondo
- S fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma de fondo
- U fuerza total de subpresión en la base del prisma del fondo

## 2.4.3 Falla por empotramiento de la pata del muro

Este mecanismo se ilustra en la fig 2.17; consiste en el pateo del muro de contención al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

$$(FS)_p = \frac{\bar{c} L r + W l + M_p}{\bar{p} \frac{D^2}{2}} \quad (2.20)$$

donde

- c resistencia al corte no drenada promedio en la superficie de falla
- L longitud de la superficie de falla
- r radio de la superficie de falla
- W peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla
- l distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente
- M<sub>p</sub> momento flexionante resistente del muro de contención
- p presión promedio sobre el muro
- D longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro

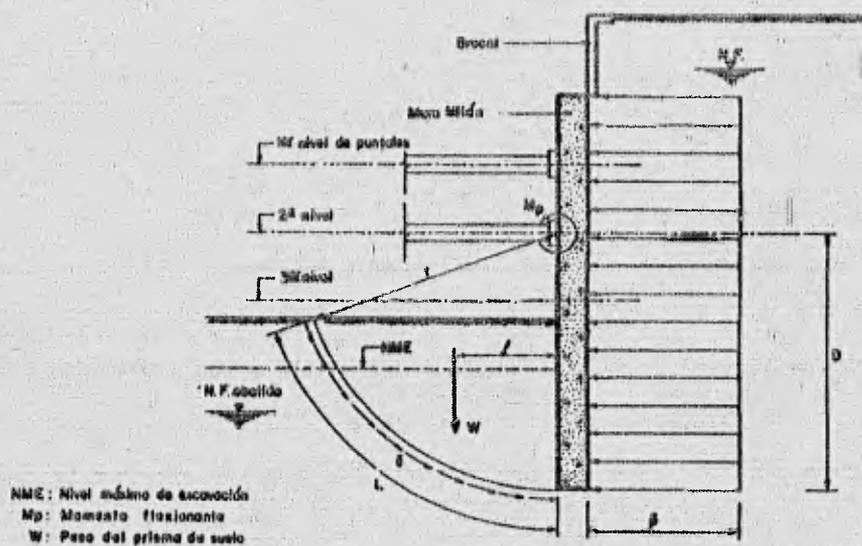


Fig 2.17 Mecanismo de falla por empotramiento del muro de contención

#### 2.4.4 Número de estabilidad, $N_b$

Se ha visto que a medida que aumenta la profundidad de una excavación, el peso del suelo adyacente actúa como una sobrecarga e induce un desplazamiento lateral hacia la excavación. Si la resistencia media de la arcilla situada debajo del fondo de la excavación es igual a  $c$ , la base puede fallar cuando la profundidad del corte alcanza un valor crítico determinado por la relación:

$$\gamma H = N_c c$$

donde

$N_c$  es el factor de capacidad de carga

Como índice de la medida en que una excavación se aproxima al punto de falla total por la base, Peck (1969) recomienda usar la relación del número de estabilidad:

$$N_b = \frac{\gamma H}{S_u}$$

donde:

$H$  profundidad de la excavación

$S_u$  resistencia al corte, en prueba no consolidada no drenada, del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación

$\gamma$  peso volumétrico del material localizado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación

A medida que aumenta la profundidad, el número de estabilidad también aumenta y, cuando alcanza valores del orden de 4 los movimientos del terreno se tornan significantes. Aproximadamente para este valor, se comienzan a formar en la arcilla zonas plásticas cerca de los bordes inferiores de la excavación y, a medida que  $N_b$  aumenta, dichas zonas crecen. Bajo estas condiciones, la hipótesis simple de que la superficie de deslizamiento se extiende como un arco de círculo desde la superficie del terreno al borde inferior del corte se torna cada vez más errónea, ya que la cuña que se forma detrás del corte empalma con la zona plástica del fondo para formar una mayor, unida a una superficie de deslizamiento que se extiende mucho más lejos en el borde superior de la excavación y mucho más profundo dentro del subsuelo, de modo que el empuje aumenta.

Sin tomar en cuenta la resistencia del suelo localizado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación, se demuestra teóricamente que, para un problema bidimensional, el suelo empieza a plastificarse cerca del fondo de la excavación cuando  $N_b = 3.14$ , y que la falla ocurre cuando  $N_b = 5.14$ . Para un problema tridimensional, el valor de  $N_b$  que corresponde a la falla varía entre 6.2 y 9.1, de acuerdo con las dimensiones de la excavación.

Se puede, por tanto, considerar que, en el caso de excavaciones de longitud reducida, el problema es esencialmente elástico para valores de  $N_b$  del orden de 4, y debe solucionarse por medio de una

teoría de falla (equilibrio plástico) cuando  $N_b$  es igual o superior a 6. Se tratarán, por separado, estos dos casos:

a) Excavaciones en las arcillas con  $N_b \leq 4$

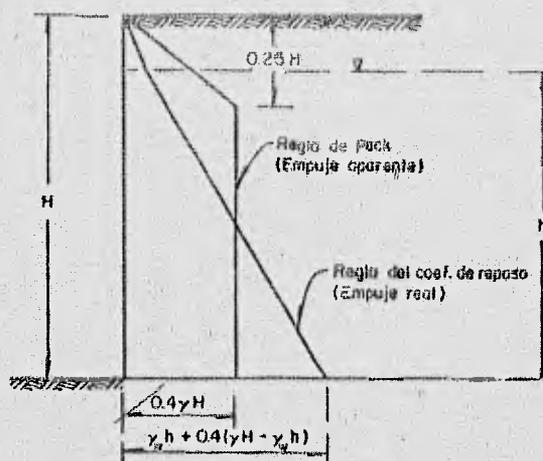


Fig 2.18 Empujes totales cuando  $N_b \leq 4$

Para cuando  $N_b \leq 4$ , es recomendable (ref 1), calcular los empujes laterales totales por el método del coeficiente en reposo (ref 4).

La regla semi-empírica dada por R. B. Peck (ref 12), según la cual el empuje total máximo sobre los puntales puede calcularse considerando un empuje lateral máximo,  $P$ , variable entre  $0.2$  y  $0.4 \gamma H$  (fig 2.18), es probablemente válida tratándose de arcillas saturadas localizadas por encima del nivel freático. Cuando el nivel freático es superficial, como en el caso de la ciudad de México, se recomienda usar la ecuación

$$p = \gamma h + 0.4 (\gamma H - \gamma_w h) \quad (2.21)$$

En efecto, es poco probable que el empuje lateral en un punto del muro sea inferior al empuje debido a la presencia del nivel de aguas freáticas. Además, tratándose de arcillas poco permeables, y con bombeo de corta duración, la disipación de las presiones de poros es despreciable.

b) Excavaciones en arcillas con  $N_b > 4$

Cuando el coeficiente de estabilidad  $N_b$  de la excavación es superior a 4, se forma cerca del fondo de la excavación una zona plástica, cuyas dimensiones aumentan, al aumentar  $N_b$ , hasta alcanzar la falla de fondo.

Las consideraciones hechas para  $N_b \leq 4$  ya no son válidas. Es preciso, en este caso, basarse en una teoría de equilibrio plástico para calcular las presiones laterales.

Con la teoría clásica de Rankine, se obtiene un valor del empuje lateral total igual a:

$$P_A = E_H K_A \rightarrow P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \left( 1 - \frac{4S_u}{\gamma H} \right) \quad (2.22)$$

donde:

- H profundidad de la excavación
- $S_u$  resistencia al corte en prueba no drenada
- $\gamma$  peso volumétrico del suelo

El valor máximo de la presión lateral, dada por la regla de R. B. Peck, vale en este caso ( $\gamma H - 4 S_u$ ).

## 2.5 Movimientos en el terreno

En una excavación se presentan tres movimientos fundamentales en el suelo: **levantamiento del fondo, desplazamiento lateral de las paredes y asentamiento en colidancias**; en donde, el único que puede evaluarse con certeza usando métodos tradicionales, es el movimiento del fondo de la excavación. Así, los movimientos del fondo de una excavación se estiman dentro de un rango de tolerancia, evitando así daño en las estructuras colindantes; usualmente esto se logra cuando la expansión inicial y la diferida son aproximadamente iguales entre sí.

Los movimientos del fondo de una excavación estable, se desarrollan según las distintas actividades del ciclo de construcción, como se muestra en la fig 2.19, es decir: Durante un período de bombeo previo a la excavación se produce en el área por excavar, un asentamiento por consolidación  $\lambda_b$ , que es función del tiempo de operación del sistema de bombeo y de la magnitud del abatimiento piezométrico; posteriormente, durante la excavación y el colado de la plantilla de concreto pobre, ocurre una expansión inicial del fondo  $\lambda_{ci}$  de tipo predominantemente elástico, a la cual se superpone una componente plástica que depende del factor de seguridad contra la falla general por el fondo.

Durante el tiempo que sigue al final de la construcción, la resistencia del suelo disminuye debido a que el nivel freático se recupera, presentándose un asentamiento  $\lambda_r$  como resultado del proceso de recuperación parcial de la expansión inicial  $\lambda_{ci}$ . Asimismo al suspenderse el bombeo, se inicia un proceso de expansión de la arcilla, por absorción de agua el cual continúa a baja velocidad hasta

alcanzar a largo plazo su valor final  $\lambda_f$ .

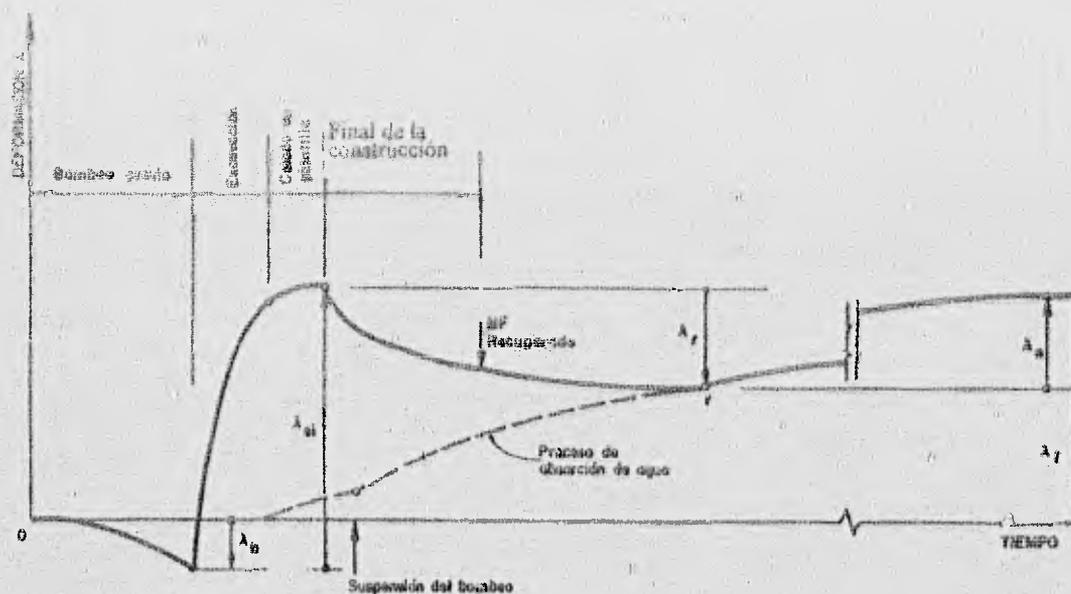


Fig 2.19 Proceso de deformación asociado a la construcción de una excavación

Se han desarrollado diversas expresiones para estimar las deformaciones comentadas, todas ellas hacen énfasis especial en el conocimiento de las propiedades del suelo obtenidas en pruebas de laboratorio. Así, para la determinación del asentamiento previo al bombeo se requiere conocer el módulo de compresibilidad volumétrica y el grado de consolidación alcanzado en el tiempo de bombeo previo a la excavación. Para la expansión inicial se requiere el módulo de expansión elástica medio de los estratos de arcilla bajo el fondo de la excavación. En general, los desplazamientos instantáneos (expansiones y asentamientos por recompresión) en suelos finos saturados se pueden calcular utilizando la ley de Hooke, considerando que la deformación del suelo ocurre a volumen aproximadamente constante.

## 2.6 Métodos experimentales

En todos los trabajos de estructuras térreas es claro que siempre habrá diferencias entre lo que se supone sucederá y lo que realmente ocurre. Como consecuencia los diseños tienden a ser conservadores, aunque en ocasiones pueden resultar inseguros, caros y poner en peligro tanto a la estructura como las vidas humanas.

#### **a) Programa de instrumentación**

El objetivo de un programa de instrumentación es observar el comportamiento de la masa de suelo en la que se excavó un cierto tramo, a través de la determinación de : a) la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, en los puntos más representativos de esa masa de suelo, y b) la variación con el tiempo de la presión de poro en los estratos más significativos, para estimar la evolución de los esfuerzos efectivos de la masa de suelo, conforme al progreso de la construcción.

La información proporcionada por los instrumentos debe ser utilizada para cubrir tres aspectos esenciales :

1. Ayudar mediante las investigaciones in-situ a determinar el estado de esfuerzo-deformación y resistencia del suelo.
2. Como un método de control durante la construcción. Registrando cambios en los niveles piezométricos, movimientos y vibraciones del suelo.
3. Obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del diseño, detectar errores y fundamentar modificaciones en los análisis y en la construcción.

#### **b) Diseño de la instrumentación**

La instrumentación se debe diseñar siguiendo un proceso racional integrado por los siguientes aspectos:

- a) Definir con detalle qué objetivos precisos se pretenden aclarar y qué variable se deben medir.
- b) Hacer una evaluación previa del orden de magnitud que alcanzan las variables por medir; para ello, se hará un análisis preliminar del problema.
- c) Elegir cuidadosamente los instrumentos que se utilizaran, comprobando que su precisión sea significativamente mayor que la magnitud de las variables que se medirán.
- e) El número de instrumentos que conviene instalar. Las características del subsuelo y de la estructura son los factores fundamentales para su definición; es conveniente admitir que este número sea reducido, no solo por su costo, sino también porque el exceso de instrumentación resulta conflictivo para la construcción; el exceso de instrumentos conduce a información repetida y a veces irrelevante.

### **2.6.1 Dispositivos para medir presión de poro**

En problemas de campo es a veces casi imposible que se hagan mediciones de la presión de poro con un alto grado de precisión debido a la naturaleza del terreno y las dificultades numéricas para la simulación del flujo de agua y el efecto que produce en la masa de suelo.

El origen básico de operación de todos los piezómetros estriba en la utilización de un material poroso alojado en el suelo de modo que la combinación de suelo/agua estén en contacto directo. El agua que logra pasar a través del medio poroso es recolectada en el interior, ya sea la medición del nivel de agua o la presión que se registre en la unidad de lectura nos proporcionará la presión de poro en el sitio del piezómetro.

Dependiendo de la permeabilidad del suelo y si se pretende tomar lecturas con cierta precisión a un tiempo relativamente corto después de instalado el aparato, así será el tipo de piezómetro que se debe instalar; los principales requerimientos para la selección de piezómetros son:

- a) Debe ser capaz de registrar la presión de poro, ya sea positiva o negativa. Los errores en la lectura deben de ser de acuerdo a una tolerancia fijada.
- b) La punta del piezómetro debe producir un mínimo de alteración a las condiciones naturales del suelo en donde va a ser colocado.
- c) El piezómetro debe de responder en forma casi inmediata a los cambios de humedad que se presenten en el suelo.
- d) Los dispositivos de medición deben de tener la opción de tomar los registros en forma continua o intermitente, y no deben de introducir errores.
- e) El piezómetro más fidedigno será aquel que pueda ser calibrado in-situ en intervalos de tiempo regulares.

#### **2.6.1.1 Piezómetro de tubo vertical**

Estos han sido ampliamente empleados para medir los niveles de agua en suelos permeables y semi-permeables. La superficie sobre la cual entra el agua es muy extensa. Una desventaja de este sistema es que los estratos de suelo que pueden estar bajo diferentes niveles de agua están interconectados y como consecuencia el nivel de aguas freáticas registrado puede ser muy pequeño y en ciertas ocasiones insignificante.

El tubo vertical es de 50 mm de diámetro, las paredes están perforadas 1 mm en su extremo inferior y exteriormente se rellena con arena o una mezcla de arena y grava, la boca exterior del tubo está protegida por un tapón con rosca o por un taquete de madera. Los registros se toman con un medidor de profundidades eléctrico (fig 2.20). Un transductor de presión puede ser colocado en el tubo.

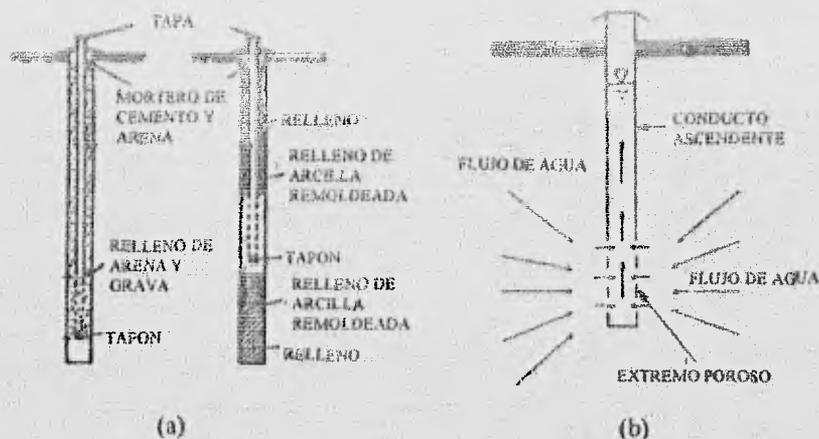


Fig 2.20 Piezómetro de tubo vertical

Se pueden tomar registros mediante la técnica del burbujeo, en donde una pequeña línea de conducción se introduce en el tubo, se permite un flujo pequeño de gas el cual produce un determinado número de burbujas por minuto. La presión del gas es igual a la altura de agua en el tubo sobre el extremo inferior de la línea. Esta presión se registra en forma automática ya sea en forma eléctrica o mecánica y el gas empleado puede ser nitrógeno o aire comprimido.

### 2.6.1.2 Piezómetro abierto en perforación previa

Para reducir el tiempo de estabilización, se utiliza un tubo de conducción de diámetro pequeño, conectado a una punta que es de un material poroso, esta punta se ubica en un estrato de material arenoso o grava. La perforación se puede rellenar con bentonita (fig 2.21a).

En la fig 2.21b se muestra el aparato; consta de un tubo vertical, usualmente de PVC o metálico de 0.5 pulg. de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su interior.

### 2.6.1.3 Piezómetro neumático

El piezómetro neumático funciona a base de agua a presión actuando en un diafragma, esta presión es balanceada por una presión externa la cual es suministrada por nitrógeno aunque un gran número de fluidos pueden ser utilizados. Cuando la presión externa iguala a la presión del agua en el suelo la cual actúa en el otro lado del diagrama, una válvula se abre y permite el flujo a lo largo de la línea que va a la unidad de lectura, dicha unidad puede ser un tubo Burdon o un dispositivo digital (fig 2.22).

Su ventaja es la simplicidad de operación, precisión y rápida respuesta, se pueden utilizar en perforaciones de hasta 500 m de profundidad, sin embargo no es recomendable para tomar lecturas a largo plazo o presiones de poro negativas en suelos parcialmente saturados.

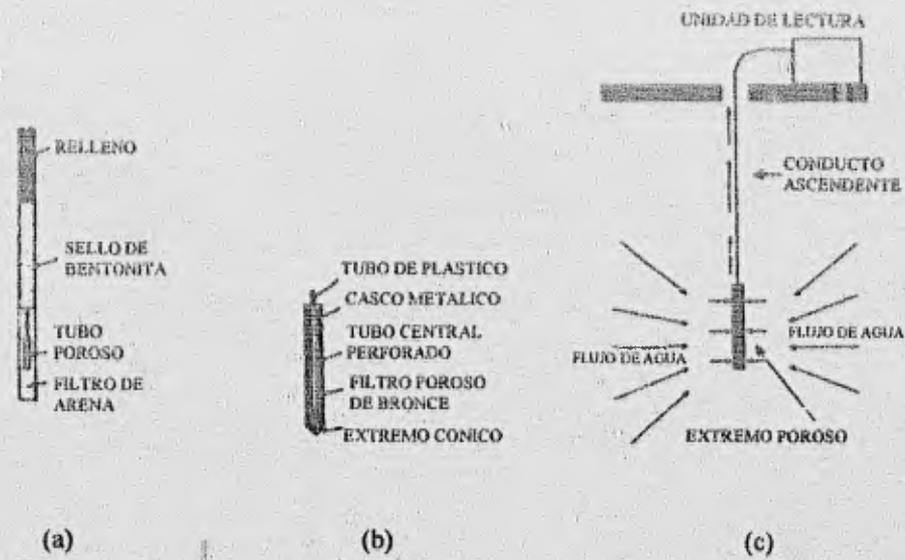


Fig 2.21 Piezómetro abierto en perforación previa

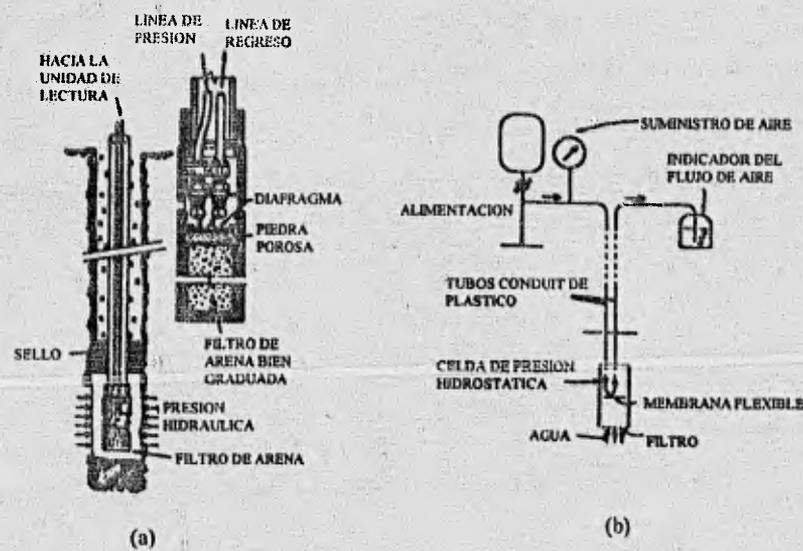


Fig 2.22 Piezómetro neumático

### 2.6.1.4 Métodos de registro de datos

Existen tres formas de tomar las lecturas en los piezómetros: mecánica, eléctrica y los manómetros.

En un piezómetro se utiliza una línea sencilla, la forma usual para determinar el nivel de agua es introduciendo una plomada hasta que se haga contacto con la superficie del agua. La forma más satisfactoria sería introduciendo un dispositivo eléctrico tal que al hacer contacto con el agua se cerrara el circuito y nos diera la profundidad a la que ocurrió. Estos métodos se utilizan cuando el nivel de aguas freáticas se encuentra por debajo del nivel del suelo.

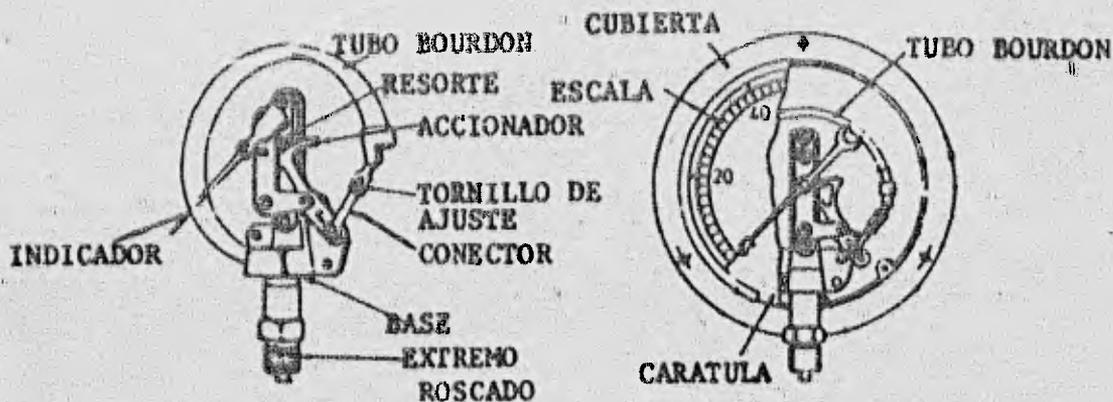


Fig 2.23 Manómetro de Bourdon

Cuando el nivel de aguas freáticas sobrepasa el nivel del suelo el tubo se cierra y la presión es medida con un manómetro Burdon o con un transductor de presión. El manómetro Burdon (fig 2.23) tiene muchas desventajas: la primera es que no es un instrumento de mucha precisión, cuando se registran grandes presiones casi no se pueden apreciar pequeños cambios; es muy susceptible a los daños por corrosión y congelamiento y por último en largos períodos de uso se tiene que recalibrar.

El transductor eléctrico es un método relativamente caro para registrar los datos proporcionados por los manómetros, los datos proporcionados en el campo no siempre son confiables, especialmente después de un gran tiempo de uso, debido a que es imposible recalibrar el piezómetro una vez que está colocado en el suelo. Sin embargo, tiene la ventaja de que la ubicación de la punta del piezómetro no influye en la ubicación del instrumento de medición, esto es que se pueden tomar lecturas de piezómetros a grandes profundidades.

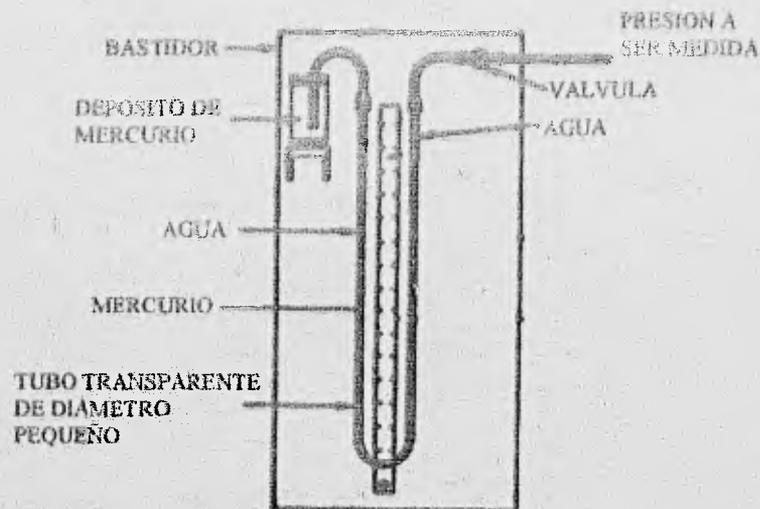


Fig 2.24 Manómetro de mercurio

El manómetro de mercurio es el más confiable de todos los métodos de registro (fig 2.24) ya que este no se congela en ambientes invernales, no requieren de calibración, y su sensibilidad no se altera al variar el rango de presiones.

## 2.6.2 Dispositivos para medir presiones totales

### 2.6.2.1 Celda de presión eléctrica para tierra

La forma de estos dispositivos es por lo general en forma de discos. La deformación del diafragma es medida y mediante una calibración apropiada se pueden relacionar con la presión que se presenta. La celda de presión Nottingham que se muestra a continuación (fig 2.25), está fabricada con hojas de titanio de 2 mm de espesor, un arreglo de cuatro galgas extensométricas (strain-gauge) interconectadas se colocan en el diafragma, se alimentan con 10 V de corriente directa.

En esta celda se presenta un pequeño error debido a la sensibilidad del arreglo de las galgas extensométricas (debe procurarse que este sea mínimo), ya que a pesar de que el anillo exterior es muy grueso, las galgas extensométricas tienen tal sensibilidad que también registran la pequeña deformación vertical cuando se miden esfuerzos horizontales (fig 2.23), el error es máximo cuando la deformación se presenta en la dirección en la que está alineada la galga extensométrica.

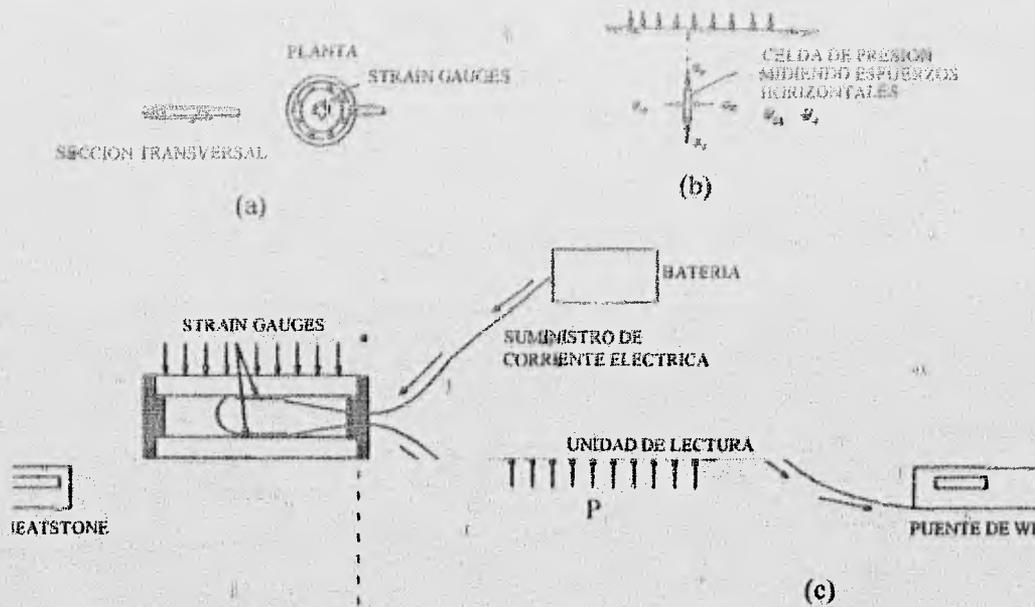


Fig 2.25 Celdas de presión eléctricas

### 2.6.2.2 Celda hidráulica de carga

Este dispositivo permite controlar racionalmente la instalación de los troqueles con que se apuntalan temporalmente los muros, al hacer factible definir con precisión la magnitud de la carga aplicada y lograr la congruencia con la carga definida en el diseño.

La celda hidráulica de carga es un cilindro o gato de presión hidráulica de doble acción, operado con una bomba manual o eléctrica, tiene un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada.

Durante la instalación del puntal, el gato hidráulico se coloca en el extremo del troquel que tiene una caja para soporte y apoyo del gato, como se observa en la fig 2.26.

El procedimiento de operación es muy simple, consiste en aplicar presión hasta alcanzar la carga de diseño, en ese momento se ajustan las cuñas de apoyo que determinan la longitud fija del troquel.

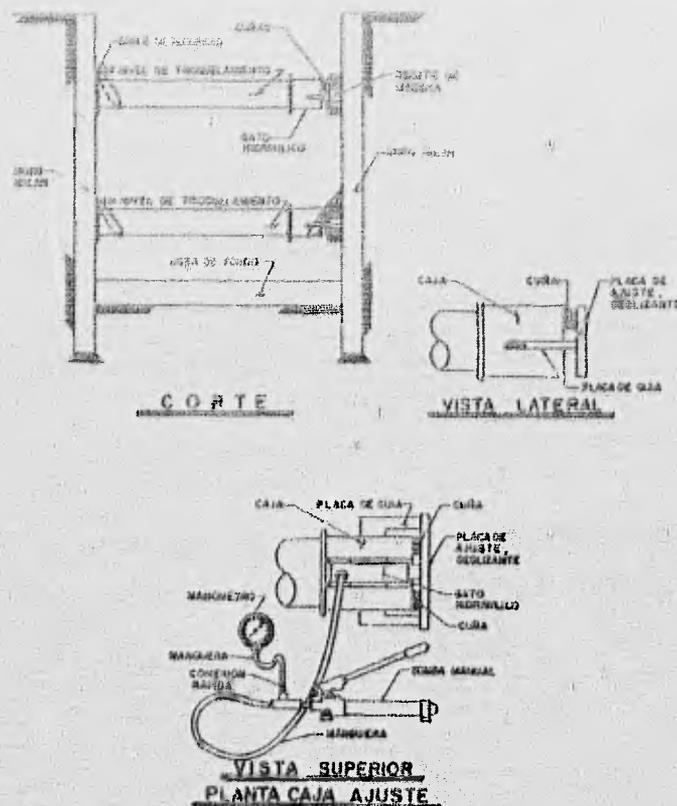


Fig 2.26 Celda hidráulica de carga

### 2.6.2.3 Celda de presión tipo Carlson

Esta celda se utilizó por primera vez el 1916 y se ha empleado principalmente para registrar esfuerzos en los contactos de las estructuras con el suelo, su funcionamiento es a base de una película de mercurio (fig 2.27), en la cual, cuando actúa algún tipo de presión produce una deflexión en el diafragma, y un medidor de deformaciones (galga extensométrica) transmite la señal la cual es registrada en la unidad de lectura.

### 2.6.2.4 Vida útil y confiabilidad de las celdas de presión

Existen muchas causas por las que las celdas de presión llegan a fallar o tienen mal funcionamiento. Una de ellas es que la celda no debe oxidarse ni ser sensible a la humedad o a los cambios de temperatura. Otra es que la unidad sensora no debe fallar y por último la conexión entre los aparatos de lectura y las celdas no deben ser dañados durante la etapa constructiva o por movimientos de tierra subsecuentes a la terminación de la obra.

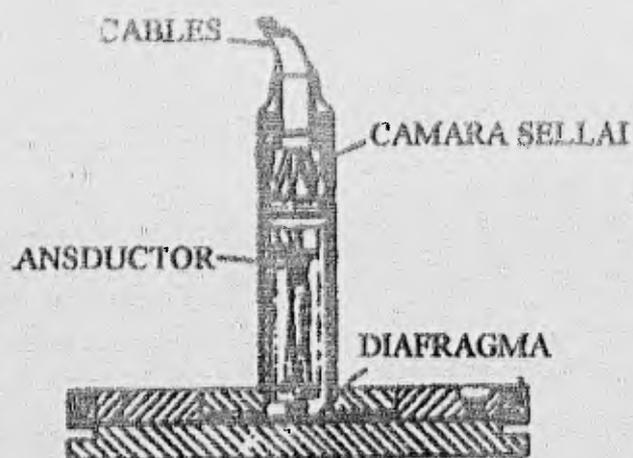


Fig 2.27 Celda de presión tipo Carlson

deformaciones diferenciales, en donde hay que evitar al máximo el hacer empalmes en los cables y protegerlos adecuadamente, los mismos cuidados que se mencionaron para las líneas de los piezómetros se pueden aplicar.

El problema principal con las celdas de presión es la determinación del factor de acción de estas, ya que depende de un gran número de variables incluyendo el tipo de suelo, el rango de esfuerzos y grado de compactación, así como al tipo de celda. Por lo que todo usuario debe de consultar la literatura disponible, particularmente aquella que este relacionada con la calibración. Muchas de las fabricas y en algunos laboratorios han desarrollado criterios para la calibración e instalación en el campo de las celdas.

Según la experiencia ha demostrado que las celdas de presión son los instrumentos más sensibles en cuanto a su forma de instalación, por lo que esta se debe de manejar cuidadosamente por el personal adecuado.

En cuanto a la durabilidad de la líneas hay que dar principal atención a su ubicación, particularmente en zonas donde se presenten

### 2.6.3 Instrumentos para medir movimientos de masas de tierra

Las medidas usualmente tomadas son de asentamientos o bufamiento, movimientos laterales, cambios de posición y cambios de dimensión. El principio general a seguir es el que los instrumentos mecánicos proporcionan datos fidedignos al compararlos con los obtenidos con dispositivos eléctricos.

#### 2.6.3.1 Referencias superficiales

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas; los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al eje de la excavación o como puntos aislados para referencias de nivel; observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones en las estructuras cercanas.

a) Testigo superficial

Es un cilindro de concreto simple (fig 2.28) de 15 cm de diámetro y 30 de altura, con un perno metálico empotrado en su extremo superior; este perno es un tornillo de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulg con una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla metálica de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para centrado.

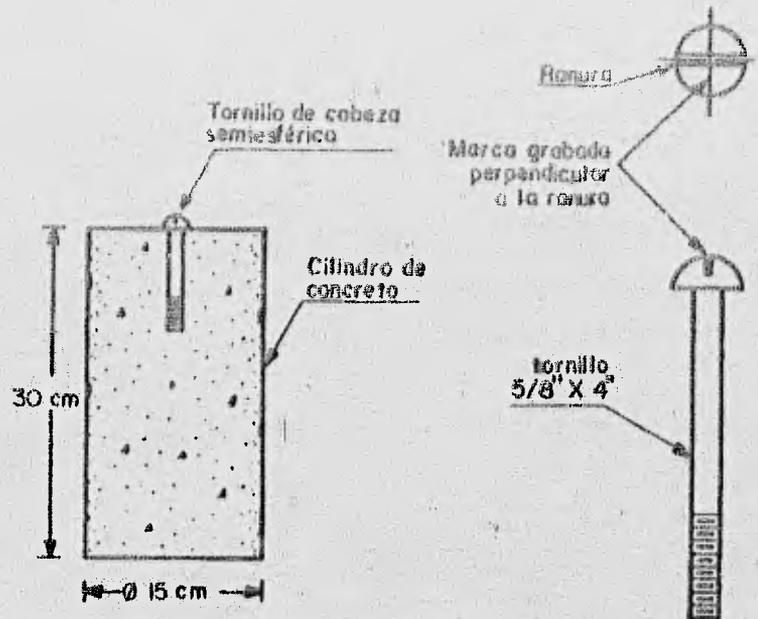


Fig 2.28 Testigo superficial

b) Testigo en muros

Es una referencia de nivel horizontal (fig 2.29) formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las excavaciones.

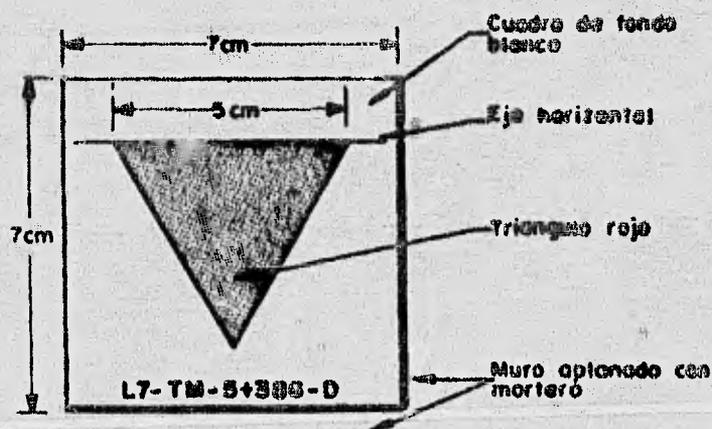


Fig 2.29 Testigo en muros de estructuras

### 2.6.3.2 Puntos de referencia subterráneos

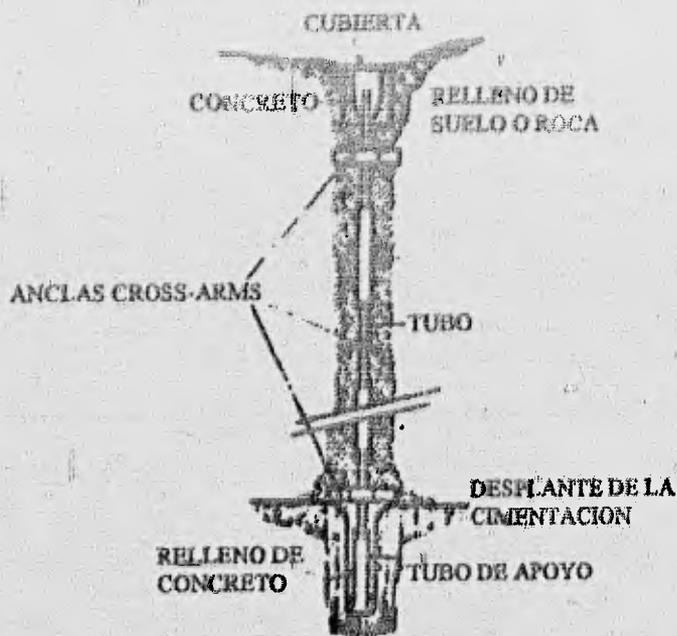


Fig 2.30 Tubo vertical de asentamiento múltiple

Existen situaciones en las cuales no es conveniente dejar estaciones de referencia superficiales, debido a que se requiere conocer los movimientos que se presentan por debajo de la superficie del terreno natural, tal y como sucede en el fondo de una excavación.

En la fig 2.30 se indica una placa que es colocada en el fondo de un barreno, a la cual se le ha fijado una varilla, que en su extremo superior, se encuentra un perno con una perforación de 1 mm de espesor para ser utilizado como punto de referencia al momento de colocar la plomada del aparato con el que se va a realizar la lectura.

Se pueden realizar una gran variedad de tipos de puntos de referencia, tal es el caso del punto de referencia Borros (fig 2.31), el cual consiste en una varilla fijada al suelo mediante unas anclas flexibles, que pasa a través de un tubo de diámetro superior para evitar los efectos de la fricción. La punta es instalada a la profundidad requerida y se acoplan las varillas necesarias para alcanzar la superficie.

### 2.6.3.3 Bancos de nivel

Para poder dar precisión a los datos de campo es primordial el contar con instrumentos de gran precisión y los bancos de nivel adecuados, en un sitio amplio es recomendable tener varios de estos bancos para reducir los errores de observación y revisar las medidas. El grado de sofisticación del banco de nivel dependerá de la precisión requerida, del tipo de suelo, de las condiciones ambientales del medio y del tiempo que se desee tener la instalación. Es esencial que

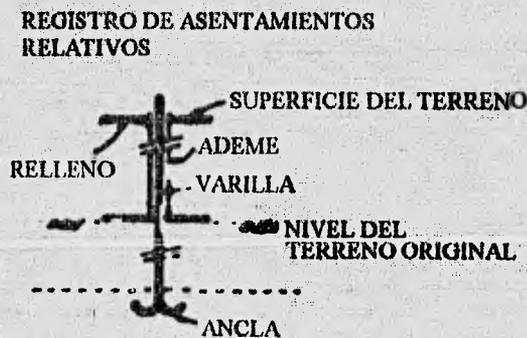


Fig 2.31 Banco de nivel profundo tipo Borros

en todos los casos el banco de nivel esté aislado del suelo, ya que este es susceptible de movimientos debido a cambios de carga o contenidos de humedad, por lo que de preferencia este debe de ser desplantado sobre roca firme.

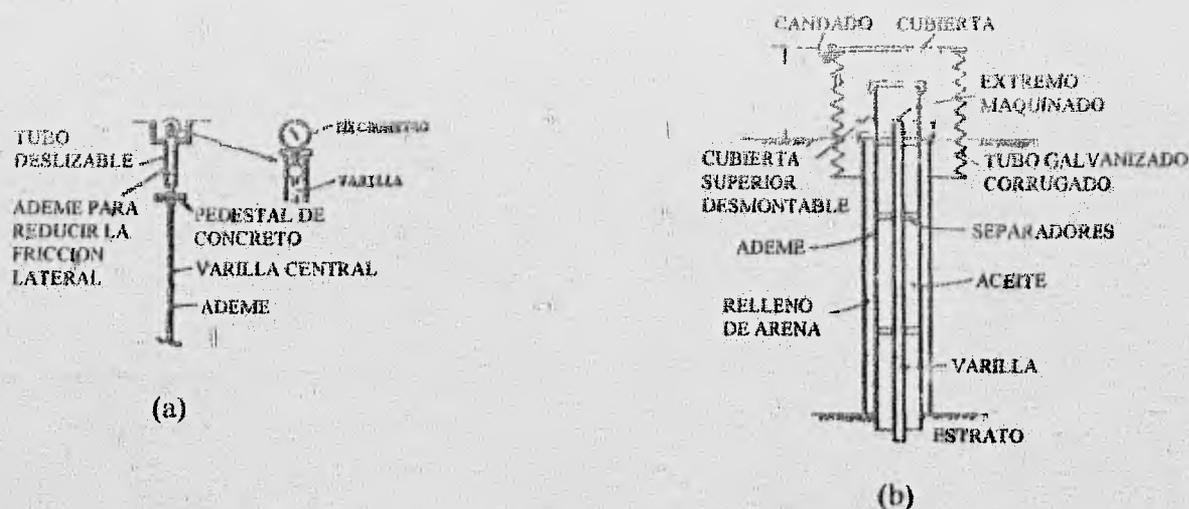


Fig 2.32 Banco de nivel tipo Bjerrum

Un caso especial de banco de nivel en el que se obtienen lecturas directas de los asentamientos que se presentan es el descrito por Bjerrum Et al (1965) y se muestra en la fig 2.32a.

Se puede apreciar que una tubería de revestimiento en contacto con el suelo está conectada a un plato por el cual pasa una varilla, que a través de un barreno se desplanta hasta un estrato duro, en el plato se ha instalado un micrómetro (que puede ser desmontable fig 2.32b), el cual va registrando los asentamientos.

### 2.6.3.4 Banco de nivel profundo

Es un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que pudieran estar ocurriendo en la superficie del terreno; sirve de referencia confiable para la medición de los desplazamientos verticales, que tienen lugar durante la construcción y vida útil de la estructura.

Es una columna metálica delgada firmemente apoyada en un estrato de suelo que no se asienta (fig 2.33); se instala dentro de una perforación de 4 1/2 pulg. de diámetro que se profundiza hasta el estrato firme que no sufre asentamientos. La columna metálica es un tubo galvanizado de 1 1/4 pulg., con coples a los que se les ha limado las aristas (fig 2.33); su extremo superior termina en un vértice, en el que se apoya el estrado. En su extremo inferior, la columna se ancla en un muerto de concreto de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura.

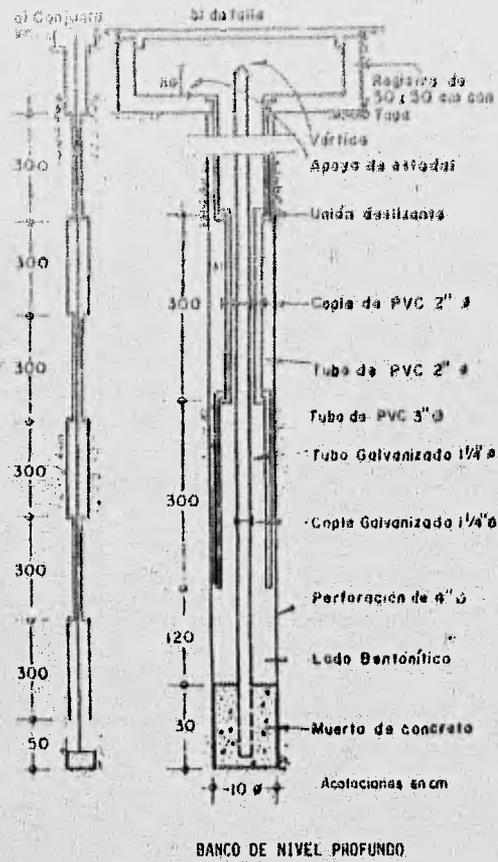


Fig 2.33 Banco de nivel profundo

## 2.6.4 Detectores de superficies de deslizamiento

Un gran número de extensómetros pueden ser utilizados para detectar movimientos de masas de suelo o roca a lo largo del eje de la perforación.

Los indicadores de deslizamientos son similares y proporcionan en forma económica la ubicación de la zona en donde está teniendo lugar el desplazamiento. Un tubo flexible de P.V.C. con una placa de base se introduce en una perforación, y se rellena alrededor del tubo con arena. Se debe de tener cuidado al momento de colocar el tubo, ya que hay que evitar que este se vaya a doblar y procurar que quede lo más vertical posible.

Una sonda es bajada hasta la base del tubo, cuando ocurre un movimiento lateral diferencial el tubo se deforma en la zona del movimiento. Elevando dicha sonda e introduciendo otra similar desde la superficie se determina la zona del

movimiento. La perforación tiene por lo general un diámetro de 75 mm y se debe de proteger en el extremo superior para evitar obstrucciones en el tubo por objetos que lleguen a caer.

### 2.6.4.1 Deflectómetros

Este es un dispositivo para medir los desplazamientos relativos al eje de la perforación, el instrumento consiste en un alambre tensado el cual pasa por varios ojillos equiespaciados a todo lo largo de su longitud, hay transductores que miden el cambio angular del alambre con respecto al ojillo (fig 2.34).

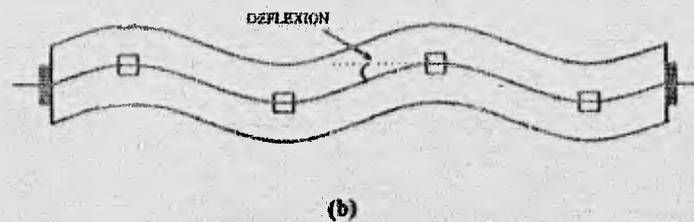
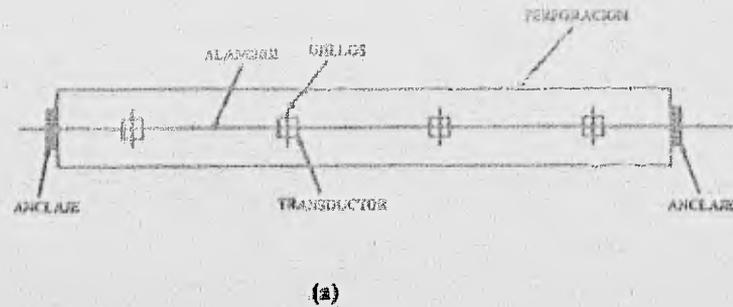


Fig 2.34 Deflectómetros

### 2.6.4.2 Inclinómetro

El inclinómetro permite conocer la distribución con la profundidad de los desplazamientos horizontales que se presentan en la masa de suelo cercana a las excavaciones. Es un equipo de medición constituido por los siguientes cuatro elementos (fig 2.35):

**Ademe.** Es una tubería metálica o de plástico telescópica, disponible en tramos de 1.5 y 3 m de longitud, que se une mediante coples para alcanzar la profundidad requerida; esta tubería tiene ranuras longitudinales perpendiculares entre sí, que sirven de guía a la sonda durante las mediciones. El ademe se instala en una perforación vertical, empotrando su extremo inferior en el fondo de ésta, fuera de la profundidad de influencia de la excavación.

**Sonda.** Es la unidad de medición portátil, que aloja el sensor de inclinación; este último consiste básicamente en una masa guía instrumentada que genera una señal eléctrica proporcional a su inclinación.

**Cable eléctrico graduado.** Transmite las señales de la sonda hacia la unidad de registro y lectura; además, sirve como referencia para conocer la profundidad de la sonda en los distintos niveles de medición.

Unidad de control y lectura. Su función es recibir las señales eléctricas y transformarlas en lecturas analógicas o digitales para su registro e interpretación, así como generar la energía necesaria para activar la sonda.

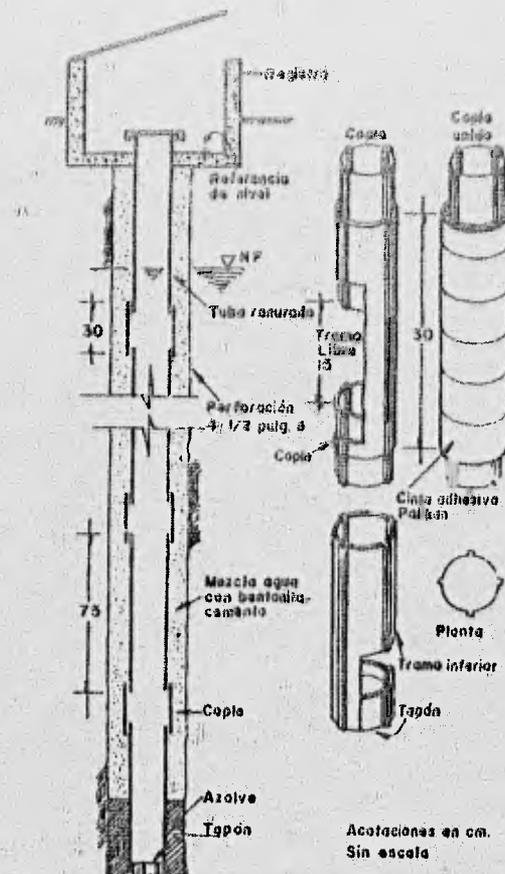


Fig 2.35 Tubería para inclinómetro

### 2.6.4.3 Banco de nivel flotante

Este dispositivo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto. Los elementos que lo integran son: a) tubo galvanizado de 1.0 pulg de diámetro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco, b) muerto de concreto de 4 pulgadas de diámetro y 30 cm de altura, colocado en la parte inferior de la tubería, c) cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto, d) tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo. (ver fig 2.36).

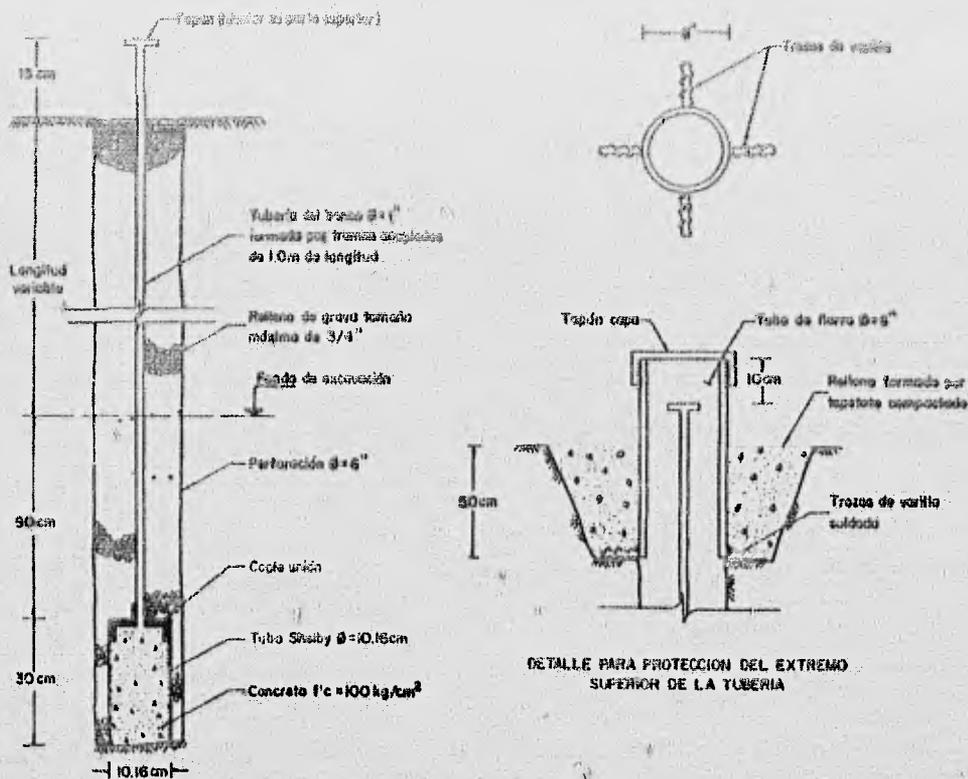


Fig 2.36 Banco de nivel flotante

#### 2.6.4.4 Vida útil y confiabilidad de los instrumentos para medir desplazamientos

Ya que no podemos asegurar en que momento los instrumentos fallarán o que funcionarán adecuadamente, de aquí que es importante el conocer los factores que se suponen controlan la vida útil de los instrumentos. El más importante requerimiento que debe de conocerse en relación con cualquier sistema de instrumentación es el de estar familiarizado con todas las posibles causas de mal funcionamiento de los aparatos. Muchos de los instrumentos discutidos en este capítulo son muy simples. A pesar de que son robustos, pueden ser susceptibles a ser dañados durante la obra o por vandalismo, es por eso conveniente el tener instrumentos de respaldo para poder sustituirlos en caso de ser necesario.

En lo que se refiere a instrumentos que necesitan de conexiones, es de vital importancia el procurar que estas soporten la etapa de construcción, sobre todo los movimientos diferenciales del suelo ya que los cables pueden sufrir roturas si no se alojan en ductos especiales, sobre todo ductos capaces de soportar fuerzas cortantes, particularmente en zonas donde se sospeche que se

presentarán.

Ya que el suelo es corrosivo hay que procurar hasta donde se pueda el instalar elementos no metálicos. Se han presentado muchos casos de corrosión en los ductos de aluminio de los inclinómetros a los pocos meses de haberse instalado; también en los tubos telescópicos de los tubos verticales de asentamientos (cross-arms).

La necesidad de calibración del instrumento es importante, por lo que todos los fabricantes deben de proporcionar listas detalladas en donde cubran todas las etapas de instalación, calibración en ceros y la toma de lecturas.

Este aspecto de la toma de lecturas es en donde se pueden dar datos falsos, especialmente cuando se utilizan transductores eléctricos en la recopilación de datos de asentamientos, es por esto que se recomienda el uso de sistemas mecánicos para tener hasta cierto punto la seguridad de que están bien tomados los registros.

## **CAPITULO 3**

### **EMPLEO DEL METODO DEL ELEMENTO FINITO PARA ESTIMAR MOVIMIENTOS**

En ingeniería civil es clásico recurrir a soluciones analíticas para resolver un problema, en donde se cuenta con una fórmula explícita que permite tomar en consideración las variables significativas que intervienen en dicho problema.

Sin embargo, no es posible tener soluciones analíticas para todos los casos. Así entonces, el método del elemento finito es una poderosa herramienta que permite obtener soluciones aproximadas a estos problemas.

#### **3.1 Principios básicos**

El método del elemento finito es un procedimiento que permite evaluar el estado de esfuerzos y deformaciones en un medio continuo planteando la solución de ecuaciones diferenciales de valores en la frontera o de valores en la frontera e iniciales. Básicamente consiste en discretizar el medio en un número finito de elementos de formas arbitrarias, interconectados en sus fronteras por nodos

comunes a dos o más elementos.

Por medio de una función polinomial se interpola dentro del campo de desplazamientos, para obtener la matriz de rigidez del elemento. Posteriormente se ensamblan las matrices de rigideces de los elementos para obtener la matriz de rigidez global. Por otra parte, el vector de cargas se aplica en los nodos y se resuelven las ecuaciones de equilibrio para los desplazamientos nodales. Por último, se calculan los esfuerzos y deformaciones en cada elemento a partir de dichos desplazamientos.

Considerando un elemento triangular (fig 3.1), se tiene que las componentes del vector de desplazamientos (para un caso bidimensional) quedan expresadas por:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = [N] [d_e]$$

donde la matriz N es la función de interpolación que permite aproximar la solución exacta de los desplazamientos dentro del elemento y  $d_e$  es el vector de desplazamientos nodales.

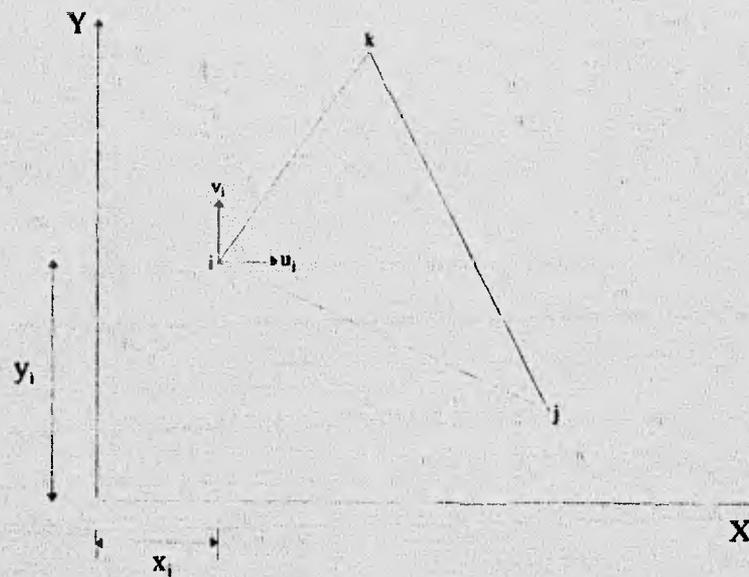


Fig 3.1 Desplazamientos en los nodos de un elemento triangular

Encontrando los desplazamientos u y v, para dos grados de libertad, a partir de la consideración de que éstos son funciones lineales de las coordenadas, entonces:

$$u = a_1 + a_2 x + a_3 y \quad (3.1)$$

$$v = a_4 + a_5 x + a_6 y \quad (3.2)$$

Sustituyendo las coordenadas de los tres nodos (para un elemento triangular) en la ec (3.1), se tiene que:

$$\begin{aligned} u_i &= a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i \\ u_j &= a_1 + a_2 x_j + a_3 y_j \\ u_k &= a_1 + a_2 x_k + a_3 y_k \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema para obtener el valor de cada constante:

$$a_1 = \frac{1}{2A} [ u_i (x_j y_k - x_k y_j) - x_i (u_j y_k - u_k y_j) + y_i (u_j x_k - u_k x_j) ]$$

$$a_2 = \frac{1}{2A} [ (u_j y_k - u_k y_j) - u_i (y_k - y_j) + y_i (u_k - u_j) ]$$

$$a_3 = \frac{1}{2A} [ (x_j u_k - x_k u_j) - x_i (u_k - u_j) + u_i (x_k - x_j) ]$$

donde A es el área del triángulo.

Sustituyendo estos valores en la ec (3.1) se llega a:

$$\begin{aligned} u &= \frac{1}{2A} \{ u_i [ (x_j y_k - x_k y_j) + (y_k - y_j)x + (x_k - x_j)y ] \} + \\ &\{ u_j [ (x_k y_i - x_i y_k) + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y ] \} + \\ &\{ u_k [ (x_i y_j - y_i x_j) + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y ] \} \end{aligned}$$

Si llamamos

$$x_j y_k - x_k y_j = a_i$$

$$x_k y_i - x_i y_k = a_j$$

$$x_i y_j - y_i x_j = a_k$$

entonces:

$$\begin{aligned}
 u = \frac{1}{2A} \{ & u_i [ a_i + (y_k - y_j)x + (x_k - x_j)y ] \} + \\
 & \{ u_j [ a_j + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y ] \} + \\
 & \{ u_k [ a_k + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y ] \}
 \end{aligned} \tag{3.3}$$

Procediendo de manera similar para los desplazamientos verticales  $v$ , se tiene :

$$\begin{aligned}
 v = \frac{1}{2A} \{ & v_i [ a_i + (y_k - y_j)x + (x_k - x_j)y ] \} + \\
 & \{ v_j [ a_j + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y ] \} + \\
 & \{ v_k [ a_k + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y ] \}
 \end{aligned} \tag{3.4}$$

Expresando en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = [ N ] [ d_e ]$$

Es decir:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{bmatrix}$$

donde

$$N_1 = \frac{1}{2A} [ a_i + (y_k - y_j)x + (x_k - x_j)y ]$$

$$N_2 = \frac{1}{2A} [ a_j + (y_k - y_i)x + (x_i - x_k)y ]$$

$$N_3 = \frac{1}{2A} [ a_k + (y_i - y_j)x + (x_j - x_i)y ]$$

De acuerdo con la teoría de la Elasticidad, las deformaciones unitarias están dadas (para deformación plana) por:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

Así que de las ecs (3.3) y (3.4), se obtiene que (derivando u con respecto a "x"):

$$\epsilon_x = \frac{1}{2A} [ (y_k - y_j)u_i + (y_k - y_i)u_j + (y_i - y_j)u_k ]$$

(derivando v con respecto a "y")

$$\epsilon_y = \frac{1}{2A} [ (x_k - x_j)v_i + (x_i - x_k)v_j + (x_j - x_i)v_k ]$$

(y derivando u respecto a "y" y v respecto a "x")

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{2A} [ (x_k - x_j)u_i + (x_i - x_k)u_j + (x_j - x_i)u_k ] +$$

$$\left[ (y_k - y_j)v_i + (y_k - y_i)v_j + (y_i - y_j)v_k \right]$$

Que matricialmente se puede escribir como:

$$\epsilon = B d_e \tag{3.5}$$

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} B_1 & 0 & B_2 & 0 & B_3 & 0 \\ 0 & B_4 & 0 & B_5 & 0 & B_6 \\ B_4 & B_1 & B_5 & B_2 & B_6 & B_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{bmatrix}$$

En donde:

$$B_1 = (y_k - y_j)$$

$$B_2 = (y_k - y_i)$$

$$B_3 = (y_i - y_j)$$

$$B_4 = (x_k - x_j)$$

$$B_5 = (x_i - x_k)$$

$$B_6 = (x_j - x_i)$$

Se observa que la matriz B depende únicamente de las coordenadas de los nodos del elemento.

Por otra parte, los esfuerzos dentro del elemento están en función de los desplazamientos de los nodos, por la ley de Hooke, es decir:

$$\sigma = D \epsilon \tag{3.6}$$

Donde la matriz  $D$  mide el cambio geométrico del elemento y es obtenida a partir de las ecuaciones constitutivas de un material sólido, elástico, lineal e isotrópico; las cuales están dadas por las ecuaciones de Hooke - Cauchy, conocidas también como la ley de Hooke generalizada. Para un estado plano de deformaciones, la matriz  $D$  tiene la siguiente forma:

$$D = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1 - \nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1 - \nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)} \end{bmatrix}$$

Siendo:

- $E$  = Módulo de elasticidad.
- $\nu$  = Relación de Poisson.

Ahora bien, sustituyendo el valor de la matriz  $\epsilon$ , ec (3.5); en la expresión (3.6) se obtiene:

$$\sigma = D B d_e \tag{3.7}$$

Para la determinación de la matriz de rigidez de un elemento, se puede recurrir a la valuación del trabajo originado por las fuerzas externas y del trabajo interno producido por la deformación acumulada.

Según la fig 3.2, el trabajo que provocan las fuerzas externas vale:

$$W = \frac{1}{2} (P_i u_i + Q_i v_i + P_j u_j + Q_j v_j + P_k v_k + Q_k v_k)$$

Que si se expresa matricialmente queda como:

$$W = \frac{1}{2} d_e^T P_e \tag{3.8}$$

donde

$$P_e = \begin{bmatrix} P_i \\ Q_i \\ P_j \\ Q_j \\ P_k \\ Q_k \end{bmatrix}$$

Por otra parte, al valor el trabajo interno acumulado dentro del elemento por unidad de volumen, se tiene que:

$$\dot{W}_{in} = \frac{1}{2} (\epsilon_x \sigma_x + \epsilon_y \sigma_y + \gamma_{xy} \tau_{xy})$$

Escribiéndolo en forma matricial se expresa como:

$$\dot{W}_{in} = \frac{1}{2} \epsilon^T \sigma$$

Así pues, el trabajo interno en todo el volumen del elemento vale:

$$W_{in} = \int_{vol} \dot{W}_{in} dV = \frac{1}{2} \int_{vol} \epsilon^T \sigma dV \quad (3.9)$$

Igualando las ecs (3.8) y (3.9), se obtiene:

$$d_e^T P_e = \int_{vol} \epsilon^T \sigma dV$$

Sustituyendo la expresión (3.5)

$$d_e^T P_e = \int_{vol} d_e^T B^T \sigma dV$$

$$d_e^T P_e = d_e^T \int_{vol} B^T \sigma dV$$

$$P_e = \int_{vol} B^T \sigma dV$$

Sustituyendo la ec (3.7)

$$P_e = \int_{vol} B^T D B d_e dV$$

Ahora, si se considera:

- a) Un espesor unitario del elemento.
- b) Que el tamaño del elemento decrece.

Entonces

$$P_e = B^T D B d_e A$$

donde

A = Área del elemento

Llamando a  $K_e$  matriz de rigidez del elemento, y estando definida como:

$$K_e = B^T D B A$$

entonces se tiene que:

$$P_e = K_e d_e$$

Así pues, para determinar la matriz de rigidez global, se superponen las rigideces individuales de cada elemento por adición directa, formando de esta manera, una matriz K.

Si se denomina U al vector de desplazamientos de todo el medio y P al vector de carga, entonces se podrá obtener para todo el entorno la siguiente expresión:

$$P = K U$$

Esta expresión origina un sistema de ecuaciones donde las incógnitas son los desplazamientos en los nodos de los elementos. Su solución permite conocer dichos desplazamientos y así determinar las deformaciones unitarias y los esfuerzos en cada elemento utilizando las ecuaciones (3.5) y (3.7) respectivamente.

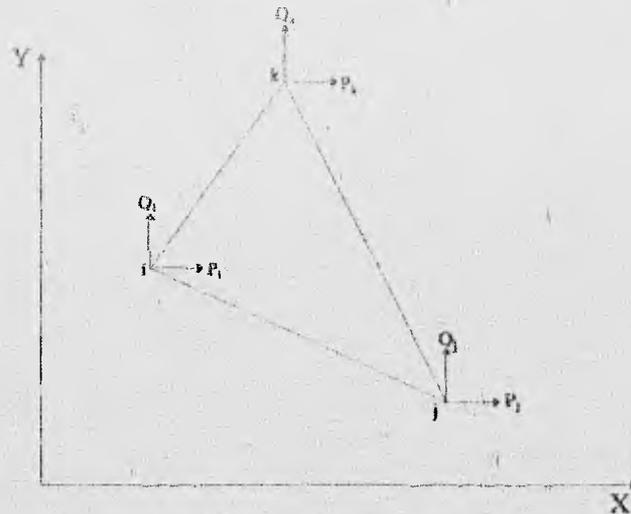


Fig 3.2 Cargas en los nodos de un elemento triangular

### 3.2 Aplicación del método del elemento finito en excavaciones profundas

Uno de los aspectos fundamentales en la excavación de suelos blandos es el procedimiento constructivo empleado, ya que de él depende en gran medida su comportamiento, durante y después de la construcción. Consecuentemente, en el análisis de este tipo de obras es preciso que se incluyan de manera específica, además de las características geotécnicas y geométricas, los procedimientos constructivos que se utilizarán.

Actualmente, este factor y otros parámetros que influyen en los movimientos y en la estabilidad de una excavación no se toman en cuenta de manera concreta, sino que se utilizan reglas empíricas relativamente burdas que proporcionan un bajo nivel de aproximación. Una manera de hacer más formal este tipo de análisis, es aprovechar la información obtenida de movimientos laterales de muros de retención mediante inclinómetros, los cuales proporcionan información valiosa que ayuda a entender el problema. El análisis detallado de casos específicos bien documentados utilizando técnicas numéricas como el método del elemento finito permite avanzar el conocimiento sobre el comportamiento de obras térreas, es por ello, que uno de los aspectos primordiales en el desarrollo de modelos numéricos es su calibración con casos historia. De hecho, antes de usarlos como ayuda de diseño es preciso evaluar su confiabilidad y rango de aplicación.

Debe señalarse que un análisis que incluya los aspectos constructivos es complicado debido a que: 1) la frontera del dominio de análisis cambia continuamente, en el caso de una excavación el suelo del fondo se remueve a medida que avanza la obra; 2) durante la excavación se instalan otros elementos estructurales como muros, troqueles, ademes, etc., con el fin de mejorar la estabilidad de la excavación, lo que conlleva a la combinación de elementos de diversos tipos; 3) el ambiente

de la excavación en zonas urbanas incluye edificios y otras estructuras con las que interactúa la excavación y 4) el comportamiento de los suelos durante la excavación no es fácil modelarlo ya que es sometido a diversas trayectorias de esfuerzos.

Para interpretar los movimientos del terreno inducidos por una excavación y desarrollar un marco teórico que permita establecer el patrón de comportamiento de excavaciones apuntaladas se utilizó un programa de computadora que simula los aspectos más relevantes de los procedimientos constructivos. El comportamiento del suelo se asimila a un modelo elasto-plástico perfecto, combinado con la ley de falla de Von Mises y suponiendo una regla de flujo asociada. Este tipo de modelo da resultados satisfactorios cuando se usa para reproducir el comportamiento no-drenado de arcillas saturadas (ref 8).

### **3.2.1 Características del programa utilizado**

El programa que se utilizó se denomina TEST92, el cual fue elaborado en el Instituto de Ingeniería, a partir de un programa llamado TEST previamente implementado (Li y Romo, 1990); y tiene las siguientes características:

- a) Se puede implementar en cualquier computadora personal (PC) compatible con el sistema IBM-PC.
- b) El problema es bidimensional y estático.
- c) Se tiene la opción de modelar el proceso de construcción por etapas o la forma de aplicación de cargas.
- d) Consta de diferentes tipos de elementos: sólidos, viga y barra.
- e) Cuenta con algoritmo incremental e iterativo para analizar problemas no lineales. Los materiales pueden ser elásticos lineales, elasto-plásticos perfectos y/o que siguen el modelo modificado del estado crítico.
- f) Maneja el concepto de almacenamiento dinámico.

Como se apuntó, el programa utilizado puede simular por etapas la construcción o la aplicación de las cargas. Esto se logra mediante un algoritmo variacional, lo cual garantiza la unicidad de la solución del problema.

Según los principios de la mecánica del medio continuo, si el medio es elástico lineal, la superposición de esfuerzos y deformaciones siempre es válida. Esto implica que la respuesta final del sistema solamente depende de las condiciones de frontera finales que incluyen tanto la geometría como las cargas, y es independiente de la historia de carga y la del cambio de geometría. Este argumento implica la unicidad de la solución del problema.

El método variacional implementado en TEST92, se basa en la solución propuesta por Borja y otros (1989). La idea es convertir primero los esfuerzos distribuidos en cada elemento en fuerzas internas concentradas en los nudos; y después, las mismas fuerzas se aplican en la siguiente etapa como solicitaciones externas cuya dirección de aplicación debe ser consistente con el proceso a simular. Si se trata de construcción, las fuerzas se aplican en la porción recién construida; y si se trata de excavación, las fuerzas se aplican con signo opuesto a las calculadas de tal manera que se forman nuevas fronteras. Especial atención requiere el dominio del cálculo de las fuerzas nodales internas. Las fuerzas nodales aplicadas en la etapa actual deben calcularse de acuerdo con la configuración actual del sistema y no con la anterior. Esto físicamente equivale a considerar la excavación o construcción como eventos instantáneos los cuales son simulados por la sustracción o adición de elementos en la malla de elementos finitos.

Para ilustrar de manera sencilla el algoritmo variacional, recordemos el método de Newton-Raphson, el cual proporciona las raíces de una función conocida por aproximaciones sucesivas mediante la expresión:

$$x_{n+1} = x_n - \frac{F(x_n)}{F'(x_n)}$$

Geoméricamente, el método de las tangentes consiste en trazar una vertical por la primera aproximación hasta cortar la curva de ecuación  $y = F(x)$ ; por el punto de corte trazar una tangente a la propia curva hasta intersectar el eje  $x$ ; en este punto de intersección se tendrá la nueva aproximación y habrá que repetir el proceso tantas veces como sea necesario (fig 3.3).

Para nuestro caso, si generalizamos este concepto, de tal manera que no solo involucre una función conocida, sino que para cualquier operador diferencial  $\phi$ , en lugar de proporcionar una raíz, determinemos el vector desplazamiento; se puede plantear lo siguiente:

$$\bar{d}_{n+1} = \bar{d}_n - \frac{\phi(\bar{d}_n) - \bar{F}}{\phi'(\bar{d}_n)} \quad (3.10)$$

donde, para el caso de excavación, la ecuación diferencial que gobierna el problema es:

$$\phi(\bar{d}_n) - \bar{F} = 0$$

lo cual, no es más que el principio del trabajo virtual.

Dentro del marco del elemento finito lo anterior se puede expresar como:

$$(F_{int})_{n+1} - (F_{ext})_{n+1} = 0$$

en donde  $F_{int}$  y  $F_{ext}$  son los vectores de fuerzas internas y externas, definidos de la siguiente

manera:

$$(F_{int})_{n+1} = \int_{\Omega_{n+1}} B_{n+1}^T \{\sigma\}_{n+1} d\Omega$$

$$(F_{ext})_{n+1} = \int_{\Omega_{n+1}} N_{n+1}^T f d\Omega$$

donde  $\Omega_{n+1} = \Omega(t_{n+1})$  es el dominio del problema en el tiempo  $t_{n+1}$ .  $B_{n+1}$  y  $N_{n+1}$  denotan la matriz global de transformación deformación-desplazamiento y la matriz global de función de forma (definidas para un elemento triangular en el inciso 3.1) comúnmente usadas en el método del elemento finito.  $\{\sigma\}_{n+1}$  es el vector de esfuerzos.

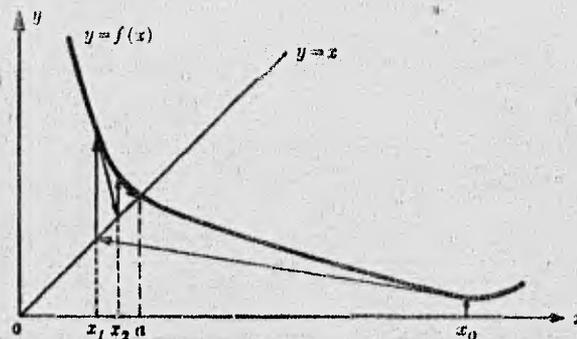


Fig 3.3 Método de Newton-Raphson para  $x=f(x)$

Nótese que en las expresiones anteriores todas las cantidades son para el instante  $t_{n+1}$ . Esto implica que el factor tiempo está involucrado en el problema y su solución debe realizarse marchando en el tiempo. De un instante  $t_n$  al otro  $t_{n+1}$ , los desplazamientos nodales sufren un cambio de  $d_n$  a  $d_{n+1}$  y consecuentemente los esfuerzos de  $\{\sigma\}_n$  a  $\{\sigma\}_{n+1}$ .

Ahora bien, la derivada de las fuerzas internas está definida por:

$$\dot{\phi}(d_n) = \dot{F}_{int}(d_{n+1}^k) = \int_{\Omega_{n+1}} B_{n+1}^T C_{n+1}^k B_{n+1} d\Omega$$

donde

$$C_{n+1}^k = \frac{\partial \{\sigma\}_{n+1}^k}{\partial \{\epsilon\}_{n+1}^k}$$

es la matriz consistente del módulo tangente que se obtiene por la evaluación de la variación del vector esfuerzo  $\{\sigma\}_{n+1}^k$  con respecto al vector deformación  $\{\epsilon\}_{n+1}^k$ ,  $k$  es la  $k$ -ésima iteración.

Sustituyendo en la ec (3.10), se llega a:

$$\bar{d}_{n+1} = \bar{d}_n - \frac{\left[ \int_{\Omega_{n+1}} B_{n+1}^T \{\sigma\}_{n+1} d\Omega - \left( \int_{\Omega_{n+1}} N_{n+1}^T f d\Omega \right) \right]}{\int_{\Omega_{n+1}} B_{n+1}^T C_{n+1}^k B_{n+1} d\Omega}$$

La expresión anterior describe el proceso iterativo, el cual se inicia con esfuerzos supuestos (iniciales)  $\sigma_0$  con desplazamientos ( $d_n$ ) igual a cero. Se realizan iteraciones hasta que:

$$\frac{\phi(\bar{d}_n) - \bar{F}}{\dot{\phi}(\bar{d}_n)} = 0$$

Para una nueva etapa se inicia con los esfuerzos calculados en la etapa anterior, solo que ahora en el nuevo dominio; y se detendrá cuando los desplazamientos  $d_{n+1} = d_n$  sean prácticamente iguales o cumpliendo la tolerancia definida.

Lo anterior lo podemos generalizar como:

$$d_{n+1}^{k+1} = d_{n+1}^k + \left[ \dot{F}_{int} (d_{n+1}^k) \right]^{-1} \left[ (F_{ext})_{n+1} - F_{int} (d_{n+1}^k) \right]$$

### 3.2.2 Caso historia analizado

Para mostrar la aplicación del método del elemento finito en la estimación de movimientos en el terreno inducidos por el proceso de una excavación apuntalada, se comparan los desplazamientos medidos al final de la excavación de la celda 2 del cruce de la línea 8 con la 9 del sistema de transporte colectivo (metro) con los calculados por etapas con el método del elemento finito.

#### a) Descripción del problema

La solución al cruce de la línea 8 con la 9, cuya ubicación se muestra en la fig 3.4, está constituida por un cajón de concreto armado de sección rectangular que se construyó a cielo abierto entre muros Milán y se desplantó a unos 15.70 m de profundidad. El cajón tiene 7.20 m de ancho y 5.15 m de altura, con un sobregálbo de 4.98 m, en las zonas aledañas al cajón de la línea 9,

*Empleo del método del elemento finito para estimar movimientos*

separado con pérgolas de acero, como se indica en la fig 3.5 (ref 3).

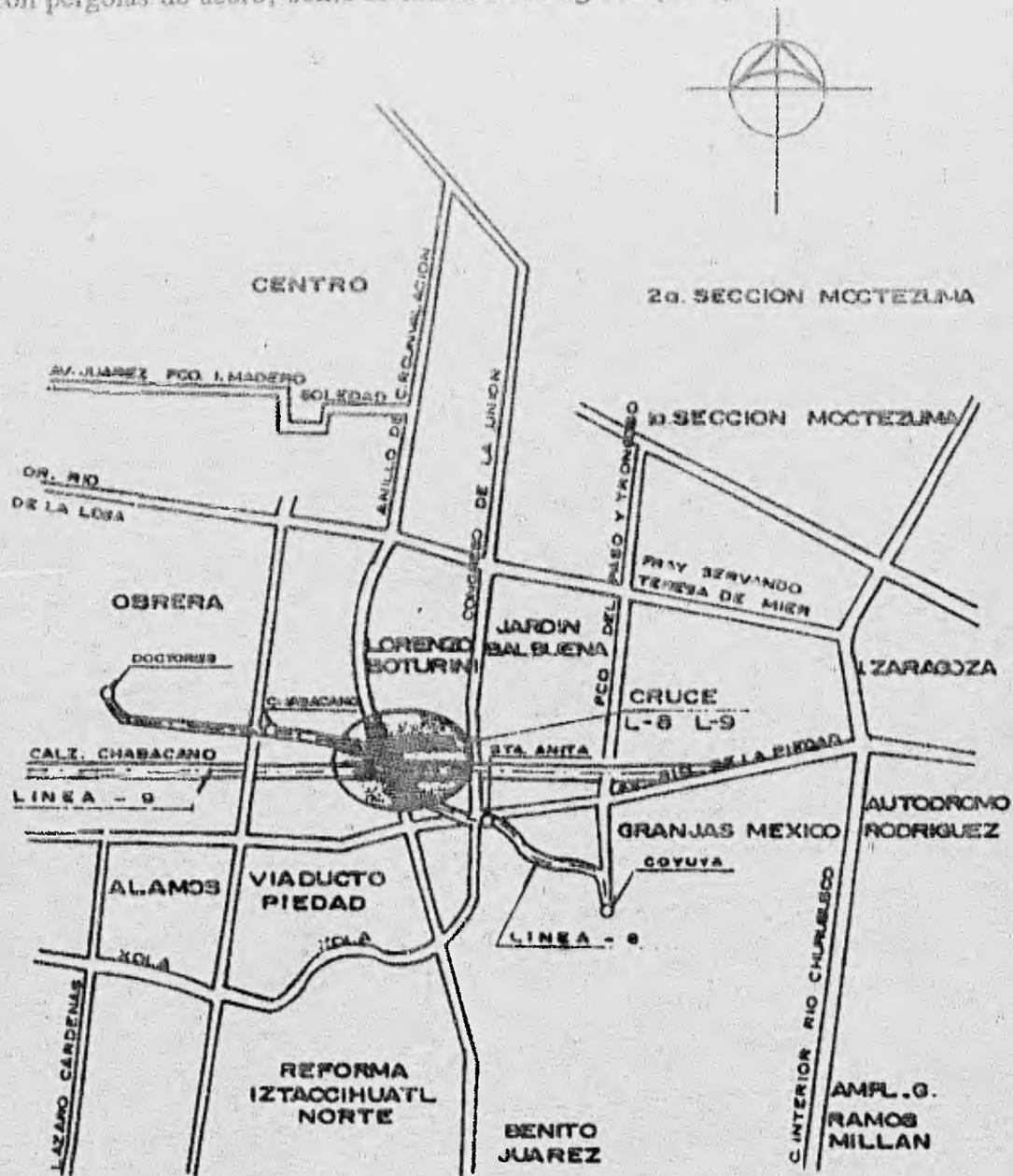


Fig 3.4 Croquis de localización

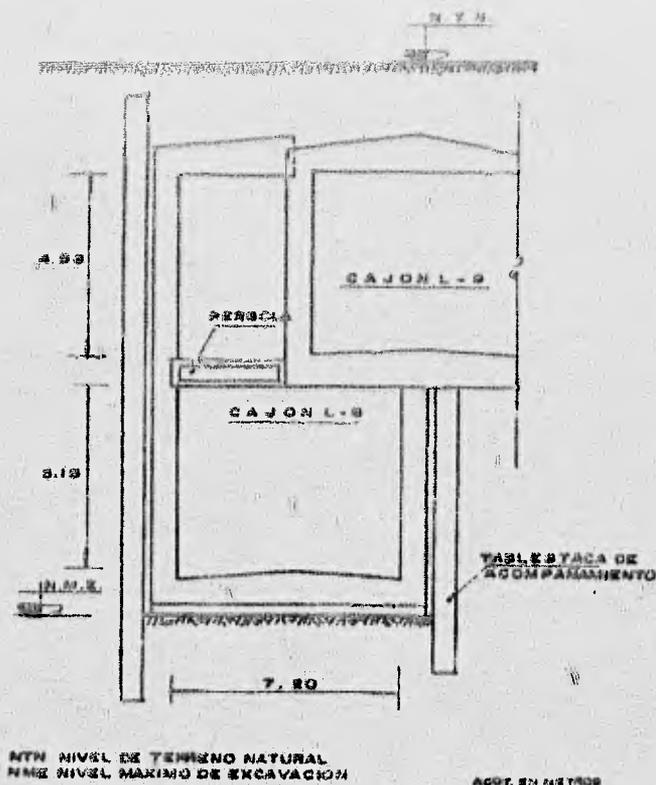


Fig 3.5 Cajón en cruce de línea 8 con línea 9

las condiciones existentes este procedimiento de excavación presentaba alto riesgo. Por tal motivo, se evaluó la alternativa de excavar a cielo abierto entre celdas formadas con muros transversales cuya separación entre sí fue de 8.5 m. El procedimiento constructivo también contempla la instalación de puntales a diferentes alturas de los muros Milán para ayudar a equilibrar los empujes del suelo y darle mayor estabilidad global a la excavación. En la fig 3.9 se muestra la localización de los puntales y la precarga correspondiente. En cada nivel se instalaron dos puntales cuya separación se fijó en función de la longitud de la celda. En la fig 3.10 se presenta un esquema de la planta de las celdas, así como la localización de los inclinómetros que se instalaron para monitorear los desplazamientos horizontales del terreno inducidos por la excavación del suelo dentro de las celdas. El tubo del inclinómetro se llevó hasta 22 m de profundidad.

La localización de los sondeos realizados, así como las características estratigráficas y algunas de las propiedades de los suelos en el sitio del cruce se muestran en las figs 3.6 a 3.8. El nivel freático se localiza a 2.70 m del nivel del terreno natural y la primera capa dura se ubica a 36 m. La arcilla tiene una resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ) promedio de 2.5 t/m<sup>2</sup> y un contenido natural de agua promedio de unos 300%. Se pueden apreciar lentes de arena intercalados en la formación arcillosa a diferentes profundidades y de varios espesores.

La excavación del suelo entre los muros Milán, previamente instalados, se lleva a cabo usualmente en talud. Sin embargo, en este caso los análisis de estabilidad de taludes y los cálculos de falla de fondo mostraron que para

b) Modelación numérica

La modelación de la excavación se lleva de acuerdo con los siguientes pasos: 1) se determinan los esfuerzos iniciales en el suelo. Esto puede incluir, además del peso propio del suelo, sobrecargas impuestas por construcciones vecinas. 2) Colocación del muro Milán e inicio de la excavación hasta el primer nivel de puntales. 3) Colocación del primer nivel de puntales con la precarga especificada. 4) Se excava el suelo hasta el segundo nivel de puntales. 5) Se coloca el segundo nivel de puntales y se aplica la precarga especificada. Se repiten los pasos 4 y 5 hasta llegar al fondo de la excavación. 6) Se coloca el firme y la losa de fondo del cajón.

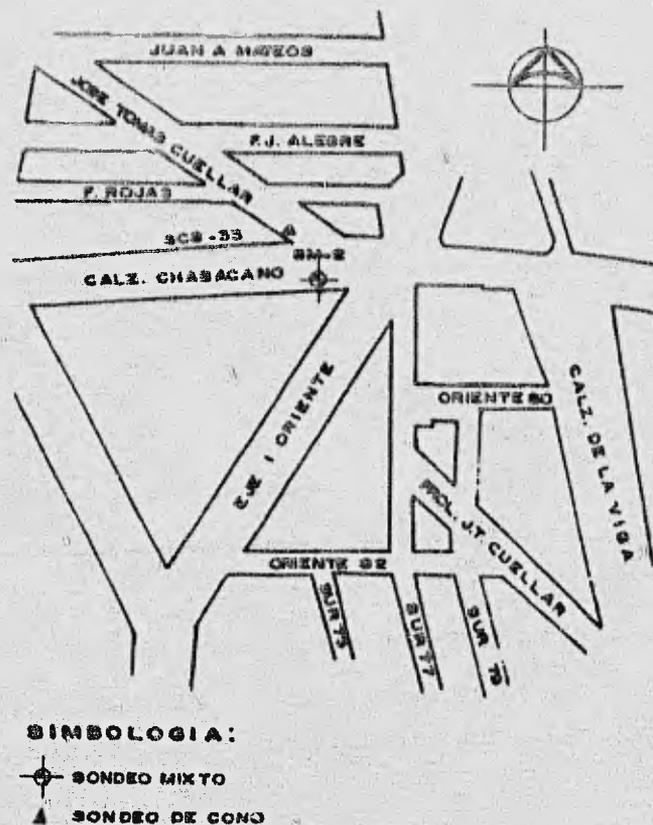


Fig 3.6 Localización de sondeos

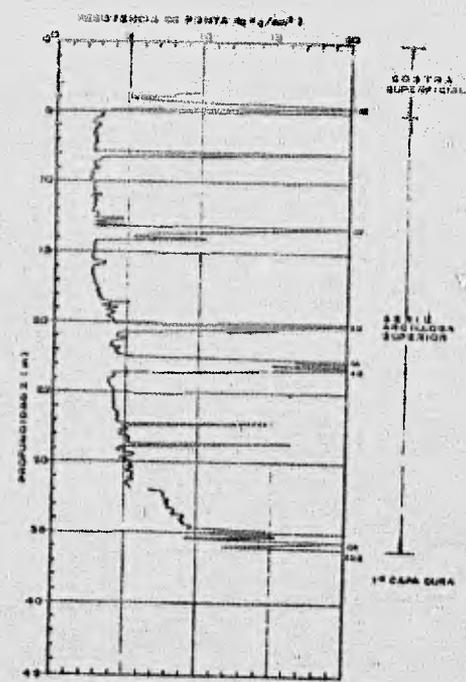
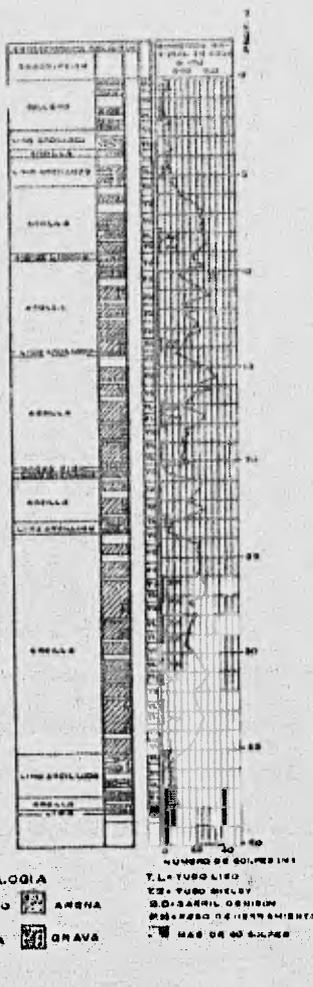


Fig 3.7 Sondeo mixto SM-2

Fig 3.8 Sondeo de cono SC8-33

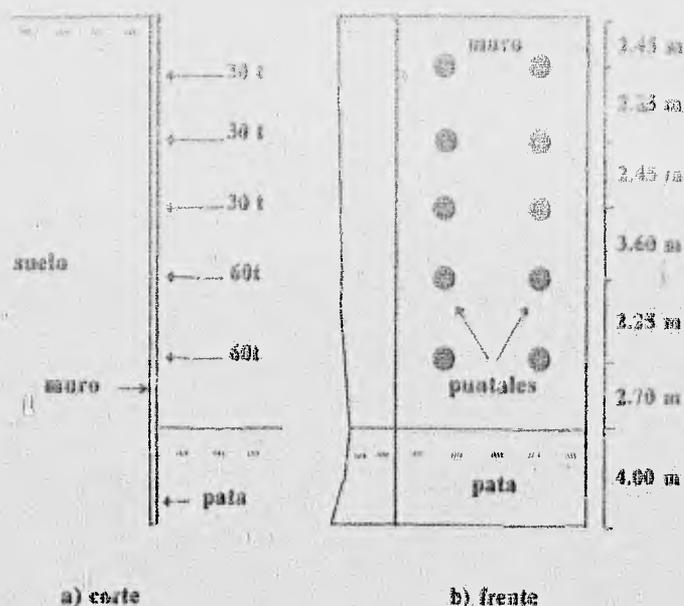


Fig 3.9 Esquema de la localización de puntales

Para el caso de las celdas de excavación que se hicieron en el cruce de la línea 8 con la 9, los muros transversales introducen un efecto tridimensional que en las condiciones actuales del programa de computadora no se puede considerar explícitamente. Para incluir la restricción que imponen estos muros al movimiento del suelo hacia la excavación se hizo la siguiente consideración. Si los muros longitudinales no tuvieran la restricción impuesta por los transversales y las presiones del suelo fueran iguales a lo largo de ellos, su desplazamiento hacia la excavación sería de igual magnitud en la longitud del muro. Debido a la presencia de los muros transversales, el desplazamiento del muro longitudinal varía de prácticamente cero (en el apoyo) hasta un valor máximo, cuya magnitud depende de la distancia entre muros transversales. De manera equivalente, este efecto de apoyo se puede producir aplicando cargas que eviten el desplazamiento en estos puntos. Para evaluar tales cargas, se calcularon las reacciones de una losa, de ancho unitario, simplemente apoyada y cargada uniformemente con el empuje ( $k_0 = 0.5$ ) del suelo correspondiente a la elevación considerada. De esta manera se calcularon cargas equivalentes en toda la altura del muro longitudinal. Estas cargas se prorratearon en toda la longitud de la celda y se aplicaron al modelo bidimensional como una carga concentrada por unidad de longitud.

La fig 3.11 muestra la malla de elementos finitos utilizada para la modelación numérica. Consta de 408 nodos y 121 elementos. El sistema de entibamiento se toma como un muro apuntalado. El medio considerado (basado en el perfil real de la zona, fig 3.8) es estratificado (6 estratos) y se proporcionan condiciones iniciales de esfuerzo (que corresponden a la condición isostática) debidas solo a peso propio del suelo. La capa de arcilla es de 40 m de profundidad. El nivel de aguas freáticas se ubica a 2.5 m de profundidad. La carga aplicada por los puntales se simula con cargas concentradas en los nodos. Cinco niveles de puntales son usados. La excavación es de 8 m de

*Empleo del método del elemento finito para estimar movimientos*

ancho por 15.8 m de profundidad. Las características generales del sistema suelo-muro se indican en la tabla 3.1. Se emplea un sólido isoparamétrico con 8 nodos, material elasto-plástico perfecto para el suelo. Un elemento viga isoparamétrica de dos nodos, material elástico lineal para modelar el muro Milán. Se suponen condiciones de deformación plana.

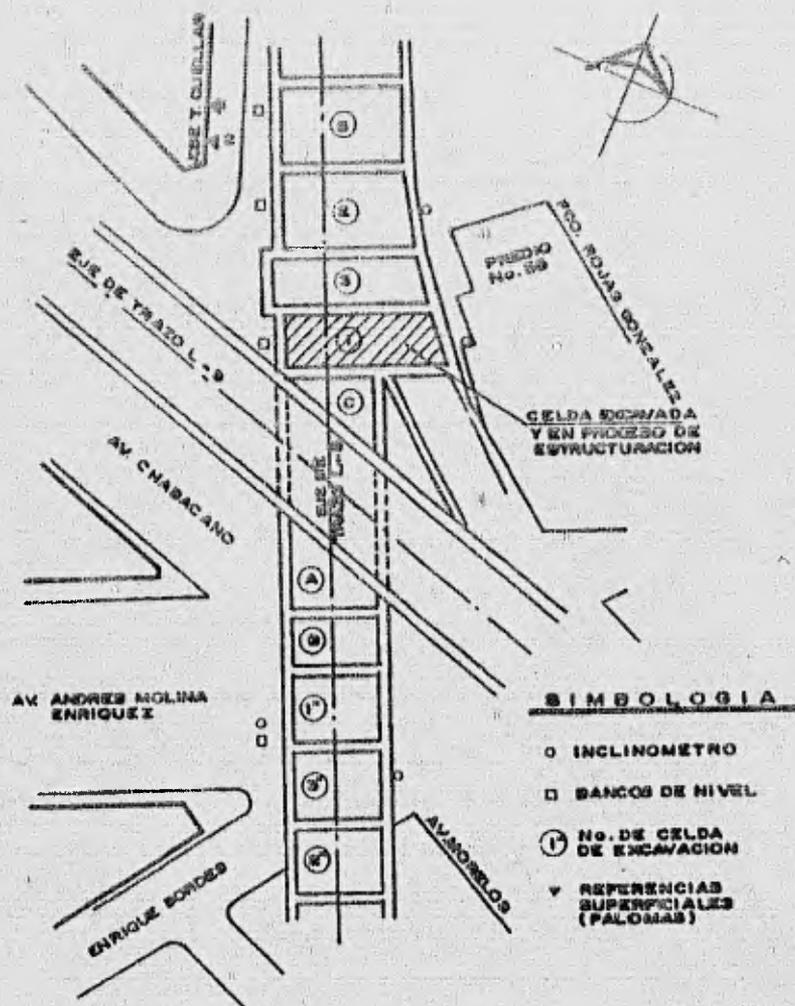
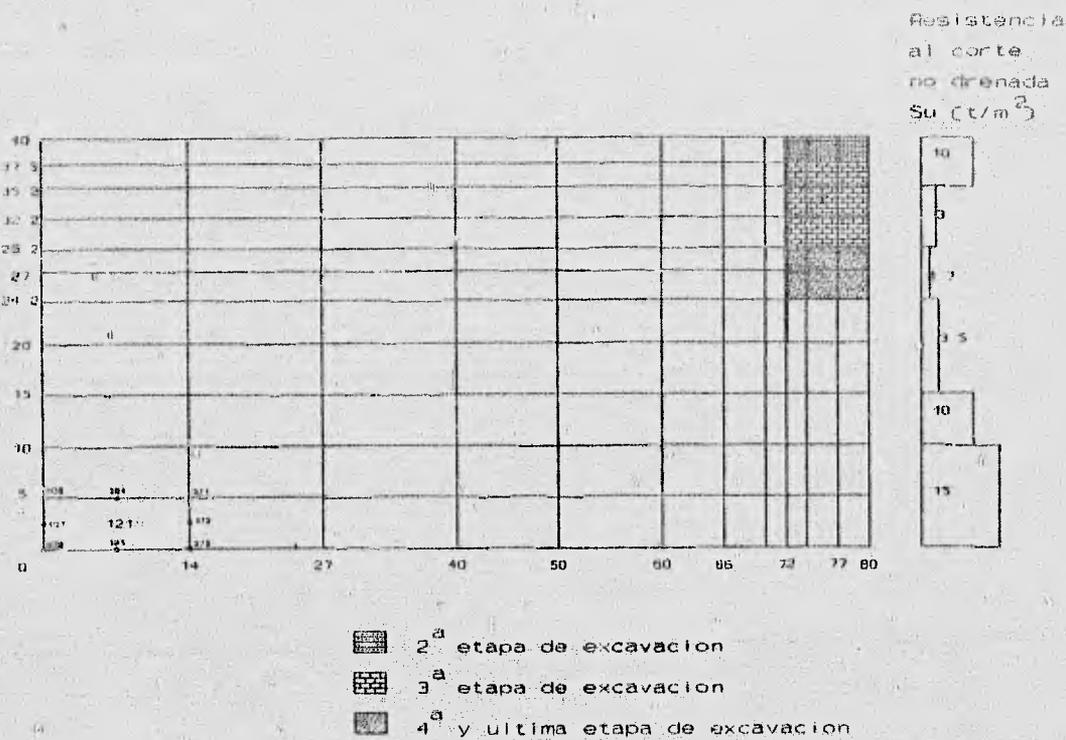


Fig 3.10 Localización de las celdas y de inclinómetros

*Empleo del método del elemento finito para estimar movimientos*

Se consideraron cuatro etapas de construcción (excavación y aplicación de cargas en los puntales). En la primera etapa se considera a los elementos de la malla de elementos finitos como intactos. En la segunda etapa se construye el muro Milán, se excava a 2.5 m de profundidad, se coloca el primer nivel de puntales con la precarga especificada y se aplica el efecto tridimensional calculado. En la tercera etapa se excava a 10.8 m de profundidad y se colocan el segundo, tercero y cuarto nivel de puntales con la precarga especificada. En la cuarta y última etapa de construcción se alcanza el nivel máximo de excavación (15.8 m de profundidad), se coloca el quinto y último nivel de puntales con la precarga especificada y se construye la losa de fondo.



**Fig 3.11 Malla de elementos finitos**

La simulación del proceso constructivo se considera de esta manera con el objeto de reducir el tiempo de análisis; ello, se justifica por la unicidad de la solución del problema descrita anteriormente. La fig 3.12 muestra esquemáticamente el sistema suelo-muro para los valores de los parámetros utilizados en la modelación del cruce línea 8 con la 9.

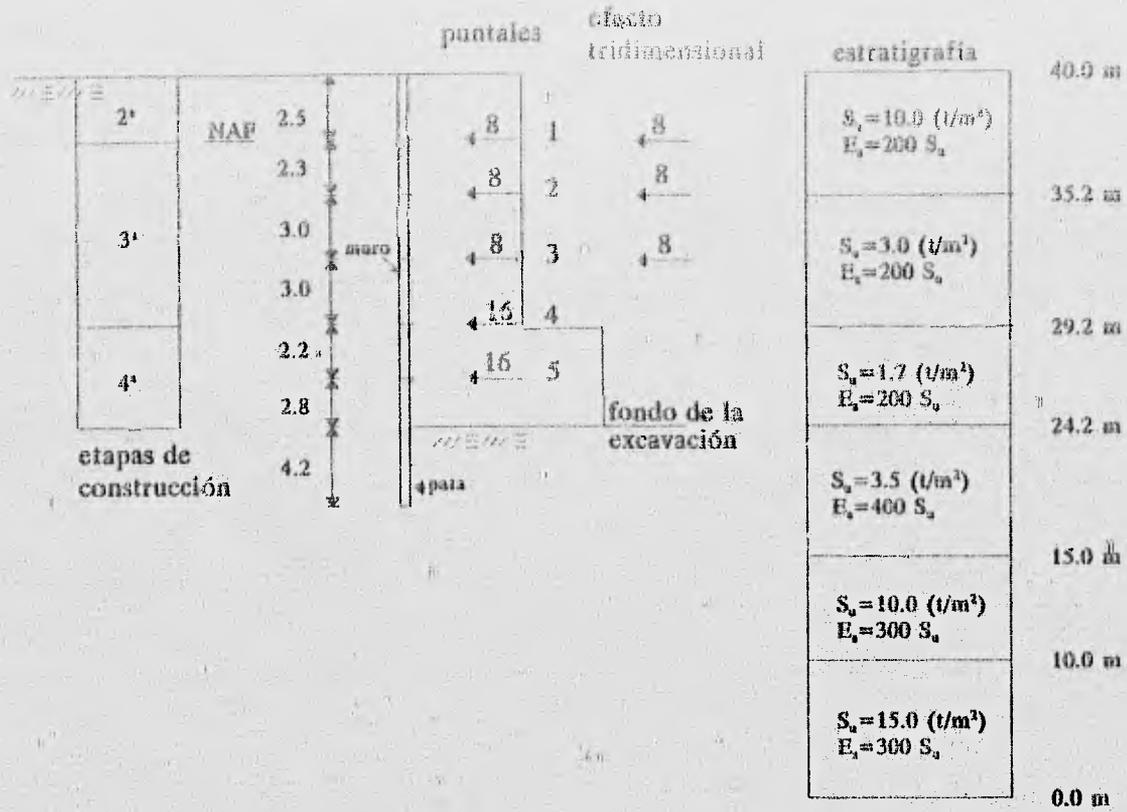


Fig 3.12 Esquema general del sistema suelo-muro, celda 2

Tabla 3.1 Características generales del sistema muro-suelo

	Prof. (m)	$E_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\mu$	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$S_u$ (t/m <sup>2</sup> )			Prof. (m)	Q (t)
S	0.0-4.8	2 000	0.350	1.30	10.0	P	1	2.5	30.0
U	4.8-15.8	600	0.495	1.20	3.0	U	2	4.8	30.0
E	10.8-15.8	340	0.495	1.20	1.7	N	3	7.8	30.0
L	15.8-25.0	1 400	0.495	1.20	3.5	T	4	10.8	60.0
O	25.0-30.0	3 000	0.350	1.20	10.0	A	5	13.0	60.0
	30.0-40.0	4 500	0.350	1.50	15.0	L			

Rigidez muro (EI/h<sup>3</sup>) = 0.270

c) Comparación entre desplazamientos medidos y calculados

Las figs 3.13 a 3.15 muestran los resultados teóricos correspondientes a los movimientos en el terreno inducidos por una excavación apuntalada. Para cada caso, el movimiento es presentado por etapas de construcción. La cuarta etapa representa la condición final de la excavación.

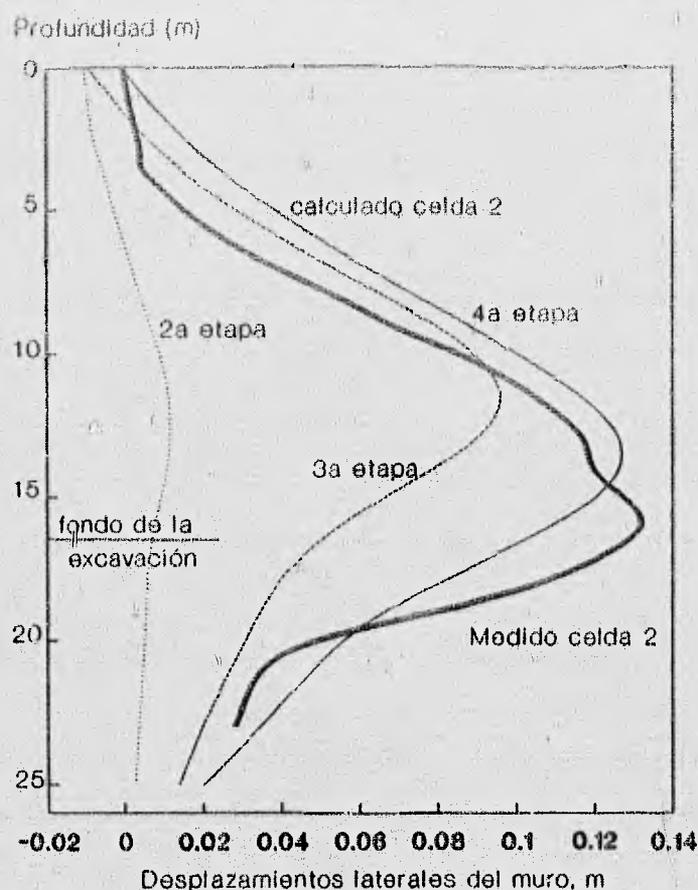


Fig 3.13 Desplazamientos laterales medidos y calculados, celda 2

La fig 3.13 muestra los desplazamientos laterales del muro calculados por etapas de excavación y los desplazamientos medidos al final de la excavación. Los resultados de las mediciones indican que los desplazamientos laterales del muro se incrementan con la profundidad hasta alcanzar su máximo valor ligeramente arriba del nivel del fondo de la excavación. A partir de esta profundidad los desplazamientos decrecen paulatinamente como se observa en la fig 3.13. Esta trayectoria de movimientos es semejante a la que se ha observado en otras partes del mundo (refs 9 y 11) y se debe básicamente a las condiciones de frontera impuestas por el fondo de la excavación así como al empuje de los puntales.

La comparación mostrada en la fig 3.13 entre los desplazamientos calculados para la última etapa de construcción (cuarta etapa) y los desplazamientos medidos para la celda 2 indica que el modelo de elementos finitos reproduce con aproximación suficiente los desplazamientos medidos. Se puede

observar que la forma de las curvas son semejantes y que los máximos son equivalentes. Estos resultados muestran que con el procedimiento numérico utilizado es posible reproducir con buen grado de confianza los movimientos en el suelo aledaño a una excavación.

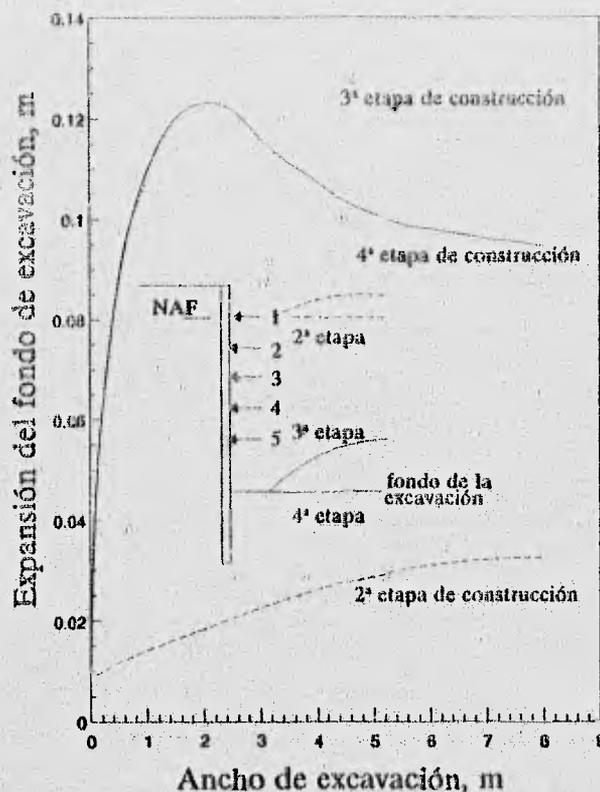


Fig 3.14 Expansión del fondo de la excavación

La fig 3.14 muestra la expansión del fondo de la excavación. Se observa que la magnitud de dicha expansión para la última etapa es del orden de 12 cm.

Por otra parte, los asentamientos causados en el terreno junto a la excavación seguramente fueron pequeños (de dos a tres centímetros) ya que las estructuras (de mampostería) cercanas a la celda no sufrieron ningún daño. Los asentamientos teóricos por etapas de construcción muestran que, efectivamente, sus magnitudes fueron pequeñas como se indica en la fig 3.15. Si se considera la última etapa como el perfil de asentamientos, la distorsión máxima que se induciría a una estructura sería del orden de 0.002 cm/cm. Este valor puede ser acomodado por una estructura sin mostrar daño.

La curva de asentamiento indica que el máximo se presenta a una distancia del paramento interno del muro aproximadamente igual a la profundidad de la excavación. Esto tiene interés práctico, ya que usando este procedimiento analítico se pueden definir las zonas de mayor riesgo en cuanto

a daños inducidos a construcciones localizadas a lo largo de las excavaciones. Este tipo de información permitiría tomar medidas preventivas. Es importante señalar que los desplazamientos calculados y medidos corresponden a la condición de corto plazo.

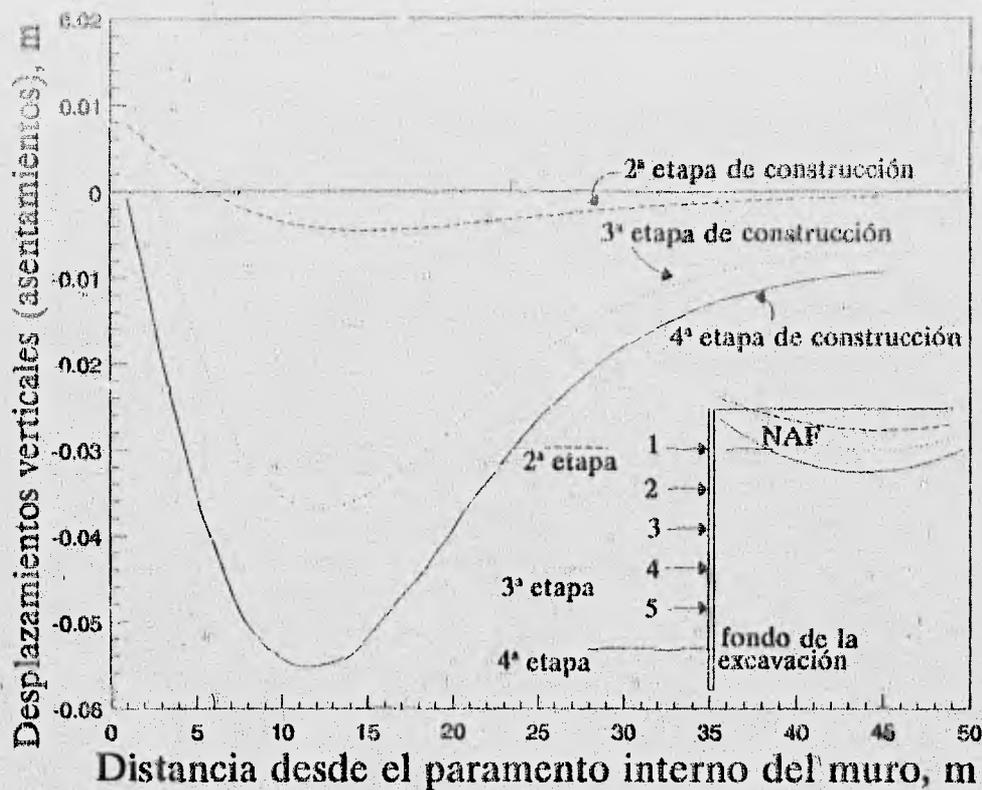


Fig 3.15 Asentamientos superficiales calculados

Debido a los incrementos en esfuerzo cortante inducidos en el suelo por la excavación se generan incrementos en las presiones de poro, las cuales se disipan con el tiempo causando movimientos diferidos. La magnitud de estos depende básicamente de la extensión del suelo en donde se incrementa la presión de poro y el valor de ésta.

Con el procedimiento analítico no se pueden calcular los movimientos por consolidación; sin embargo, usando los estados de esfuerzo calculados y la resistencia a la falla del suelo se pueden estimar las zonas donde se plastifica el suelo. La fig 3.16 muestra las curvas de máximo esfuerzo cortante en la zona de plastificación. Se observa que la zona plastificada se ubica en el fondo de la excavación. Potencialmente, la zona de plastificación es una superficie de falla que puede originar una superficie de falla; sin embargo, la zona de plastificación no es amplia, por lo que, no se presentan problemas de inestabilidad.

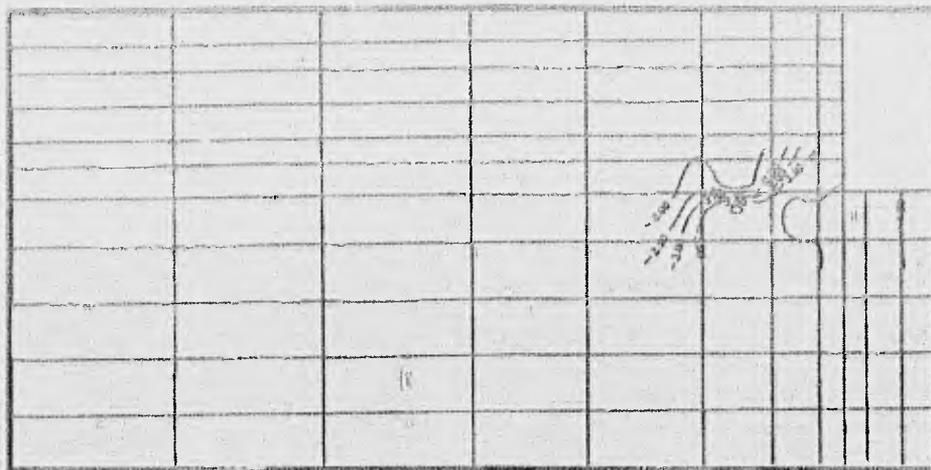


Fig 3.16 Zona plastificada

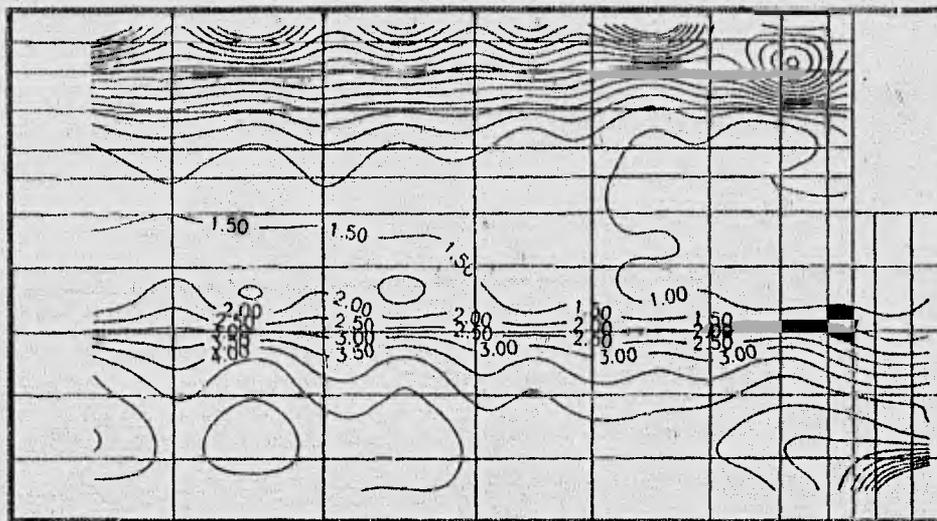
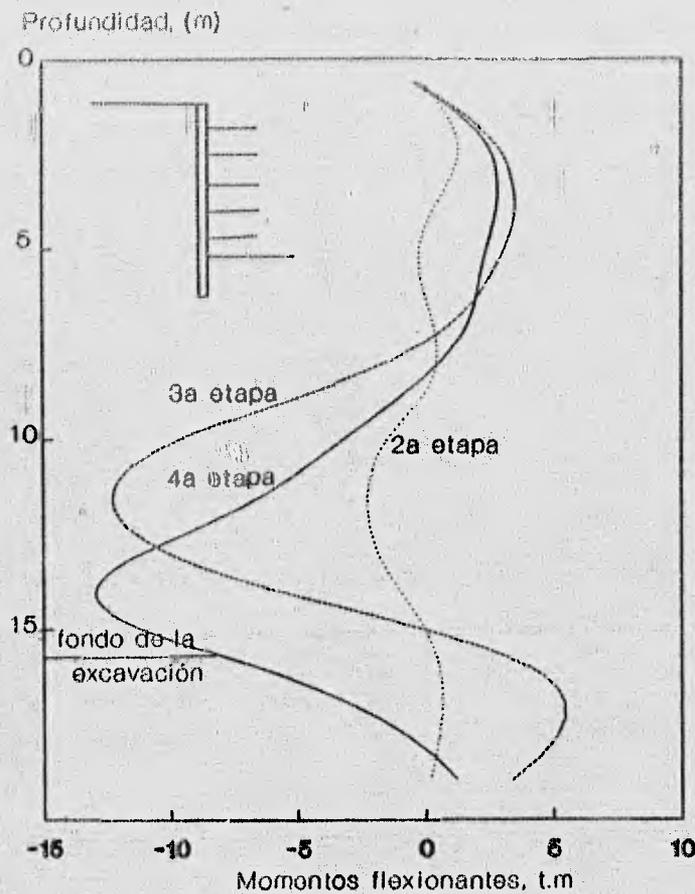


Fig 3.17 Contornos de factor de seguridad (FS)

Usando los estados de esfuerzo calculados con elemento finito se pueden estimar los contornos de factor de seguridad. La fig 3.17 muestra las curvas de igual factor de seguridad para el medio considerado en el análisis. El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia al corte no-drenada del suelo ( $S_u$ ) y el esfuerzo cortante máximo inducido en el suelo por el proceso de excavación. Estos resultados permiten establecer con precisión la superficie de falla, representada por la zona de factor de seguridad igual a uno. Aún y cuando la extensión de la zona

es relativamente amplia, de acuerdo con el comportamiento presentado, la excavación no presenta problemas de inestabilidad.

Otro resultado interesante obtenido con el método analítico empleado son los elementos mecánicos a los que se ve sometido el muro Milán. La fig 3.18 muestra el diagrama de momentos flexionantes (por etapas de construcción) inducidos al muro por el proceso de excavación. Estos resultados, conocidos a priori, permiten realizar el diseño del muro Milán de manera racional, evitando de esta manera una sobreestimación en el diseño y logrando con ello el abatimiento de los costos de construcción.



**Fig 3.18 Diagrama de momentos flexionantes del muro Milán**

## **CAPITULO 4**

### **ANALISIS PARAMETRICO**

El diseño de excavaciones apuntaladas se realiza sobre la base de dos requerimientos fundamentales: 1) La selección apropiada del procedimiento de excavación y de la disposición del apuntalamiento necesario para la estabilidad de la misma; y 2) el control de los movimientos que se inducen al terreno por el proceso de excavación que afectan a las estructuras colindantes. Generalmente, la estabilidad significa prevención de la falla, por ejemplo, el diseño de un corte apuntalado a cielo abierto debe proteger al personal que ejecuta la construcción y evitar que se produzcan grandes movimientos en el terreno que provoquen la falla de estructuras adyacentes. El diseño de las medidas que proporcionan estabilidad incluye la selección de las presiones de tierra, la determinación de la falla potencial de fondo, y la disposición de un sistema de drenaje que evite la subpresión en el fondo de la excavación y el flujo de agua hacia la excavación a lo largo del muro. El control de los movimientos que se inducen al terreno generalmente se basa en el tipo de construcciones que existan a lo largo de la excavación y las facilidades que se tengan para realizar los trabajos. Entre la principal medida se encuentra la estimación de los desplazamientos que experimenta el suelo a varias distancias de la excavación. En resumen, las medidas de control

deben considerar la protección de las estructuras colindantes y el uso de métodos constructivos que reduzcan los movimientos del terreno a niveles que las estructuras colindantes asimilen sin presentar daño alguno.

Para calcular la estabilidad, se recomiendan envolventes de presión de tierras para diversos tipos de suelos (capítulo 2) y se encuentran disponibles métodos que permiten estimar la falla potencial de fondo para excavaciones en arcilla (capítulo 2). En contraste, los perfiles de asentamientos asociados a excavaciones apuntaladas son resumidos en términos muy generales, y los desplazamientos horizontales son tratados, principalmente, sobre la base de un caso historia. El amplio rango de resultados obtenidos para diferentes condiciones del suelo y los métodos constructivos empleados complican a menudo la decisión.

En este capítulo se examinan los movimientos inducidos al terreno por excavaciones apuntaladas haciendo énfasis en la estimación del asentamiento máximo y la distancia a la cual puede presentarse. Se establecen perfiles de desplazamiento del terreno para diversas condiciones geotécnicas y geométricas. Estos resultados se extrapolan con el objeto de establecer una metodología que nos permita la estimación de los movimientos en el terreno, por el efecto del proceso constructivo de la excavación.

#### **4.1 Antecedentes**

Los movimientos de una excavación apuntalada y del terreno son influenciados por una cantidad importante de variables. Una lista de 24 de los principales factores que intervienen en los movimientos se proporciona en la tabla 4.1. Debido a que son muchos los factores que afectan los movimientos, una estimación precisa de estos es muy difícil; sin embargo, en la actualidad se ha alcanzado un nivel en donde estimaciones razonables pueden ser obtenidas para casos en donde los parámetros son bien definidos.

La extensa base de datos de movimientos en el terreno varía considerablemente tanto cualitativamente como cuantitativamente dependiendo sobre todo de los parámetros de desplazamiento. Existe información de movimientos laterales de muros de retención gracias a la introducción del inclinómetro, un dispositivo seguro, pero burdo. Los movimientos verticales detrás del paramento interno del muro, también han sido monitoreados; sin embargo, estos datos son en muchos casos obtenidos por el constructor y raramente son analizados y/o revisados y condensados en un informe. Como resultado, existen mucho más datos publicados de movimientos laterales de muros que de hundimientos en la superficie del terreno.

## 4.2 Desplazamientos del terreno en las cercanías de la excavación

Con el método del elemento finito, como se demostró en el capítulo anterior, se pueden reproducir con bastante aproximación los movimientos que se inducen en el terreno por un proceso de excavación.

Para analizar los movimientos en el terreno, es necesario conocer la naturaleza de ellos. Generalmente, estos se clasifican para dos condiciones de trabajo: a corto y a largo plazo. En los movimientos a corto plazo se supone que la resistencia al corte del suelo no cambia con el tiempo; por lo que, prevalece la resistencia no-drenada del suelo ( $S_u$ ). En los desplazamientos a largo plazo, se toma en cuenta la pérdida de resistencia al corte del suelo; prevaleciendo la resistencia drenada del suelo.

### 4.2.1 Desplazamientos a corto plazo

Se admite comúnmente que el fondo de una excavación sufre un levantamiento durante el proceso de descarga. Este fenómeno es, a corto plazo, elástico.

Se admite también, por lo general, que la superficie del terreno en las cercanías de la excavación se asienta. Sin embargo, debería precisarse, a este respecto, la duración del proceso de excavación y de bombeo, pues aun cuando a largo plazo el bombeo provoca un asentamiento de la superficie por consolidación, a corto plazo, y de acuerdo con los resultados de la teoría elástica, el movimiento debe ser de expansión. Los movimientos de expansión elástica en las cercanías de la excavación no son despreciables; sus efectos son variados y, en particular, causan la aparición de grietas de tensión, tanto en el fondo de la excavación como en la parte central de los taludes. A su vez, la presencia de estas grietas modifica radicalmente la forma de las superficies potenciales de falla, que en numerosos casos se transforman en planos que pasan por el pie del talud (ref 13).

Los desplazamientos horizontales en la cercanía de la excavación, a corto plazo, reflejan el comportamiento elástico del terreno y de la estructura de retención. Se ha podido comprobar tal aseveración en el cruce de la línea 8 con la 9, donde se instaló un inclinómetro junto al muro Milán que limita la excavación. Hay que hacer notar que los movimientos horizontales medidos y calculados por el método del elemento finito concuerdan satisfactoriamente.

Tabla 4.1 Principales factores que afectan los movimientos que induce una excavación

Núm	Factores que afectan los movimientos
1	Profundidad de excavación
2	Geometría, ancho, forma y simetría de la excavación
3	Duración de la excavación
4	Construcción dentro de la excavación
5	Rigidez del muro
6	Rigidez de atiesadores y arriostramiento
7	Espacio entre apoyos
8	Tipo de conexiones del sistema de apoyo
9	Magnitud de la precarga
10	Sostenimiento de la precarga durante el proceso
11	Resistencia y rigidez del suelo
12	Estratificación del suelo
13	Variación de las propiedades del suelo con la dirección de las cargas
14	Presencia o ausencia de una base resistente debajo de estrato blando
15	Nivel inicial de aguas freáticas
16	Control y/o abatimiento del nivel de aguas freáticas
17	Permeabilidad del muro
18	Potencial movimiento del nivel de aguas freáticas
19	Secuencia de construcción del sistema de apoyo
20	Técnica de instalación del muro de retención
21	Sobrecargas atrás del paramento interno del muro
22	Calidad de la mano de obra
23	El clima
24	Condiciones topográficas

#### 4.2.2 Desplazamientos a largo plazo

Los desplazamientos a largo plazo en la cercanía de las excavaciones son el resultado de fenómenos de consolidación que pueden deberse a diversas causas: sobrecompensación, abatimiento del nivel freático, agrietamiento de la masa de suelo próxima a la excavación y redistribución de esfuerzos, aumento de los esfuerzos desviadores a raíz de la excavación, etc. En la mayoría de los casos observados estas causas se conjugan, lo cual hace difícil una predicción precisa de los movimientos verticales que se presentarán, a largo plazo, en la cercanía de la obra.

Se analizarán, sin embargo, algunos aspectos de los mecanismos de consolidación anteriormente mencionados.

La experiencia en estructuras construidas en la ciudad de México con sobrecompensación mayor de aproximadamente  $1.5 \text{ t/m}^2$  es escasa. Ciertos pasos a desnivel de las vías de circulación rápida de la ciudad, construidas con una sobrecompensación de  $1.5 \text{ t/m}^2$  no han sufrido daños; pero muchos con sobrecompensación superior han emergido, causando problemas considerables, daños a pavimentos, a construcciones vecinas y a la propia estructura.

Al abatir el nivel freático, la presión hidrostática en el terreno disminuye y la presión de poro en la arcilla del subsuelo se disipa para ajustarse a estas nuevas condiciones de frontera, ocasionando, a largo plazo, un asentamiento; tal asentamiento no es uniforme e induce esfuerzos de tensión en el manto superficial del terreno que se suman a los debidos al movimiento elástico generado por la excavación. A su vez, estos esfuerzos de tensión provocan la aparición de grietas; al romperse la continuidad del suelo a lo largo de las grietas verticales se incrementan los esfuerzos verticales en el suelo bajo la cimentación de las estructuras colindantes, generándose un proceso de consolidación subsecuente.

Finalmente, el incremento de esfuerzos desviadores, debido al proceso de excavación, provoca un incremento de presión de poro que al transcurrir el tiempo da lugar a asentamientos no despreciables. Es conocido el hecho (ref 10) de que la curva de relación de vacíos vs presión axial aplicada en una prueba de consolidación estándar coincide con la curva de relación de vacíos vs presión octaédrica aplicada en una prueba de consolidación hidrostática. Representando los resultados de ambas pruebas en función de la presión octaédrica aplicada, se obtienen dos curvas diferentes en un diagrama  $e$  vs  $\log P_{\text{oct}}$ ; esto indica que las relaciones de vacíos de equilibrio son diferentes para un mismo valor de la presión octaédrica tratándose de una prueba de consolidación hidrostática o estándar. La diferencia entre las relaciones de vacíos de equilibrio para un mismo valor de la presión octaédrica aplicada da lugar a una consolidación adicional por efecto de la variación del esfuerzo desviador sin cambio en el valor de la presión octaédrica.

### 4.3 Tipos de daños

Debido a las numerosas variables que intervienen en el comportamiento de las excavaciones profundas con caras verticales que requieren de un sistema de apuntalamiento y al fenómeno de interacción suelo-muro que se desarrolla, el problema de diseño es muy complejo. Es por ello que existen diversos métodos de diseño, los cuales presentan diferentes modalidades; sin embargo, en la actualidad hay consenso sobre los principales aspectos que deben tomarse en cuenta en el diseño de excavaciones:

- 1) **Distorsiones angulares.** Inducidas a las estructuras colindantes por el propio proceso de excavación, provocando movimientos en el terreno (verticales y horizontales), y consecuentemente movimientos diferenciales en dichas estructuras; es por ello, que resulta importante predecir la magnitud, distancia y/o profundidad en la que se presentan estos movimientos.
- 2) **Falla de fondo.** Este tipo de falla se produce cuando los esfuerzos inducidos por el proceso de excavación son mayores a la resistencia al corte del suelo. Esto se relaciona con la precarga que se aplica por medio de los puntales; si esta resulta ser muy pequeña los desplazamientos laterales son grandes y en consecuencia generarse zonas de plastificación amplias, las cuales, producen irremediablemente un mecanismo de falla generalizada.

Por lo que, estos dos tipos de daño, se adoptaron como criterios de falla para el análisis que se realizó en este trabajo. Conviene mencionar que los movimientos del terreno, fueron determinados por los desplazamientos de los nodos que proporciona directamente el programa utilizado.

### 4.4 Análisis paramétrico de elemento finito

Dada la escasez de datos fieles de los movimientos inducidos por excavaciones, es útil el método del elemento finito para su estudio. Utilizando el modelo con el que se obtuvo una buena aproximación al reproducir los movimientos del terreno aledaño a la excavación de la celda 2 del cruce de la línea 8 con la 9 del metro en la ciudad de México (valores básicos), se realiza un análisis paramétrico que permite establecer la influencia que tienen en el comportamiento de una excavación factores como: 1) Profundidad de excavación, 2) geometría de la excavación (relación profundidad-ancho de excavación), 4) espaciamiento de puntales, 5) magnitud de la precarga, 6) resistencia y rigidez del suelo, y 7) estratificación del suelo.

La evaluación de los movimientos del terreno aledaño a una excavación es importante en zonas urbanas para calcular las distorsiones angulares que se inducen a estructuras adyacentes y así estimar los daños que potencialmente se les induciría. Por ello, a partir del conocimiento de la geometría, del empuje en reposo, y de las condiciones del suelo se propone un procedimiento sencillo que permite evaluar los movimientos en el terreno, por el efecto del proceso constructivo de la excavación.

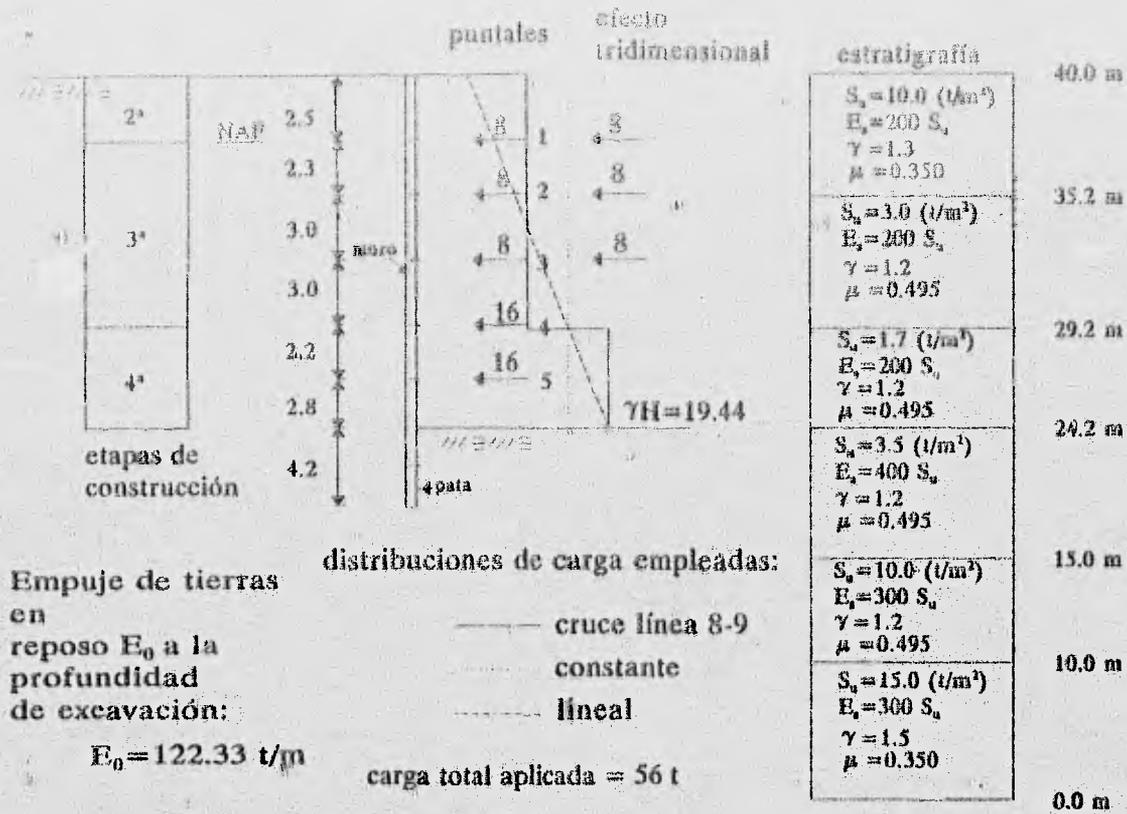


Fig 4.1 Esquema general del sistema suelo-muro

Para la modelación del problema se toma el sistema de entibamiento como un muro apuntalado. El medio considerado (basado en el perfil de la zona del cruce de la línea 8 con la 9) es estratificado (6 estratos). Se proporcionan condiciones iniciales de esfuerzo (que corresponden a la condición de peso propio del suelo). La carga aplicada por los puntales se simula con cargas concentradas en los nodos. El nivel de aguas freáticas se ubica a 2.5 m de profundidad. Se consideraron cuatro etapas de construcción (excavación y aplicación de cargas en los puntales). La capa de arcilla es de 40 m. La excavación es de 8 m de ancho por 15.8 m de profundidad. Se utilizan cinco niveles de puntales. La fig 4.1 muestra esquemáticamente el sistema suelo-muro para los valores básicos.

Los análisis de elemento finito se orientaron a la definición detallada de los efectos de los parámetros que incluyen: la distribución de las cargas aplicadas a los puntales, la relación empuje de tierras/reacción de puntales, distribución de la resistencia al corte del suelo, geometría de la excavación, rigidez del muro y separación de puntales. Todos los resultados incluidos aquí corresponden a la última etapa de excavación. El análisis se encuentra limitado a excavaciones profundas con caras verticales que requieren de un sistema de apoyo lateral (apuntalamiento de gran longitud y plano) tal y como se usa comúnmente en la construcción del metro, asumiendo

condiciones no drenadas (a corto plazo).

Se realizaron sesenta análisis simulando una excavación apuntalada en un depósito de arcilla estratificado. El procedimiento que se adoptó para los análisis fue el siguiente.

1. Para evaluar la distribución de la carga en los puntales se adoptaron tres distribuciones: la usada en el cruce de la línea 8 con la 9, una constante, y una lineal que asume el incremento de la carga con la profundidad. La fig 4.2 muestra las distribuciones de carga utilizadas. Los valores de las precargas en los puntales se definieron de tal manera que la carga total aplicada fuera igual en los tres casos.

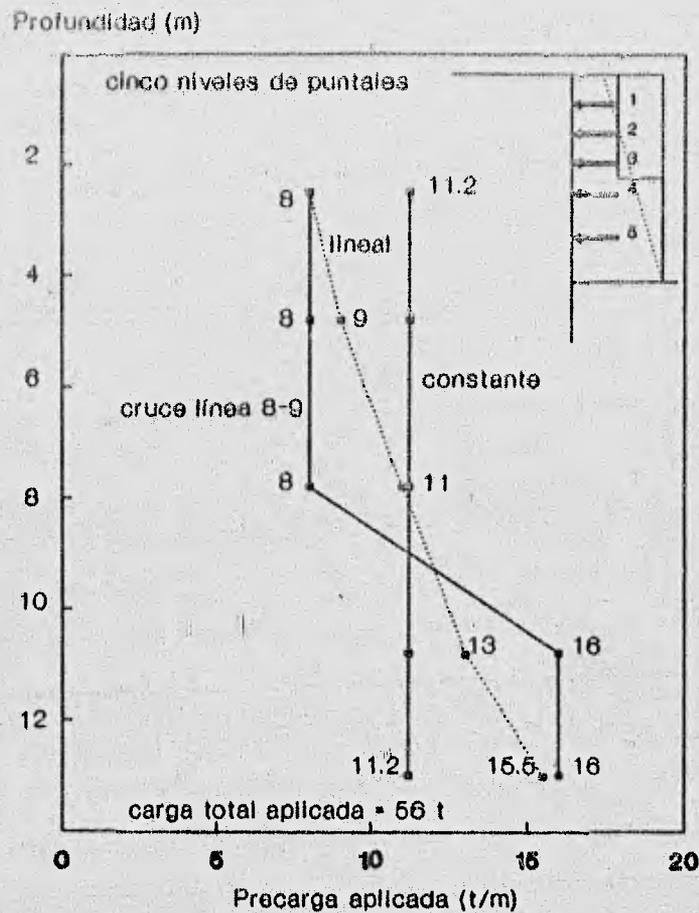


Fig 4.2 Distribuciones de carga aplicada a los puntales

2. Para conocer el efecto de la relación empuje de tierras/reacción de puntales ( $E_0/R$ ) se revisaron tres relaciones. La existente en el cruce línea 8-9,  $E_0/R$  igual a 2.18, con una carga total aplicada por los puntales igual a 56 t. Aumentando la carga total aplicada a 120.5 t, se obtiene la relación  $E_0/R$  igual a 1. Disminuyendo la carga aplicada a 30.5 t, se obtiene la relación  $E_0/R$  igual a 4. Lo anterior supone que el empuje de tierras en reposo (calculado por Rankine a la profundidad de excavación) se mantiene constante. La fig 4.3 indica la variación de las relaciones  $E_0/R$  para la distribución de carga usada en el cruce

línea 8-9. El empuje de tierras en reposo ( $E_0$ ) a la profundidad de excavación es igual a 122.33 t/m.

- Para evaluar el efecto de la distribución de la resistencia al corte no-drenada del suelo, se propusieron cuatro perfiles de resistencia: el correspondiente a el suelo existente en el cruce línea 8-9 (básico), uno constante, y dos que asumen el incremento de la resistencia con la profundidad (lineales). La fig 4.4 muestra los cuatro perfiles de resistencia no-drenada propuestos. Los perfiles se definieron de tal manera que la resistencia promedio en toda la capa de arcilla (40 m) fuera igual en los cuatro casos. La diferencia entre los perfiles de resistencia lineal estriba en el valor de la resistencia para los estratos superiores.

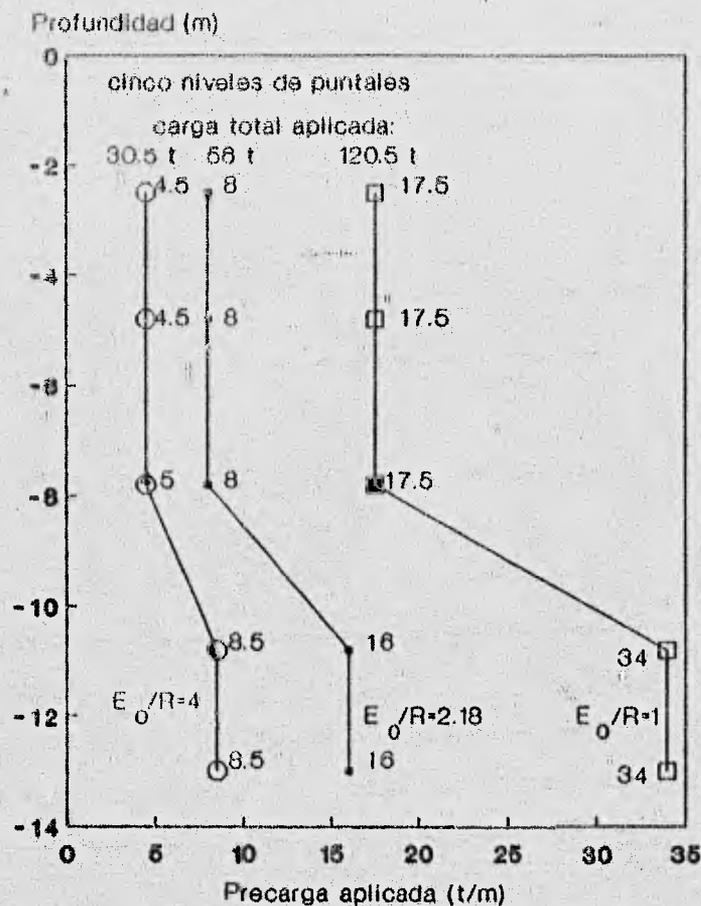


Fig 4.3 Relaciones de empuje de tierras/reacción de puntales ( $E_0/R$ )

- Para conocer el efecto de la geometría de la excavación, se revisaron tres relaciones de profundidad de excavación/ancho de excavación ( $H/B$ ). La que se tiene en el cruce línea 8-9,  $H/B$  igual a 2. Aumentando la profundidad de excavación a 24 m, se llega a la relación  $H/B$  igual a 3. Disminuyendo la profundidad de excavación a 8 m, se tiene la relación  $H/B$  igual a 1. Lo anterior supone que el ancho de la excavación se mantiene constante (8 m).

5. Para conocer el efecto de la rigidez del muro y separación entre puntales se emplean cuatro distribuciones. Manteniendo constante la rigidez del muro (EI) del modelo empleado para el cruce línea 8-9 (5 puntales), se eliminan los puntales 2, 3 y 4.

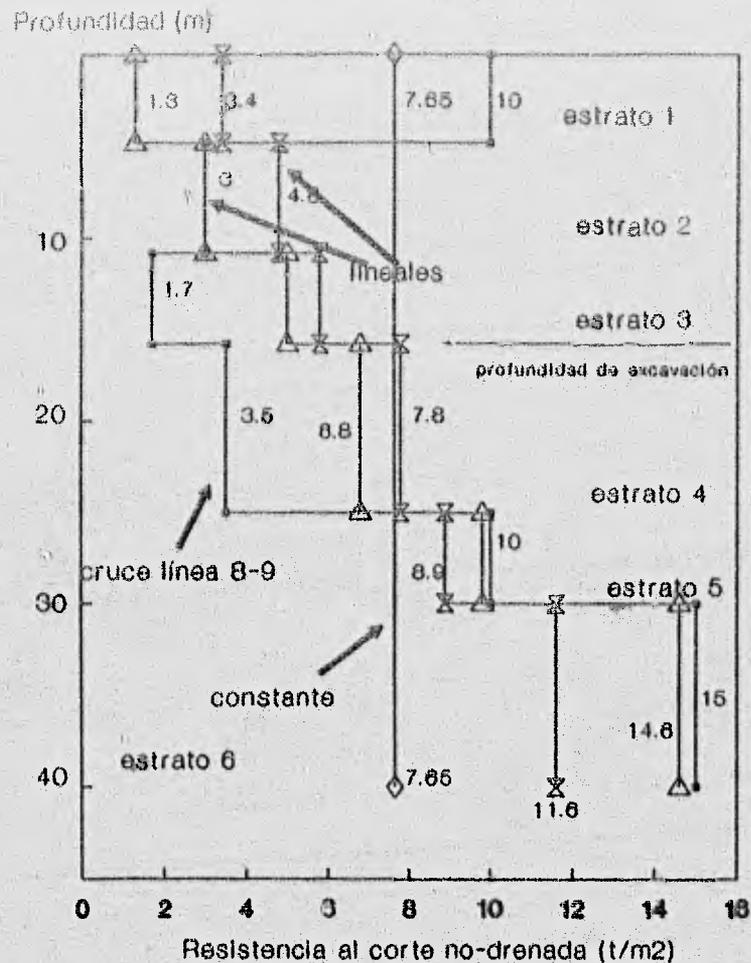


Fig 4.4 Perfiles de resistencia al corte no-drenada del suelo

Las variaciones consideradas en los parámetros mencionados son las que comúnmente ocurren para excavaciones profundas y que requieren de un sistema de apoyo. Los detalles de los parámetros usados en los análisis se presentan en la tabla 4.2. La rigidez del suelo es expresada en términos de la resistencia al corte no-drenada,  $S_u$ , como:  $E_s = MS_u$ . Donde M es un factor que se consideró variable como se indica en la tabla 4.2. Los valores básicos corresponden a el modelo utilizado para reproducir los movimientos de la excavación de la celda 2 del cruce línea 8-9.

Tabla 4.2 Condiciones básicas y variaciones de los parámetros estudiados

Valores básicos				Variaciones		
Condiciones del suelo						
Coef empuje reposo $K_0 = 0.5$				Ninguna		
$E_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\mu$	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$S_u$ (t/m <sup>2</sup> )	$E_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$S_u$ (t/m <sup>2</sup> )	
200 $S_u$	0.350	1.30	10.0	262, 1540, 588 $S_u$	7.65, 1.3, 3.4	
200 $S_u$	0.495	1.20	3.0	78, 125 $S_u$	7.65, 4.8	
200 $S_u$	0.495	1.20	1.7	45, 68, 58 $S_u$	7.65, 5.0, 5.8	
400 $S_u$	0.495	1.20	3.5	183, 142, 180 $S_u$	7.65, 6.8, 7.8	
300 $S_u$	0.350	1.20	10.0	392, 306, 337 $S_u$	7.65, 9.8, 8.9	
300 $S_u$	0.350	1.50	15.0	588, 308, 387 $S_u$	7.65, 15.0, 11.6	
Condiciones de apuntalamiento						
Rigidez del muro EI	2160 t.m <sup>2</sup>			Ninguna		
Relación empuje-reacción $E_0/R$	2.18			4, 1		
Carga total aplicada	55 t			30, 122 t		
Número de puntales	5			4, 3, 2		
Separación promedio de puntales	2.63 m			3.16, 3.95, 5.27 m		
Condiciones generales						
Profundidad de excavación	15.8 m			8, 24 m		
Ancho de excavación	8.0 m			ninguna		
Relación profundidad-ancho H/B	2.0			1, 3		

#### 4.4.1 Efecto de la distribución de la carga

Como raramente se han hechos mediciones directas fehacientes del empuje de tierras contra el muro, la magnitud y la distribución de las presiones que el suelo ejerce contra el muro deben ser inferidas de las cargas en los puntales. Para ello el procedimiento más simple consiste en suponer que la carga en cada puntal es igual al total del empuje que actúa sobre el muro en un área rectangular que se extiende, horizontalmente, a cada lado del mismo hasta la mitad de la distancia de la próxima hilera vertical de puntales y, verticalmente, hasta la mitad de la distancia respecto al conjunto horizontal de puntales situados encima y abajo. En esta aproximación burda pero razonable se supone que el empuje de tierras está uniformemente distribuido sobre el área rectangular así determinada. El área rectangular tributaria del puntal superior se extiende hasta la superficie del terreno.

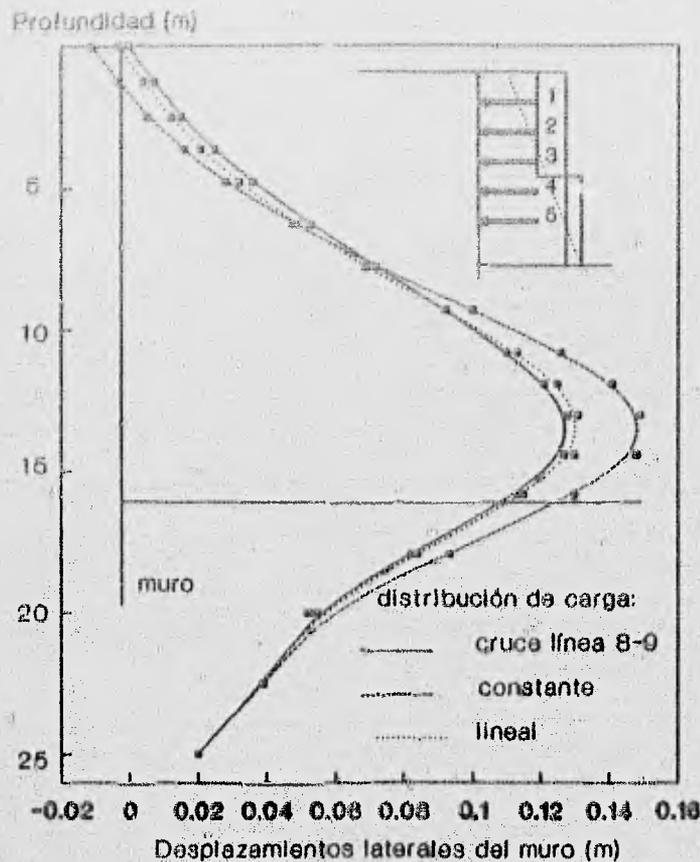


Fig 4.5 Efecto de la distribución de carga en los desplazamientos laterales del muro

La fig 4.5 muestra, para los valores básicos, los desplazamientos laterales del muro para las distribuciones de carga propuestas: la usada en el cruce línea 8-9, una constante, y una lineal que asume el incremento de la carga con la profundidad. Se observa que para la distribución de carga constante se tienen mayores desplazamientos. Esto se debe a que la distribución de carga constante no obedece la naturaleza del empuje de tierras sobre el muro apuntalado; en contraste, las distribuciones de carga restantes, se aproximan más a la deformación natural (de tipo parabólica) del muro apuntalado. Lo anterior nos permite establecer que la suma de las precargas de los puntales debe hacerse empleando distribuciones de carga que asuman el incremento de la carga con la profundidad y/o la distribución de carga en la que los puntales superiores tienen la mitad de la carga de los puntales inferiores. La fig 4.6 indica que lo mismo ocurre para los desplazamientos verticales (asentamientos) detrás del muro.

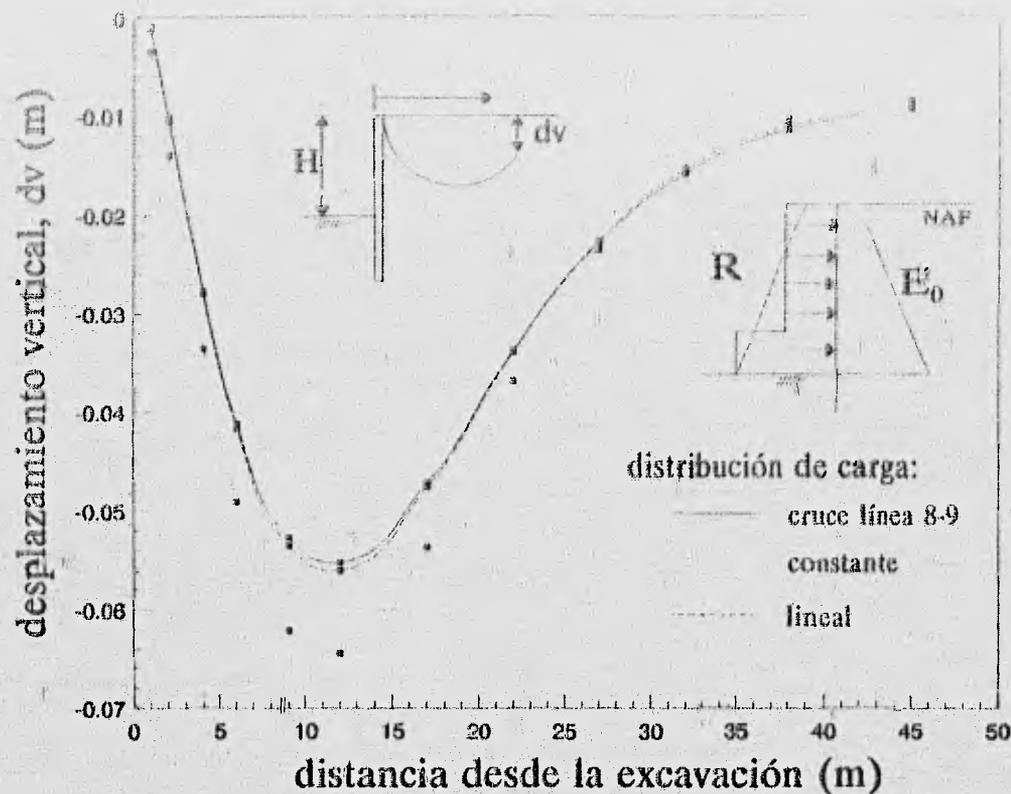


Fig 4.6 Efecto de la distribución de la carga en los desplazamientos verticales detrás del muro

#### 4.4.2 Efecto de la relación empuje de tierras/reacción de puntales

Las funciones básicas de un sistema de apuntalamiento son proporcionar mayor estabilidad y disminuir los movimientos del suelo detrás del muro. Para mantener los desplazamientos en el suelo dentro de límites tolerables basta con restablecer, en el suelo, el estado de esfuerzos correspondiente al empuje de tierra en reposo. Con base en esto, se puede calcular la precarga en cada puntal. Siguiendo este razonamiento, se define la relación  $E_0/R$ , en donde,  $E_0$  es el empuje de tierras en reposo a la profundidad de excavación calculado por Rankine; y  $R$  es la precarga total aplicada por los puntales.

La fig 4.7 muestra el efecto de la relación  $E_0/R$  en los desplazamientos laterales del muro. Se observa que al aumentar la relación  $E_0/R$  los desplazamientos laterales se incrementan. Esto se debe a el valor de la carga total aplicada por los puntales, que provoca que el suelo se desplace con facilidad. Por el contrario, si la relación  $E_0/R$  disminuye, los desplazamientos laterales presentan un comportamiento diferente; en la superficie, los desplazamientos laterales son hacia

el muro, generándose de esta manera, un estado de equilibrio plástico del tipo pasivo; en el fondo, los desplazamientos laterales hacia la excavación disminuyen.

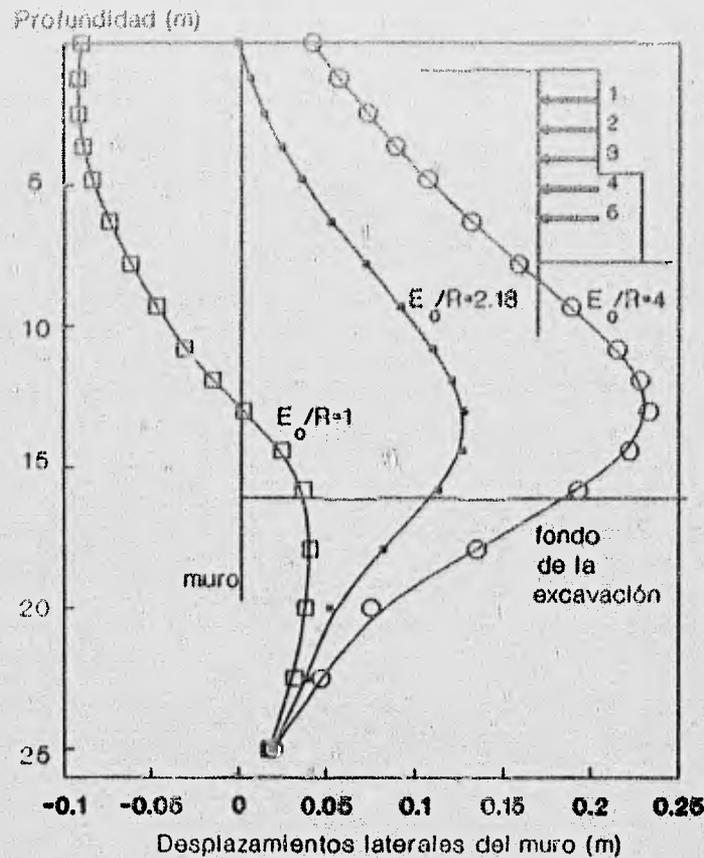


Fig 4.7 Efecto de la relación  $E_0/R$  en los desplazamientos laterales del muro

La fig 4.8 indica el efecto de la relación  $E_0/R$  en los desplazamientos verticales detrás del muro. Se aprecia que al aumentar la relación  $E_0/R$  los asentamientos en el terreno también se incrementan. Al disminuir dicha relación, el movimiento vertical en el terreno se traduce en un bufamiento en las cercanías de la excavación.

Los resultados anteriores permiten intuir que los movimientos del terreno dependen de la relación  $E_0/R$ . El beneficio de este comportamiento indica que, determinando la relación  $E_0/R$  (solo se requiere conocer la geometría de la excavación), se pueden estimar los movimientos en el terreno.

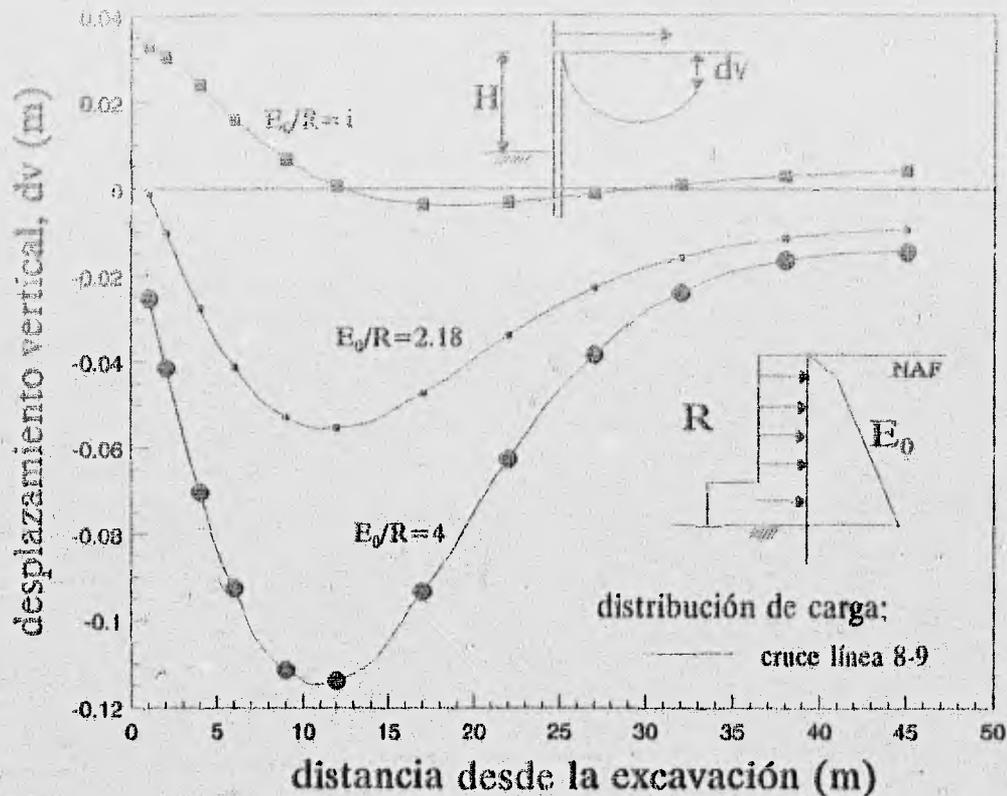


Fig 4.8 Efecto de la relación  $E_0/R$  en los desplazamientos verticales detrás del muro

#### 4.4.3 Efecto de la resistencia al corte

Los factores que conducen a la inestabilidad de una excavación apuntalada dependen sobre todo del sistema de apuntalamiento y de las condiciones del suelo. Para condiciones no-drenadas, una excavación profunda en arcilla pasa por diversas etapas críticas que pueden definirse en términos del parámetro  $S_u/\gamma H$  donde  $\gamma$  es el promedio pesado del peso volumétrico saturado hasta la profundidad de excavación,  $H$  es la profundidad de excavación y  $S_u$  es el promedio pesado de la resistencia al corte, en prueba no consolidada no drenada, del suelo hasta una profundidad igual a 12.6 de  $H/B$ .

Así, el valor del parámetro  $S_u/\gamma H$ , para los cuatro perfiles de resistencia propuestos es igual a 0.22, 0.39, 0.23 y 0.30, respectivamente. Para el perfil básico,  $S_u$  vale  $4.27 \text{ t/m}^2$ ; para el perfil constante  $S_u$  tiene un valor de  $7.65 \text{ t/m}^2$ ; para los perfiles lineales se tiene que,  $S_u$ , vale  $4.47$  y  $5.84 \text{ t/m}^2$ , respectivamente. Como la profundidad de excavación es la misma, el coeficiente  $\gamma H$  tiene un valor igual a  $19.44 \text{ t/m}^2$ .

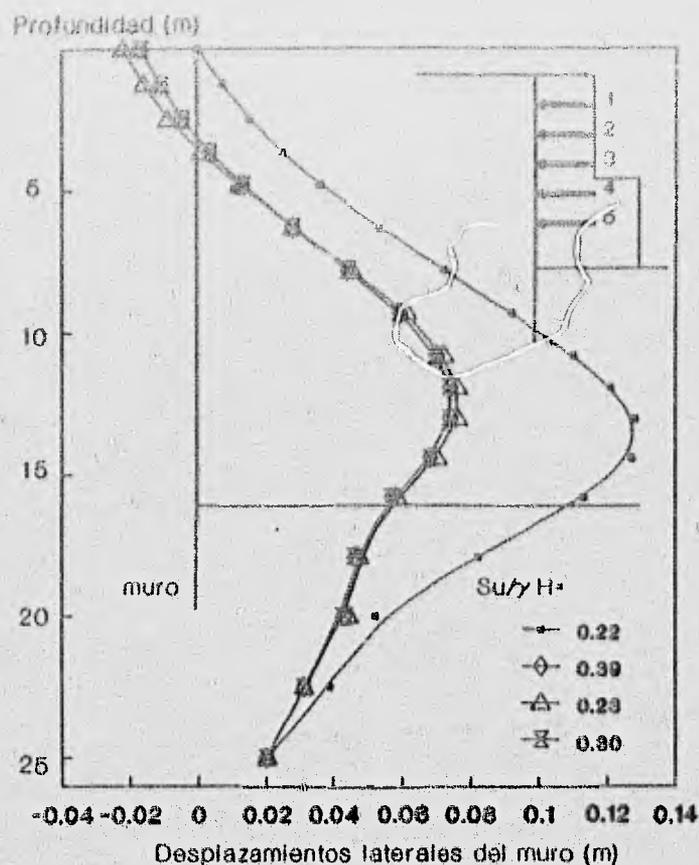


Fig 4.9 Efecto de la resistencia al corte del suelo en los desplazamientos laterales del muro

La fig 4.9 muestra el comportamiento de los desplazamientos laterales del muro para los perfiles de resistencia al corte propuestos. Se observa que si el parámetro  $S_u/\gamma H$  aumenta los desplazamientos disminuyen; lo mismo ocurre con los desplazamientos verticales detrás del muro presentados en la fig 4.10. En ambas figuras, se aprecia que para el valor del parámetro  $S_u/\gamma H$  igual a 0.23 (correspondiente a un perfil lineal) los desplazamientos disminuyen notablemente comparados con el perfil de resistencia básico ( $S_u/\gamma H=0.22$ ). Esto se debe a el valor de la resistencia en el estrato debajo del fondo de la excavación. Para el perfil con  $S_u/\gamma H$  igual a 0.23 vale  $6.8 \text{ t/m}^2$ ; en cambio, para el perfil básico ( $S_u/\gamma H=0.22$ ) el valor de la resistencia es de  $3.5 \text{ t/m}^2$ . Lo anterior demuestra que los movimientos del terreno son fuertemente dependientes del valor de la resistencia al corte no-drenada.

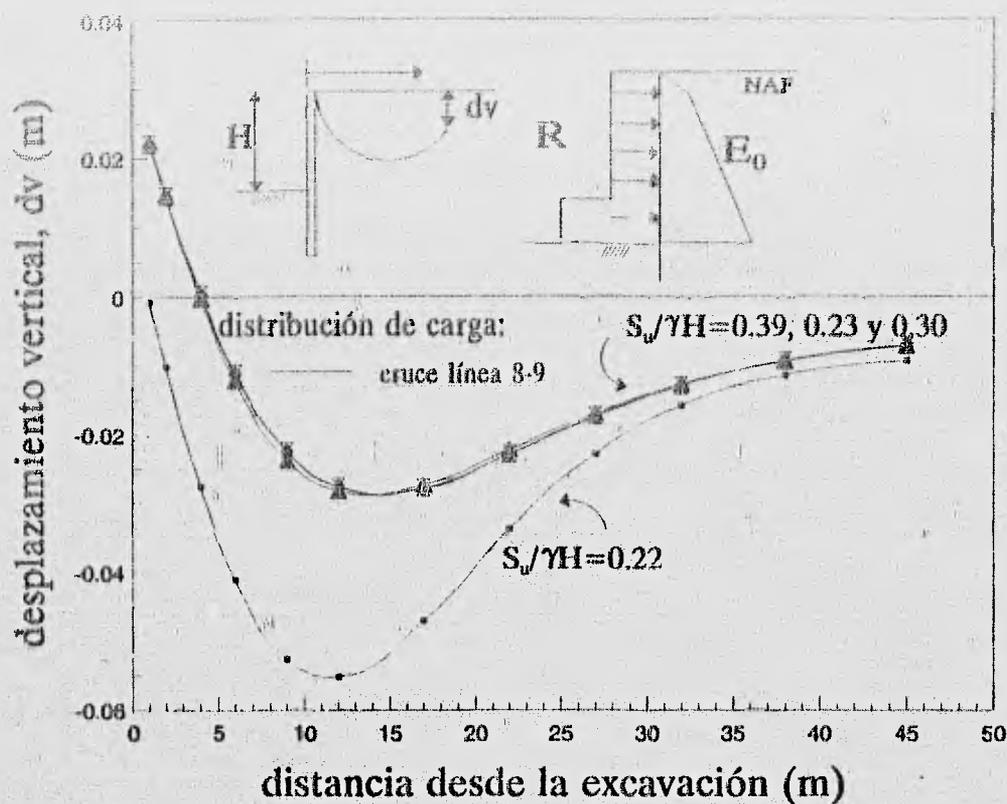


Fig 4.10 Efecto de la resistencia al corte del suelo en los desplazamientos verticales detrás del muro

#### 4.4.4 Efecto de la profundidad de excavación

Para cuantificar este efecto se construyeron mallas de elemento finito de tal manera que cada una de ellas fueran semejantes geoméricamente, evitando así que se involucren variables ajenas a lo que se pretende revisar.

La fig 4.11 muestra los desplazamientos laterales del muro para el perfil de resistencia constante ( $S_v/\gamma H = 0.39$ ). Se observa que a medida que aumenta la profundidad de excavación, los desplazamientos se incrementan; el mismo comportamiento presentan los desplazamientos verticales detrás del muro (ver fig 4.12). Estos resultados concuerdan satisfactoriamente con la definición del número de estabilidad,  $N_b$ , el cual, a medida que aumenta la profundidad, incrementa su valor y, cuando alcanza valores del orden de 4 los movimientos del terreno se tornan significantes. Para la profundidad de excavación igual a 8 m, el número de estabilidad ( $N_b = \gamma H/S_v$ , donde  $S_v$  es igual a  $7.65 \text{ t/m}^2$ ) resulta igual a 1.29; para 15.8 m de profundidad,  $N_b$  es igual a 2.54; cuando la excavación alcanza 24 m de profundidad, el número de estabilidad,  $N_b$ , es igual a 3.55.

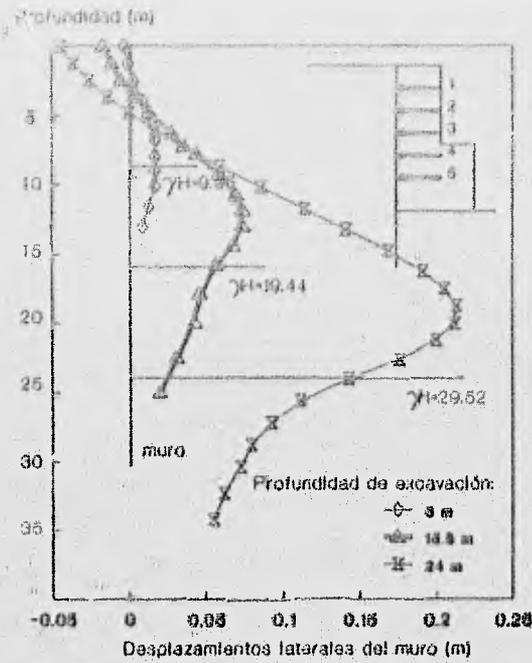


Fig 4.11 Efecto de la profundidad de excavación en los desplazamientos laterales del muro

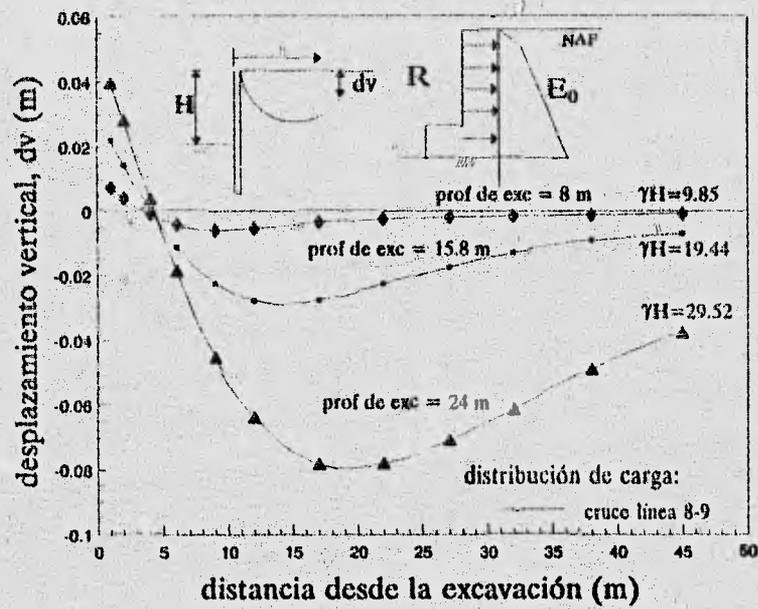


Fig 4.12 Efecto de la profundidad de excavación en los desplazamientos verticales detrás del muro

#### 4.4.5 Efecto de la separación entre puntales

El uso de puntales para aumentar la estabilidad y disminuir los movimientos del suelo, es una práctica que se ha vuelto común en las excavaciones a cielo abierto en la ciudad de México.

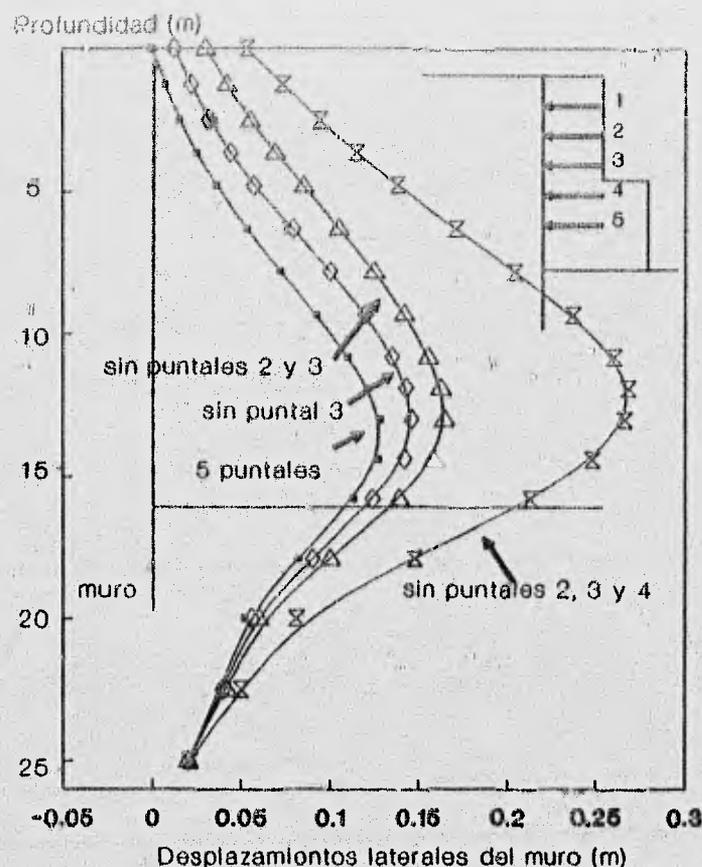


Fig 4.13 Efecto de la separación entre puntales en los desplazamientos laterales del muro

El efecto de separación vertical entre puntales, considerando constante la precarga en cada puntal, se puede estimar a partir de análisis usando varias distribuciones. En la fig 4.13 se muestra como afecta a los desplazamientos laterales del muro el incremento en la separación de los puntales. Partiendo del modelo que reproduce los movimientos del terreno de la excavación de la celda 2 del cruce línea 8-9 (valores básicos), se eliminan los puntales 2, 3 y 4. Se observa que, en términos de desplazamientos, el colocar menos niveles de puntales es factible hasta cierto número mínimo que garantiza que los desplazamientos no serán de magnitudes importantes. Estos resultados permiten conocer el número mínimo de puntales y la distancia a la que deberán instalarse; así, los movimientos del terreno, se encuentran en rangos tolerables que no permiten la falla generalizada de la excavación.

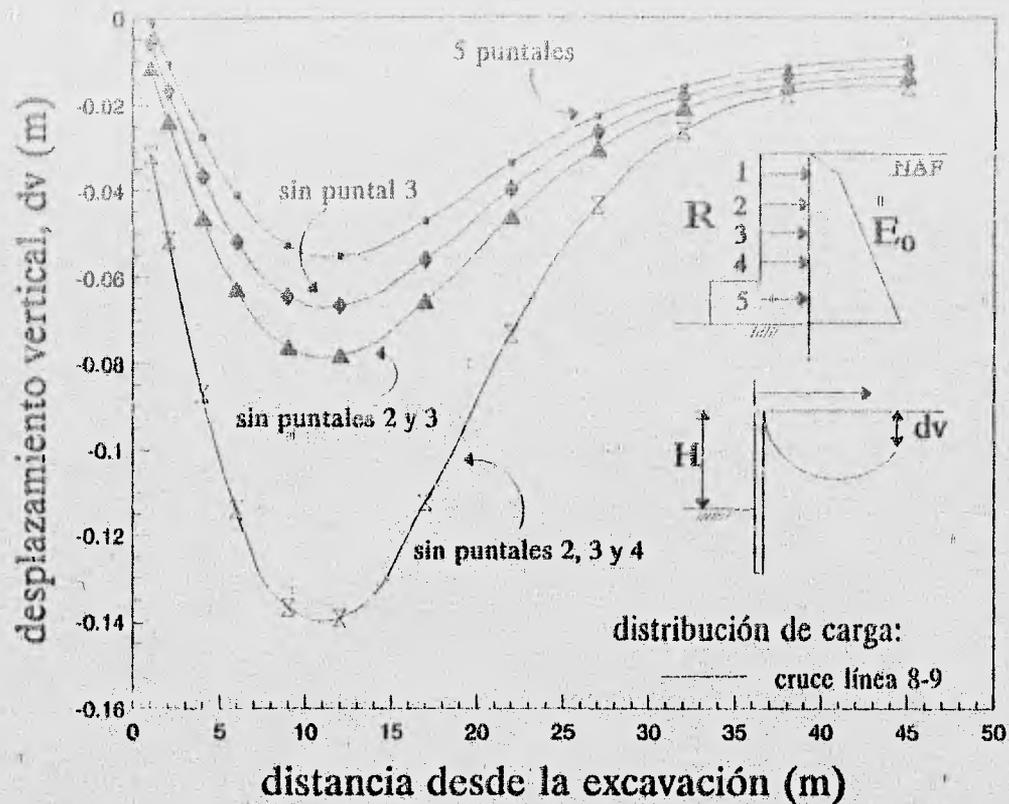


Fig 4.14 Efecto de la separación entre puntales en los desplazamientos verticales detrás del muro

La fig 4.14 muestra el efecto de la separación entre puntales en los desplazamientos verticales detrás del muro. Se aprecia que, al disminuir el número de puntales, se inducen al terreno mayores asentamientos. Por ello, el sistema de apuntalamiento se hace indispensable para controlar los movimientos en el terreno que inducen distorsiones angulares a las estructuras cercanas a la excavación.

#### 4.5 Patrones de comportamiento de excavaciones - elemento finito

El estudio realizado con el método del elemento finito muestra que un gran número de resultados de movimientos verticales y laterales siguen patrones consistentes al normalizar los resultados. Usando el enfoque propuesto por Mana y Clough (1981) se producen los resultados mostrados en la fig 4.15. El factor de normalización es el desplazamiento vertical máximo. Los resultados ilustran que los patrones de asentamientos detrás del muro varían dependiendo del valor de la relación  $E_0/R$  (empuje de tierra/reacción de puntales). Para cada relación  $E_0/R$  se presentan tres curvas, las cuales representan la distribución considerada de precarga en los puntales. Se aprecia que el máximo asentamiento se presenta a una distancia entre 0.7 y 0.8 de la profundidad de

excavación. Esto tiene interés práctico, ya que si el desplazamiento vertical máximo ( $d_{vm}$ ) puede ser estimado, el perfil de asentamientos se puede definir, con lo cual se demarcan las zonas de mayor riesgo en cuanto a daños inducidos a construcciones localizadas a lo largo de las excavaciones. Una presentación similar para los movimientos laterales superficiales del terreno detrás del muro se muestra en la fig 4.16. En este caso, el factor de normalización es el desplazamiento lateral máximo del muro, ( $d_{lm}$ ); puesto que este valor puede ser estimado para muchos casos, y con el perfil de desplazamientos establecido en la fig 4.16, el desplazamiento lateral superficial del terreno detrás del muro ( $d_{ls}$ ) se puede calcular. Los resultados de las figs 4.15 y 4.16 permiten evaluar los movimientos detrás del muro milán, con los que se definen las distorsiones en las edificaciones aledañas a la excavación (conviene notar que aquí se está despreciando el efecto de la interacción cimiento-suelo, con lo que las distorsiones calculadas (con estos movimientos del terreno) en la estructura serán en general conservadores).

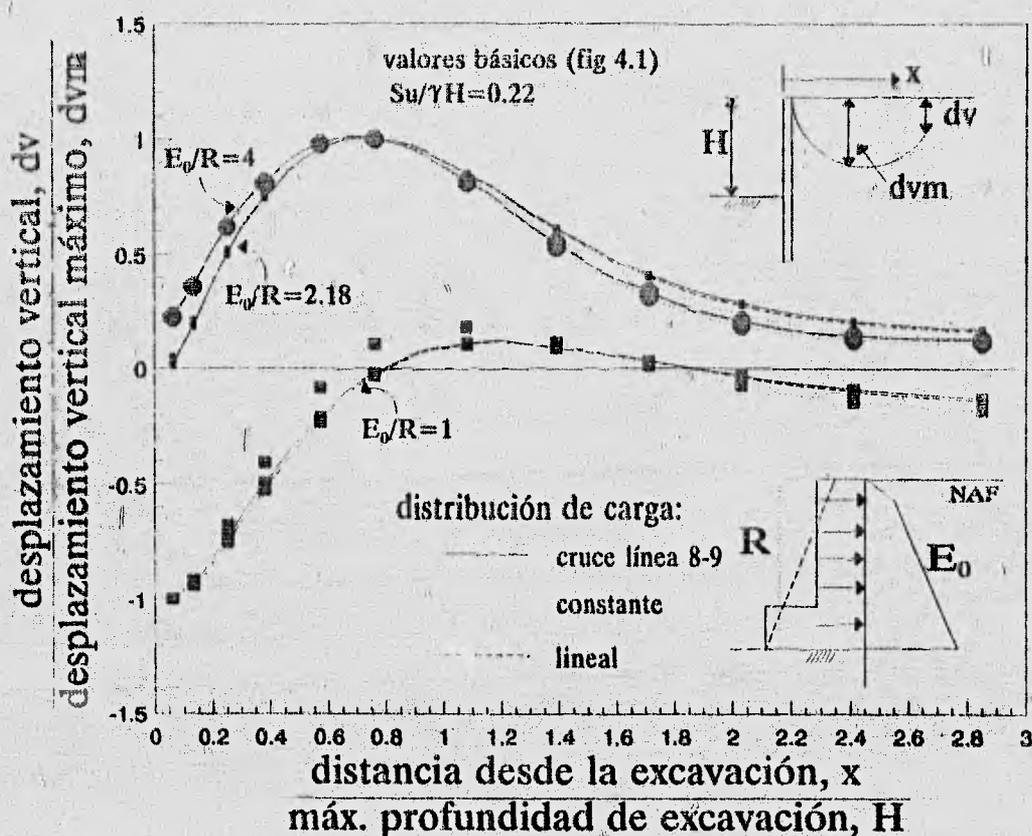


Fig 4.15 Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro (valores básicos)

En la fig 4.17 se indica el perfil de desplazamientos laterales del muro. Los resultados muestran que estos, al igual que los de las figs 4.15 y 4.16, dependen del valor de la relación  $E_0/R$ . Se puede observar que el máximo desplazamiento lateral del muro ( $d_{lm}$ ) ocurre entre 0.8 y 1.0 de la profundidad de excavación.

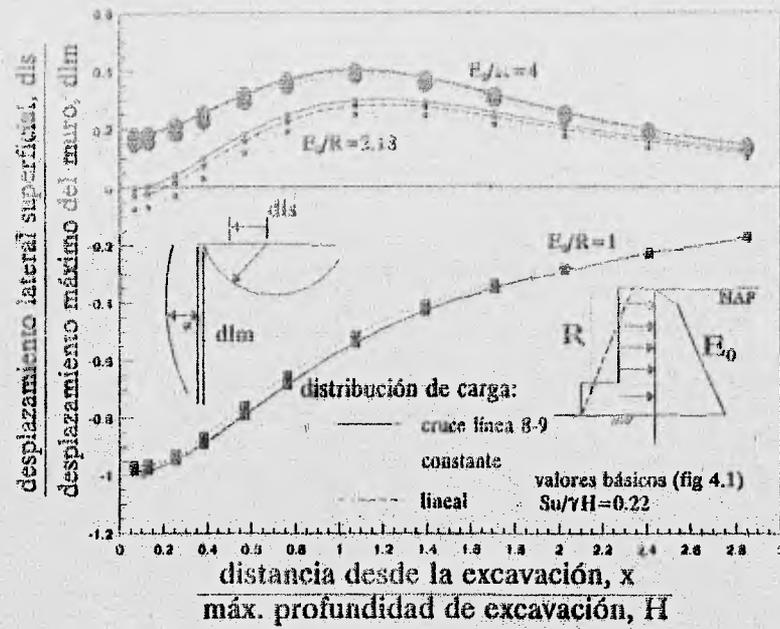


Fig 4.16 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro (valores básicos)

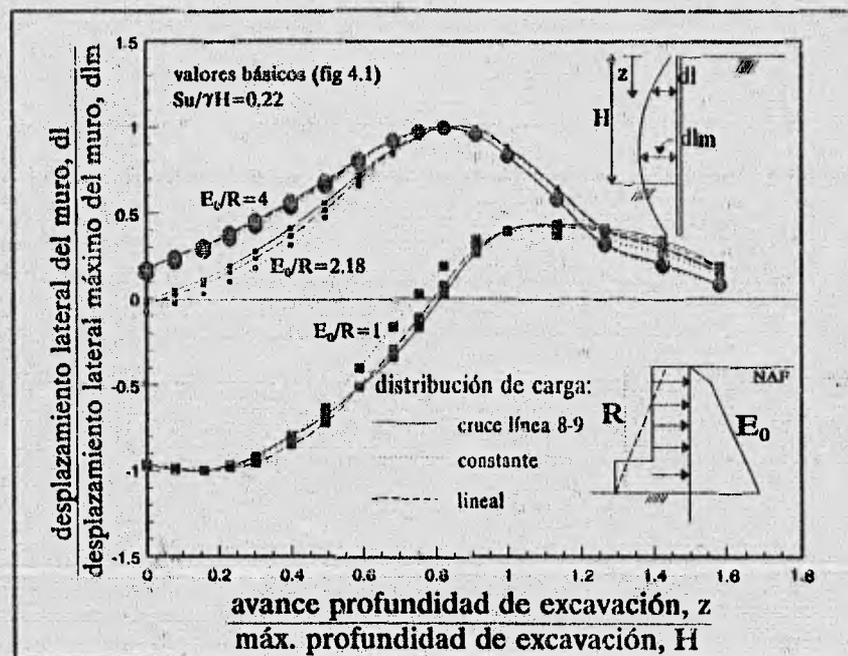


Fig 4.17 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro (valores básicos)

Los resultados presentados en las figs 4.15 a 4.17 corresponden a los valores básicos listados en la tabla 4.2, los cuales se emplearon para reproducir los movimientos laterales del muro medidos en la celda 2 del cruce línea 8-9 (ref 14).

El signo que se presenta en las gráficas indica el tipo de movimiento, es decir, para la fig 4.15 el signo positivo indica asentamiento en la superficie detrás del muro; en las figs 4.16 y 4.17, el signo positivo indica que el movimiento es hacia la excavación. Signos negativos indican movimiento en dirección opuesta.

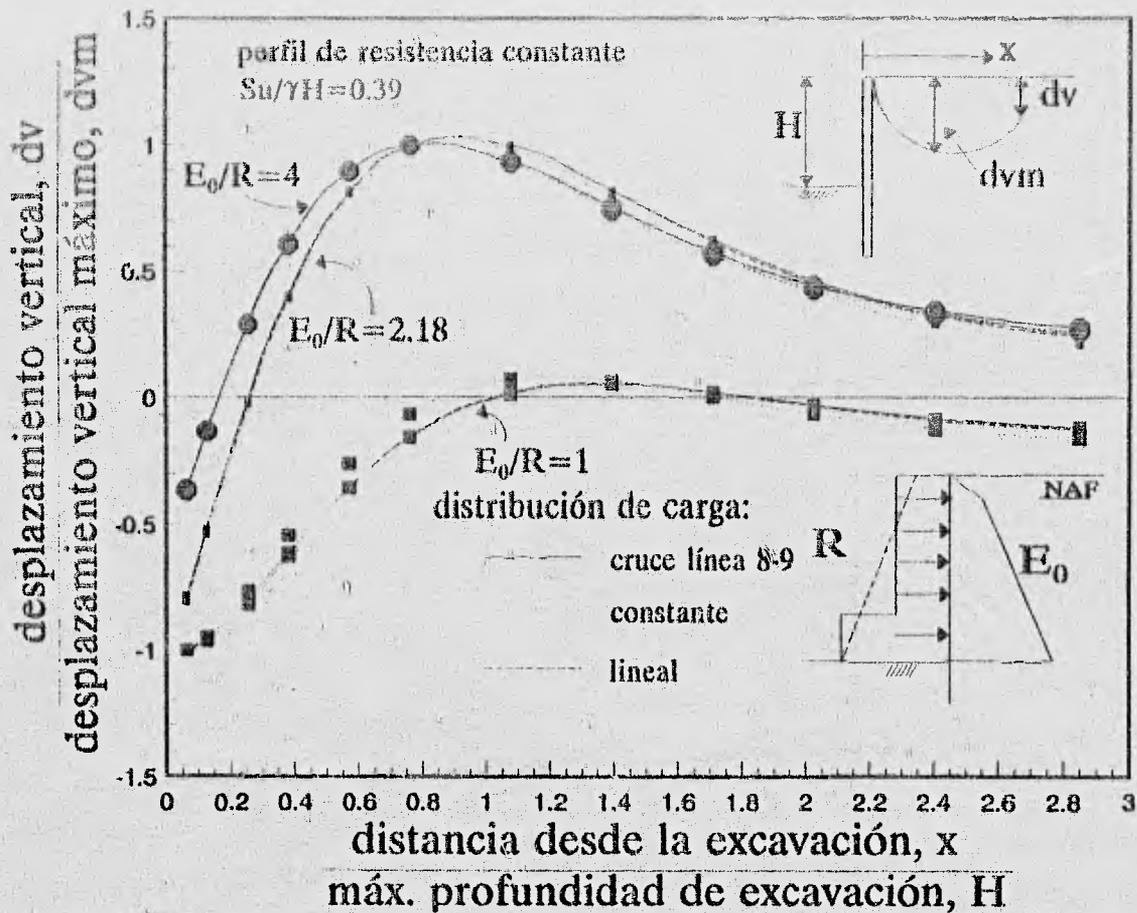


Fig 4.18 Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro (resistencia constante)

Las figs 4.18 a 4.20 presentan los perfiles de movimientos analizados anteriormente para el perfil de resistencia constante ( $S_u/\gamma H = 0.39$ ). Se aprecia que el patrón de comportamiento es prácticamente el mismo; variando solamente la magnitud de los movimientos en el terreno. Para las relaciones  $E_0/R$  iguales a 2.18 y 4 el perfil de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro indica que los movimientos pasan de asentamientos (fig 4.15) a bufamientos (fig 4.18) en una distancia próxima al muro.

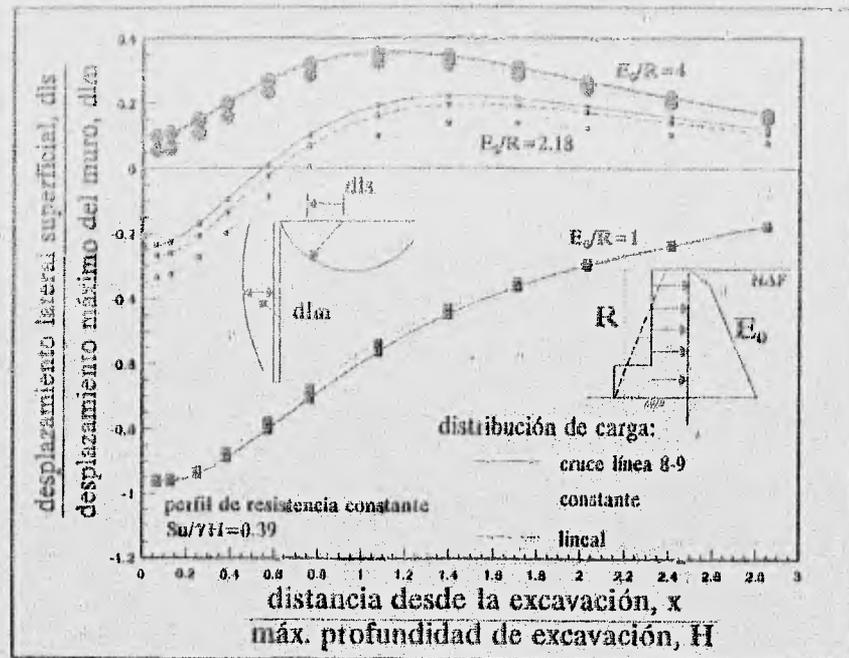


Fig 4.19 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro (resistencia constante)

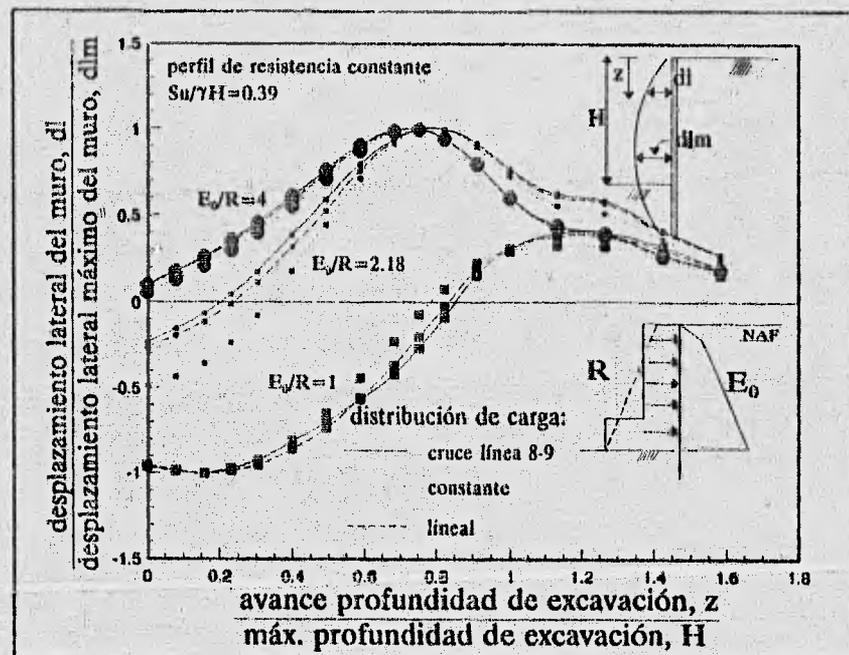


Fig 4.20 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro (resistencia constante)

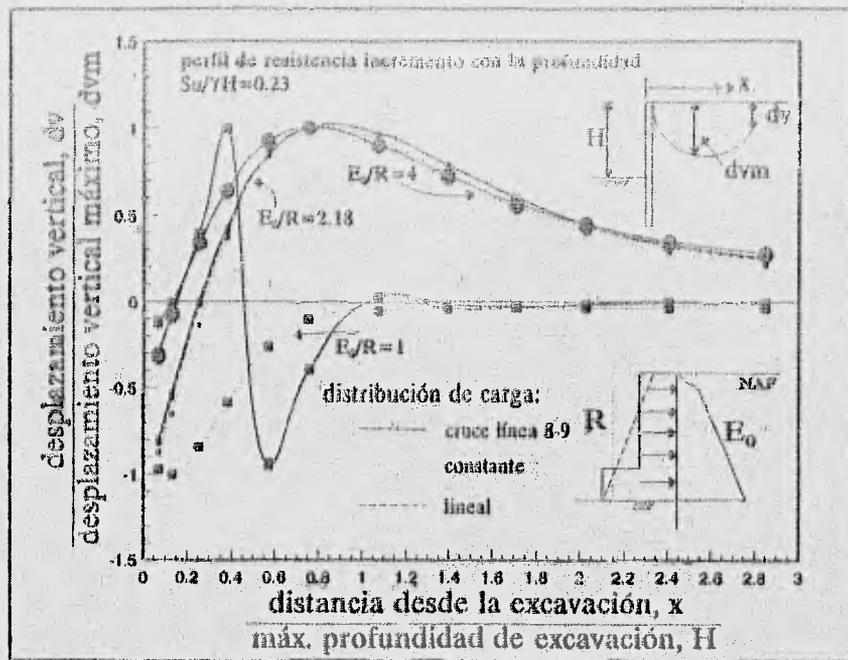


Fig 4.21 Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro (resistencia lineal)

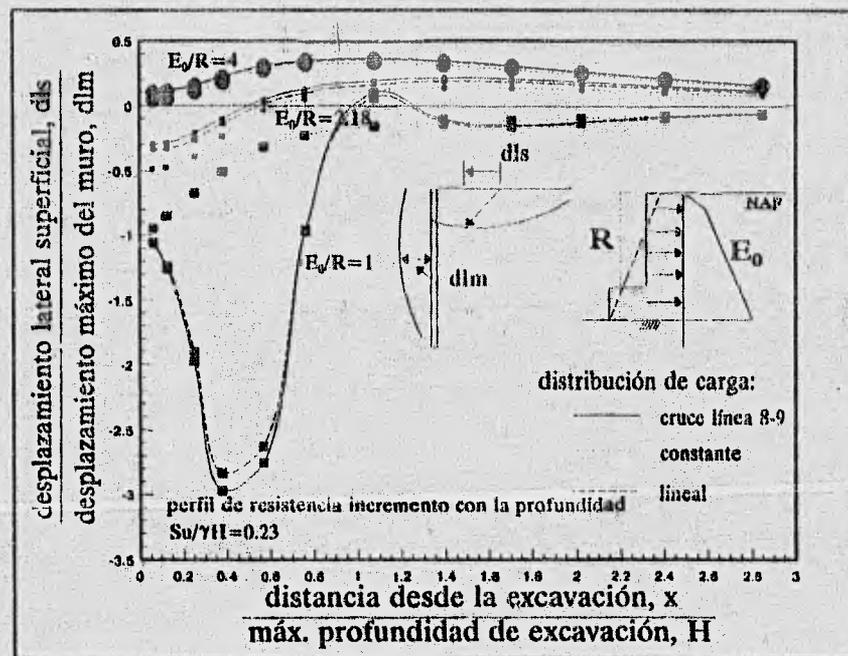


Fig 4.22 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro (resistencia lineal)

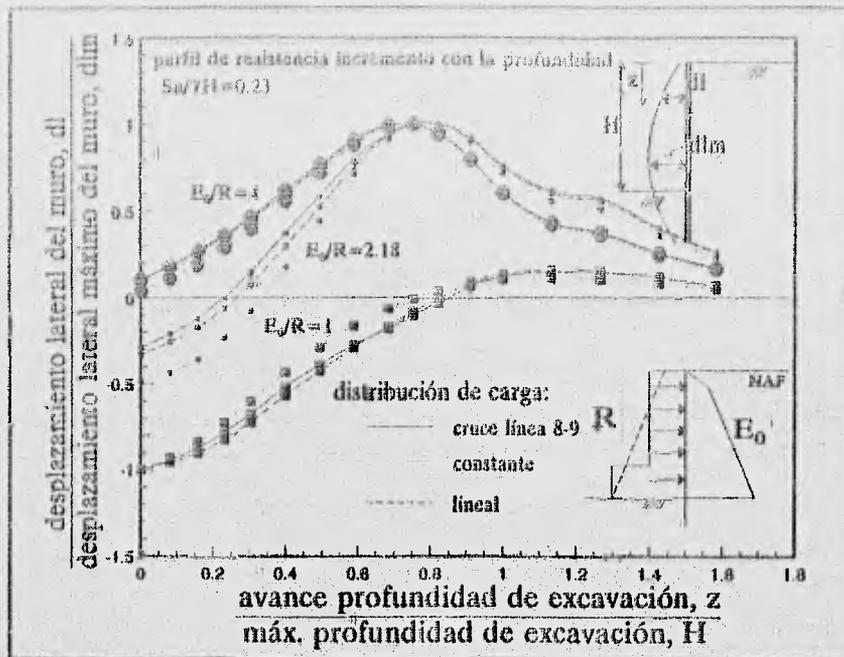


Fig 4.23 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro (resistencia lineal)

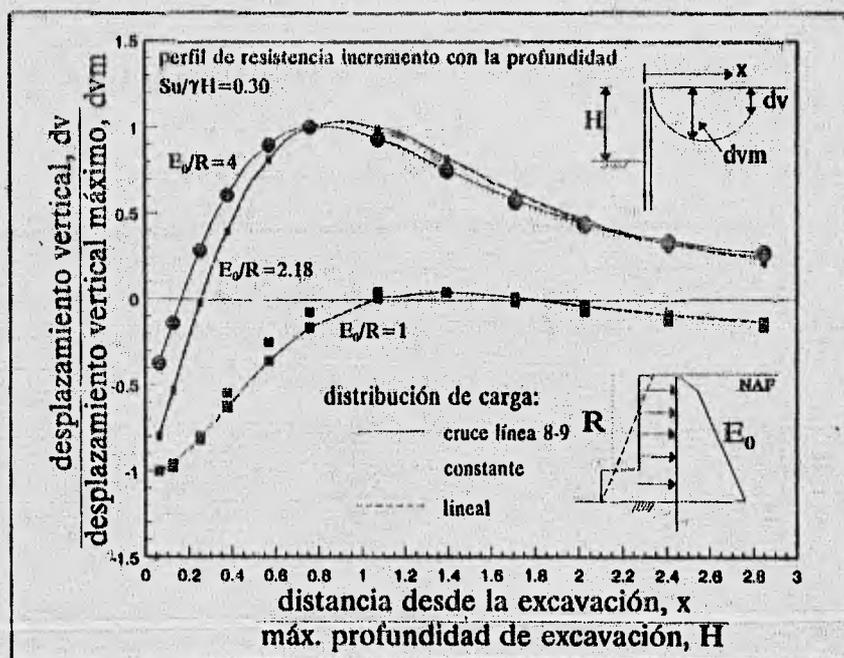


Fig 4.24 Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro (resistencia lineal)

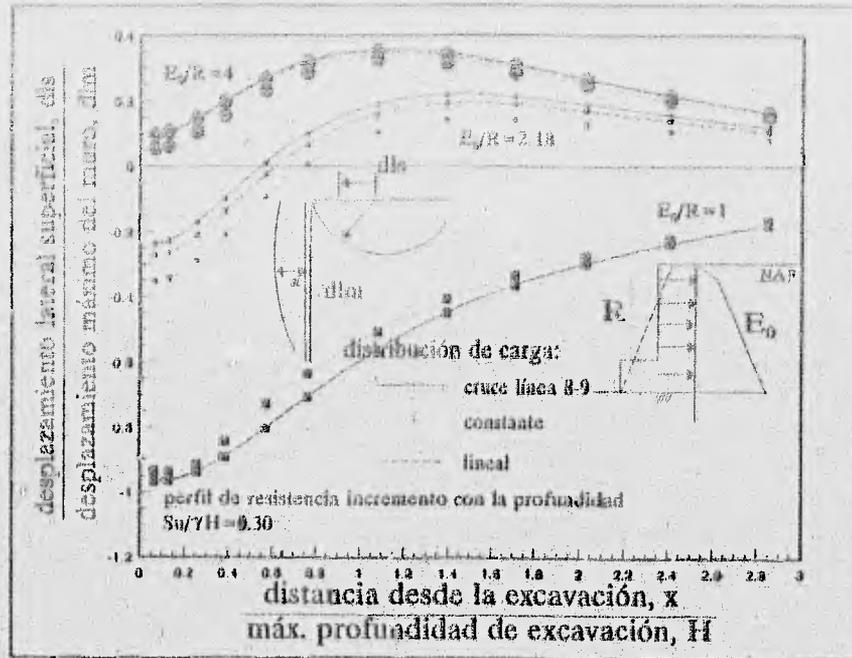


Fig 4.25 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro (resistencia lineal)

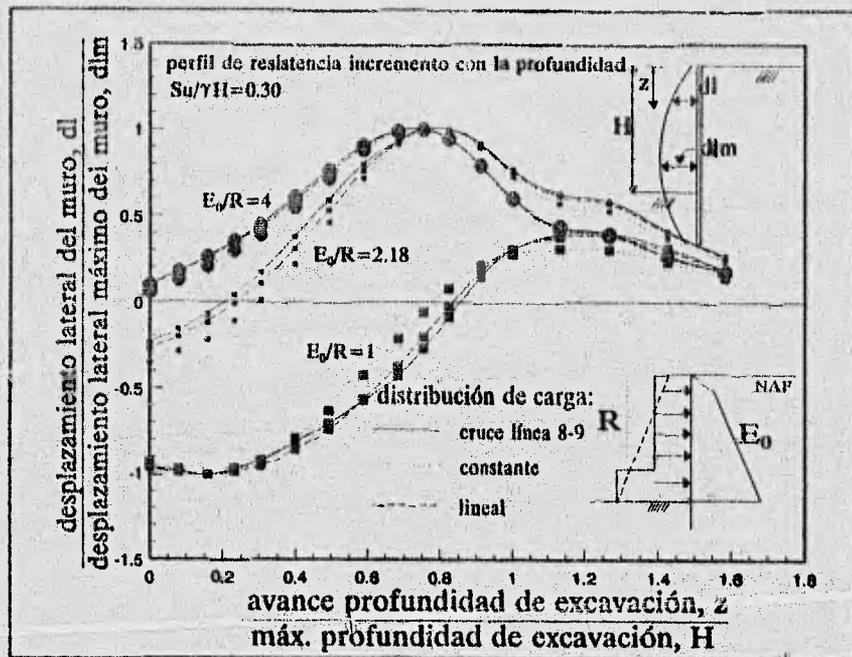


Fig 4.26 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro (resistencia lineal)

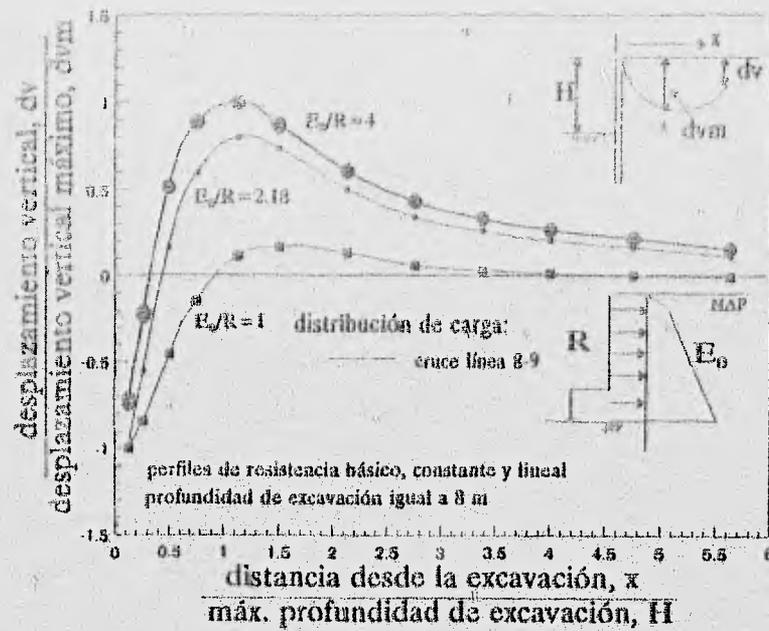


Fig 4.27 Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro ( $H=8$  m)

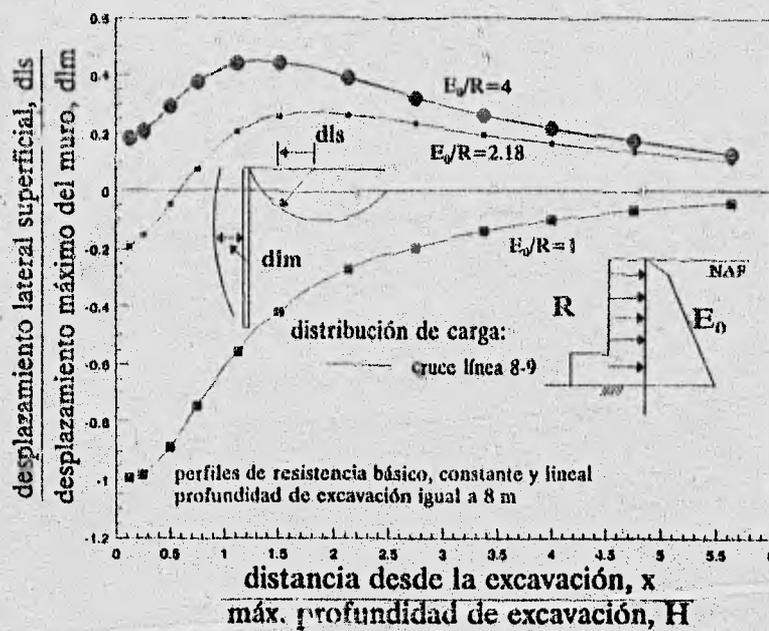


Fig 4.28 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro ( $H=8$  m)

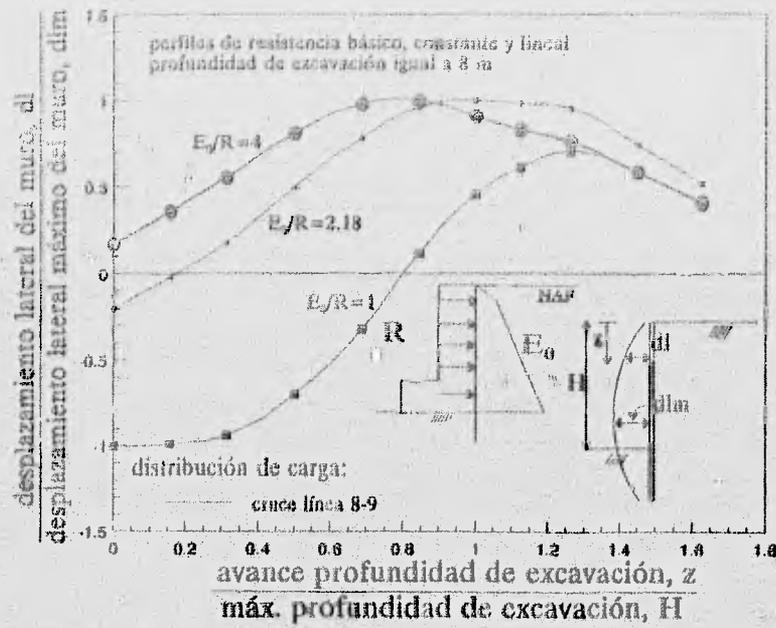


Fig 4.29 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro ( $H=8$  m)

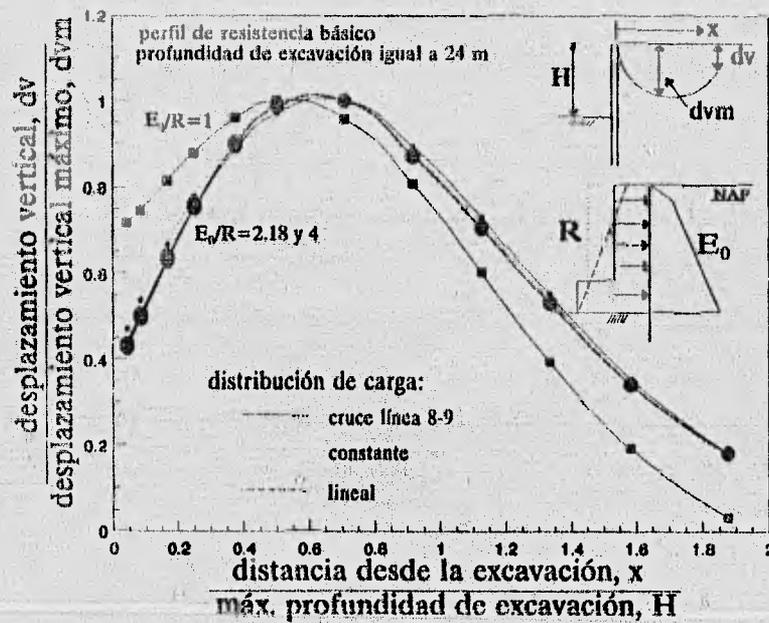


Fig 4.30 Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro ( $H=24$  m, resistencia básica)

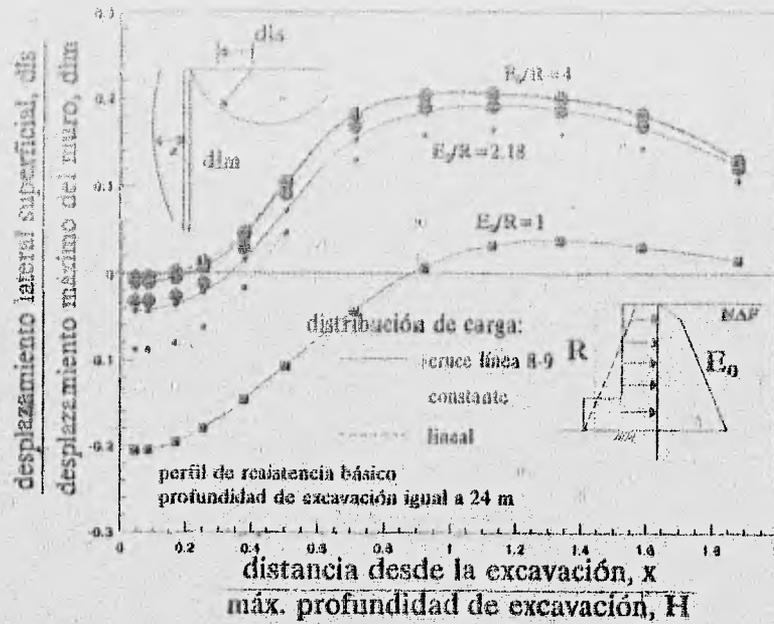


Fig 4.31 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro (H=24 m, resistencia básica)

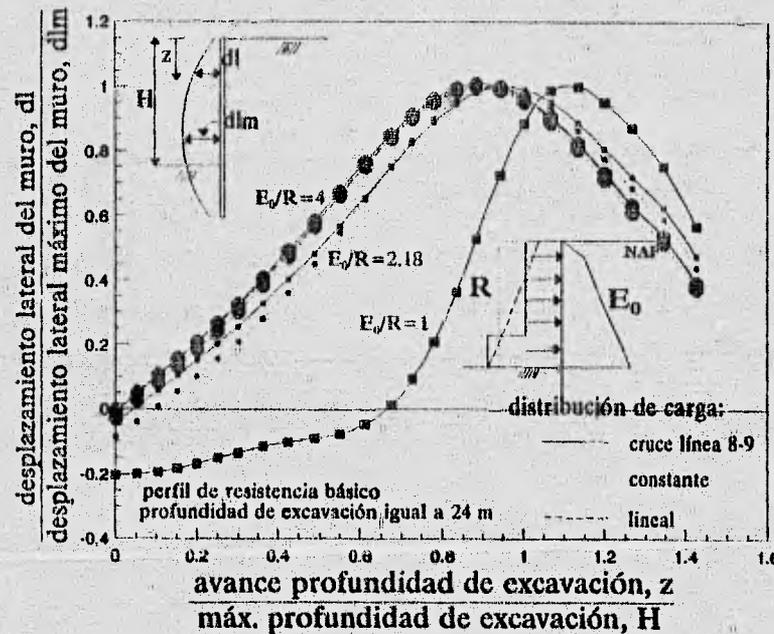


Fig 4.32 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro (H=24 m, resistencia básica)

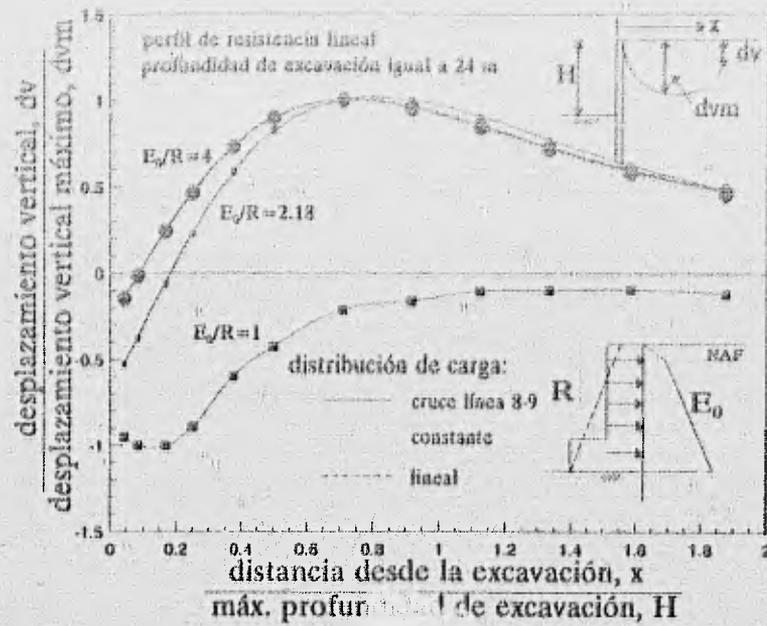


Fig 4.33 Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro ( $H=24$  m, resistencia lineal)

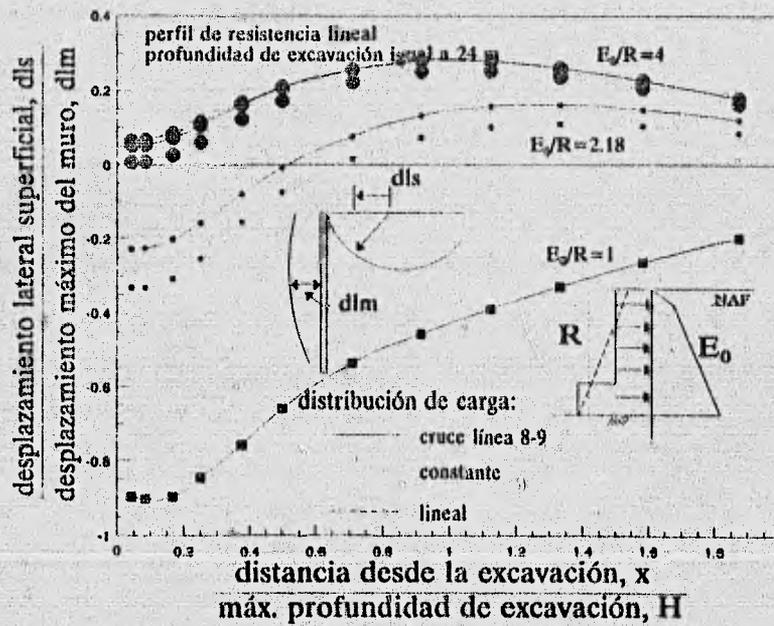


Fig 4.34 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro ( $H=24$  m, resistencia lineal)

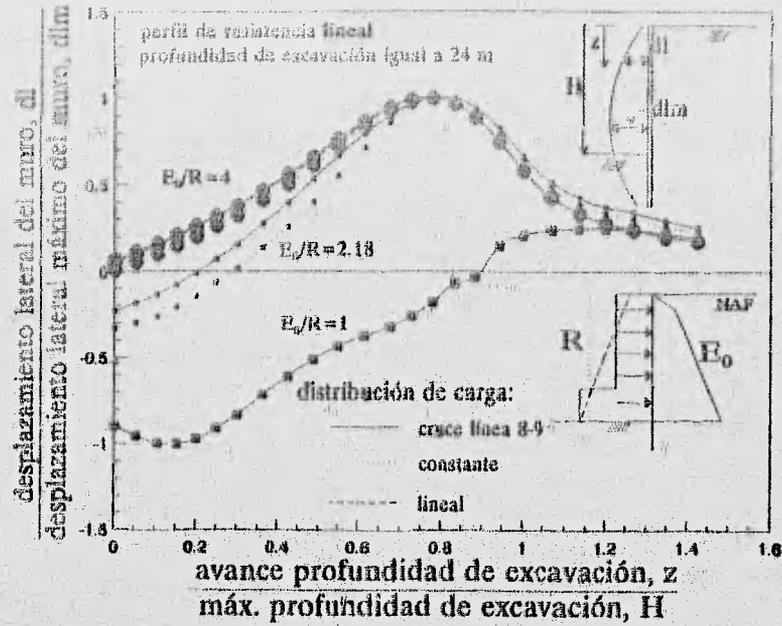


Fig 4.35 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro ( $H=24$  m, resistencia lineal)

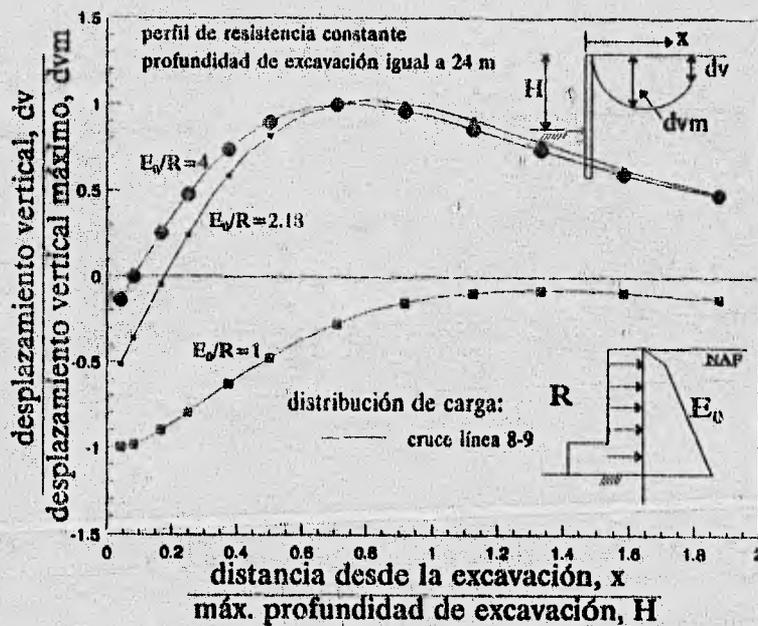


Fig 4.36 Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro ( $H=24$  m, resistencia constante)

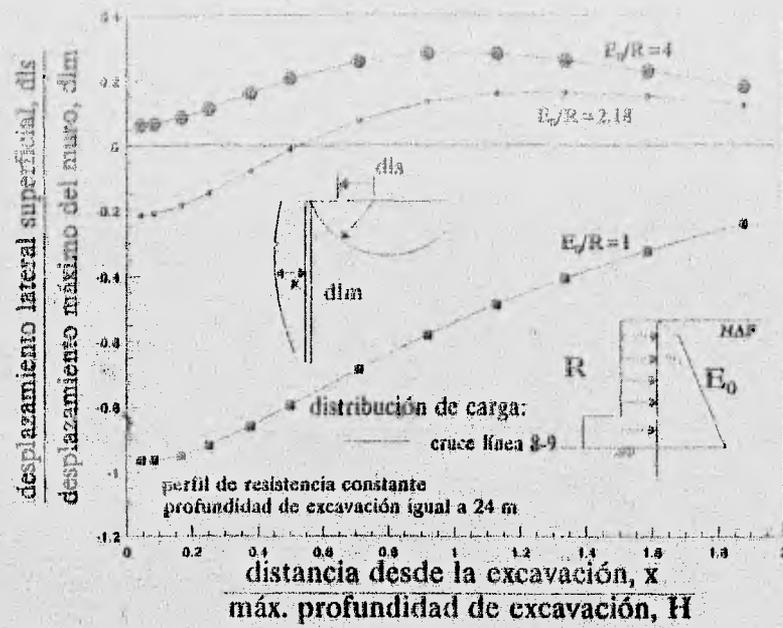


Fig 4.37 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro (H=24 m, resistencia constante)

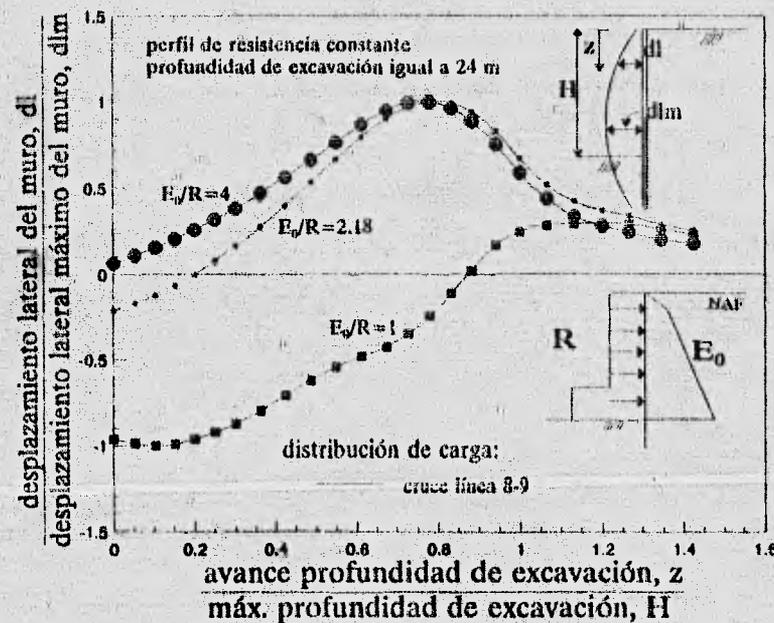


Fig 4.38 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro (H=24 m, resistencia constante)

Las figs 4.21 a 4.23 indican los perfiles de desplazamiento normalizado del terreno para uno de los perfiles de resistencia lineal ( $S_u/\gamma H=0.23$ ). Se observa que los perfiles de desplazamiento vertical y lateral superficial detrás del muro (figs 4.21 y 4.22) presentan un comportamiento que no coincide con los anteriores, en especial para la relación  $E_p/R$  igual a 1 y para las distribuciones de carga cruce línea 8-9 y lineal. Al existir estratos blandos en la superficie y la aplicación de cargas considerables que se incrementan con la profundidad, se inducen movimientos en el terreno que van de asentamientos a bufamientos en una distancia corta y próxima a la excavación; provocando con ello, zonas de plastificación bastante amplias en la superficie de la excavación, lo cual, hace que la excavación se torne inestable.

Empleando el otro perfil de resistencia lineal ( $S_u/\gamma H=0.30$ ) se tienen los perfiles de desplazamiento indicados en las figs 4.24 a 4.26. Estos resultados son similares a los que presentan cuando se usa un perfil de resistencia constante ( $S_u/\gamma H=0.39$ ). Lo anterior revela un hecho importante, el valor del parámetro  $S_u/\gamma H$  pierde importancia en el patrón de comportamiento cuando es mayor a 0.30; siendo más significativo para valores menores a 0.30.

Ahora bien, modificando la geometría de la excavación, se producen los perfiles de movimientos en el terreno presentados en las figs 4.27 a 4.29. En este caso, la profundidad de excavación es igual a 8 m. Se aprecia que, aún y cuando se emplean distintos perfiles de resistencia, los desplazamientos dependen únicamente de la relación  $E_p/R$ . Por lo que, para excavaciones poco profundas, los movimientos en el terreno son influenciados directamente por la relación  $E_p/R$  elegida.

Los perfiles de desplazamiento normalizado que se presentan en las figs 4.30 a 4.38 corresponden a una profundidad de excavación igual a 24 m. Para las figs 4.30 a 4.33 se emplea el perfil de resistencia básico. En las figs 4.33 a 4.35 se utiliza un perfil de resistencia lineal. Para las figs 4.36 a 4.38 el perfil de resistencia usado es constante. Observando el conjunto de gráficas se aprecia que la geometría de excavación también influye en la magnitud de los movimientos del terreno.

Es importante hacer notar que los resultados obtenidos, para las variaciones indicadas en la tabla 4.2, presentan los mismos patrones de comportamiento; es decir, el desplazamiento vertical máximo (dvm) se presenta a una distancia entre 0.7 y 0.8 de la profundidad de excavación. Lo mismo ocurre con el desplazamiento lateral máximo del muro (dlm), el cual se presenta entre 0.8 y 1.0 de la profundidad de excavación.

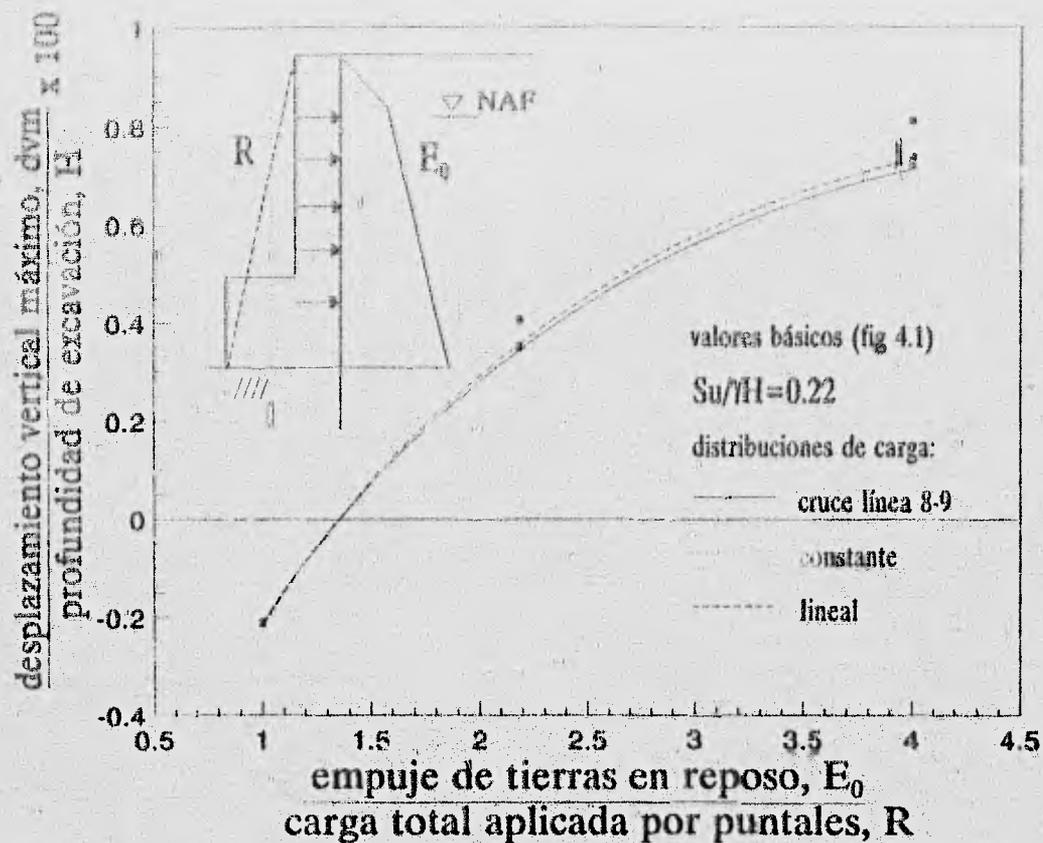
## 4.6 Análisis de sensibilidad

Los resultados presentados en las figs 4.15 a 4.38 proporcionan un intento para calcular la distribución de los movimientos laterales y verticales en el terreno si el  $d_{lm}$  y el  $d_{vm}$  pueden ser estimados. Asimismo, los valores de desplazamiento lateral máximo ( $d_{lm}$ ) y de desplazamiento vertical máximo ( $d_{vm}$ ) dependen de el valor de la relación  $E_0/R$ , del valor de la resistencia al corte no-drenada, de la geometría de la excavación, y del sistema de apoyo. Por esta razón, es necesario conocer la sensibilidad de las estimaciones de los movimientos del terreno a dichos parámetros. Existen diversos trabajos (Mana y Clough, 1981) que proporcionan métodos para predecir el  $d_{lm}$  y el  $d_{vm}$ ; sin embargo, antes de proponer un método alternativo de predicción, se revisará la influencia de los parámetros señalados anteriormente.

### 4.6.1 Influencia de la relación empuje de tierras/reacción de puntales

Se ha visto que las funciones básicas de un sistema de apuntalamiento son proporcionar mayor estabilidad y disminuir los movimientos del terreno detrás del muro. Con el simple conocimiento de la geometría de la excavación y de las condiciones geotécnicas existentes en el lugar, se puede calcular el empuje de tierras en reposo a la profundidad de excavación. La elección de la carga total que deberá aplicarse por medio del conjunto de puntales es responsabilidad del ingeniero diseñador. Por ello, para ayudar a la elección correcta de la carga total aplicada, se presenta la influencia que tiene en el comportamiento de una excavación la relación  $E_0/R$ .

La fig 4.39 muestra la relación normalizada entre el desplazamiento vertical máximo ( $d_{vm}/H$ , donde  $H$  es igual a la profundidad de excavación) contra la relación  $E_0/R$  para los valores básicos indicados en la tabla 4.2. En ella se aprecia que para relaciones  $E_0/R$  igual a 1 se presentan hundimientos y que conforme la relación crece los movimientos verticales cambian de hundimientos a asentamientos. Se observa también que los desplazamientos verticales crecen conforme la relación  $E_0/R$  lo hace; ello es debido a que la reacción proporcionada al suelo por medio de los puntales disminuye. A su vez, se aprecia que la distribución de carga constante produce mayores movimientos. Es importante hacer notar que dicho crecimiento depende del valor del coeficiente  $S_u/\gamma H$  (donde  $S_u$  es la resistencia al corte no-drenada del suelo promedio hasta una profundidad de  $12.6 H/B$  y  $\gamma$  es el peso volumétrico saturado del suelo). Para este caso el valor del coeficiente  $S_u/\gamma H$  es igual a 0.22. De este modo, la fig 4.39 permite estimar el desplazamiento vertical máximo del suelo detrás del muro para las condiciones de análisis. La extrapolación de estos resultados a otras condiciones se hace cuantificando la influencia de los parámetros específicos que se definen en el siguiente inciso.

Fig 4.39 Relación entre  $E_0/R$  y  $d_{vm}/H$ 

#### 4.7 Influencia de parámetros específicos

Las figs 4.40 a 4.42 indican la influencia del valor de la resistencia al corte no-drenada, geometría de la excavación, y rigidez del muro y separación promedio entre puntales en el movimiento vertical máximo. Para cada caso, el movimiento es expresado en función de los movimientos correspondientes obtenidos para el caso de la excavación de la celda 2 del cruce de la línea 8 con la 9 (valores básicos de la tabla 4.2). Las relaciones son símbolos asignados los cuales reflejan la influencia del parámetro contra el cual es graficado:

1.  $\alpha S_u$  : resistencia al corte (fig 4.40).
2.  $\alpha H$  : geometría de la excavación (fig 4.41).
3.  $\alpha EIh$ : rigidez del muro y separación promedio de puntales (fig 4.43).

Naturalmente, todos los valores de  $\alpha$  son uno si los valores básicos son usados. En este caso, el movimiento vertical máximo ( $d_{vm}$ ) es obtenido directamente de la fig 4.39. De esta manera, el  $d_{vm}$  es el valor de alfa veces el movimiento obtenido con la relación  $E_0/R$  apropiada y la

distribución de carga elegida.

#### 4.7.1 Influencia de la resistencia al corte

Se observó que la magnitud de los perfiles de movimientos del terreno inducidos por una excavación, depende del valor de la resistencia al corte. Ahora bien, de acuerdo con los resultados obtenidos, la influencia del valor de la resistencia al corte del suelo se cuantifica en términos del parámetro  $S_u/\gamma H$  donde  $\gamma$  es el promedio pesado del peso volumétrico saturado hasta la profundidad de excavación,  $H$  es la profundidad de excavación y  $S_u$  es el promedio pesado de la resistencia no-drenada hasta una profundidad igual a  $12.6 H/B$ .

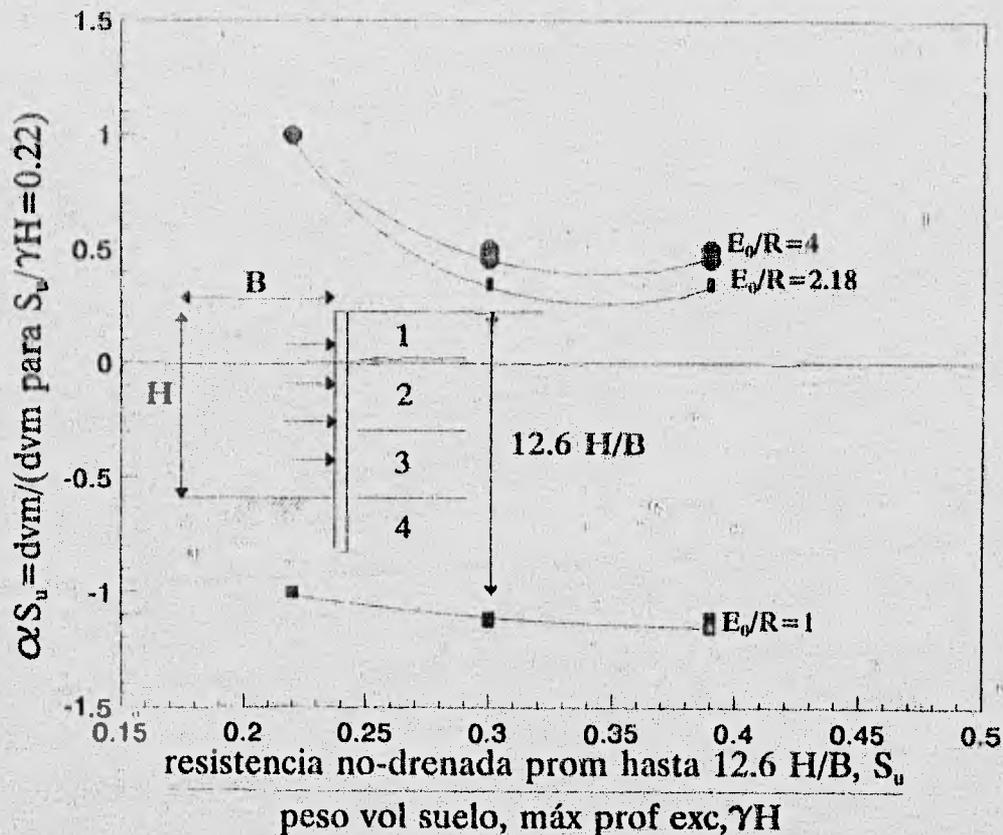


Fig 4.40 Influencia de la resistencia no-drenada del suelo

De acuerdo con lo anterior, la relación entre los máximos desplazamientos verticales,  $E_v/R$  y el coeficiente  $S_u/\gamma H$  indicada en la fig 4.40 presenta tendencias interesantes. Primero, las relaciones  $E_v/R$  igual a 2.18 y 4 tienen poca influencia en los movimientos cuando el coeficiente  $S_u/\gamma H$  es mayor que aproximadamente 0.30. En este caso, el suelo es estable y el sistema de apuntalamiento tiene un efecto mínimo. Sin embargo, cuando el coeficiente  $S_u/\gamma H$  es menor, el sistema de apuntalamiento tiene gran influencia; bajo estas circunstancias, la fuerza aplicada por el sistema de apuntalamiento sirve como el mejor elemento estabilizador. Cuando el coeficiente  $S_u/\gamma H$  cae

debajo de 0.20, los movimientos **crecen** muy rápidamente, de tal manera que el sistema se torna inestable desarrollándose grandes zonas de plastificación del suelo debajo del fondo de excavación.

Para la relación  $E_0/R$  igual a 1 se aprecia que la influencia del coeficiente  $S_v/\gamma H$  no es significativa para reducir los bufamientos; esto es debido a que la carga aplicada por los puntales es grande, lo cual proporciona estabilidad al sistema. Sin embargo, aplicar cargas tan grandes resulta muchas veces impráctico y de gran riesgo cuando la estratigrafía del sitio presenta estratos blandos en la superficie, lo cual provocaría bufamientos de una magnitud importante y zonas de plastificación en la superficie del terreno (ver figs 4.21 y 4.22).

Por lo anotado, las tendencias indican que en condiciones marginales de estabilidad, la predicción de desplazamientos es fuertemente dependiente de los valores de la resistencia al corte y de la relación  $E_0/R$ .

#### 4.7.2 Influencia de la profundidad de excavación

De acuerdo con los resultados obtenidos en las figs 4.30 a 4.38, se establece que la profundidad de excavación influye en la magnitud de los movimientos que se inducen al terreno.

La relación entre  $d_{vm}$ ,  $E_0/R$  y la profundidad de excavación se muestra en la fig 4.41. Se observa que los movimientos se incrementan conforme la profundidad de excavación aumenta. Las tendencias de la fig 4.41 indican que la relación  $E_0/R$  tiene poca influencia en el asentamiento máximo cuando la profundidad de excavación no es grande. Por el contrario, si la profundidad de excavación crece, la influencia de la relación  $E_0/R$  es importante para reducir los movimientos. Un resultado notable en la fig 4.41, es que si la relación  $E_0/R$  disminuye, es decir, la precarga total en los puntales aumenta, los desplazamientos decrecen significativamente. La utilidad de este beneficio decrece para profundidades grandes, tal y como se observa en la fig 4.41; al aumentar la profundidad de excavación y el usar una relación  $E_0/R$  igual a 1 no reduce los bufamientos en el terreno, sino al contrario se incrementan. De esta manera, se concluye que si la profundidad de excavación aumenta, el sistema de apuntalamiento, caracterizado por la relación  $E_0/R$ , se hace indispensable para controlar los movimientos del terreno.

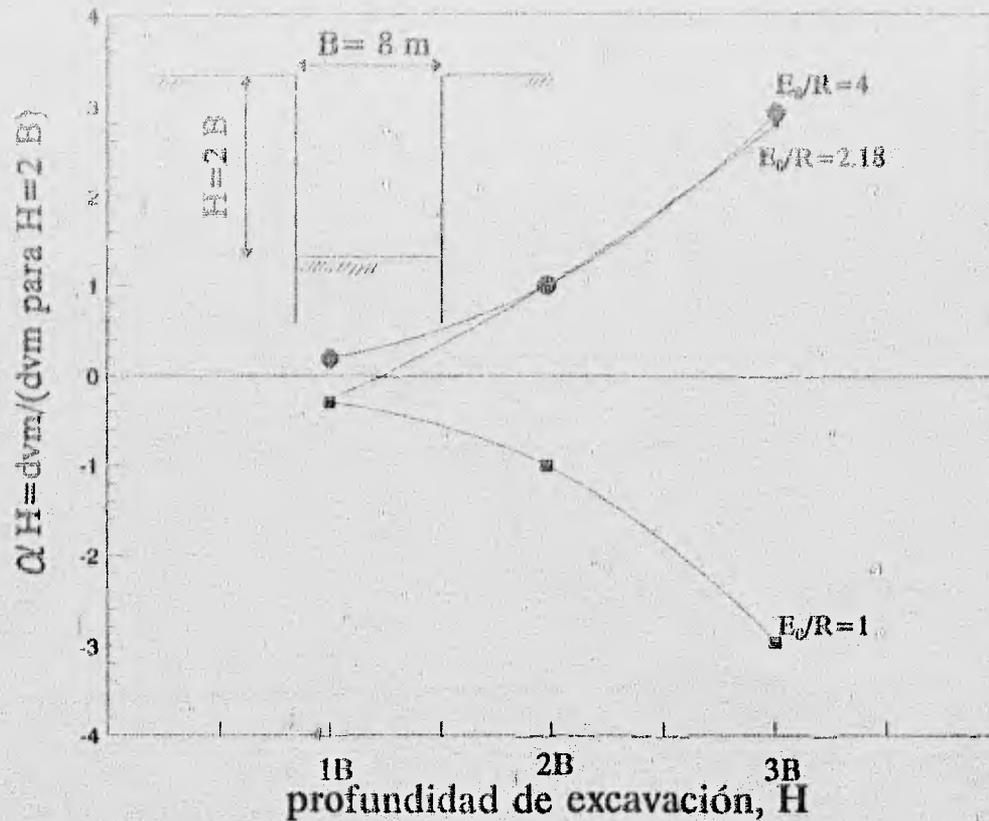


Fig 4.41 Influencia de la geometría de la excavación

### 4.7.3 Influencia de la rigidez del muro y separación de puntales

Los efectos de la rigidez del muro y de la separación de puntales en el comportamiento de los movimientos del terreno se ilustran en la fig 4.42. El factor de normalización es definido como la relación de la rigidez a la flexión del muro,  $EI$  (donde  $E$  es el módulo de elasticidad del concreto) dividido por el promedio de la separación entre puntales,  $h^4$ . El término  $EI/h^4$  es la rigidez del sistema de apoyo. Los resultados de la fig 4.42 demuestran un hecho importante: incrementando la rigidez a la flexión del muro o disminuyendo la separación entre puntales, los movimientos en el suelo disminuyen. Este efecto es una función de la relación  $E_0/R$ , siendo más significativo para relaciones  $E_0/R$  altas que para relaciones  $E_0/R$  bajas.

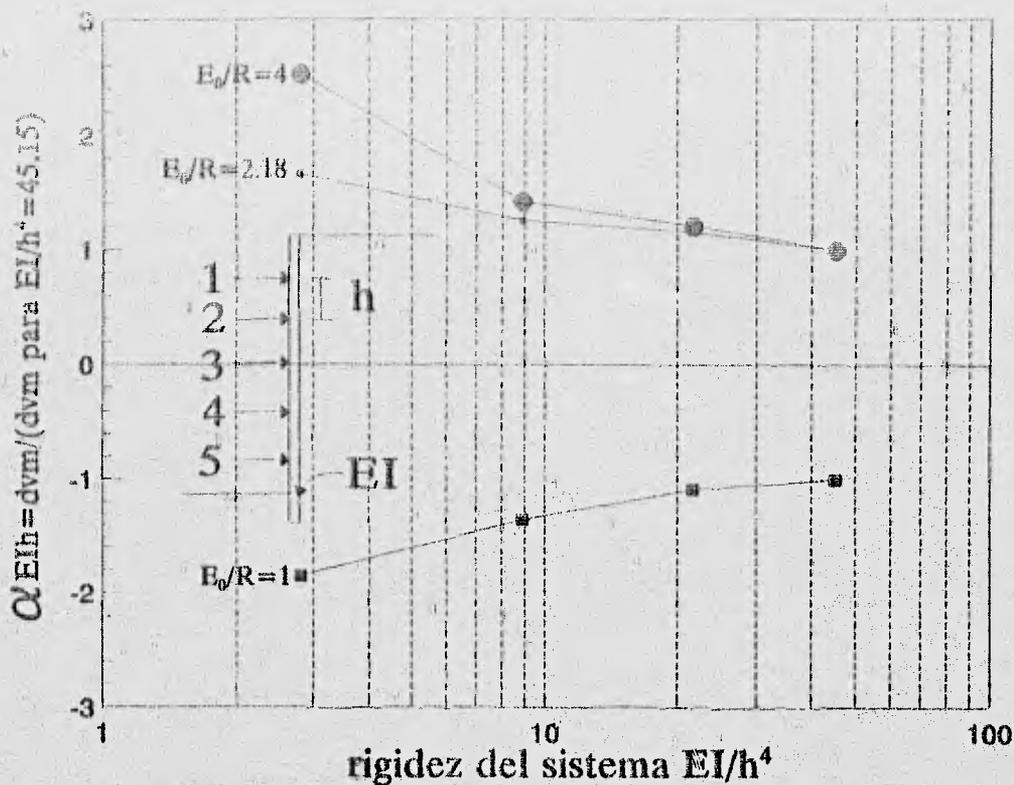
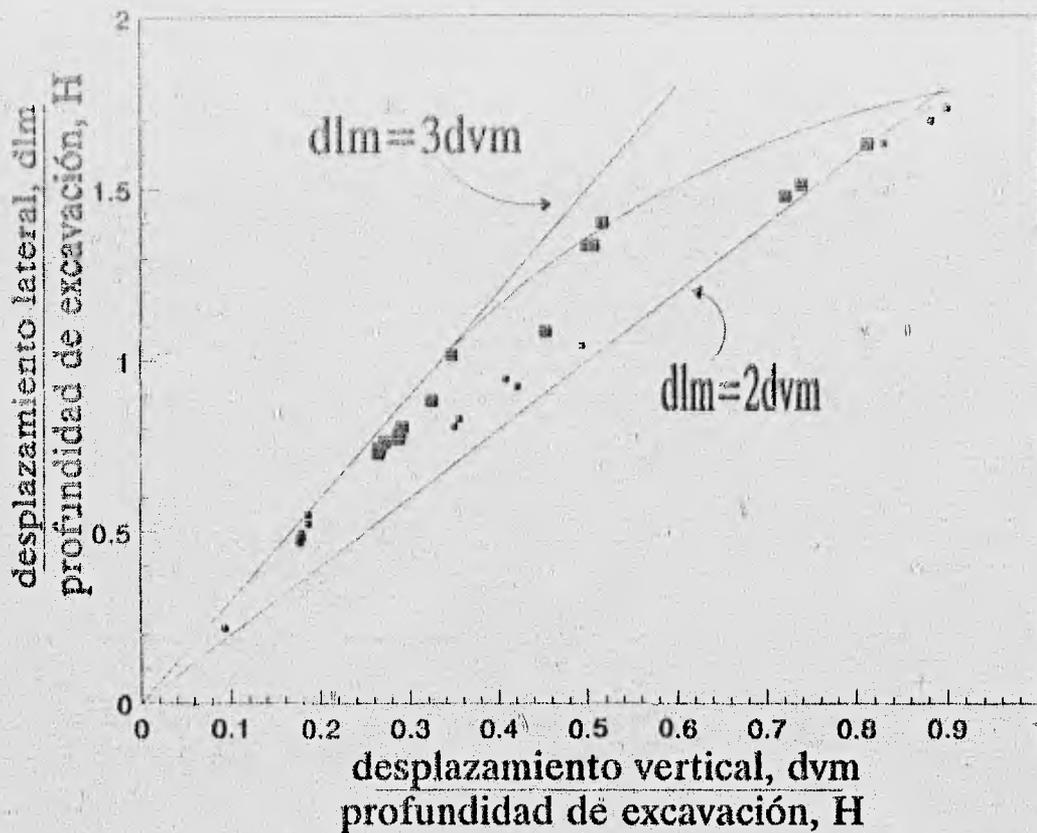


Fig 4.42 Influencia de la rigidez del muro y la separación entre puntales

#### 4.8 Relación entre el desplazamiento vertical máximo y el desplazamiento lateral máximo del muro

En los estudios realizados se encontró que existe una relación entre el desplazamiento vertical máximo y el desplazamiento lateral máximo del muro; dicha relación se encuentra entre dos y tres veces el desplazamiento vertical máximo. Este rango no es afectado por los parámetros revisados, en el intervalo de valores considerados. Dicha relación se ilustra en la fig 4.43. Se observa que para relaciones  $dvm/H$  mayores a 0.5 el desplazamiento lateral máximo ( $dvm$ ) empieza a decrecer hasta alcanzar el valor de dos veces el desplazamiento vertical máximo ( $dvm$ ); esto ocurre cuando la relación  $dvm/H$  tiene un valor de aproximadamente 0.9. Por lo que, para fines prácticos, se recomienda tomar el  $dvm$  igual a 3 veces el  $dvm$  para relaciones  $dvm/H$  menores o iguales a 0.5; para cuando la relación  $dvm/H$  sea mayor a 0.5 pero menor a 0.9 el  $dvm$  será igual a 2.5 veces el  $dvm$ ; por último, cuando la relación  $dvm/H$  sea mayor o igual a 0.9, el  $dvm$  será igual a 2 veces el  $dvm$ .

Fig 4.43 Relación normalizada entre el  $d_{vm}$  y el  $d_{lm}$ 

#### 4.9 Relación entre el factor de seguridad contra falla de fondo y el desplazamiento vertical máximo del terreno

El factor de seguridad contra falla de fondo se puede calcular siguiendo el procedimiento convencional dado por Bjerrum y Eide (1956), el de Terzaghi (1941) o el propuesto por Alberro (1987) usando el método de las líneas características (ref 2). La fig 4.44 muestra la relación entre el  $d_{vm}$  y el FS calculado con el método de Terzaghi. Se observa que la tendencia es curva para relaciones  $E_0/R$  mayores que uno. Para la relación  $E_0/R$  igual a uno la tendencia es constante; esto es debido a que la precarga aplicada es de magnitud tal que no permite que se presente la falla por el fondo, sin embargo, sí puede producir bufamientos de importancia.

Para valores de FS mayores que 2.5 la tasa de asentamientos normalizados decrece sensiblemente y tiende a ser independiente de la relación  $E_0/R$ . Por otro lado, si el FS es menor que 1.5, los asentamientos crecen rápidamente. Estas tendencias han sido observadas en otros estudios (refs 5 y 9).

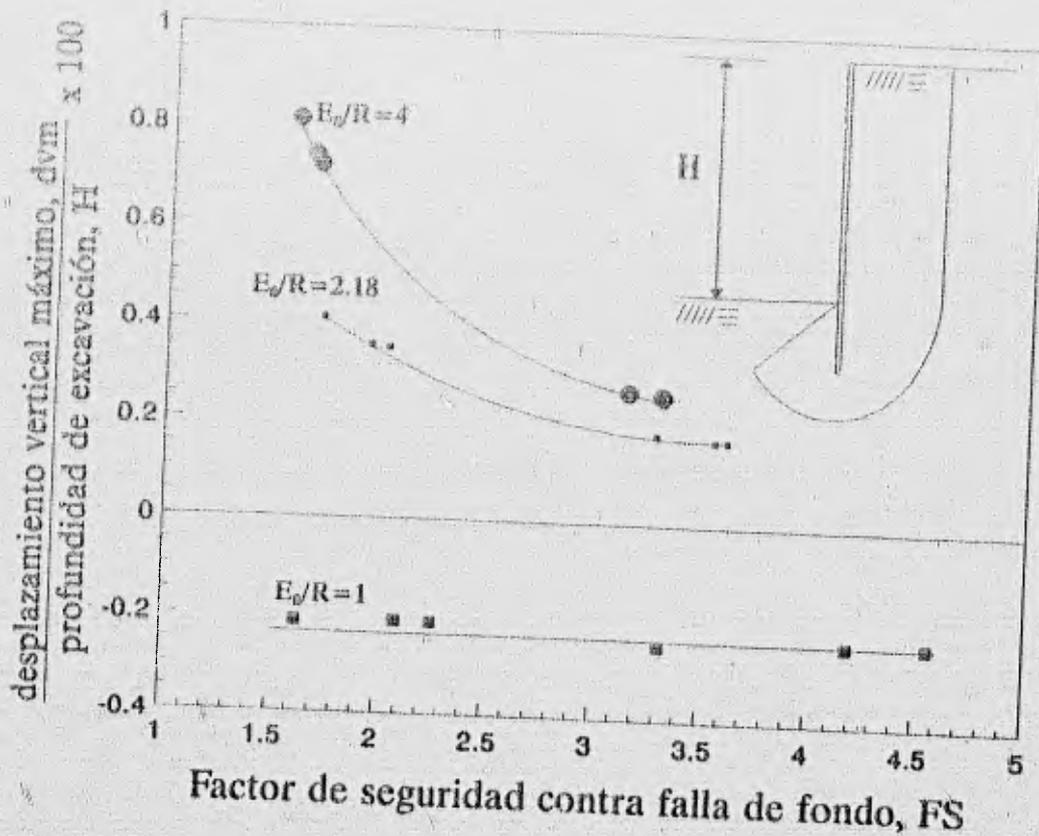


Fig 4.44 Relación normalizada entre el factor de seguridad contra falla de fondo, FS, y el dvm

#### 4.10 Método simplificado de predicción

Los resultados presentados en las figs 4.39 a 4.42 forman la base de un método para estimar los asentamientos superficiales del terreno y los movimientos laterales del muro para una excavación apuntalada en un depósito de suelo compuesto esencialmente por arcillas. El primer paso es evaluar el dvm usando la fig 4.39. El segundo paso consiste en determinar la influencia de los parámetros específicos:  $\alpha S_u$ ,  $\alpha H$ , y  $\alpha E_i h$ , usando las figs 4.40, 4.41 y 4.42, respectivamente. De esta manera se tiene que:

$$\frac{dvm}{H} \Big|_{cc} = \frac{dvm}{H} \Big|_{cb} (\alpha S_u) (\alpha H) (\alpha E_i h) \quad (1)$$

donde:

$\frac{dvm}{H} |_{cb}$  = al desplazamiento vertical máximo estimado a partir de la fig 4.39 y correspondiente al caso base

$\frac{dvm}{H} |_{cc}$  = al desplazamiento vertical máximo para cualquier caso

H = a la profundidad de excavación, en metros

Una vez estimado el desplazamiento vertical máximo se puede obtener el desplazamiento lateral máximo del muro usando la fig 4.43. Con los valores de máximo movimiento, los perfiles de asentamiento detrás del muro, los desplazamientos laterales superficiales del terreno detrás del muro y los desplazamientos laterales del muro pueden ser establecidos usando las figs 4.15 a 4.38, respectivamente.

#### 4.11 Ejemplo de aplicación del método propuesto

Para ilustrar el uso del método propuesto para la estimación de movimientos, un resultado del desplazamiento vertical máximo obtenido con elemento finito se estima con el método propuesto. Los detalles de la estimación son dados en la tabla 4.3. Sustituyendo los valores de la tabla 4.3 en la ecuación 1, la estimación del asentamiento máximo detrás del muro es de 3.18 cm, y con el método del elemento finito el asentamiento calculado es de 3.29 cm. Las condiciones del caso considerado son un depósito estratificado, al igual que para el caso base, sólo que la resistencia no-drenada es constante con un valor de  $S_u = 7.65 \text{ t/m}^2$ , utilizándose 4 niveles de puntales.

Tabla 4.3 Valores de los parámetros e influencia de los coeficientes para estimar el máximo asentamiento detrás del muro

Parámetro	Valor del parámetro	Influencia del coeficiente	Valor del coeficiente
Relación $E_0/R$	2.18	$dvm/H$	0.35
Coef $S_u/\gamma H$	0.39	$\alpha S_u$	0.30
Profundidad de excavación, H	15.8 m	$\alpha H$	1.0
Ancho de excavación, B	8 m		
Separación promedio de puntales, h	3.16 m		
Rigidez del sistema, $EI/h^4$	21.66 $\text{t/m}^2$	$\alpha EIh$	1.15

### 4.12 Momentos flexionantes

Como se apuntó en el capítulo 3, el programa utilizado también proporciona los elementos mecánicos del elemento estructural (muro Milán).

Empleando el mismo concepto para la estimación del desplazamiento vertical máximo (asentamiento máximo) del terreno detrás del muro, se propone ahora una metodología que permita evaluar el momento flexionante máximo del muro para las condiciones de análisis descritas.

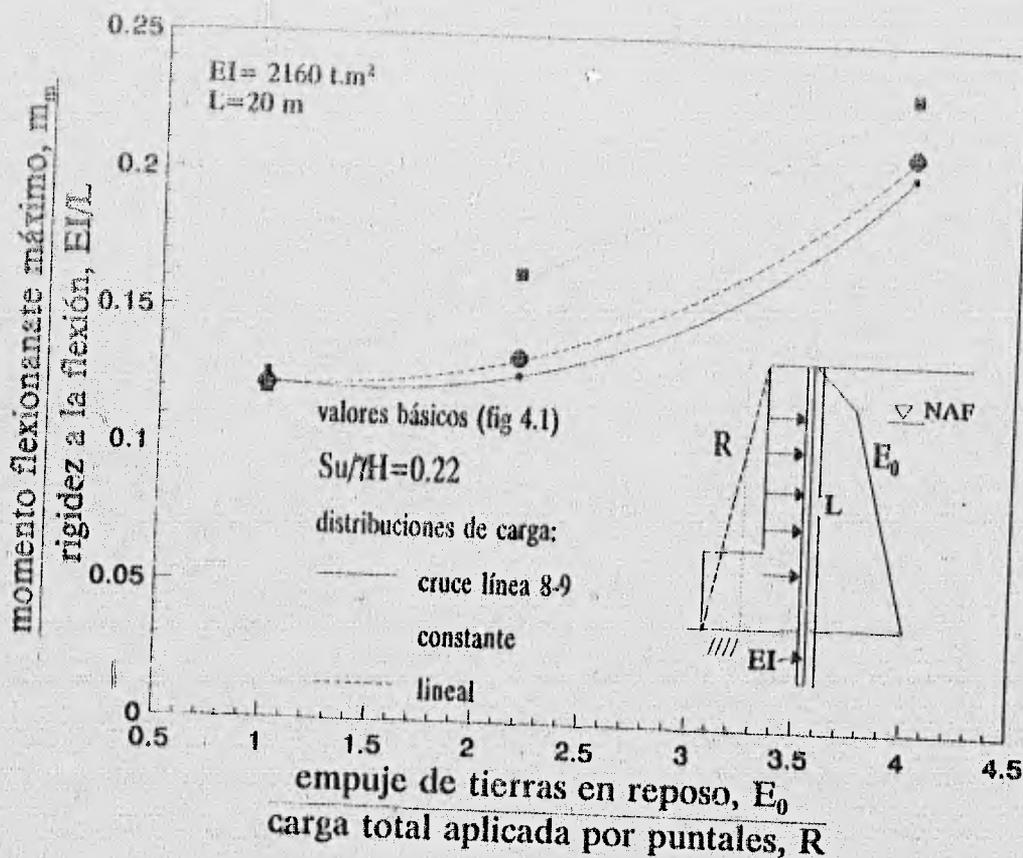


Fig 4.45 Relación entre  $E_0/R$  y  $m_m/EI/L$

La fig 4.45 muestra la relación normalizada entre el momento flexionante máximo ( $\frac{m_m}{EI/L}$  donde  $EI$  es la rigidez del muro y  $L$  es la longitud total del muro) contra la relación  $E_0/R$  para los valores básicos indicados en la tabla 4.2. Se observa que para distribuciones de carga constante los momentos flexionantes crecen linealmente; ello es debido a que la distribución de la carga produce una misma configuración de momentos flexionantes, variando su magnitud de acuerdo con la carga

total aplicada por los puntales.

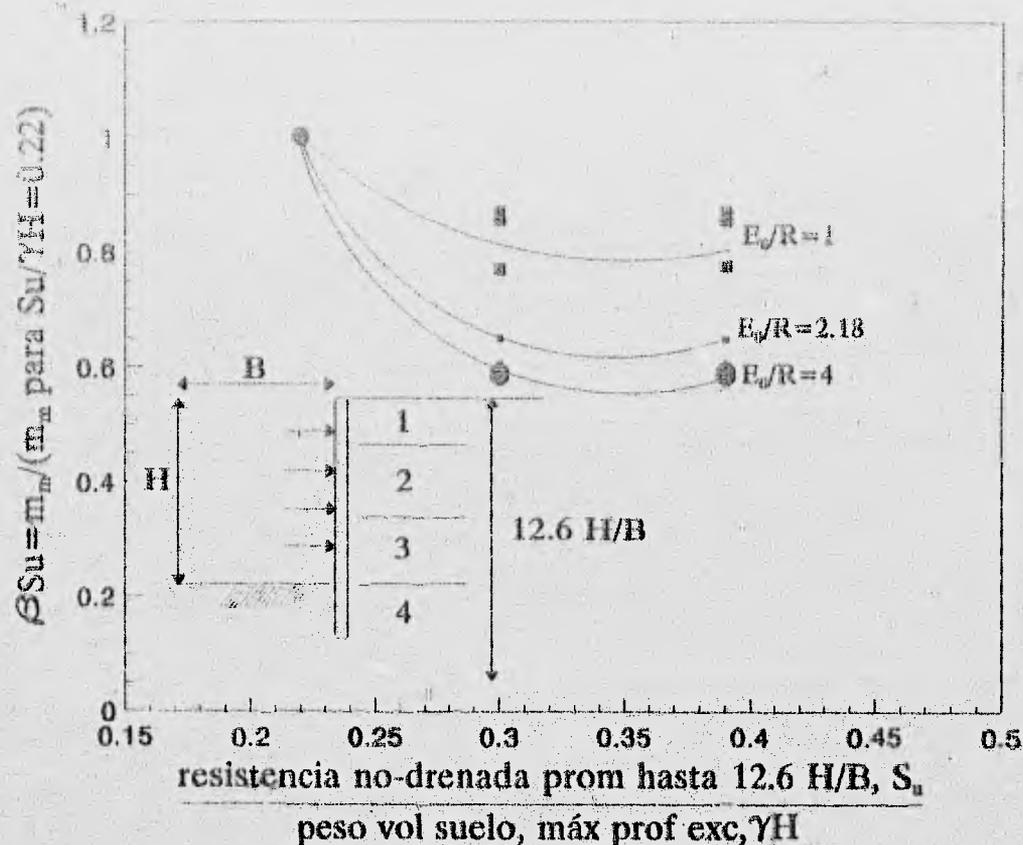


Fig 4.46 Influencia de la resistencia no-drenada del suelo

Asimismo, las figs 4.46 a 4.48 muestran la influencia de los parámetros estudiados en el momento flexionante máximo: el valor de la resistencia al corte no-drenada del suelo, geometría de la excavación, rigidez del muro y separación promedio entre puntales. De igual manera que para la estimación del movimiento vertical máximo, el momento flexionante es expresado en función de los momentos flexionantes correspondientes a el caso de la excavación de la celda 2 del cruce de la línea 8 con la 9 (valores básicos de la tabla 4.2). Las relaciones son símbolos asignados los cuales reflejan la influencia del parámetro contra el cual es graficado:

1.  $\beta S_u$  : resistencia al corte (fig 4.46)
2.  $\beta H$  : geometría de la excavación (fig 4.47)
3.  $\beta EIh$  : rigidez del muro y separación promedio entre puntales (fig 4.48)

Es obvio que todos los valores de  $\beta$  son uno si los valores básicos son usados. Así, el momento flexionante máximo ( $m_m$ ) es obtenido directamente de la fig 4.45. De otra manera, el momento flexionante máximo es el valor de beta veces el momento obtenido con la relación  $E_0/R$  apropiada y la distribución de carga elegida.

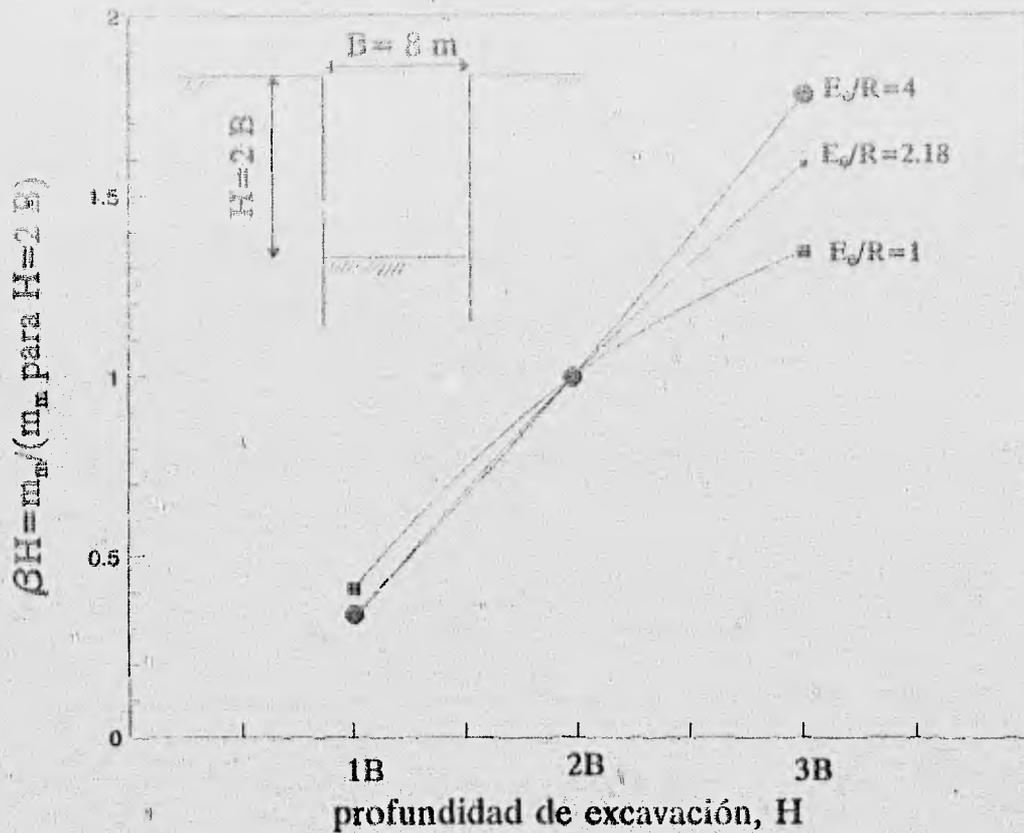


Fig 4.47 Influencia de la geometría de la excavación

Las figs 4.45 a 4.48 son la base de la metodología propuesta para estimar el momento flexionante máximo a que se encuentra sometido el muro de contención por un proceso de excavación apuntalada en un depósito de suelo compuesto esencialmente por arcillas. El primer paso es la evaluación del  $m_m$  empleando la fig 4.45. En el segundo paso establecemos la influencia de los parámetros estudiados:  $\beta S_u$ ,  $\beta H$  y  $\beta E I h$ , usando las figs 4.46, 4.47 y 4.48 respectivamente. Por lo que, la ecuación que proporciona la relación entre el momento flexionante máximo y la rigidez a la flexión para cualquier caso queda de la siguiente manera:

$$\frac{m_m}{EI} \Big|_{cc} = \frac{m_m}{EI} \Big|_{cb} (\beta S_u) (\beta H) (\beta E I h) \quad (2)$$

donde:

$\frac{m_m}{EI} \Big|_{cb} =$  a la relación entre el momento flexionante máximo y la rigidez a la flexión estimada

a partir de la fig 4.45 y correspondiente al caso base

$\frac{m_m}{EI} \Big|_{cc} =$  a la relación entre el momento flexionante máximo y la rigidez a la flexión para

cualquier caso

$\frac{EI}{L} =$  a la rigidez a la flexión, en t. m

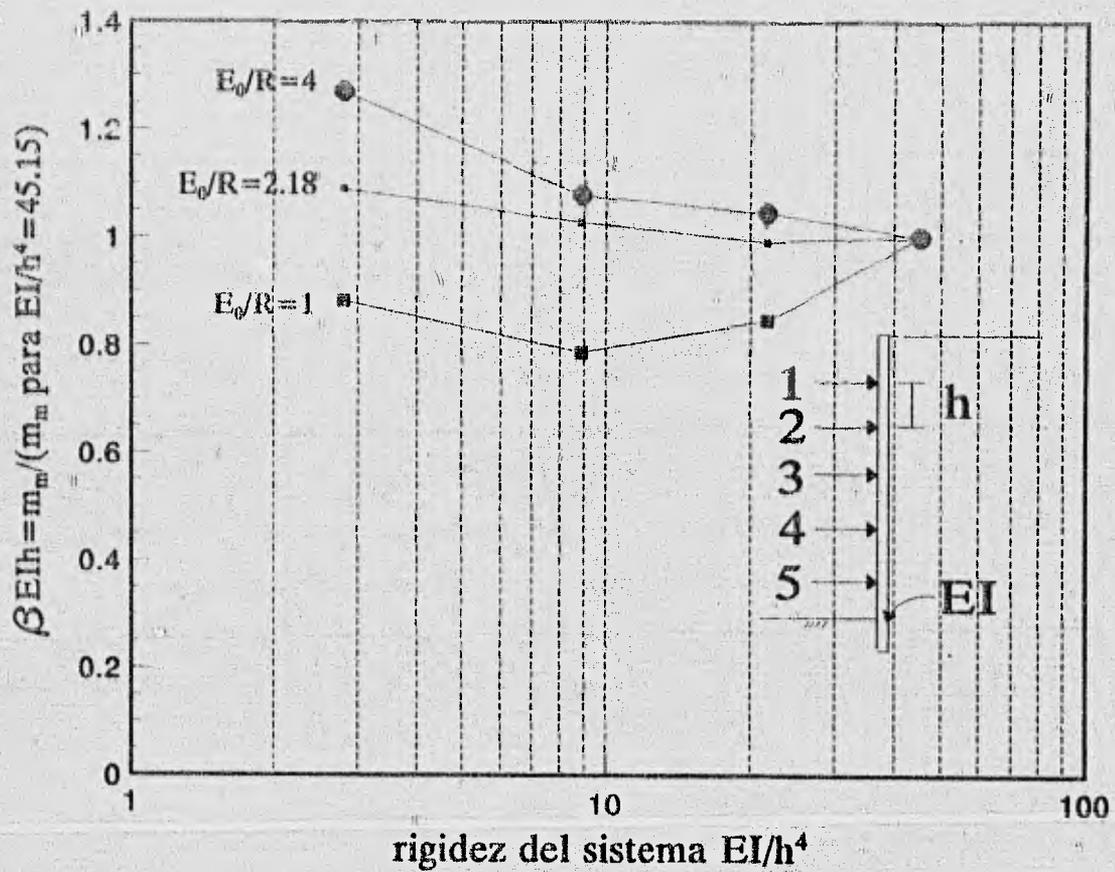


Fig 4.48 Influencia de la rigidez del muro y la separación entre puntales

Una vez determinada la relación entre el momento flexionante máximo y la rigidez a la flexión, el momento flexionante máximo se puede estimar sustituyendo el valor de la rigidez a la flexión del muro. Con el momento flexionante máximo ya obtenido, los perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro pueden ser establecidos utilizando las figs 4.49 a 4.56. Usando el mismo criterio que los perfiles de movimientos del terreno, se obtienen los perfiles de momentos flexionantes normalizados. El factor de normalización es el momento flexionante máximo.

Las figs 4.49 a 4.56 muestran los perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro para las condiciones de análisis dadas en la tabla 4.2. La fig 4.49 indica el perfil de momentos flexionantes normalizado del muro para el caso base. Se observa que para relaciones  $E_0/R$  bajas (igual a uno), la distribución de carga empleada influye notablemente en el comportamiento de los momentos flexionantes; sin embargo, para relaciones  $E_0/R$  superiores a la unidad, el comportamiento no es afectado por la distribución de carga. Lo mismo ocurre en las figs 4.50 a 4.52, las cuales muestran los perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro para las siguientes distribuciones de resistencia al corte del suelo: constante ( $S_v/\gamma H = 0.39$ ), lineal con estratos blandos en la superficie ( $S_v/\gamma H = 0.23$ ) y lineal ( $S_v/\gamma H = 0.30$ ). Este comportamiento también se puede apreciar en la fig 4.46, donde, para la relación  $E_0/R = 1$  se tiene una dispersión de los puntos con respecto a la curva trazada precisamente debido a la distribución de carga usada.

La fig 4.51 ilustra los perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro para una distribución de resistencia lineal ( $S_v/\gamma H = 0.23$ ). Se aprecia que para relaciones  $E_0/R$  igual a uno el patrón de comportamiento de los perfiles varía con respecto a los anteriores; especial atención merece el perfil de momentos la distribución de carga usada en el cruce de la línea 8 con la 9, cuyo comportamiento es similar a la de un viga continua. Esto se debe a la presencia de estratos blandos en la superficie del terreno y a la aplicación de cargas de cargas considerables, produciéndose zonas de plastificación en la superficie originando así un incremento en el empuje de tierras sobre el muro.

Es importante resaltar que los resultados ilustran que los patrones de momentos flexionantes normalizados del muro varían dependiendo del valor de la relación  $E_0/R$  y de la distribución de la carga. Para relaciones  $E_0/R$  igual a uno la distribución de la carga tiene gran influencia sobre el comportamiento de los momentos flexionantes.

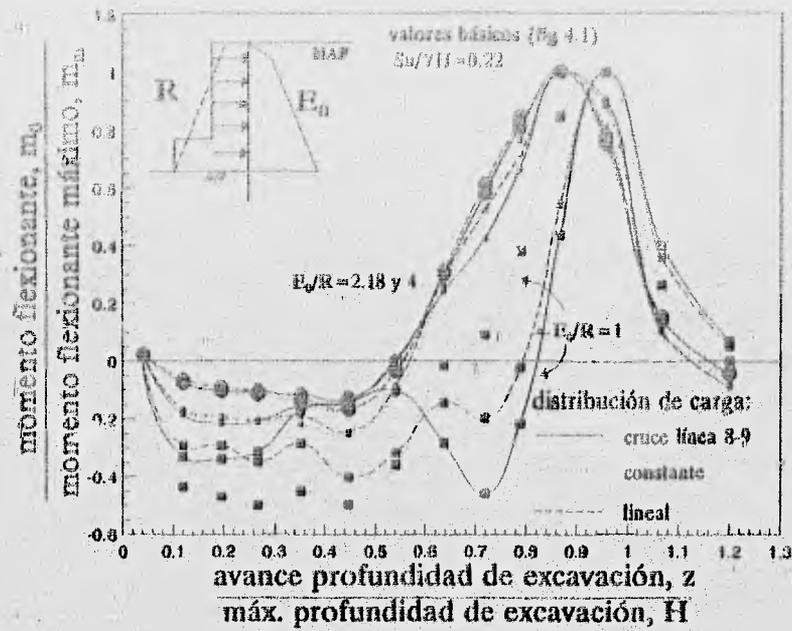


Fig 4.49 Perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro (valores básicos)

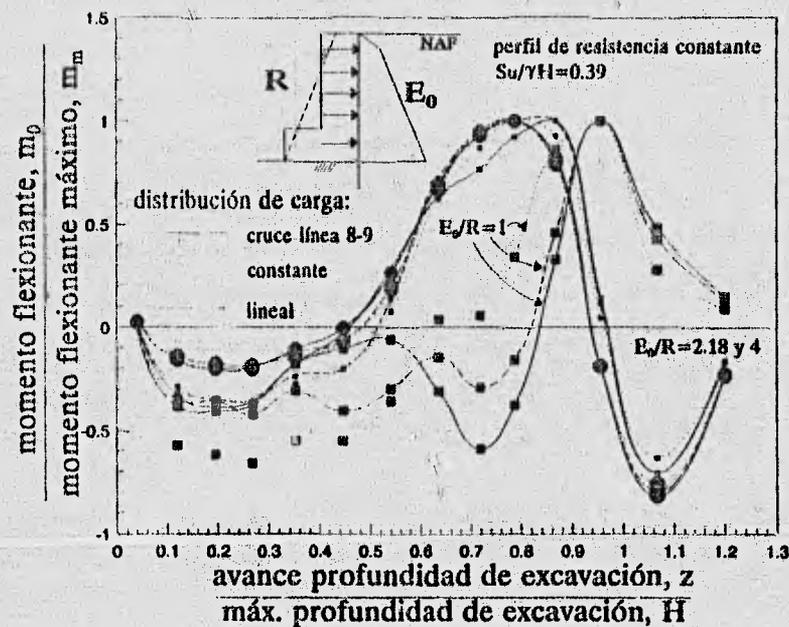


Fig 4.50 Perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro (resistencia constante)

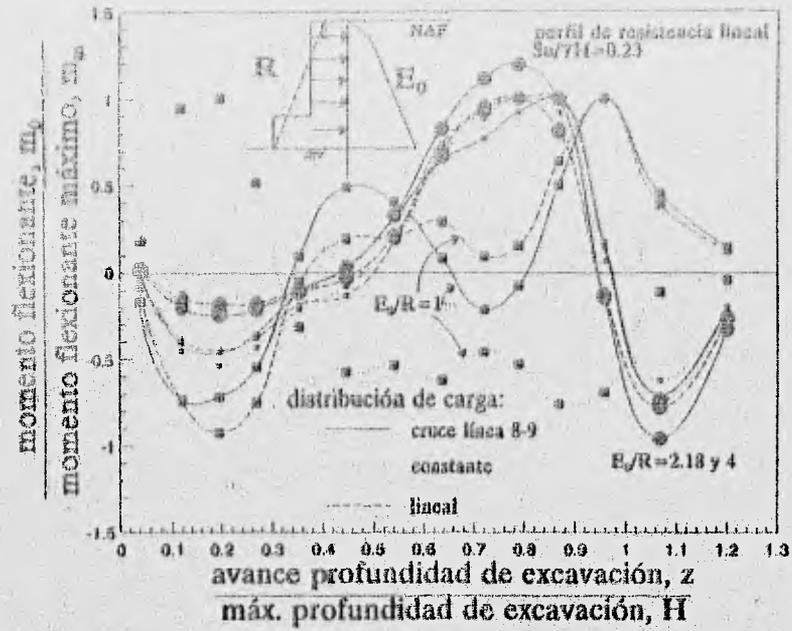


Fig 4.51 Perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro (resistencia lineal)

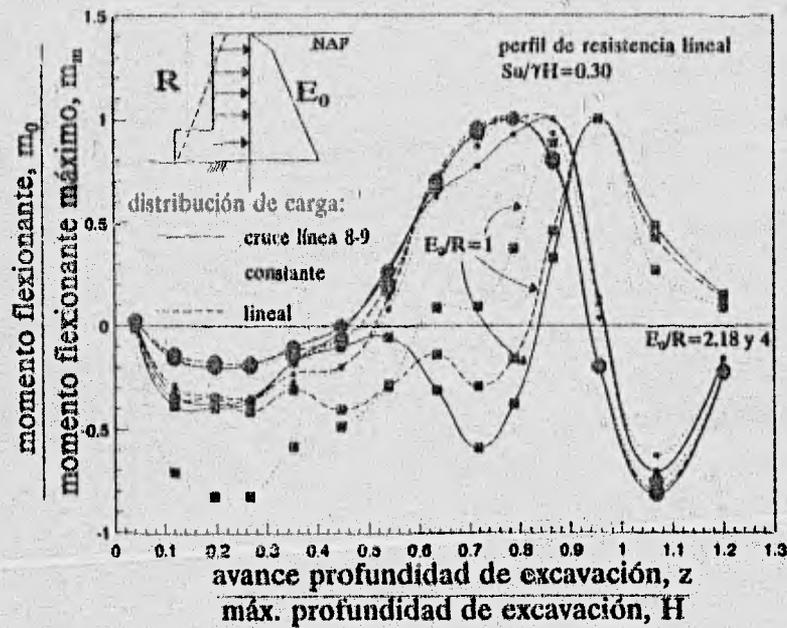


Fig 4.52 Perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro (resistencia lineal)

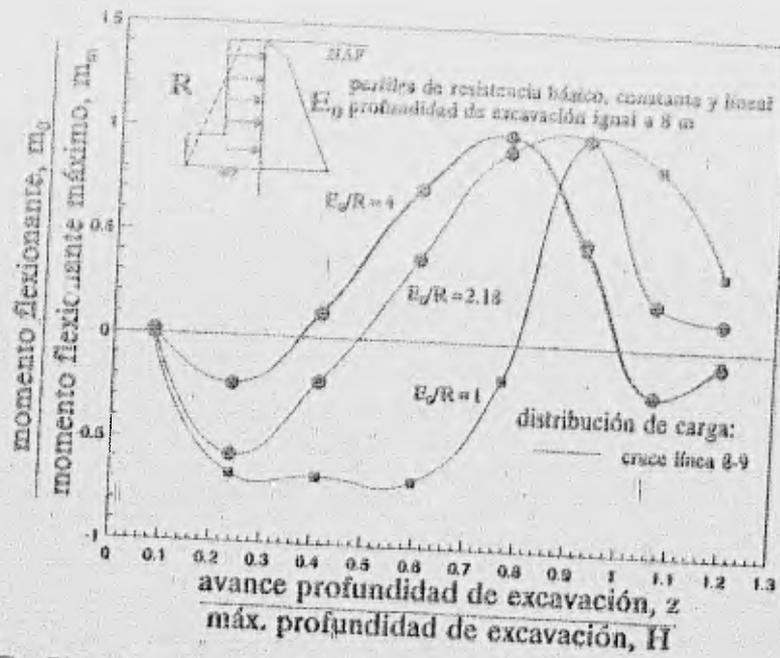


Fig 4.53 Perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro ( $H=8$  m)

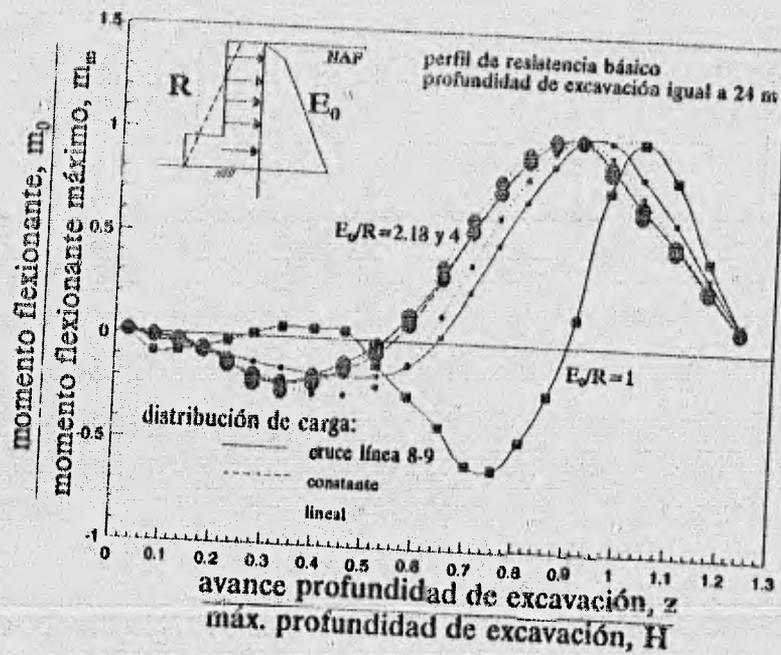


Fig 4.54 Perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro ( $H=24$  m, resistencia básica)

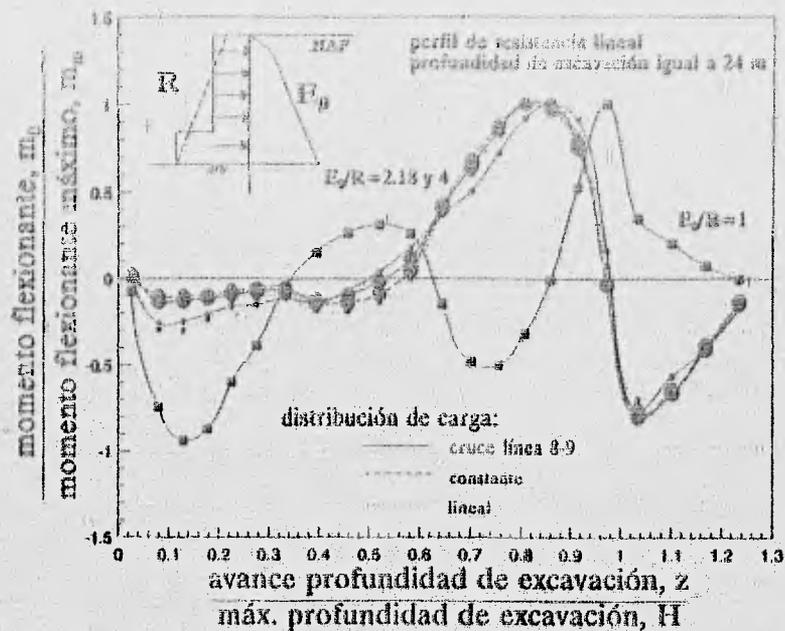


Fig 4.55 Perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro ( $H=24$  m, resistencia lineal)

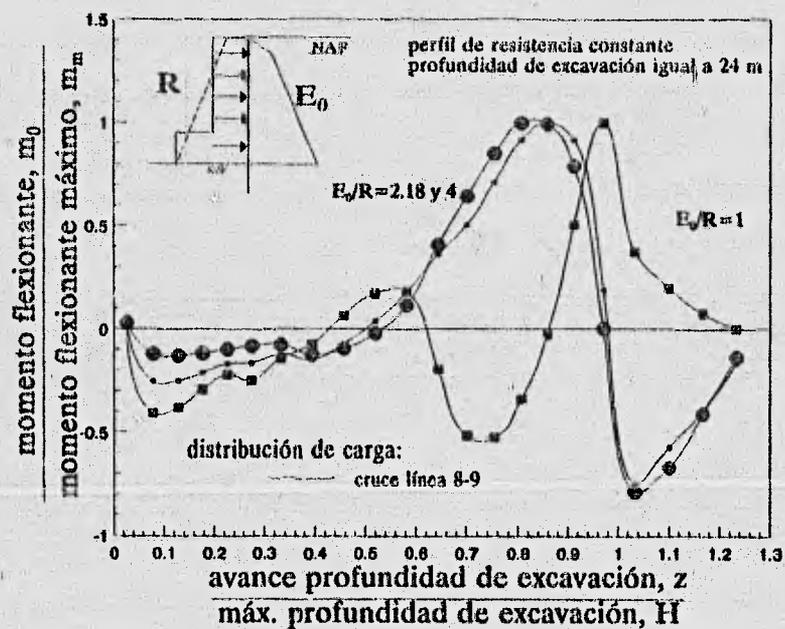


Fig 4.56 Perfiles de momentos flexionantes normalizados del muro ( $H=24$  m, resistencia constante)

## **CAPITULO 5**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Las técnicas numéricas como el método del elemento finito constituyen una herramienta de singular importancia, ya que con la ayuda de la computadora se pueden realizar estudios de problemas con geometrías complejas o casos donde influyen un alto número de variables. En el caso particular de este trabajo, uno de los aspectos fundamentales es la simulación del proceso constructivo que se emplea para la realización de excavaciones profundas en suelos blandos.

Hacer uso de casos historia bien documentados y efectuar su análisis detallado con procedimientos analíticos confiables permiten avanzar el conocimiento sobre el comportamiento de obras térreas así como establecer procedimientos constructivos alternos innovadores.

Las mediciones realizadas con los inclinómetros colocados detrás de los muros longitudinales en la celda 2 del cruce de la línea 8 con la 9 permiten establecer la eficiencia del procedimiento constructivo empleado y, además, brindan la oportunidad de evaluar la confiabilidad de métodos analíticos para calcular esfuerzos y deformaciones en este tipo de obras construidas en la arcilla

blanda como las de la ciudad de México.

De los resultados obtenidos en este estudio las siguientes conclusiones son pertinentes:

- a) Se puede considerar que el procedimiento de análisis permite calcular con aproximación suficiente los movimientos en el terreno inducidos por un proceso de excavación. Por consiguiente, puede utilizarse como un marco teórico de referencia apropiado que permite extrapolar las experiencias obtenidas para un caso específico a otros problemas de índole semejante, pero con otras características geométricas, geotécnicas y condiciones de carga.
- b) En la actualidad hay consenso en el sentido de los tipos de daño que deben tomarse en cuenta en el diseño de excavaciones, siendo estos: las distorsiones angulares que se inducen a las estructuras colindantes y la falla de fondo.
- c) El estudio realizado con el método del elemento finito muestra que los movimientos calculados del terreno (verticales y laterales) siguen patrones consistentes al normalizar los resultados. Este patrón de comportamiento es similar al observado en diferentes casos reales en la ciudad de México y otras latitudes.
- d) Los movimientos inducidos al terreno por un proceso de excavación son afectados por la distribución de la carga en los puntales, la relación empuje de tierras/reacción de puntales, por el valor de la resistencia al corte no-drenada del suelo, por la rigidez del muro y separación entre puntales y por la geometría de la excavación.
- e) La distribución de carga en los puntales como la usada en el cruce de la línea 8 con la 9, o como la distribución triangular incrementándose la carga con la profundidad son más efectivas en limitar los desplazamientos del terreno.
- f) La relación empuje de tierras/reacción de puntales es un parámetro importante en el control de los desplazamientos del terreno. Los resultados indican que un valor de dos es apropiado para las arcillas blandas.
- g) El parámetro  $S_u/\gamma H$  permite detectar condiciones marginales de estabilidad. Para valores del coeficiente  $S_u/\gamma H$  mayores que aproximadamente 0.30, el suelo es estable y el sistema de apoyo tiene un efecto mínimo. Cuando el coeficiente  $S_u/\gamma H$  es menor, el sistema de apoyo sirve como el mejor elemento estabilizador.
- h) Los movimientos en el suelo disminuyen si se incrementa la rigidez a la flexión del muro o si cierra la separación entre puntales.
- i) Los movimientos del terreno crecen con la profundidad de la excavación. De esta manera, se concluye que para excavaciones profundas el sistema de apuntalamiento, caracterizado por la relación empuje de tierras/reacción de puntales, se hace indispensable para controlar los movimientos del terreno y aumentar la seguridad contra la falla de fondo.

- j) Los resultados indican que el desplazamiento lateral máximo del muro se encuentra entre dos y tres veces el asentamiento máximo. Este rango parece no depender de los parámetros significativos del problema. Para fines prácticos, se puede tomar el desplazamiento lateral máximo del muro igual a tres veces el desplazamiento vertical máximo del terreno para relaciones desplazamiento vertical máximo/profundidad de excavación ( $d_{vm}/H$ ) menores o iguales a 0.5; cuando la relación  $d_{vm}/H$  sea mayor a 0.5 pero menor a 0.9 el desplazamiento lateral máximo del muro será igual a dos y media veces el desplazamiento vertical máximo; cuando  $d_{vm}/H$  sea mayor o igual a 0.9, el desplazamiento lateral máximo del muro será igual a dos veces el desplazamiento vertical máximo del terreno.
- k) El asentamiento máximo del terreno detrás del paramento del muro se presenta a una distancia entre 0.7 y 0.8 de la profundidad de excavación. Esto tiene interés práctico, ya que si el asentamiento máximo es estimado con el procedimiento propuesto, el perfil de asentamientos en la superficie se puede definir, con lo cual se demarcan las zonas de mayor riesgo de daños a construcciones localizadas a lo largo de las excavaciones.
- l) Los perfiles de desplazamiento normalizado vertical y lateral superficial detrás del muro permiten evaluar los movimientos superficiales del terreno detrás del muro, con los que se definen las distorsiones en las edificaciones aledañas a la excavación; pero, al desprestigiar el efecto de la interacción cimiento-suelo, las distorsiones calculadas en la estructura serán en general conservadoras.
- m) El desplazamiento lateral máximo del muro se presenta ligeramente arriba del nivel máximo de excavación, encontrándose a una profundidad entre 0.8 y 1.0 de la profundidad de excavación.
- n) La presencia de un estrato por debajo del nivel máximo de excavación de material rígido, como arena o relleno, es favorable para disminuir los movimientos del terreno así como para aumentar el factor de seguridad contra la falla del fondo.
- o) El utilizar una relación de empuje de tierras/reacción de puntales igual a uno garantiza que no se presentará la falla de fondo; sin embargo, aplicar cargas tan grandes resulta impráctico y costoso. Además, los movimientos en el terreno son de tipo pasivo provocando hundimientos de una magnitud importante y zonas de plastificación en la superficie del terreno cuando la estratigrafía del sitio presenta estratos blandos en la superficie.
- p) Es importante aclarar que en el estudio realizado no se tomaron en cuenta condiciones inusuales en el proceso de excavación, es decir, problemas como retraso en la instalación de los puntales así como filtraciones de agua hacia la excavación, lo cual, provoca condiciones desfavorables para el buen comportamiento de la excavación.

### *Conclusiones y recomendaciones*

El método de análisis que se propone permite evaluar los movimientos del terreno adyacente a la excavación así como calcular los momentos flexionantes en el muro de contención. En conjunto este procedimiento permite diseñar el sistema de soporte del suelo como estimar los efectos dañinos a edificaciones cercanas al trazo de la excavación. Se considera que esta metodología de cálculo, una vez evaluada detalladamente contrastándola con más casos reales, constituirá una eficaz y útil herramienta de diseño en las excavaciones profundas que se realizan con más frecuencia en las arcillas de la ciudad de México.

## REFERENCIAS

1. Alberro, J., (1970), "Mediciones efectuadas en las excavaciones", Ingeniería, Vol. XL, julio-septiembre 1970, pp 252-272.
2. Alberro, J., (1987), "Líneas características y estabilidad de las excavaciones en las arcillas del valle de México", Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, SMMS, Vol. 1, pp 323-330.
3. Archivo interno de ICA Ingeniería (1992), "Especificaciones para el procedimiento constructivo del cruce de Línea 8 con Línea 9", tramo Chabacano-La Viga de la Línea 8 del Metro.
4. Bjerrum, L. and Eide, O., (1956), "Stability of Strutted Excavations in Clay", Geotechnique, Vol. 6, No. 1, pp 32-47.
5. Clough, G. W., Hansen, L. A., and Mana, A. I., (1979), "Prediction of supported excavation movements under marginal stability conditions in clay", Proceedings of the third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, A. A Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol. IV, pp 1485-1502.
6. Fellenius, W., (1927), Erdstatische Berechnungen, Ernst, Berlin , 4 th ed, 1948.