



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

*“REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD Y CÁLCULO DE
DESPLAZAMIENTOS EN EXCAVACIONES
PROFUNDAS”*

T E S I S

Para obtener el grado de:
I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

JACINTO VICENTE REYES AVENDAÑO

Director de tesis:
M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA



MÉXICO, D.F.

2006



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.

AGRADECIMIENTOS

Amis padres.- Porque me motivan siempre por seguir adelante y con su ejemplo me enseñan ha hacer lo correcto y porque en ellos radica mi esfuerzo.

A la UNAM Y a la Facultad de Ingeniería.- Por darme la oportunidad de formar parte de la generación de personas que Generan, Construyen y Sirven a la Sociedad.

A mis maestros.- Por inculcar en mi el Razonamiento, la Habilidad y el Caracter.

A mis amigos.- Por su amistad incomparable que forma parte de mi ser, que son y serán Simbolo de Superación.

INDICE

REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD Y CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS

INTRODUCCIÓN	1
I SISTEMAS DE EXCAVACIÓN	2
I.1 Excavaciones	2
I.2 Estabilidad de taludes	3
I.3 Métodos de drenaje	10
I.4 Métodos de impermeabilización	16
I.5 Apuntalamiento y ademes	18
I.6 Métodos de excavación y entibación	23
I.7 Sistemas de soportes laterales	26
II DESPLAZAMIENTOS OCASIONADOS POR LA EXCAVACIÓN	31
II.1 Causas y factores que influyen en el desplazamiento	31
II.2 Efectos causados por las excavaciones	39
II.3 Delimitación de responsabilidades	40
II.4 Medidas a seguir para evitar daños en las estructuras próximas	41
II.5 Movimientos que causan daños a edificios cercanos	42
II.6 Movimientos característicos de las excavaciones	46
II.7 Procedimiento para el cálculo de movimientos en el terreno inducido por Excavaciones apuntaladas, apoyados en un análisis paramétrico de elemento finito.	52
III TIPOS DE FALLA EN EXCAVACIONES PROFUNDAS	69
III.1 Tipos de falla en arena	69
III.2 Falla de fondo por resistencia al corte	71
III.3 Falla de fondo por subpresión	75
IV EMPUJE DE TIERRAS	78
IV.1 Comportamiento de las estructuras flexibles para la contención de tierra	78
IV.2 Carga de puntales en arena	80
IV.3 Carga de puntales en arcilla	83
IV.4 Presentación de resultados	90
IV.5 Ejemplo Práctico	91
V CONCLUSIONES	112
BIBLIOGRAFÍA	115

INTRODUCCIÓN

Son ya bien conocidos en el medio de la construcción, los problemas de inestabilidad que se presentan en las excavaciones que se realizan en suelos blandos constituidos por limos y arcillas, como los del valle de la Ciudad de México, problemas derivados principalmente de:

La alta plasticidad del material y por lo tanto de su notable compresibilidad y expansibilidad, así como de su baja resistencia al corte y de la existencia de aguas freáticas casi superficiales.

Los anteriores factores nos permiten establecer la pauta para la elaboración de este trabajo de investigación que a continuación se presenta, en la que se intenta dar una secuencia lógica de las consideraciones necesarias para entender y establecer los criterios de análisis de la estabilidad en excavaciones profundas, y así poder determinar los diferentes tipos de desplazamientos que pueden presentarse, y establecer los criterios de cálculo para reducirlos a un nivel permisible.

En el capítulo I se estudia los métodos de drenaje y estabilización de excavaciones existentes en la industria de la construcción. Además de los diferentes tipos de ademes, el proceso de excavación, las características del soporte y el apuntalamiento.

El capítulo II se analizan las causas, factores y efectos que influyen en el desplazamiento asociado al proceso de excavación. Y se estudia un procedimiento de cálculo de movimientos del terreno inducido por excavaciones apuntaladas, apoyado en un análisis paramétrico de elemento finito.

El capítulo III se definen los diferentes criterios de análisis de la estabilidad para los siguientes mecanismos de falla: a) falla general por el fondo, y b) falla de fondo por subpresión.

El capítulo IV se define el criterio de cálculo de los empujes horizontales que actúan en el ademe de las paredes de una excavación.

El capítulo V se presentan las conclusiones obtenidas de nuestra investigación.

CAPITULO I SISTEMAS DE EXCAVACIÓN

1.1 EXCAVACIONES

Una cimentación requiere estar protegida contra la acción de agentes externos, construida a suficiente profundidad para resguardarla de erosiones y deslizamientos.

Lo anterior exige realizar la excavación consecuente con eficiencia y economía, seleccionando la alternativa más adecuada para extraer el material según sus características físicas de dureza, cohesión, abrasión y contenido de humedad; así como de su sensibilidad y profundidad del nivel de aguas freáticas en caso de que estuviera encima del fondo.

En caso de que el estrato superficial reúna las condiciones necesarias habrá en cualquier forma, que protegerla de la erosión y evitar que ante empujes horizontales vaya a tener desplazamientos. Lo anterior conlleva en todos los casos a una excavación con la peculiaridad de que ahora se deberán tomar en cuenta simultáneamente las condiciones del terreno y la cimentación.

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan abajo de la superficie del terreno. Por lo tanto no pueden construirse hasta que sea excavado el suelo o roca que está arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

La mayoría de los contratistas generales trabajan muy bien en construcciones verticales, sobre el nivel del terreno; sin embargo, bajo el nivel del terreno muchos de ellos tienen dificultades. Son numerosos los que pierden dinero en sus proyectos, debido a problemas en el subsuelo.

A menudo se escoge al gerente de proyecto por su capacidad para levantar estructuras de acero, colar concreto o efectuar otras construcciones verticales, pero con mucha frecuencia no entiende los problemas que se presentan en el subsuelo por lo que pronto se encuentra con grandes dificultades, y tiene que pedir ayuda ya que la construcción en el subsuelo es tan difícil y exigente como la que se realiza sobre el terreno.

1.2 ESTABILIDAD DE TALUDES

Los taludes son una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado, debido a que su falla trae consigo consecuencias de primer orden

Un talud es una superficie, inclinada respecto a la horizontal, que adopta una superficie de tierra ya sea en forma: a).- artificial, como en cortes ademados o apuntalados y b).- naturales, como cortes sin ademar, terraplenes y laderas.

Los taludes tienen gran aplicación en la construcción de Vías Terrestres y exige un mayor cuidado por parte del proyectista, quien analizará el problema empleando el método más adecuado de Estabilidad de Taludes que proporciona la Mecánica de Suelos.

Angulo de inclinación

Muchas de las excavaciones se inician con un corte vertical. Algunos suelos se mantienen erectos hasta profundidades considerables, cuando se cortan verticalmente; pero la mayoría se desploma. Cuando los taludes verticales se desploman hasta un ángulo estable, grandes bloques de material pueden caer al fondo de la excavación, originando serios peligros para el equipo y principalmente para los obreros.

En general, en suelos gruesos (gravas y arenas) el suelo tenderá a deslizarse y desplomarse durante el proceso de excavación. Por lo común, ésta se estabiliza a un determinado ángulo de reposo, sin riesgos importantes.

No obstante, los suelos finos (limos, arcillas, arenas limosas y arenas arcillosas) se excavan a veces hasta profundidades considerables, antes de que los grandes bloques de material se deslicen hasta el fondo.

Durante las excavaciones se puede calcular el ángulo al que puede esperarse que se mantenga el suelo temporalmente. Al iniciar una excavación, es más fácil comenzar el corte en el ángulo de inclinación propuesto.

En la siguiente tabla se presentan algunos ángulos aproximados y empíricos

Tabla 1.0 Ángulos típicos de inclinación temporal

TIPO DE SUELO	ANGULO DE INCLINACIÓN TEMPORAL
1.- ARENAS Y GRAVAS	TERRENOS SECOS: 35° (1½ a 1) TERRENOS HÚMEDOS: 35° a 45°
2.- ARENA CEMENTADA	H HASTA 3 MTS: 90° (VERTICAL) H DE 3 a 6 MTS: 64° (½ a 1) H DE MAS DE 6 M: 53° (¾ a 1)
3.- LIMO BLANDA O ARCILLA BLANDA	H DE HASTA 1 M: 90° (VERTICAL) H DE 1 A 1.80 M: 64° (1½ a 1) H DE 1.80 A 3.0 M: 53° (¾ a 1) H DE MAS DE 3.0 M: 35° (1½ a 1) HÚMEDOS: DE ¾ A 1 HASTA 4 A 1
4.- LIMO O ARENA MODERADAMENTE FIRME	H HASTA 1.80 M: 90° (VERTICAL) H DE 1.80 A 3.0 M: 64° (½ a 1) H DE 3 A 9 M: 53° (¾ a 1) H DE MAS DE 9 M: 45° (1 a 1)
5.- LIMO O ARCILLA FIRME	H HASTA 3 M: 90° (VERTICAL) H DE 3 A 6 M: 64° (½ a 1) H DE 6 A 9 M: 53° (¾ a 1) H MAS DE 9.0 M: 45° (1 a 1)

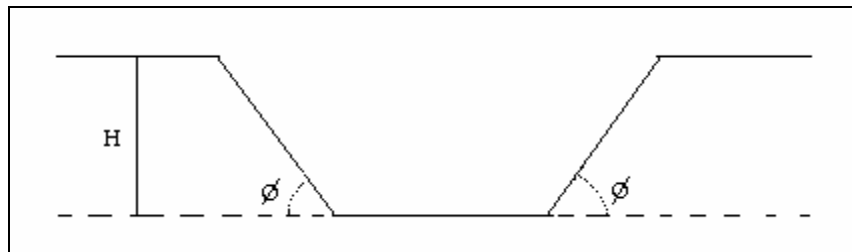


Fig.1 Ángulo de inclinación temporal

Una vez hecho el talud es frecuente encontrarse con situaciones problemáticas, como:

- A.- Erosión
- B.- Agrietamientos
- C.- Cargas en la parte superior
- D.- Detección de falla
- E.- Cortes Verticales
- F.- Protección de fondo
- G.- Drenaje y Estabilización

A.- Erosión

Las laderas de excavación no tienen ningún recubrimiento y ninguna protección natural, por lo que son muy susceptibles a la erosión por fuertes lluvias.

Es muy importante limitar la cantidad de agua que corre por las laderas de excavación. Esto se puede hacer mediante la construcción de un dique o una barrera en la parte superior del talud, que desvíe al agua de la excavación, en lugar de correr sobre el talud

Ante lluvias inminentes, el frente de la excavación también se puede proteger, cubriéndolos con láminas de materiales plásticos, o bien, rociándolo con varios materiales impermeables

B.- Agrietamientos

El agrietamiento en cortes excavados en pendientes muy inclinadas puede plantear un problema grave, como resultado de la desecación del suelo. El suelo tenderá a desmoronarse y desplomarse. Lo que es todavía peor es que las grietas profundas pueden hacer que se deslicen grandes bloques de material.

Los agrietamientos se pueden reducir con facilidad, limitando la evaporación del agua. A veces esto se lleva a cabo rociando frecuentemente compuestos químicos.

C.- Cargas en la parte superior del talud

Es natural que los contratistas depositen maquinaria en la parte superior de los taludes, amontonen el exceso de material de excavación en el suelo, o bien, almacenen materiales de construcción en la parte superior de las laderas. Además, la maquinaria pesada puede causar vibraciones que aumenten los riesgos de desplome del talud.

Es posible y recomendable calcular una distancia de seguridad hacia atrás del borde superior del talud, como límite para colocar las cargas antes mencionadas. Esta distancia puede estimarse como aquella a la cual una capa nueva de suelo imaginaria produciría la carga equivalente a la carga del equipo o material sobrepuestos. Conservando el mismo ángulo de excavación, como se muestra a continuación.

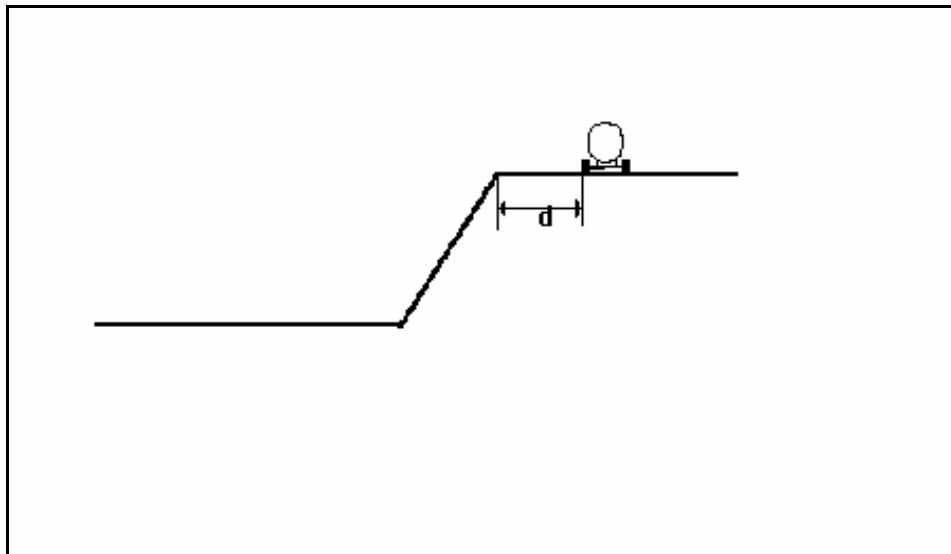


Fig. 2 Distancia de seguridad desde el borde de taludes o laderas, para el almacenamiento de materiales o la colocación de equipos.

D.- Detección de Falla

Los deslizamientos de tierras y las fracturas de las laderas no se producen de pronto y sin advertencia. Dan señales de inminencia de fracturas, antes de que se produzcan realmente. El problema más importante consiste en que muchas veces no se observan o toman en consideración esas indicaciones.

Sin embargo se deberá observar si hay señales de agrietamiento a una distancia del borde igual a la altura del mismo. Asimismo se deberán observar los hinchamientos en el centro o al pie del talud y las partículas de tierra que se desprendan del talud por debajo de la maquinaria.

E.- Cortes Verticales

En algunos casos se pueden hacer cortes verticales en suelos cementados o que se componen de limos o arcillas de gran cohesión. En general los cortes se deben considerar temporales y rellenarse o estabilizarse en alguna otra forma tan pronto como sea posible.

En general la máxima altura vertical temporal a la que puede mantenerse un suelo limoso o arcilloso es igual a la expresión siguiente:

$$H = 2 (\text{cohesión}) / \text{Peso del suelo}$$

F.- Protección de fondo

Si el fondo de una excavación se deja expuesto durante períodos prolongados a un clima seco y cálido, puede secarse excesivamente, agrietarse y contraerse. Al recuperar su contenido normal de agua se dilatará y puede provocar problemas después del colado de la losa de fondo. Por consiguiente se recomienda evitar la evaporación del agua rociándola, cubriéndolo con una capa de arena o plástico.

También es posible que el suelo de fondo de la excavación esté saturado, aún cuando el nivel freático esté por debajo del nivel del fondo de la excavación. Es común entonces que el fondo se vuelva inestable para el funcionamiento de equipo como cargadores, camiones y otros equipos sobre ruedas.

Los suelos saturados y blandos pueden ser poco convenientes para colar cimentaciones corridas, para apoyo de columnas de edificios, ya que pueden haberse hinchado o dilatado al retirarse el material de excavación que estaba sobre ellos. En estos casos suele resultar económico excavar unos 30 ó 45 cm más y rellenar ese espacio con una plantilla de suelo que permita drenaje libre, proporcionando así una base uniforme de trabajo.

G.- Drenaje y Estabilización de Excavaciones

Cuando la profundidad de excavación sea mayor que la distancia a la superficie libre del agua en un suelo permeable que tenga un coeficiente de permeabilidad mayor que aproximadamente 10^{-3} cm/seg, el suelo debe desaguar para que permita la construcción de las cimentaciones en seco.

Si el coeficiente de permeabilidad del suelo está comprendido entre 10^{-3} y 10^{-5} cm/seg, la cantidad de agua que fluya hacia dentro de la excavación puede ser pequeña, pero todavía puede requerirse drenaje para mantener la estabilidad de los frentes y el fondo de la excavación.

Si el coeficiente de permeabilidad es menor que 10^{-7} cm/seg, es probable que el suelo posea suficiente cohesión para vencer la influencia de las fuerzas de filtración y puede no ser necesario el drenaje, aunque la excavación se extienda a considerable profundidad abajo del nivel de agua freática.

En muchas obras, como son la instalación de servicios públicos subterráneos y la construcción de sótanos profundos para edificios, el suelo debe ser excavado hasta cierta profundidad, de modo que se presenta la necesidad de eliminar o reducir a un mínimo la filtración del agua hacia la excavación.

Para captar la entrada de agua, durante la excavación o con preferencia antes de iniciarla, se coloca un sistema de drenes. Se puede entonces excavar en seco, dando a las paredes de la excavación un talud adecuado, o bien apuntalándolo con una entibación, cuando las circunstancias las requieran verticales.

En una excavación con dimensiones dadas, que se extiende hasta una profundidad determinada por debajo del nivel freático, la cantidad de agua que debe extraerse y el tiempo requerido para drenar el suelo circundante dependen de la permeabilidad y de la compresibilidad del suelo.

En obras grandes es común que se tenga que realizar ensayos de bombeo. Sin embargo, cualquiera que sea la magnitud o importancia de la obra, el método de drenaje y la posición de los puntos en que el agua será bombeada requieren una consideración cuidadosa.

En el caso de suelos no cohesivos, limos, arenas, arenas limosas, el agua freática tenderá a fluir hacia la zona excavada, dificultando grandemente o imposibilitando el proceso de excavación.

Según se va removiendo el material, el agua continua fluyendo y las fuerzas de filtración producidas originaran arrastres de partículas de manera que el fondo se irá rellenando continuamente.

La presencia del agua encarecerá extraordinariamente todos los trabajos, cimbrado, colado y ademado, empleados en la construcción de la cimentación.

La resistencia disminuirá y habrá expansiones volumétricas del material, lo que traerá consecuencias negativas para la estabilidad de la excavación.

Luego entonces ante los problemas antes mencionados resulta conveniente lograr dejar la zona por excavar en seco, para profundizar a la magnitud que el proyecto requiera en forma eficiente.

Existen procedimientos que permiten el abatimiento del nivel freático en forma local, a través del drenaje del flujo de agua establecido, permitiendo trabajar con la excavación en condiciones favorables. A tales métodos se les considera como "**Métodos de drenaje**".

Hay otro tipo de procedimientos utilizados en donde a través de pantallas impermeables se impide el paso del agua a la excavación; logrando también el descenso del nivel freático en la zona. A estos procedimientos se les denomina "**Métodos de Impermeabilización**".

Ambos métodos los trataremos en las siguientes páginas.

1.3 MÉTODOS DE DRENAJE

En resumen, los principales procedimientos empleados para abatir el nivel freático en excavaciones son:

A).- Zanjas y Cárcamos.- Donde el espacio lo permita, pueden usarse zanjas para abatir el nivel de aguas freáticas en arena o otros materiales que se han hecho permeables por grietas o juntas. En arenas limosas o finas, los taludes laterales ordinariamente deben ser relativamente tendidos debido a las presiones de filtración que produce el agua que penetra.

Es el procedimiento más sencillo, consiste en colocar en lugares apropiados zanjas a las que el agua llegue por gravedad, generalmente al pie del talud o en la parte media del fondo de la excavación. El agua captada por las zanjas será conducida a través de ellas mismas hacia zonas alejadas de la excavación ya sea por bombeo, gravedad o ambos.

Cuando la zanja colectora se construye al centro de la excavación es generalmente porque el talud es vertical y se han utilizado tablaestacados verticales. En este caso conviene cubrir todo el fondo de la excavación con una capa de material grueso con el fin de facilitar el drenaje y disminuir el riesgo de tubificación.

Este procedimiento se utiliza en excavaciones no muy profundas, realizados en suelos permeables, para evitar poner en peligro la estabilidad del talud o tablaestacado. También puede emplearse en suelos relativamente poco permeables, como algunas arcillas con arena de baja expansibilidad. En cualquier caso el suelo deberá tener una ligera cohesión.

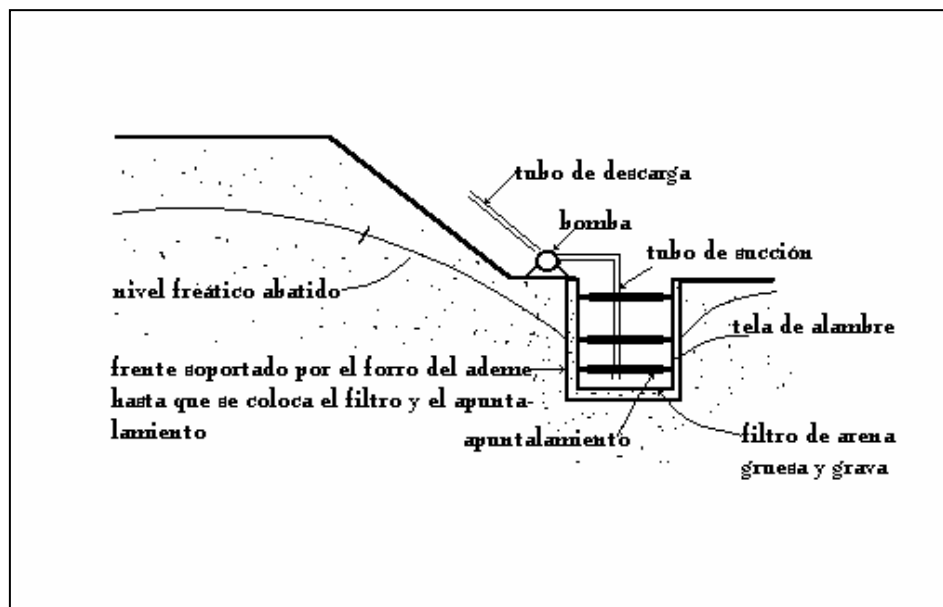


Fig. 3 Dispositivo de cárcamo al pie de un corte en arena

B).- Pozos punta.- En los materiales granulares se puede abatir el nivel freático por medio de pozos punta. Un pozo punta es un tubo perforado de 90 cm de longitud aproximada y de 38 mm de diámetro, cubierto con una tela cilíndrica para evitar la entrada de partículas finas. Se unen al extremo inferior de un tubo vertical de 38 mm ó 50 mm que se encaja verticalmente en el terreno. Usualmente, el pozo punta puede introducirse en el terreno con la ayuda de un chiflón de agua, sin golpearlo, aunque en algunos estratos duros se requiere barrenar. En la obra las líneas de pozos punta separadas de 0.5 a 1.5 m se conectan a una tubería colectora de 15, 20,25 cm de diámetro sobre la superficie del terreno. El colector a su vez, está conectado a una bomba aspirante. (vease figura 4)

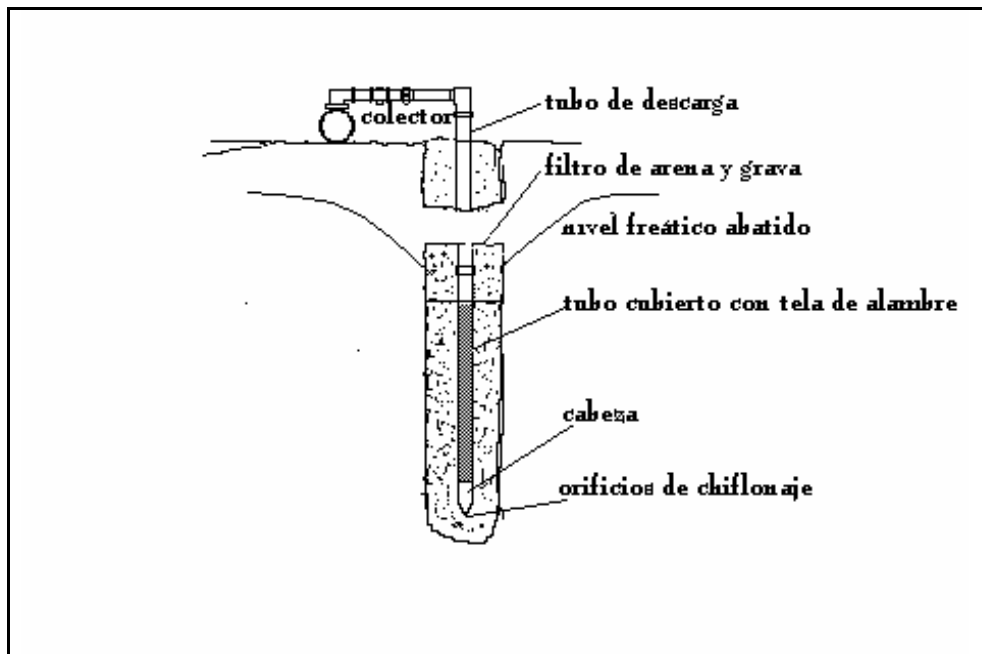


Fig. 4 Detalles de un pozo punta

Si la profundidad de excavación abajo del nivel de agua freática es mayor que 4 ó 5 m, posiblemente se requerirán varias filas de pozos punta. La primera excavación se hace a una profundidad del orden de 4 m y se hinca la segunda línea de pozos antes de excavar los siguientes 4 ó 5 m.

Los pozos se disponen generalmente de manera que los bordes de excavación quedan formados por un conjunto de taludes interrumpidos por bermas, en las que se alojan las zanjas de drenaje. A esta disposición se le llama de varios pisos y se muestra en la figura siguiente.

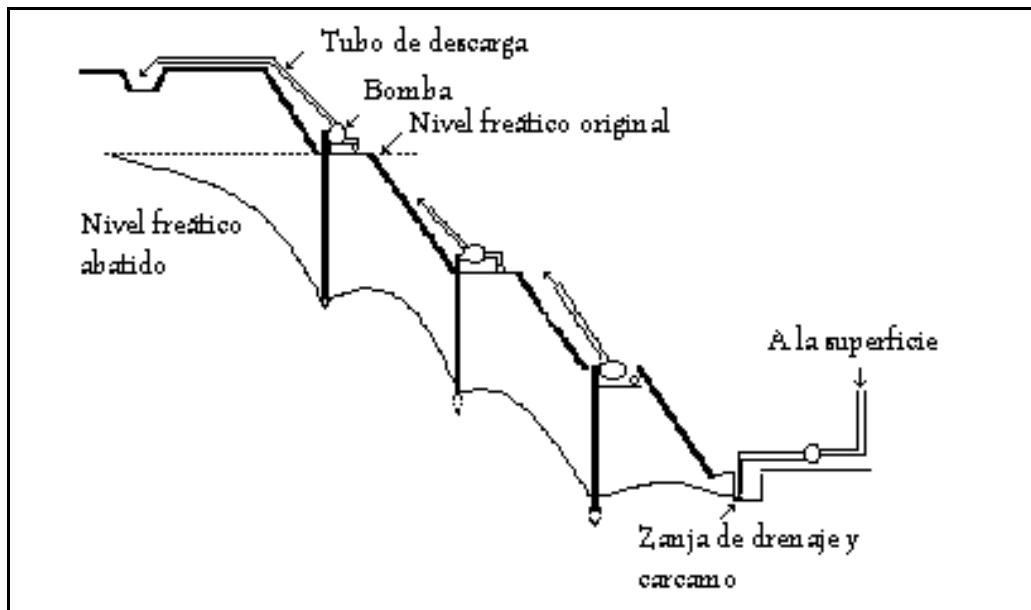


Fig. 5 Instalación de pozos punta en varios niveles

Cuando la cantidad que se va a bombear por pozo es pequeña puede usarse un sistema eyector de chorro en lugar de la instalación de varios pisos. Cada pozo punta se instala en el fondo de una perforación ademada.

El pozo punta se conecta al lado inferior de una bomba de eyector de chorro, que a su vez se conecta a la superficie con dos tubos, uno de ellos es para el agua que llega a alta presión y que hace funcionar la bomba, y el otro para el agua de retorno incluyendo la que sale del pozo de punta.

La eficiencia es baja, debido a que la mayor parte del agua que saca el sistema hubo que inyectarse previamente para operar la bomba. Cuando las limitaciones de espacio impiden el uso de un sistema de etapas múltiples, pueden resultar económicos los eyectores de chorro.

Si la permeabilidad es menor que ($k < 10^{-4}$ cm/seg), el drenaje no puede lograrse bombeando simplemente los pozos punta, debido a que las fuerzas de capilaridad impiden la salida del agua de los poros del suelo. Sin embargo el drenaje puede lograrse por consolidación. Esto puede lograrse haciendo funcionar los pozos punta con una presión inferior a la atmosférica, lo que provoca una succión.

En este método los pozos se colocan en perforaciones de 20 cm de diámetro, se coloca luego un filtro de arena media o gruesa alrededor del pozo hasta 0.5 m ó 1 m de la superficie. Arriba del filtro se coloca un material impermeable tal como arcilla compactada para formar un sello.

Las bombas para estas instalaciones deben tener capacidad para mantener la succión en los pozos y filtro que los rodea.

C).- Pozos profundos.- Estos pozos utilizan bombas de turbina instalados en su parte inferior por tanto son de mayor diámetro que los pozos punta. Son frecuentemente usados para abatir el nivel freático en excavaciones profundas.

Se emplean en suelos permeables, arenas y gravas arenosas de suficiente espesor para poder alojar la parte de captación del pozo.

La mayor parte de los pozos profundos se construyen con perforaciones previas, utilizando máquinas pesadas de percusión o con ayuda de perforadoras de tipo rotatorio. Al construir la perforación muchas veces se requiere en casos de suelos no muy firmes ademorar empleando tubos metálicos hincados a golpes.

Al construir el pozo y comenzar a bombear agua con un gasto constante, el nivel de agua se empieza a abatir y se produce un flujo de la masa de agua que rodea el pozo hacia este. Conforme pasa el tiempo el nivel sigue bajando y el flujo hacia el pozo se modifica.

Es frecuente combinar los pozos profundos con pozos de punta en muchos casos prácticos.

D).- *Electrósmosis*.- Cuando tratemos con suelos de baja permeabilidad, como limos arcillosos y arcillas de alta plasticidad, la aplicación de los procedimientos antes descritos es insuficiente para lograr el abatimiento rápido del nivel freático.

En estos casos es recomendable el procedimiento denominado " Electrósmosis ". El cual consiste en una serie de pozos de bombeo, generalmente dispuestos en hilera, a modo de crear una pantalla de captación de flujo del agua. La separación en la práctica varía de 3 a 5 m, el diámetro de los mismos es del orden de 20 cm.

Dentro de cada pozo se instala un tubo de hierro ranurado, de unos 10 cm de diámetro, rellenándose con arena mal graduada el espacio entre el tubo y la perforación, tratando de formar un filtro. En el extremo inferior del tubo metálico se dispone una barra de hierro de 2 ó 3 m. de longitud y unos 3 cm de diámetro, para formar el polo negativo (cátodo). El polo positivo (ánodo) se forma con una barra de hierro de menor longitud, dispuestas en hileras paralelas a los pozos cátodos.

Al conectar los electrodos (ánodo y cátodo) a las tomas correspondientes de un generador de corriente continua que forma un gradiente de potencial eléctrico que acelera el flujo de agua a través de los poros del suelo y forma un estado de tensión en el agua contenida que incrementa la resistencia del terreno.

El agua se acumula en los pozos cátodo como consecuencia del flujo electrosmótico y es eliminada por bombeo.

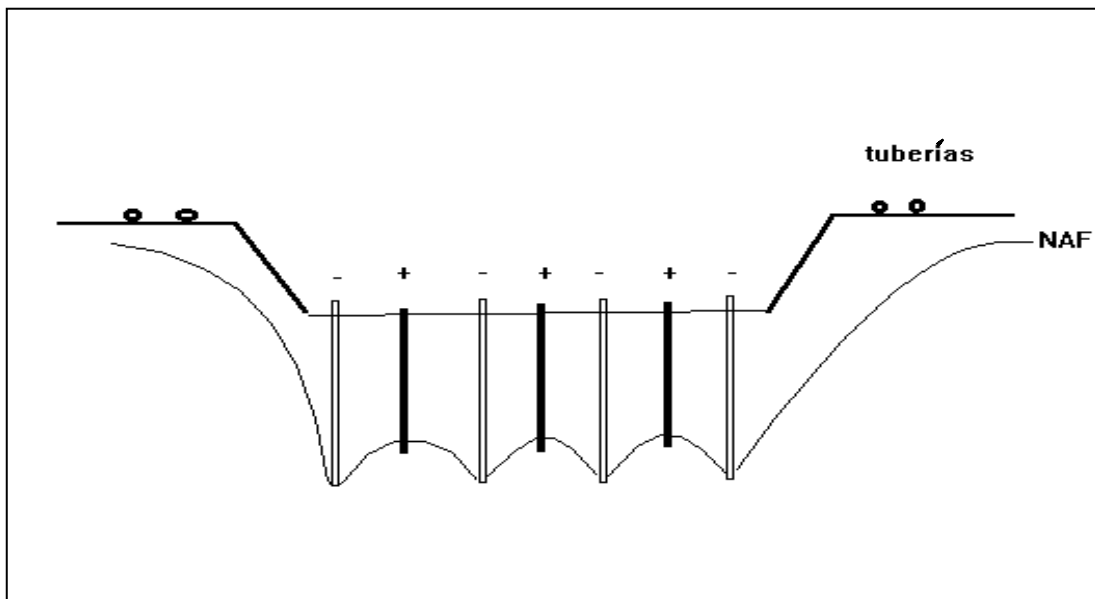


Fig. 6 Instalación típica de pozos electrosmóticos

En el caso de proteger los taludes, la electrólisis es uno de los métodos más empleados debido a su éxito. El cátodo se dispone en la corona del talud y el ánodo en el pie algo atrás de la pendiente, de esta manera se logra la orientación de las fuerzas de filtración a favor de la estabilidad, pues estas trabajarán en dirección contraria a desplazamiento; como se ve en la gráfica siguiente:

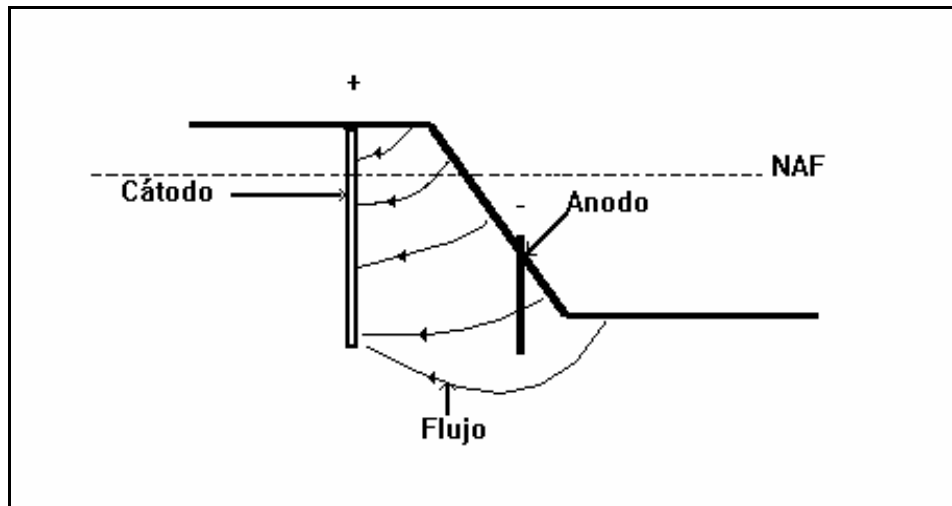


Fig. 7 Orientación de las fuerzas de filtración a favor de la estabilidad

La instalación electromotora impide el flujo de agua hacia la zona de excavación, causado por el hecho de que en las zonas aledañas el nivel freático se mantiene a su altura original, a mayor altura que el nivel del fondo de la excavación realizada. El flujo hacia la excavación causa la expansión del fondo y la inestabilidad probable de los taludes en los suelos arcillosos, lo cual se evita con la pantalla captadora que representa la línea de pozos electromotivos.

En arcillas altamente compresibles deben distribuirse los pozos y analizar el potencial eléctrico aplicado, de modo que los agrietamientos sean mínimos en la corona de los taludes y en la zona vecina a la excavación, con el fin de evitar daños y prevenir grandes agrietamientos.

1.4 MÉTODOS DE IMPERMEABILIZACIÓN

Abatir el nivel freático resultará costoso en terrenos donde la permeabilidad es de tal magnitud que el gasto generado en los pozos requiere la instalación de un gran equipo de bombeo de agua.

Los métodos de impermeabilización constituyen una alternativa. Estos forman pantallas poco permeables dentro del terreno adyacente a la excavación, reduciendo así el flujo de agua del suelo hacia la zona excavada; llegando incluso en circunstancias favorables a eliminar totalmente la entrada de agua.

En edificación es frecuente utilizar los siguientes procedimientos:

A).- Inyección de lechada de cemento.- El cemento actúa rellenando los vacíos y aumentando la resistencia del suelo. Se requiere que el suelo tenga una granulometría elevada (arenas gruesas y gravas) para que sea posible realizar la inyección. A fin de economizar conviene además usar una mezcla cemento-agua-arena.

La mezcla se inyecta en el terreno empleando una bomba trabajando a una velocidad uniforme y a una presión constante, a través de perforaciones verticales convenientemente separadas del orden de 3 a 4 m en proporción cemento arena 3:1.

B).- Inyección de arcilla.- Cuando la granulometría del terreno es fina, tal que no sea posible efectuar la inyección de cemento, se podrá utilizar arcillas como bentonita adicionadas de productos químicos en algunas ocasiones para ayudar a la dispersión y suspensión.

El procedimiento consiste en utilizar bentonita en combinación con cemento portland, silicatos solubles y otros compuestos; para producir una mezcla cuyas características pueden variar y adaptarlas a la permeabilidad del terreno en que se inyecta. Los huecos más grandes se rellenan primero con una mezcla arcilla-cemento, seguida de inyección de arcilla más productos químicos para rellenar los espacios vacíos entre las partículas más finas.

Para lograr la inyección se realizan agujeros verticales en el terreno, donde se introducen tubos de inyección, rellenándose el espacio suelo-tubo con una mezcla plástica de bentonita.

El tubo de inyección tiene perforaciones radiales cada 30 cm y en él se introduce otro tubo perforado también de unos 25 cm de diámetro. A continuación se bombea la mezcla por el tubo interno y se hacen coincidir las perforaciones de ambos tubos en el nivel deseado para que la mezcla rompa el sello de bentonita plástica y penetre en el terreno circundante.

C).- Inyección de Productos Químicos.- Este procedimiento solo da resultados favorables en gravas arenosas y arena en general. Los productos químicos más utilizados son el silicato sódico y el cloruro cálcico, que reaccionan conjuntamente formando un "gel" bastante duro e insoluble en agua que recibe el nombre de "gel de Sílice".

En el procedimiento se introducen en el terreno dos secciones de tubería de 60 cm entre ellas, por una se inyecta cloruro de calcio y por la otra silicato sódico, a medida que se procede lentamente a la recuperación de las tuberías.

También puede inyectarse los dos productos químicos conjuntamente a través del mismo tubo, añadiéndose un retardante que impida la formación del "gel", hasta que se haya recuperado el tubo de inyección.

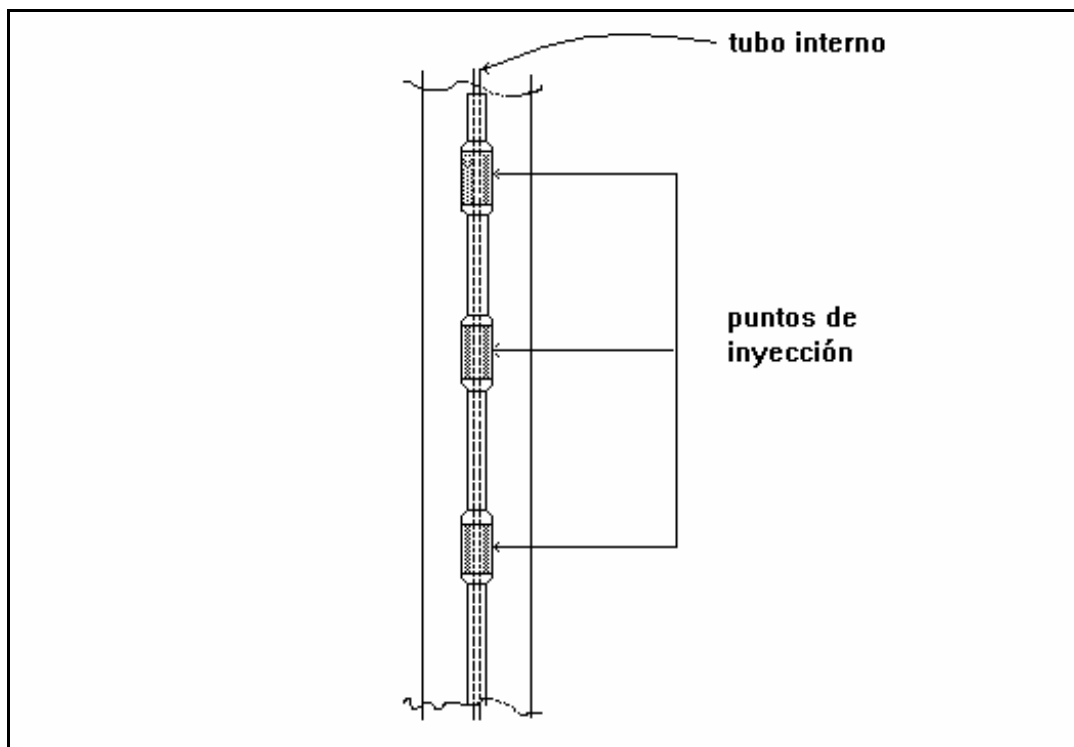


Fig. 8 Tubo de inyección de lechada de cemento

1.5 APUNTALAMIENTO Y ADEMES

Características

Se entiende por ademe aquella estructura provisional que se realiza en excavaciones libres de agua freática, y cuyo fin es garantizar la estabilidad de la pared durante el tiempo requerido para la construcción de la cimentación.

El ademe propiamente dicho está formado por los elementos que soportan directamente las paredes de la excavación, como ejemplos vigas con tablonos y tablaestacas, mientras que los miembros que van de pared a pared o suelo a pared con el objeto de contrarrestar el empuje del suelo manteniendo en equilibrio el ademe se de nomina "puntales" y al proceso de colocación de los mismos "Apuntalamiento".

Generalmente tanto los puntales como el ademe se construyen utilizando madera o acero o una combinación de estos. Para poder proyectar el estructuramiento del apuntalamiento se debe conocer la magnitud y la distribución del empuje de tierra.

Estos últimos dependen de las propiedades del suelo, de los desplazamientos que tenga la estructura del ademe durante el proceso de construcción y de la flexibilidad de la misma.

La disposición de los elementos de soporte suele ser parecida a la que se describe a continuación. En primer lugar se hincan una serie de postes o viguetas de acero de sección "H" siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma.

En seguida el espacio entre esos elementos se revisten de tablas horizontales que se van añadiendo a medida que la excavación progresa; también, según la profundidad progresa, deberán afirmarse los elementos verticales hincados con puntales, colocados transversalmente a la excavación, apoyados en largueros longitudinales.

Pilotes laminados

Los pilotes laminados se construyen de acero, concreto reforzado o madera. Los de acero tienen enclavamientos que sujetan a los pilotes entre sí. Los de concreto o madera tienen por lo común conexiones de salientes y muescas que sujetan parcialmente a los pilotes unos a otros.

Los pilotes se hincan en torno al perímetro de la excavación. Por lo común se instalan antes de comenzar la excavación, a medida que la excavación progresa se restringen hasta una profundidad de aproximadamente una cuarta parte de la excavación propuesta.

La restricción se puede hacer mediante arriostramientos cruzados, puntales o anclajes con atiesadores. En la figura siguiente se muestran varios ejemplos.

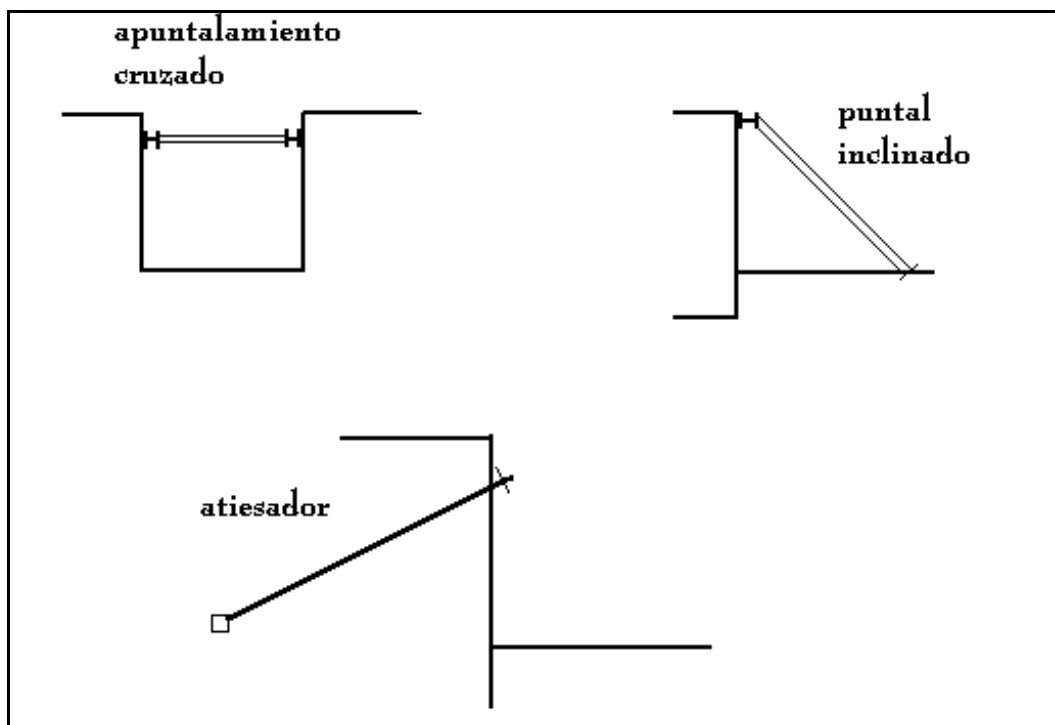


Fig. 9 Tipos de restricciones

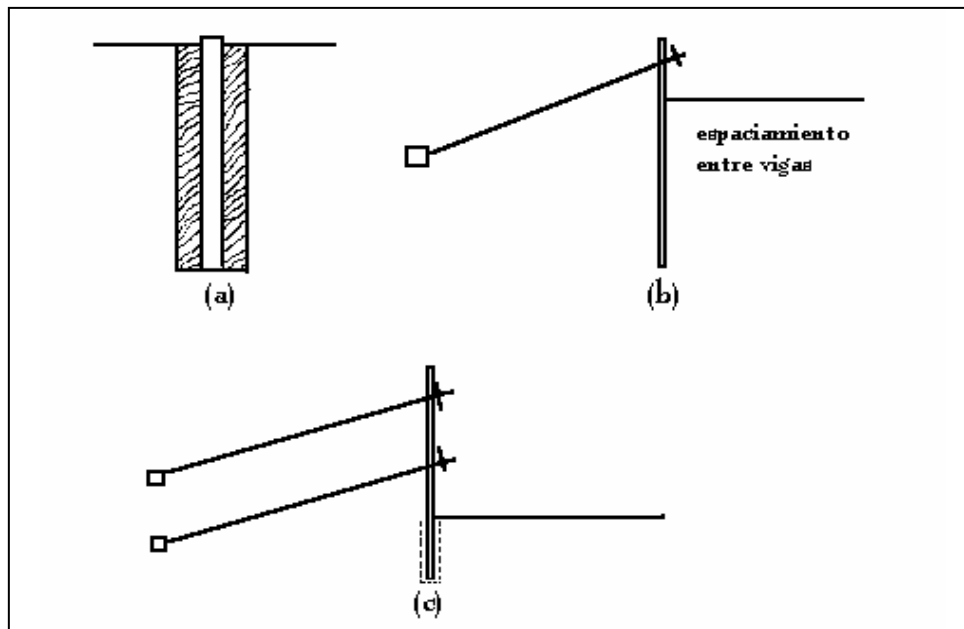
Es común poner "largueros" frente a los pilotes laminados, como parte del sistema de anclaje y se utilizan varillas sujetadoras o arriostramientos internos que empujan a los largueros o se apoyan en ellos. Cuando se instalan varillas de anclaje, se someten a un tensado previo, por medio de tensores o templadores o por otros métodos.

Tablaestacas

Las tablaestacas resultan más económicas que los pilotes laminados y se utilizan en excavaciones para edificios. Las tablaestacas son vigas fuertes, colocadas verticalmente a lo largo del perímetro de la excavación. El espaciamiento entre las tablaestacas puede variar de 1.20 ó 1.50 m a 3.00 a 4.50 m. En la mayoría de los casos se pone un encostillado entre las tablaestacas, que puede consistir de tablas; pero, otras veces, es de placas de concreto colado en situ. Si se utiliza concreto colado in situ, puede ser el muro final permanente del edificio.

En algunos casos, el suelo es lo suficientemente firme para el enlace entre los pilote. En estos casos, puede no utilizarse el encostillado. Si no se usa, el suelo que se encuentra entre los pilotes puede protegerse contra la desecación. Además, es conveniente protegerse contra la posibilidad de que alguna porción de tierra caiga del frente vertical.

Las tablaestacas se pueden hincar en su lugar. En muchos casos se perfora un orificio y las tablaestacas se colocan en el agujero. En este caso, puede colarse concreto para fijar el fondo del pilote en el suelo, por debajo del nivel de la cimentación. El orificio por encima de la cimentación, se puede rellenar con tierra o con concreto delgado, de baja resistencia, que se puede retirar con facilidad, al



colocar el encostillado. En la figura siguiente se muestra un sistema de tablaestacas.

Fig. 10 (a) Etapa 1- Perforación del orificio. Se coloca la tablaestaca en el orificio. Se rellena con concreto. (b) Etapa 2- Excavación de la primera hilera de atiesadores. Se presfuerzan los atiesadores. Se pone un encostillado de madera entre las tablaestacas. (c) Etapa 3- Excavación e instalación de la segunda hilera de atiesadores.

Recubrimientos

El recubrimiento puede consistir de pilotes laminados, encostillados de madera entre tablaestacas o tablas mantenidas contra los bordes de las zanjas. El recubrimiento impide que la tierra se desplome de los cortes verticales y puede apoyarse contra el frente vertical con suficiente fuerza para evitar una falla de deslizamiento o corrimiento.

Al poner encostillado o tablas de madera, es necesario que el recubrimiento esté apoyado firmemente en el suelo. El suelo, en su lugar, tiene cierta resistencia; sin embargo, muchos suelos, tales como los arcillosos o limosos, pierden cierta resistencia cuando se les permite cierto desplazamiento y se desarrolla un plano de fractura. Por lo tanto, el recubrimiento se debe presionar firmemente contra el suelo para evitar que se inicie el deslizamiento. No obstante, si el suelo se desliza, aunque solo sea una o dos pulgadas, habrá perdido gran parte de su resistencia natural y ejercerá mayor presión contra el recubrimiento, haciendo que se produzcan agrietamientos que actúan como esponja durante las lluvias, absorbiendo agua con rapidez, haciéndose más pesado e imponiendo mayores cargas al recubrimiento.

El recubrimiento se debe separar, con aberturas de media a una pulgada entre las tablas, para que el agua pueda correr hacia el exterior. En las aberturas se puede meter tela de saco, para dejar pasar el agua, impidiendo que se desprenda la tierra.

Arriostramientos

Por lo común, los puntales inclinados, se colocan en un ángulo de 30 ó 40 grados en relación al plano horizontal. Si la excavación no es demasiado amplia, se puede utilizar un apuntalamiento cruzado o transversal. Las fuerzas que se deben aplicar en el diseño del arriostramiento se verán más adelante. Los puntales deben apoyarse en una zapata o calza como se muestra en la figura siguiente:

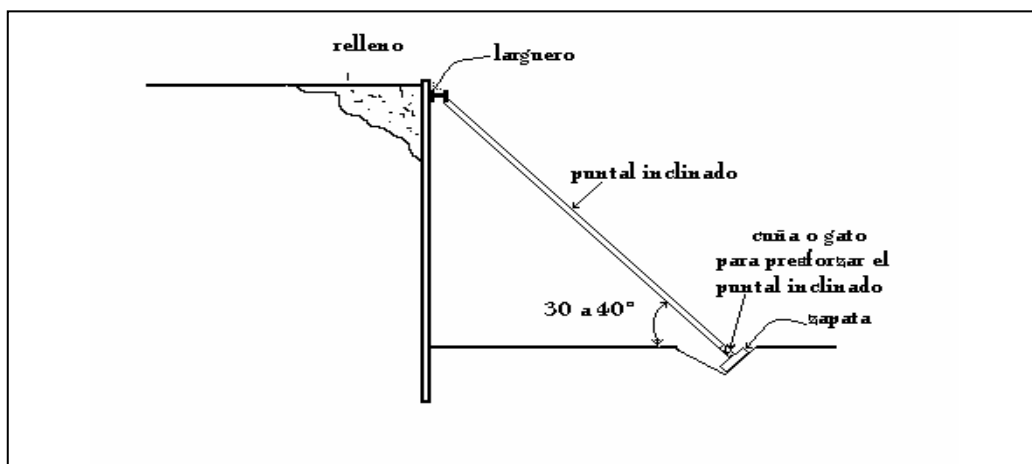


Fig. 11 Restricción mediante puntales inclinados

Anclajes

Con frecuencia se colocan anclajes a varios metros por debajo de la superficie del terreno. Estos pueden ser bloques individuales o vigas continuas.

En general se pueden diseñar, suponiendo que la resistencia pasiva del suelo sea aproximadamente igual al peso de la cuña de suelo que la impulsaría hacia afuera si el suelo se fracturara. Esta cuña pasiva se muestra en la figura siguiente:

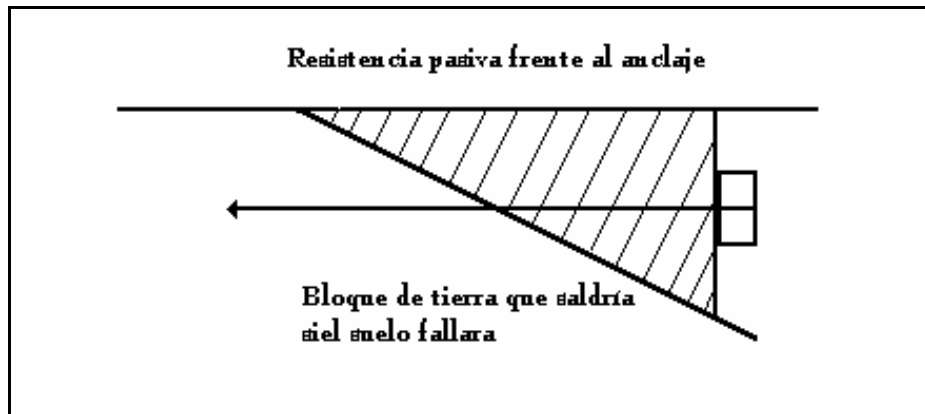


Fig.12 Resistencia pasiva que restringe el anclaje del atiesador

En las excavaciones profundas resulta conveniente colocar anclajes que se instalan con equipos perforadores. Estos anclajes empotrados pueden extenderse hasta el lecho rocoso y afianzarse en él.

Como alternativa, los anclajes empotrados pueden extenderse mucho al interior del suelo y obtener su resistencia de la fricción entre el suelo y un cilindro de concreto.

1.6 METODOS DE EXCAVACIÓN Y ENTIBACIÓN

Excavaciones Angostas y Poco Profundas

La ejecución de excavaciones con una profundidad menor de unos 6 metros como zanjas para zapatas, simplemente requieren seguir en forma estricta las normas usuales de apuntalamiento, ya que los refinamientos en el sistema de apuntalamiento y ademe resultarían antieconómicos; solo se necesita efectuar un reconocimiento general del suelo antes de la construcción, no requiriéndose por otro lado cálculo alguno con respecto al empuje.

En suelos cohesivos podrían hacerse excavaciones de una profundidad igual o menor a H_c (profundidad crítica) sin apuntalamiento o ademe alguno.

Podemos tomar según Terzaghi, los siguientes valores aproximados para H_c :

Arcilla muy blandas-----1.50 m

Arcilla blanda-----1.50 a 3.00 m

Arcilla mediana-----3.00 a 5.50 m

Arenas cohesivas-----3.00 a 5.00 m

Arcilla compactas-----Variable.

Sin embargo, las arcillas compactas y muy compactas suelen estar fisuradas y como consecuencia los valores de H_c varían mucho, alcanzando valores mínimos de 3.00 m.

Asimismo, al realizar la excavación en suelos cohesivos sin apuntalar sus paredes verticales pueden aparecer a pocos horas o días después de terminadas, grietas de tensión en la superficie del terreno contiguo a la misma. La presencia de dichas grietas reduce en forma considerable la altura crítica H_c y tarde o temprano las paredes se desmoronan.

Excavaciones Profundas

A).- Excavaciones abiertas en talud

Si la situación de la obra lo permite ocupar el espacio E que exigen los taludes de equilibrio de la excavación, esta última puede ejecutarse por los métodos ordinarios de movimientos de tierras. (ver figura siguiente)

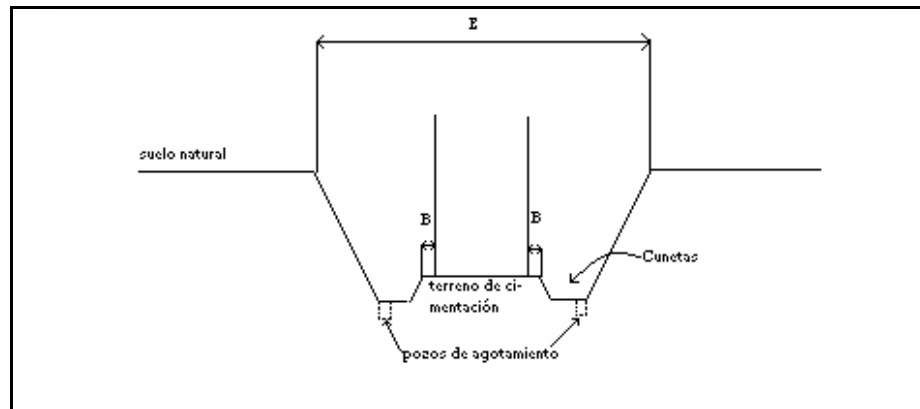


Fig. 13 Excavación abierta en talud

Hay que limitarse a la sección estrictamente necesaria, pero sin embargo, hay que prever cunetas para la eliminación de las aguas pluviales, que terminan en el extremo de la excavación en un pozo de donde se evacuarán las aguas recogidas por bombeo. Se dejará alrededor de la cimentación un espacio β para la circulación de los obreros que trabajen en la ejecución del macizo de cimentación, generalmente de concreto.

Cuando este macizo haya alcanzado el suelo natural, se rellenará la excavación por los métodos constructivos usuales.

B).- Excavaciones con entibación (ademado).

Se entibará la excavación en los casos siguientes:

- a) Cuando no se dispone del espacio necesario que requieren los taludes de equilibrio, como suele ocurrir en ciudades.
- b).- El precio de la entibación es inferior al volumen suplementario de excavación en las excavaciones por taludes abiertos.

La entibación puede ser de madera para excavaciones de poca anchura y dentro de ciertos límites de profundidad. En este caso, se desciende con la excavación verticalmente, manteniéndose las paredes mediante tablonos de revestimiento apoyados en largueros apuntalados a su vez, de un lado a otro de la excavación, mediante puntales constituidos generalmente por madera.

En el caso de un suelo sin cohesión, los tablonos de revestimiento estarán unidos, lo que produce fuertes empujes y podrán separarse a distancias mayores con suelos de mejor comportamiento. Obsérvese que los puntales estarán tanto más próximos cuanto más se profundice, ya que el empuje aumenta con la profundidad.

Cuando la zanja es ancha y profunda, se sobrepasan las posibilidades de entibación en madera y debe recurrirse a la entibación con tablaestacas metálicas. En tales casos, antes de la ejecución de la excavación se hincan dos cortinas de tablaestacas que se completan mediante dos cortinas de extremo para cerrar el recinto. Después se realiza la excavación entre las tablaestacas y, a medida que se profundiza, se montan puntales, cuya separación va disminuyendo a medida que se baja por las razones antes indicadas.

Cuando se sobrepasan ciertas anchuras de excavación, hay que renunciar al apuntalamiento interior y anclar las cortinas de tablaestacas en el exterior mediante tirantes anclados. Ver figura siguiente:

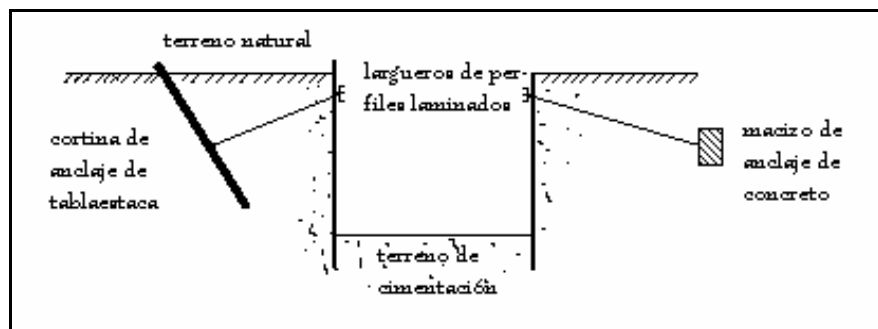


Fig. 14 Excavación revestida de tablaestacas ancladas mediante tirantes

Los anclajes están constituidos por macizos de concreto o cortinas de tablaestacas inclinadas situadas fuera del prisma de empuje

Zanjas de lechada

El método de zanjas de inyección se ha utilizado durante muchos años en Europa y los Estados Unidos. En este sistema, se excava una zanja en secciones y cada una de éstas se mantiene siempre de lechada, que es una mezcla de agua y arcilla o "lodo".

Con frecuencia el "lodo" es bentonita. La presión hidrostática de la lechada es suficiente para sostener los taludes y evita que se produzcan fracturas.

Además la costra lodosa que se deposita sobre las paredes de la excavación impide que el agua de la lechada penetre en el suelo y haga que se ablande.

Después de excavar la zanja hasta la profundidad deseada, se hace descender al fondo de la misma un tubo-embudo de concreto. Se vierte concreto en el fondo, lo cual hace que éste se eleve gradualmente y llene la zanja, obligando que se eleve la lechada.

1.7 SISTEMAS DE SOPORTES LATERALES

Debido a las restricciones de espacio, las excavaciones profundas en áreas urbanas requieren, generalmente, cortes verticales, con necesidad de soportes laterales.

El dimensionamiento de un soporte, sometido a empujes laterales del terreno, se realiza por procedimientos semiempíricos, comprobados y sancionados por la práctica, que están a disposición del ingeniero para abordar y resolver este problema.

No obstante cuando hay edificios, construcciones subterráneas o calles adyacentes en las proximidades de la excavación, los requerimientos del proyecto son mucho más exigentes, ya que es necesario restringir los movimientos dentro de los límites permisibles.

Los sistemas hoy conocidos de soportes laterales, pueden clasificarse de la siguiente forma, en función de la secuencia en que se realizan con respecto a las excavaciones

- a) Realizados después de terminadas las excavaciones.
- b) Realizados a medida que progresan las excavaciones.
- c) Instalados previamente antes de comenzar la excavación.

Entre los primeros, se clasifican los muros adosados de contención de tierra sin relleno posterior, bien de concreto en masa, armado o de mampostería.

Estos sistemas tienen aplicación únicamente en terrenos cohesivos, que permiten la excavación con un frente vertical o un talud poco tendido, quedando limitada su aplicación a partir de una cierta altura, en general reducida.

La supresión de esfuerzos totales durante la excavación, desplaza al suelo hacia el interior de la misma produciéndose una descompresión mientras no quede el muro instalado.

En general, este sistema conduce a altos porcentajes de movimientos laterales totales, recurriéndose para disminuirlos a realizar la obra por tramos alternados, limitando el frente excavado en cada operación.

Entre los sistemas de soportes realizados a medida que progresan las excavaciones, podemos citar las entibaciones con codales de madera o metálicos, que presentan igualmente el inconveniente de no limitar los movimientos laterales, a menos que se preste cuidadosa atención a control del acuñado, puesta en carga de los puntales o pretensado de los mismos.

En estos últimos años se realizan soportes laterales verticales en orden descendente, a medida que se profundizan las excavaciones, mediante el recurso de anclajes situados en el terreno circundante.

Uno de estos sistemas, conocido por "muro berlinés" (Fig.15) consiste en instalar en el terreno, dentro de perforaciones espaciadas entre 2 y 4 m, perfiles metálicos o de concreto que se anclan al terreno a medida que se realizan las excavaciones. El espacio entre perfiles se protege mediante un blindaje de madera, concreto o placas prefabricadas.

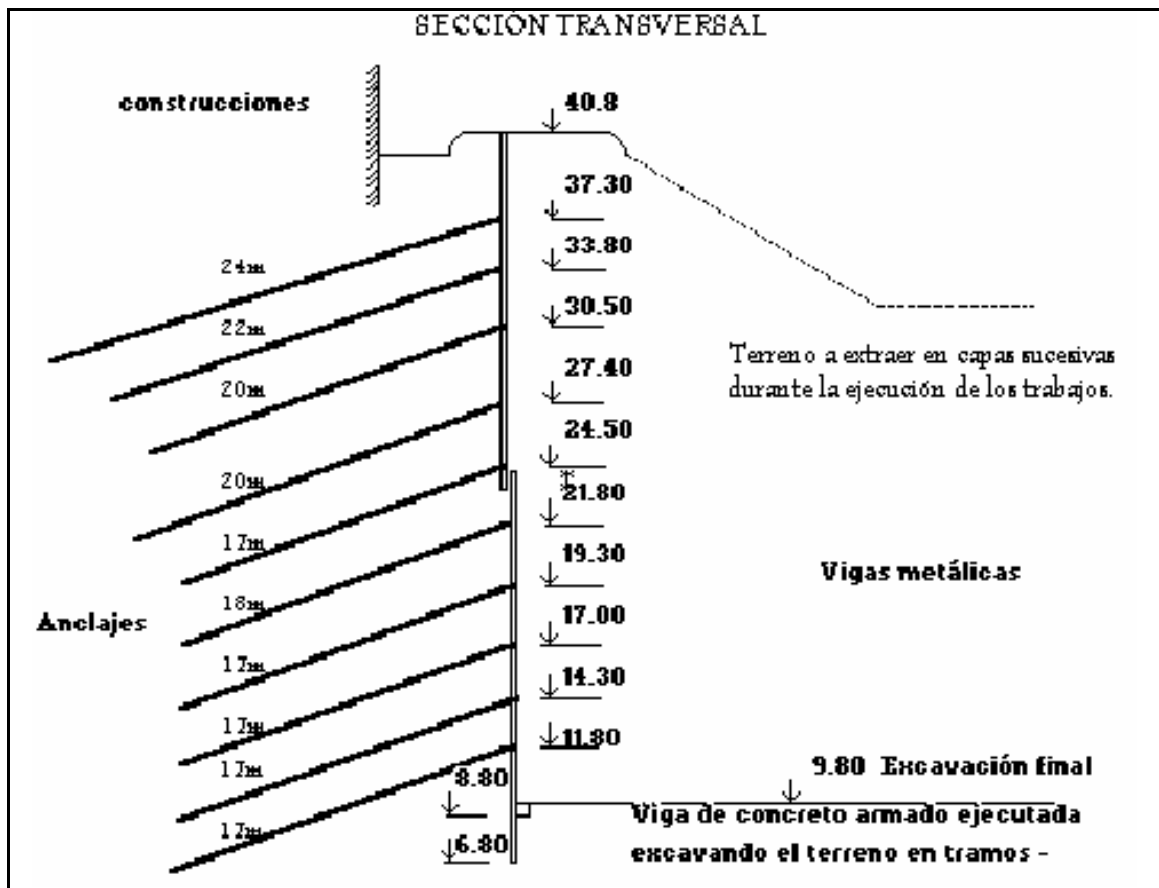


Fig. 15 "Muro Berlines"

Otra variante de este sistema, consiste en realizar elementos reducidos de 2 a 3 m de altura del muro definitivo, que se anclan individualmente al terreno antes de proceder a la excavación por debajo del elemento ya colado.

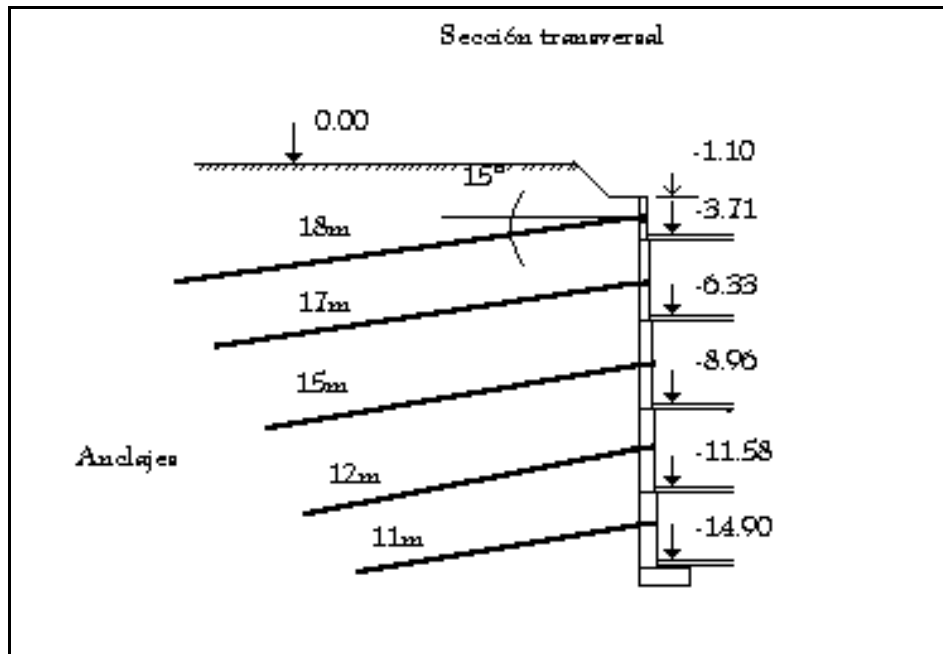


Fig. 16 Variante de "muro Berlín"

Estos dos sistemas pueden realizarse con éxito, a condición que la cohesión del terreno sea suficiente para que éste se mantenga vertical, mientras se procede al blindaje o colado del elemento de soporte. En terrenos granulares bajo el nivel freático, estos sistemas pierden gran parte de sus ventajas de aplicación.

Los métodos de soporte instalados en forma descendente, a medida que progresa la excavación, tienen el inconveniente general que no controlan las deformaciones laterales por debajo del fondo de la excavaciones parciales, de tal manera que, en terrenos muy deformables que no pueden desarrollar suficiente resistencia pasiva, el movimiento del suelo hacia el interior de la excavación y el asentamiento resultante del terreno serán grandes con este tipo de sostenimiento.

Entre los sistemas de soportes realizados previamente al comienzo de las excavaciones, se encuentran los tablaestacados metálicos, instalados en el terreno mediante procedimientos de hinca, o más modernamente, mediante vibradores de alta frecuencia.

Las cortinas de pilotes de todo tipo secantes o tangentes incluso en casos espaciados, se clasifican igualmente en esta serie de soportes.

Finalmente, dentro de este grupo se clasifican los muros de concreto armado, excavados "in situ", más conocidos como pantallas continuas.

Estos muros, construidos con ayuda de lodos de perforación, presentan una gran rigidez, que permite reducir los movimientos, aun en arcillas blandas, en aproximadamente una décima parte, en comparación con las paredes flexibles.

Cualquiera que sea el sistema de soporte elegido dentro de los mencionados, el constructor deberá tener en cuenta, en función de la naturaleza de los edificios vecinos y de los riesgos implicados en la excavación, no solamente la función de estabilidad que se exige al soporte, sino el factor más determinante de limitar los movimientos del terreno a valores compatibles con la integridad de dichas construcciones.

En los casos en que la excavación se realiza por debajo del nivel freático, el soporte debe cumplir igualmente la condición de continuidad, de forma que corte la entrada lateral de agua en el recinto excavado.

Los asentamientos que ocurren durante la excavación bajo el agua en suelos no cohesivos, son casi invariablemente debido a una falta en el control adecuado del flujo subterráneo.

El bombeo indiscriminado de las aguas de filtración a través de escapes en muros discontinuos o soportes provisionales, es susceptible de erosionar las arenas y limos y reducir las presiones de poro a grandes distancias de la excavación, pudiendo causar asientos importantes, por consolidación, en las edificaciones de las proximidades.

CAPITULO II DESPLAZAMIENTOS OCASIONADOS POR LA EXCAVACIÓN

II.1 CAUSAS Y FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DESPLAZAMIENTO

La utilización económica de los solares en las ciudades de densa construcción, obliga actualmente a la realización de excavaciones profundas próximas a los cimientos de las edificaciones contiguas; pero además, la creciente densidad del tránsito exige que en nuestras ciudades se construyan también unas redes de transporte subterráneas rápidas y capaces.

Por lo que, no en raras ocasiones, por razón de plazos, se necesitan excavaciones de varios cientos de metros de longitud y anchuras de hasta 40 m; excavaciones que presentan interesantes problemas al ingeniero proyectista y al constructor.

Es sabido que toda excavación provoca alteraciones de esfuerzos en el suelo y esta alteración del equilibrio conduce a deformaciones del terreno contiguo, lo cual trae consigo el peligro de que las edificaciones vecinas resulten afectadas por levantamientos, asientos, posiciones oblicuas o grietas.

Uno de los cometidos del ingeniero es el de impedir que se produzcan daños, mediante una ejecución idónea de la excavación.

Las deformaciones del terreno en la zona de la excavación y de las condiciones de la edificación; como es natural, también tienen una cierta influencia la naturaleza y condiciones de sustentación de la pared.

Así existen los denominados elementos rígidos como pueden ser: las pantallas de pilotes ancladas y los tipos flexibles.

Como quiera que los elementos anclados, por consideraciones económicas y técnicas, presentan grandes ventajas sobre las excavaciones apuntaladas, en lo sucesivo vamos a referirnos principalmente al problema de los elementos anclados para ejecución de excavaciones.

En primer lugar, vamos a analizar las causas de la deformación. El ingeniero proyectista debe conocer las causas y los efectos de la deformación para poder estimar su magnitud antes de que ésta se produzca. Como consecuencia de la excavación, varían los esfuerzos en el terreno (fig 17).

Si se considera un semiespacio del terreno, formado por un lado por la pared de la excavación y por otro, por los extremos de los anclajes, veremos que sobre el mismo actúan las siguientes presiones:

Por encima del plano del fondo de la excavación actúa lateralmente, el empuje activo del terreno y por debajo de dicho plano, el empuje al reposo. Como quiera que sobre el fondo excavado no existe contrapresión alguna, para mantener el equilibrio por debajo del mismo, es necesario movilizar el empuje pasivo.

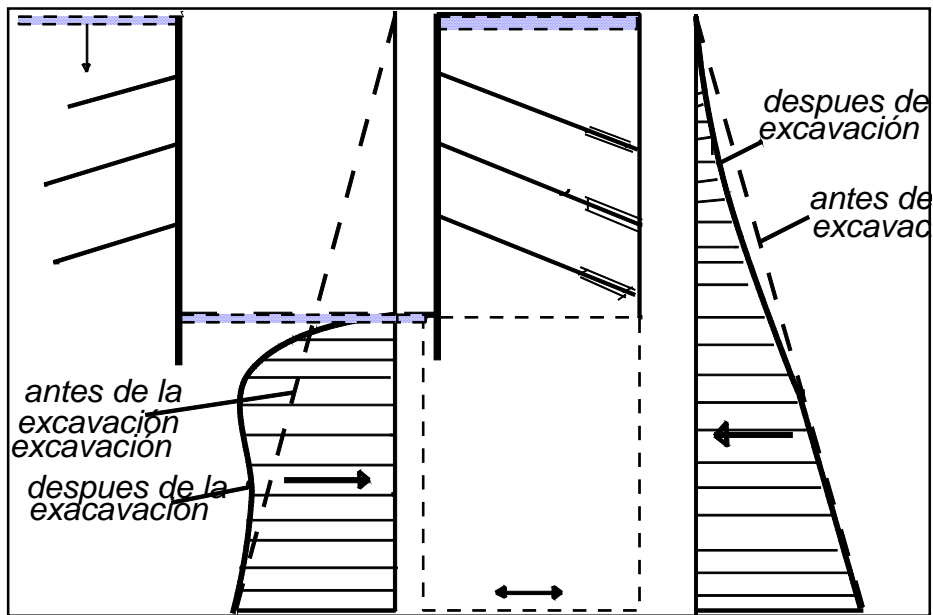


Fig. 17 Distribución de empujes en la zona de una excavación

Si con el auxilio de la teoría del semiespacio elástico, se calculan las deformaciones originadas por la excavación, se obtienen los resultados de la figura 18. El fondo se levanta como consecuencia de la descarga y las paredes de la excavación se deforman hacia el interior. Estas deformaciones pueden observarse en la superficie del terreno, según Peck, hasta distancias de 2 a 4 veces la profundidad de la excavación.

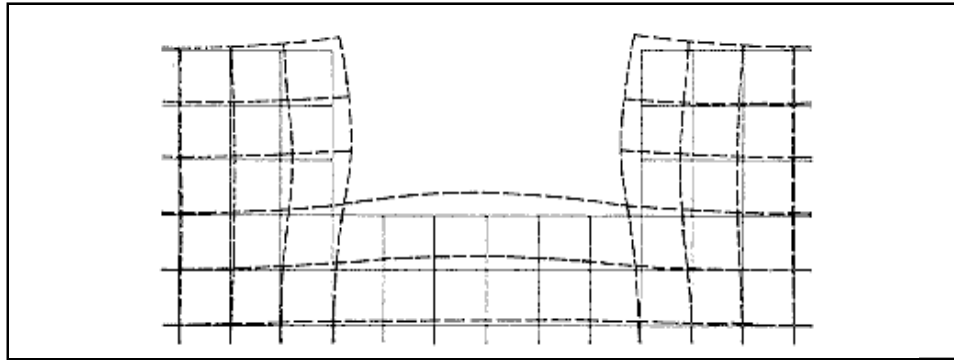


Fig. 18 Deformaciones en la zona de una excavación

A continuación, vamos a estudiar más detalladamente las diferentes circunstancias que influyen en la deformación (fig 19). La zona del suelo, limitada por un lado por la pared de la excavación y por el otro lado por los anclajes, está sometida a un empuje de forma análoga a una viga en ménsula que se deforma por flexión (1) al mismo que por esfuerzos cortantes (2).

Mientras que en los elementos de concreto armado puede despreciarse la deformación por cortante, ya que ésta se produce preferentemente por flexión, en estos elementos de suelo el comportamiento se realiza a la inversa.

Como consecuencia de la relación existente entre longitud y espesor, así como a causa de las propiedades elastoplásticas del terreno, predominan las deformaciones por cortante, mientras que las deformaciones por flexión pueden despreciarse, según se demuestra por medio de medidas efectuadas en excavaciones.

También es importante la deformación horizontal del terreno por debajo de la solera de cimentación. Para mantener el equilibrio de fuerzas, la totalidad de la compresión resultante sobre el terreno debe transmitirse al suelo existente debajo de la excavación por medio de esfuerzos cortantes, lo cual da lugar a una compresión del terreno, tal como se representa en la figura 17.

Además, hay que tener en cuenta otro punto de vista; antes de la excavación, en todas las secciones verticales existe el empuje al reposo del terreno y, como consecuencia de la descarga de la excavación se origina un déficit de esfuerzos del lado de la excavación con lo que se produce una deformación horizontal del terreno por debajo de la solera de cimentación (4).

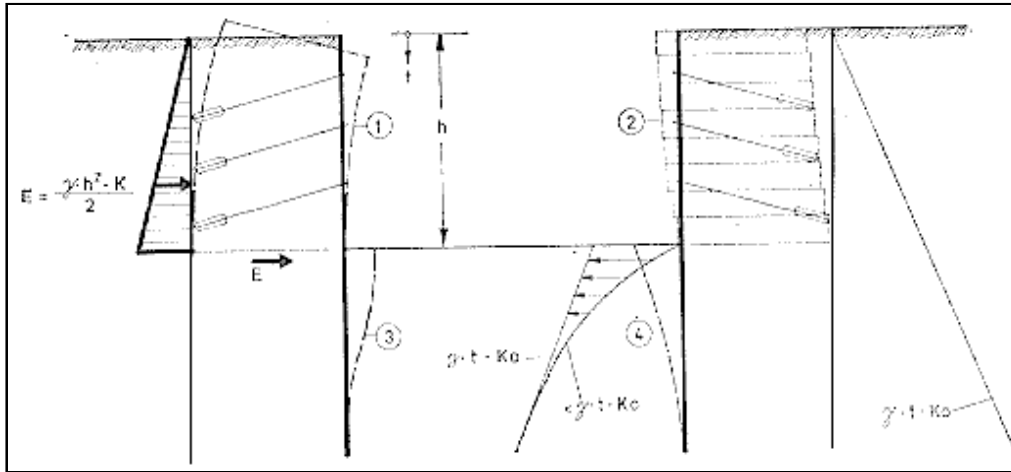


Fig. 19 Diferentes influencias de la deformación horizontal en la zona de una excavación

Si se suman las diferentes deformaciones y se superponen (fig 20), resulta una forma de desplazamiento tal como la que se presenta, en la que puede verse que la pared se deforma casi paralela hacia el centro de la excavación y no experimenta un giro alrededor de su pie, como suele aceptarse generalmente.

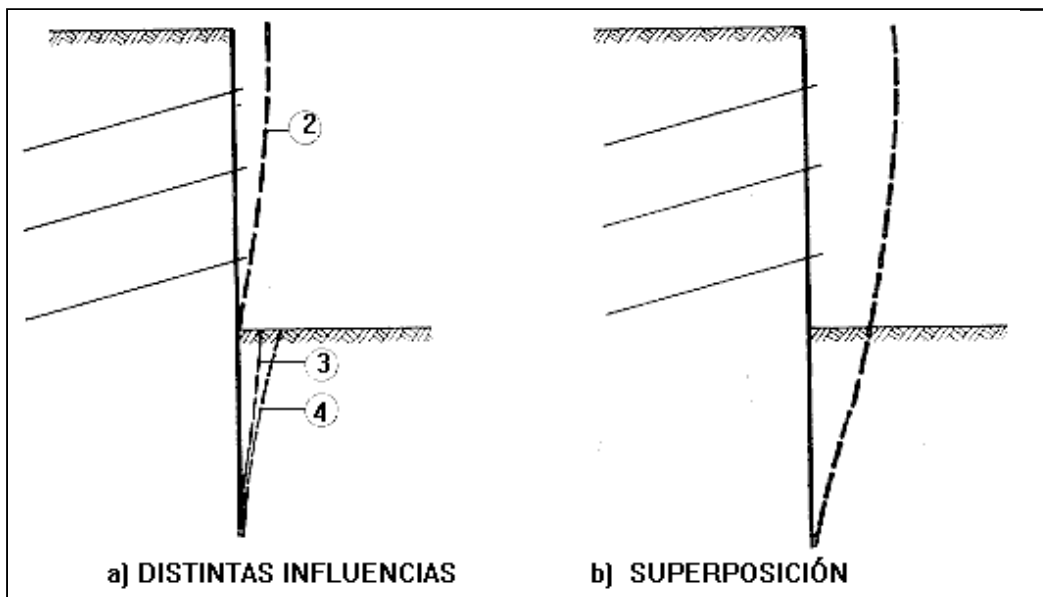


Fig. 20 Deformaciones de un muro anclado

Para completar la descripción, vamos a referirnos someramente a las medidas de tales desplazamientos (fig 21).

Si se miden los desplazamientos horizontales a diversas alturas una vez efectuada la excavación, se obtiene la "deformación aparente" que consiste en un giro de la pared de la excavación hacia el centro de la misma; pero si por el contrario, se mide la deformación en el interior de la pared a diversas alturas desde el comienzo de la excavación, se obtiene la deformación efectiva que presenta un desplazamiento paralelo a la pared.

Con este último método se tiene en cuenta la compresión del terreno debajo de la solera de excavación, que contribuye esencialmente a la deformación de la pared.

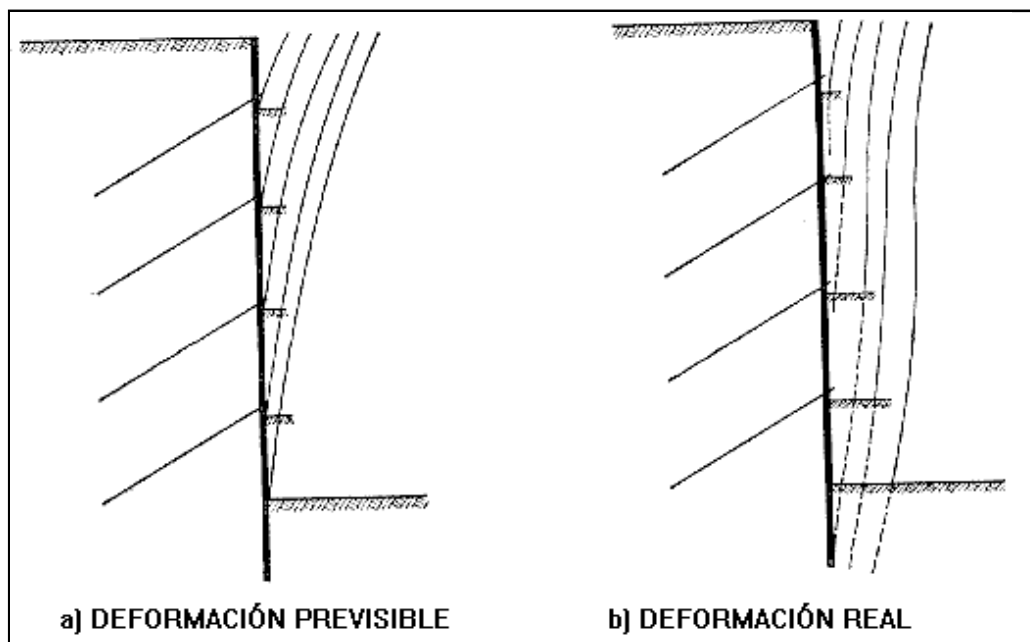


Fig. 21 Medidas de deformaciones de muros

Con el fin de no crear la impresión de que pueden evitarse todas las deformaciones, si se arriostra o apuntala el muro, mostramos aquí (fig. 22) una comparación entre una excavación anclada y otra apuntalada.

La deformación del terreno existente debajo de la solera de la excavación hasta que se colocan los distintos puntales, no pueden evitarse tampoco en el caso del apuntalamiento y solamente se disminuyen las deformaciones por empuje del terreno por encima de la solera.

El inconveniente del desplazamiento total algo mayor de una excavación anclada y esto siempre y cuando se empleen puntales pretensados, se compensa con la ventaja de una libertad completa dentro del recinto vaciado.

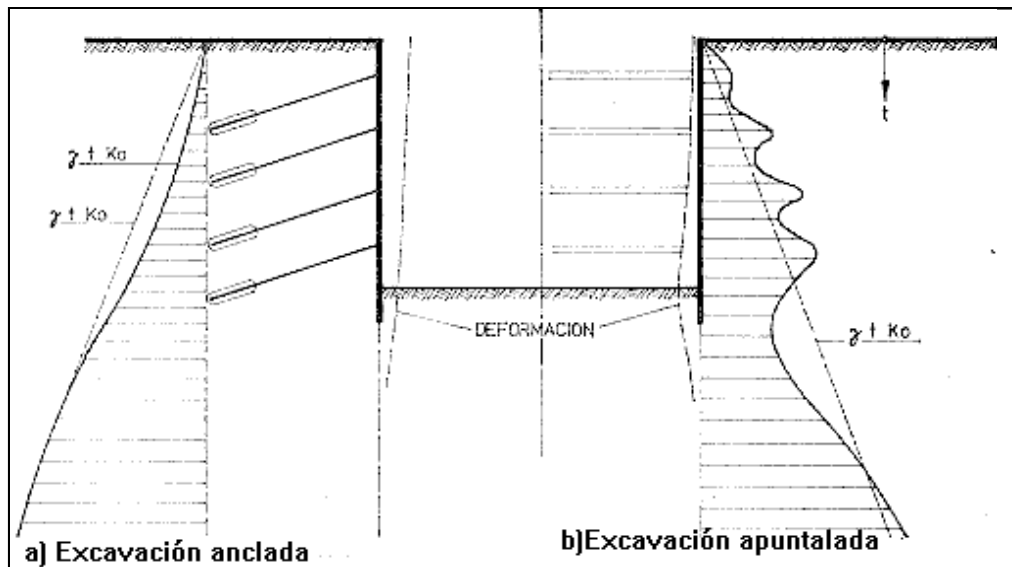


Fig. 22 Diferencia de las deformaciones y distribución de empujes

Una excavación trae consigo, además de las deformaciones horizontales, otras deformaciones verticales del terreno (fig. 23).

La descarga del recinto da lugar a un levantamiento elástico de la misma, abarcando la descompresión del terreno a un sector que va más allá de la anchura propiamente dicha de la excavación, con lo que se produce un levantamiento del terreno circundante que puede inclinar los edificios existentes.

Al cargar nuevamente la solera por la construcción, se produce un asentamiento de la misma, siempre que el peso del edificio construido sea superior al del terreno extraído.

Este asentamiento de la solera produce un asentamiento vertical del terreno contiguo, lo que nuevamente trae como consecuencia un descenso y oblicuidad de los edificios adyacentes.

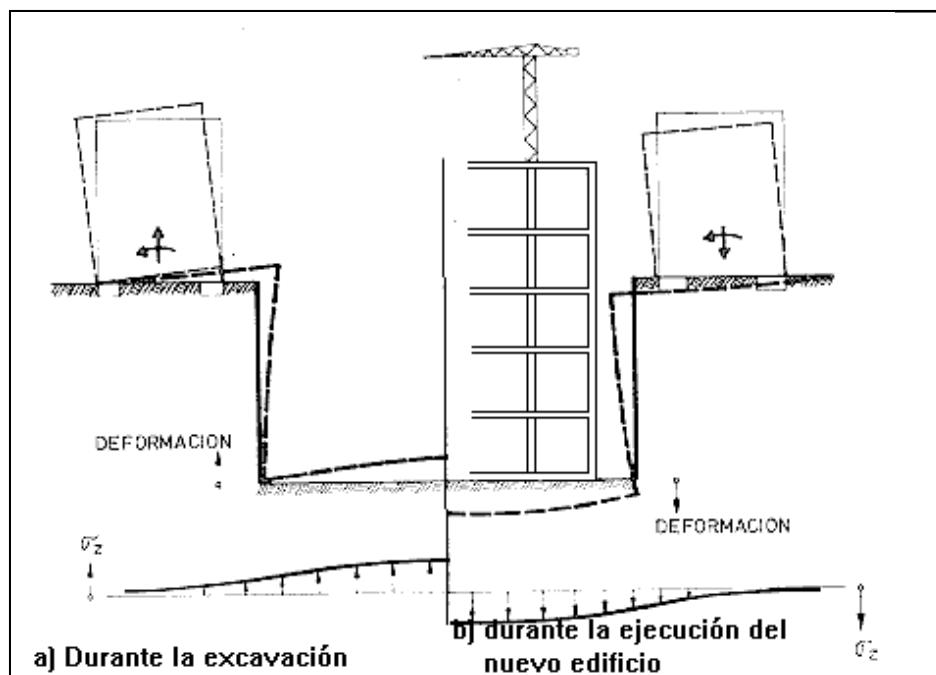


Fig. 23 Deformaciones verticales por descompresión y compresión de la solera de una excavación

También pueden producirse otras deformaciones verticales del terreno por una incorrecta tensión de los anclajes (fig. 24).

Así, por ejemplo, si se pretensan los anclajes a una carga sensiblemente superior al empuje activo o al empuje al reposo calculado, puede deformarse el terreno, produciéndose un levantamiento del mismo por encima de los anclajes; si las zonas ancladas se desplazan como consecuencia de las elevadas fuerzas de anclaje, puede formarse en las zona existente detrás de los anclajes un cuerpo deslizando que origina un asentamiento de la superficie del terreno.

Por el contrario si los anclajes no se pretensan o únicamente se cargan a un valor sensiblemente inferior a la presión activa del terreno, entonces se forma detrás de la pared un cuerpo deslizando que moviliza la presión activa del terreno y trae como consecuencia un asiento inmediatamente detrás de la pared de excavación.

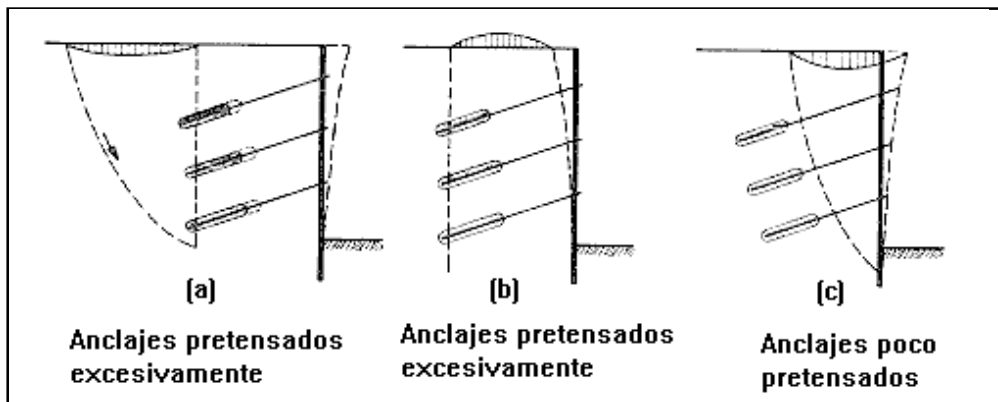


Fig. 24 Deformaciones verticales del terreno causados por anclajes

II.2 EFECTOS CAUSADOS POR LAS EXCAVACIONES

Los efectos de las excavaciones profundas en las estructuras cercanas son, con frecuencia, una de las consideraciones más importantes en el momento de seleccionar el tipo de ejecución.

Demandas judiciales, retrasos en la construcción pueden ser las consecuencias de no prever y resguardarse contra la multitud de problemas potenciales con que se encuentra cualquier proyecto de excavación profunda en el área urbana.

Determinar y ejecutar el mejor método o sistema, de manera que no se incurra en gastos excesivos, bien sea en daños a la propiedad, lentitud en el proceso constructivo o procedimientos altamente costosos, es un problema complejo.

Nos referiremos únicamente a los casos de excavaciones profundas de suelos, que con la retirada de pesos sustanciales de tierras, modifica de manera importante, los esfuerzos existentes en el espacio circundante.

Estos cambios de esfuerzos producen el levantamiento del fondo de la excavación, así como desplazamientos hacia el interior de las paredes de la misma.

Paralelamente, la superficie del suelo en los alrededores de la excavación sufre un asentamiento vertical, incluso en el caso que los movimientos hacia el interior son disminuidos por la presencia de un muro o pared de sostenimiento.

Nos encontramos, por tanto, ante un hecho bien conocido: "cualquier excavación de suelo produce movimientos en el terreno circundante, susceptibles de afectar a las estructuras cercanas".

Dependiendo de la naturaleza de la estructura, el costo y el riesgo implicado, podrá optarse por:

- Comprar las propiedades expuestas y apuntalarlas.
- Dejar que los daños se presenten y luego repararlos
- Prever en el proyecto de ejecución el modo y operaciones necesarias para evitar los daños.

En cualquier caso, para hacer una evaluación racional de la posibilidad, el autor del proyecto de una excavación profunda, debe conocer los movimientos permisibles en las estructuras adyacentes y la magnitud y distribución de los movimientos asociados a las diversas operaciones de excavación, así como tener un buen conocimiento de las medidas que pueden tomarse para limitar o impedir los movimientos.

II.3 DELIMITACIÓN DE RESPONSABILIDADES

Quién debe hacer la ingeniería y quién debe asumir la responsabilidad por el comportamiento de las estructuras adyacentes durante la construcción, son preguntas difíciles. El ingeniero que proyecta una excavación destinada a la cimentación de una obra enterrada, no especifica normalmente, la forma de llevarla a cabo.

Estas decisiones, casi siempre se dejan al contratista, quien valiéndose de su propio ingenio y experiencia, realiza la excavación de la manera más económica posible.

El procedimiento tiene la ventaja de que deja al constructor de hacer su programa de trabajo, pero el inconveniente, con frecuencia, éste no considera los movimientos del suelo adyacente como factor determinante; más aún, en situación competitiva, puede que no gane el concurso de una obra si incluye en su sistema de construcción las medidas adecuadas para prevenir los movimientos que puedan afectar a las edificaciones próximas.

Cuando el caso lo exige, el contratista general suele recurrir a subcontratar, parte de los trabajos a una empresa especializada, que, en un principio, está en mejores condiciones de realizarlos, mediante el recurso de técnicas adecuadas.

Más tarde, si surgen problemas durante la construcción, la situación queda igualmente confusa.

Con frecuencia, se atribuye al trabajo que ha realizado la empresa especializada, por ejemplo, un tablaestacado, una pantalla continua o pilotes tangentes, etc., consecuencias que son debidas a la propia excavación, mientras que el trabajo del subcontratista no es más que un medio auxiliar de poder realizarla.

Por otra parte, el especialista se encuentra igualmente en situación de competencia, y no es libre de proponer medidas correctivas si no le es posible obtener un precio adicional para ello.

El mejor sistema para superar este inconveniente es que el autor del proyecto, asesorado en casos por el ingeniero de suelos, fije criterios de comportamiento relativos a las propiedades adyacentes.

El contratista, entonces determina en qué forma es mejor llevar a cabo la construcción y juzga si es o no es necesario recurrir a la empresa especializada, a quien pide unas prestaciones para cumplir estos criterios de comportamiento.

Por tanto, la responsabilidad de reconocer los problemas potenciales, definir los criterios y condiciones adecuadas, así como ejercer el control apropiado durante la construcción, recae, entonces, en el autor del proyecto, que es donde debe estar. El autor del proyecto o director de las obras es responsable de definir un comportamiento y el contratista es responsable de obtenerlo.

II.4 MEDIDAS A SEGUIR PARA EVITAR DAÑOS A LAS ESTRUCTURAS PRÓXIMAS

Los pasos que debieran seguirse para asegurar que la excavación no produzca daños en las edificaciones próximas, se enumeran en la tabla 2.

Las cláusulas del pliego de condiciones del proyecto deben especificar el comportamiento que cabe obtener durante la construcción y satisfacer dos funciones:

Primera, establecer criterios para que el contratista proponga el sistema de sostenimiento, de acuerdo con un determinado comportamiento, y, segunda, prever sistemas de control para los movimientos de la construcción, de manera que si éstos exceden de un cierto valor, la excavación debe interrumpirse y el contratista modificar los medios, de manera que se cumpla el comportamiento especificado.

Tabla 2.0 Medidas a seguir para evitar daños a estructuras próximas

MEDIDAS	RESPONSABLE
1.- Realizar sondeos de reconocimiento en el área a excavar, para determinar características mecánicas del suelo, así como la situación del nivel freático	Autor del proyecto
2.- Levantar plano detallado de las estructuras y servicios próximos y establecer movimientos permisibles.	Autor del proyecto
3.- Evaluar, a partir de las características del suelo, métodos posibles de construcción, exigiendo mediciones claves del comportamiento de las excavaciones.	Autor del proyecto
4.- Redactar el pliego de condiciones para la ejecución de las excavaciones, relacionadas con el comportamiento de las estructuras cercanas.	Autor del proyecto
5.- Programar el control para verificar el comportamiento y evaluar los procedimientos de construcción.	Autor del proyecto
6.-Diseñar el sistema de sostenimiento, soportes provisionales, operaciones de desagüe, etc., así como establecer el proceso de construcción.	Contratista
7.-Modificar el plan de obra, adaptando los medios, a medida que surjan las necesidades.	Contratista de acuerdo con la Dirección de obra

II.5 MOVIMIENTOS QUE CAUSAN DAÑOS A EDIFICIOS CERCANOS

La deformación angular, definida como el asiento diferencial entre dos puntos, dividido por la distancia entre ellos, se usa comúnmente como un índice de daño potencial, al establecer los movimientos permisibles de los edificios.

¿Que significa la palabra "permisible"?

¿Cual es la línea divisoria entre asentamientos permisibles y no permisibles?

¿Quien define los valores permisibles?

Preguntas subjetivas que tienen difícil contestación y que, sin embargo, representan el objeto de tema que tratamos.

Los Ingenieros Skempton y MacDonald (1956) y Bjerrum, han recolectado datos publicados sobre un centenar de edificios, de los cuales cuarenta de ellos sufrieron daños como consecuencia de asientos.

Introduciendo el término de "distorsión angular" δ/l , definido anteriormente, demuestran, sin duda alguna, que en los edificios estudiados los daños empiezan a ocurrir cuando δ/l es mayor que $1/300$, y que la estructura puede verse afectada seriamente, cuando los valores de la relación δ/l son iguales a $1/150$.

El gráfico representado en la fig. 25 define, según dichos autores, los criterios de daños en los edificios por asentamientos bajo su propio peso.

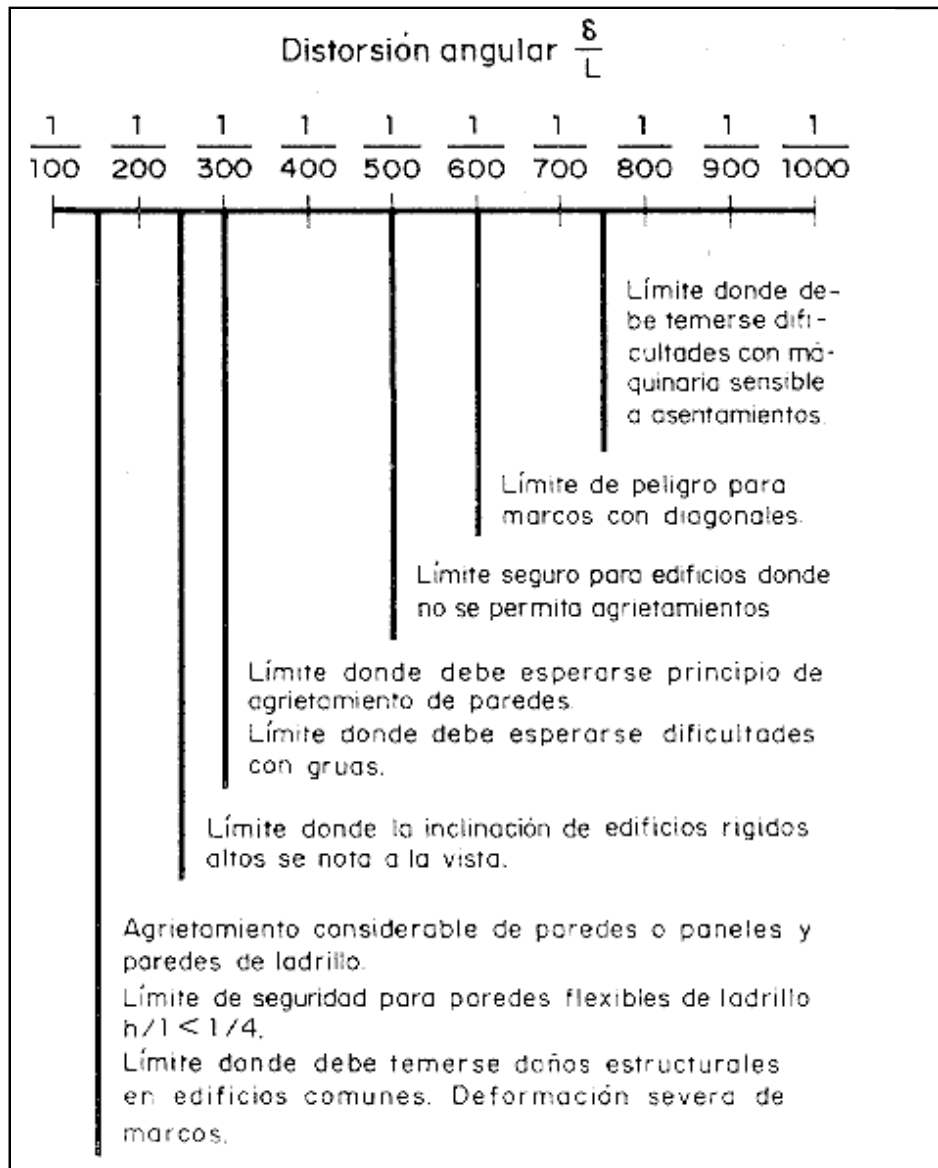


Fig. 25 Criterio de daños a edificios por asentamientos bajo su propio peso

Los factores a considerar al evaluar el daño potencial causado por las operaciones de excavación, son algo diferentes de los que se tienen en cuenta al juzgar el asiento permisible de un edificio bajo su propio peso.

En general, el movimiento adicional que puede tolerar un edificio existente, es una función de las siguientes variables:

Factores que influyen en los movimientos adicionales tolerables en edificios existentes

- A) .-Tipo de movimiento
- B) .-Rapidez de movimiento
- C) .-Magnitud y distribución del movimiento
- D) .-Material de construcción del edificio.
- E) .-Edad y condición del edificio.

El tipo de movimiento al que se somete un edificio existente, puede tener gran influencia en el daño que experimente.

Además de movimientos verticales, hay también con frecuencia, movimientos horizontales, a veces en sentido alternativo. Los movimientos horizontales que causan separación de los soportes de la estructura, son, en general más dañinos que los verticales, de igual magnitud.

La mayor parte de las estructuras pueden deformarse más, sin daños o grietas, si las deformaciones son lentas en lugar de rápidas. Los movimientos lentos permiten a la estructura corrimientos y deformaciones plásticas, bajo cambios de las condiciones de soporte.

Las estructuras de hormigón son particularmente sensibles a los movimientos rápidos. Las viejas estructuras con entramados de madera y mampostería son igualmente sensibles a los movimientos rápidos, pero se adaptan sin agrietarse, en general, a condición de que el proceso de excavación sea lo suficientemente lento para permitir esta adaptación.

La figura siguiente resume las recomendaciones de Peck sobre la magnitud del asentamiento máximo permisible en las paredes exteriores del edificio, basada en la distribución de los asientos dentro del mismo.

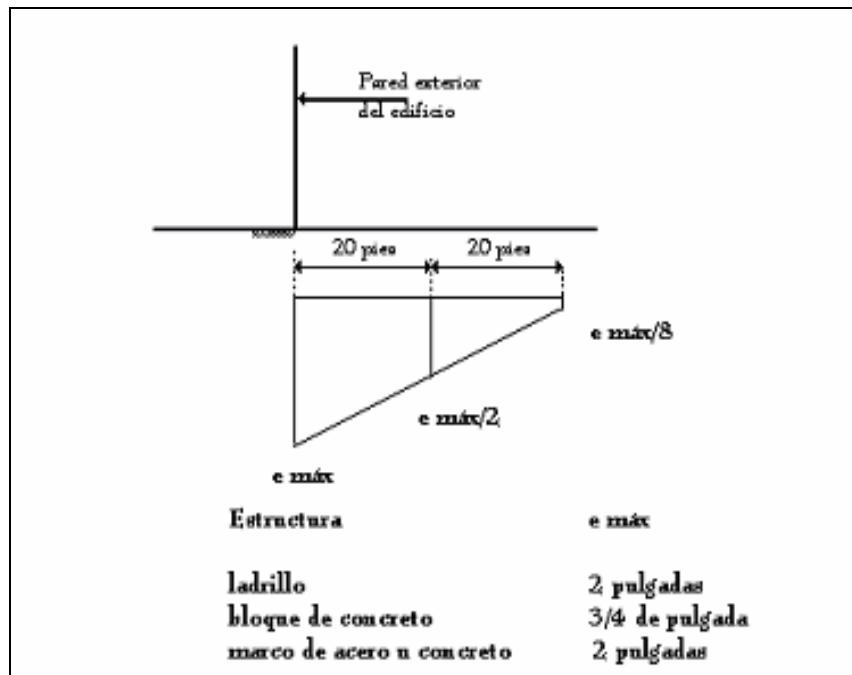


Fig. 26 Asentamiento máximo tolerable para prevenir daños arquitectónicos causados por construcciones cercanas.

Si la distribución de asentamientos es más uniforme de lo indicado en la figura, puede tolerarse generalmente asentamientos superiores sin causar daños. Por el contrario, una distribución más acusada, ocasionaría daños con asentamientos menores.

Los valores máximos indicados en la figura son los tolerables para no causar daños arquitectónicos. Para implicar daños a la estructura en general, son necesarios movimientos más importantes.

Estos criterios ponen de manifiesto la necesidad de entibar adecuadamente la parte alta de las excavaciones, de manera que los asentamientos no puedan concentrarse agudamente cerca del borde de la misma.

La edad y condición de un edificio existente son factores naturalmente importantes, que deben considerarse al establecer los movimientos permisibles. Edificios viejos en malas condiciones, son muy sensibles, en general, a los movimientos rápidos.

Las estructuras que ya han experimentado asentamientos diferenciales importantes a lo largo de su existencia, pueden ser dañadas si se les somete a movimientos adicionales causados por una excavación cercana.

II.6 MOVIMIENTOS CARACTERÍSTICOS DE LAS EXCAVACIONES

La excavación remueve una masa de suelo y agua y produce una reducción de esfuerzos totales en los lados y fondo del corte. Según lo indicado, la reducción de estos esfuerzos totales durante la excavación, hace que el suelo se mueva hacia el interior de la misma y hacia arriba en el fondo.

A medida que estos movimientos ocurren, el suelo adyacente a la excavación sufre desplazamientos laterales y asentamientos.

El asentamiento del terreno adyacente está relacionado con el movimiento hacia adentro, tanto por encima como por debajo del nivel de excavación, a lo largo de las paredes del corte.

Un gran número de factores interrelacionados influye en la magnitud y distribución de los movimientos que acompañan a la excavación. Entre los factores más determinantes, podemos citar.

- Las dimensiones, especialmente la profundidad de la excavación.
- Las condiciones del suelo.
- La rigidez del sistema de soporte lateral y secuencias en la instalación del mismo.
- El tiempo que la excavación permanece abierta.
- Los detalles de construcción y pericia en la mano de obra.
- El control de las aguas subterráneas.

Debido a la naturaleza compleja de los cambios de esfuerzos causados por la excavación y a la influencia de variables, tales como la experiencia del constructor y la de su mano de obra, no se pueden hacer predicciones cuantitativas fáciles de los movimientos del suelo, basándose únicamente en ensayos de muestra y análisis teóricos.

Los métodos modernos de cálculo por elementos finitos, permite no obstante, hoy en día, determinar con excelente aproximación las deformaciones del conjunto, teniendo en cuenta las diferentes fases de excavación y colocación de apoyos o anclajes.

Debe considerarse, sin embargo, que la utilización de tales métodos necesita una campaña de ensayos de reconocimiento y de laboratorio de calidad, y de un tratamiento por ordenador importante.

Aunque no puede ser un método de cálculo cotidiano para las oficinas de proyectos, sí es bueno conocer que existen estos procedimientos afinados y precisos, adaptables a proyectos de importancia, para los cuales los cálculos de desplazamiento, deformaciones y esfuerzos necesitan un análisis profundo.

Mediciones de campo evaluadas son, por tanto, el factor clave para hacer predicciones y guiar los criterios en los casos prácticos que se presentan con mayor frecuencia.

La **figura 27** resume los movimientos máximos (deformaciones laterales y asentamientos) medidos durante excavaciones en varios tipos de suelo.

Esta figura contiene datos de un número de casos estudiados por Peck y D' Appolonia, según observaciones obtenidas en excavaciones entibadas con pilotes y forjados o con tablaestacas metálicas, sostenidas con puntales inclinados o tirantes anclados.

En arenas sueltas y suelos granulares cohesivos, los movimientos hacia el interior de la excavación son pequeños - del orden de una pulgada para excavaciones de cerca de 20 m - a condición de que los puntales o anclajes se presenten adecuadamente.

En arcillas blandas y medias se han hecho un número considerable de mediciones, que evidencian que los movimientos máximos hacia el interior de paredes flexibles y los asentamientos máximos de la superficie son, generalmente, del orden de 1 al 2% de la profundidad excavada.

A medida que la rigidez de la arcilla aumenta, los movimientos causados por la excavación disminuyen. Los movimientos máximos son sólo una pequeña fracción de la profundidad de la excavación (del orden de 0.1 a 0.2 %).

Las mediciones hechas en tramos experimentales del "metro" de Boston, han demostrado que los movimientos asociados con excavaciones en limos orgánicos compresibles pueden ser de igual importancia que los originados en arcillas blandas.

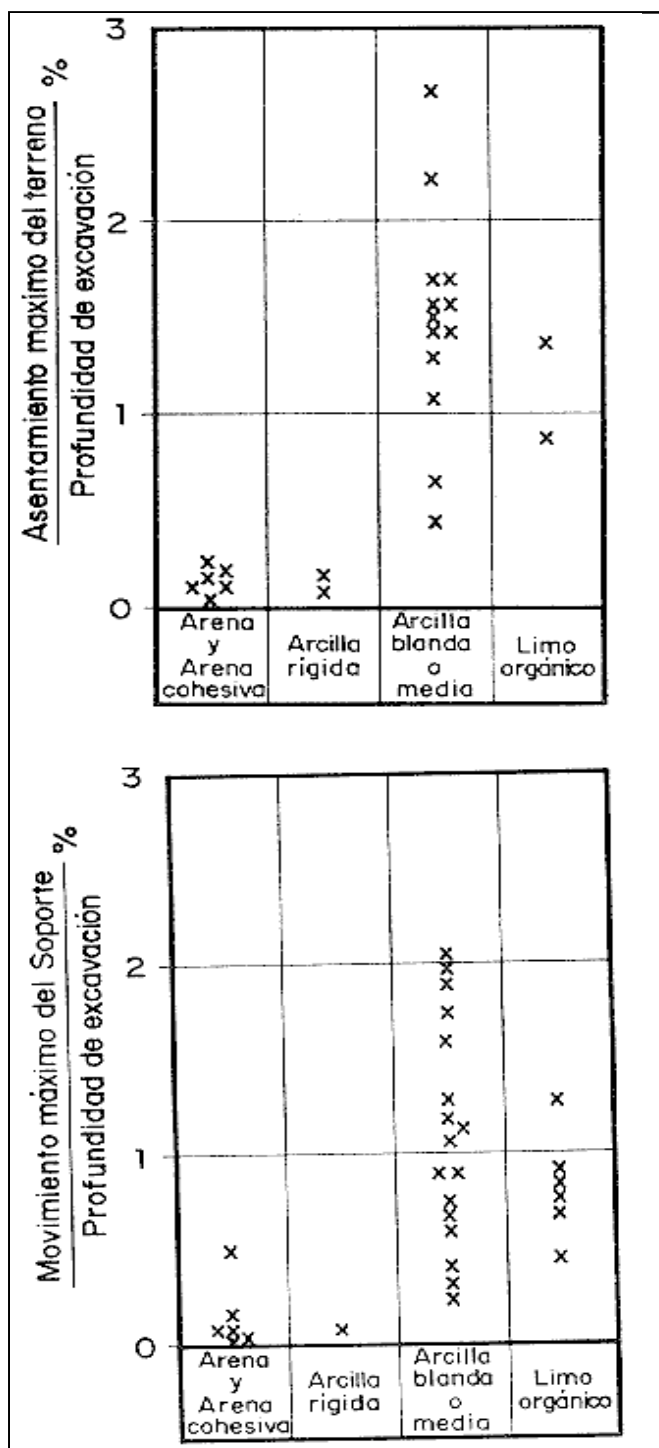


Fig. 27 Distribución de la frecuencia de los movimientos máximos del suelo, causados por excavaciones entibadas con puntales metálicos y tableros o tablaestacas

La magnitud de los asentamientos y su distribución con arreglo a la distancia al borde de la excavación, han sido observados por Peck (fig. 28) reflejando que, en arcillas blandas, los asentamientos importantes pueden encontrarse a distancias equivalentes de hasta 2-4 veces la profundidad de la excavación.

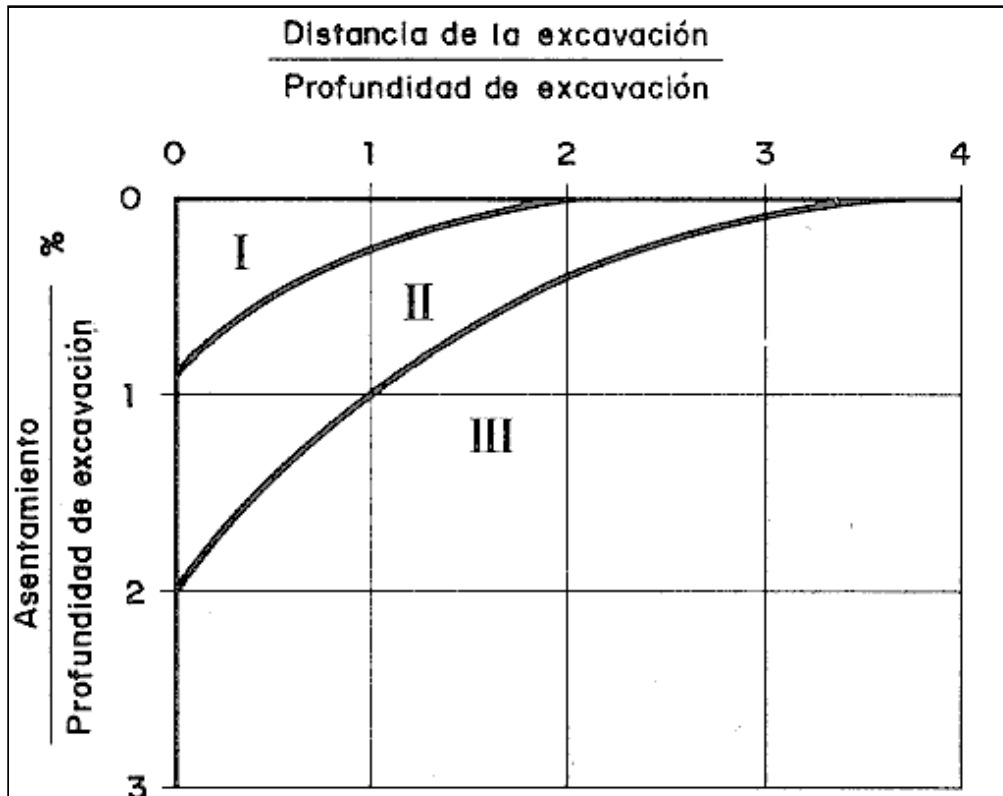


Fig. 28 Asentamientos adyacentes en excavaciones a cielo abierto en arcillas

Zona I

Arcilla blanda a dura

Mano de obra promedio

Zona II

a) Arcilla muy blanda a blanda

1) Profundidad limitada de arcilla, debajo del fondo de la excavación

2) Profundidad considerable de arcilla, debajo del fondo de la excavación

b) Asentamientos son afectados por dificultades en la construcción

Zona III

Arcilla muy blanda a blanda a profundidad considerable, debajo del fondo de la excavación

La relación entre asentamiento, movimiento lateral del soporte y levantamiento del fondo de una excavación, ha sido demostrado por extensas mediciones hechas en excavaciones en Oslo y descritas por el Instituto Geotécnico Noruego.

La figura siguiente muestra que el volumen de asentamiento del terreno adyacente fue aproximadamente igual al movimiento lateral del tablaestacado y que ambos movimientos están relacionados con el levantamiento medido debajo del nivel de excavación.

El movimiento lateral importante que ocurre por debajo del nivel de excavación, está controlado por la resistencia combinada de la porción de soporte enterrado y las características del suelo debajo del fondo excavado.

Pilotes instalados entre 2 y 3 metros de separación, oponen muy poca resistencia al movimiento general bajo el nivel excavación y la experiencia ha demostrado que aún la sección más robusta de tablaestacas metálicas no es lo suficientemente rígida para restringir el movimiento lateral de forma significativa.

Mediciones realizadas igualmente en el "Metro" de Boston y San Francisco, sugieren que los muros de concreto armado construidos "in situ", tienen una influencia importante en cuanto a la limitación de los movimientos bajo el nivel de excavación.

Inclinómetros colocados en el muro de concreto, mostraron movimientos máximos de 4.5 a 7 pulgadas en las secciones en las que se usaron tablaestacas metálicas.

El perfil del terreno, las profundidades del vaciado y la separación de puntales eran casi idénticos en ambos casos, la única diferencia significativa consistía en la rigidez del soporte.

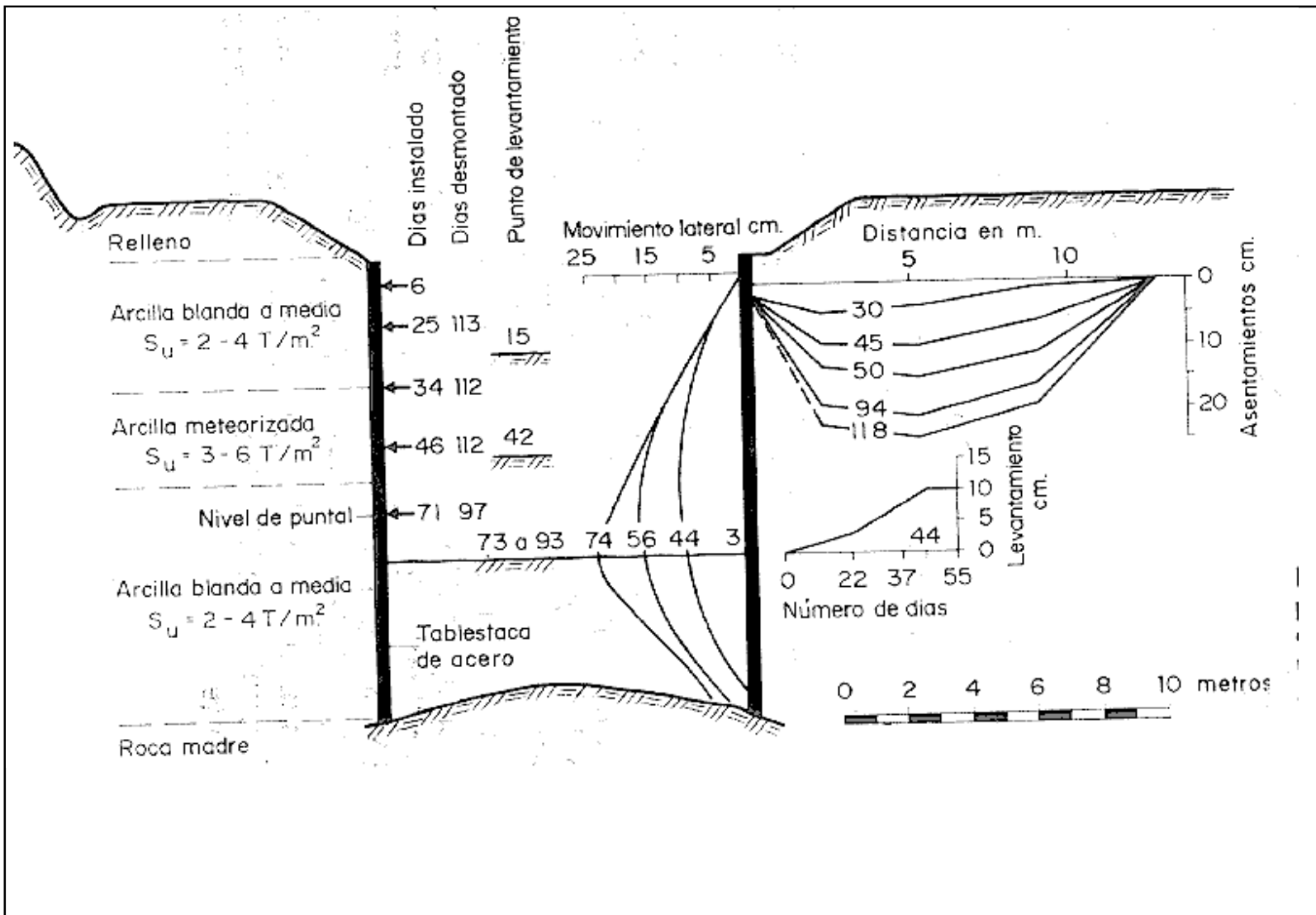


Fig. 29 Relación entre progreso en la construcción y movimientos en una excavación a cielo abierto en arcilla blanda, en Waterland 1 (Oslo).

2.7 PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE MOVIMIENTOS EN EL TERRENO INDUCIDOS POR EXCAVACIONES APUNTALADAS, APOYADOS EN UN ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE ELEMENTO FINITO

1. Introducción

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 incluya de manera específica, además de las características geotécnicas y geométricas, los procedimientos constructivos que se utilizarán.

Debido a las numerosas variables que intervienen el comportamiento de las excavaciones apuntaladas 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.

2. Análisis paramétrico de elemento finito

Dada la escasez de datos fieles de los movimientos inducidos por excavaciones, es útil el método de elemento finito para su estudio. Para este análisis se utilizó un programa de computadora que asume un modelo de suelo 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.

Para la modelación del problema se toma el sistema de entibamiento como un muro apuntalado. El medio considerado (basado en un perfil típico de la zona lacustre de la Ciudad de México) es estratificado (6 estratos) y se presentan condiciones iniciales de esfuerzo (que corresponden a la condición isostática).

La carga aplicada por los puntales se simula con cargas concentradas en nodos, el nivel de aguas freáticas se ubica a 2.5 m de profundidad, considerándose 4 etapas de construcción (excavación y aplicación de cargas en los puntales). La distribución de puntales se muestra en la fig 30. Se emplea un sólido isoparamétrico de ocho nodos para el suelo y vigas isoparamétricas de dos nodos para el muro.

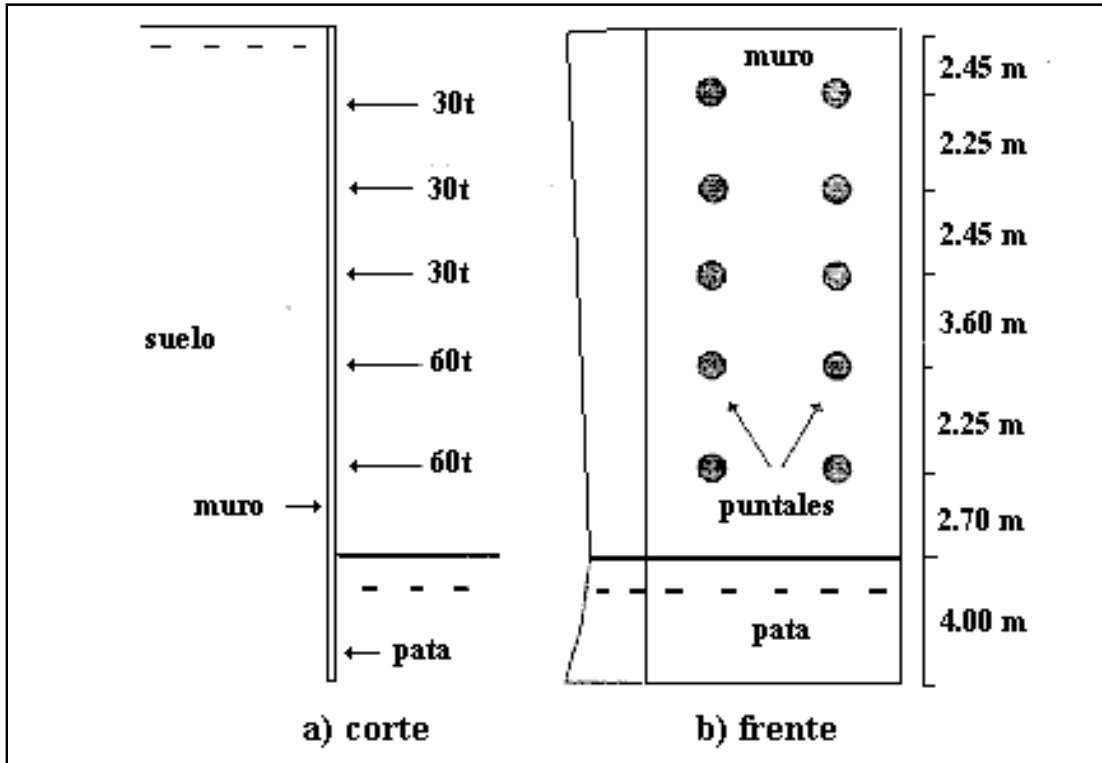


Fig. 30 Esquema de localización de puntales

Se suponen condiciones de deformación plana. La capa de arcilla es de 40 m. La fig 31 muestra esquemáticamente el sistema suelo-muro para los valores básicos.

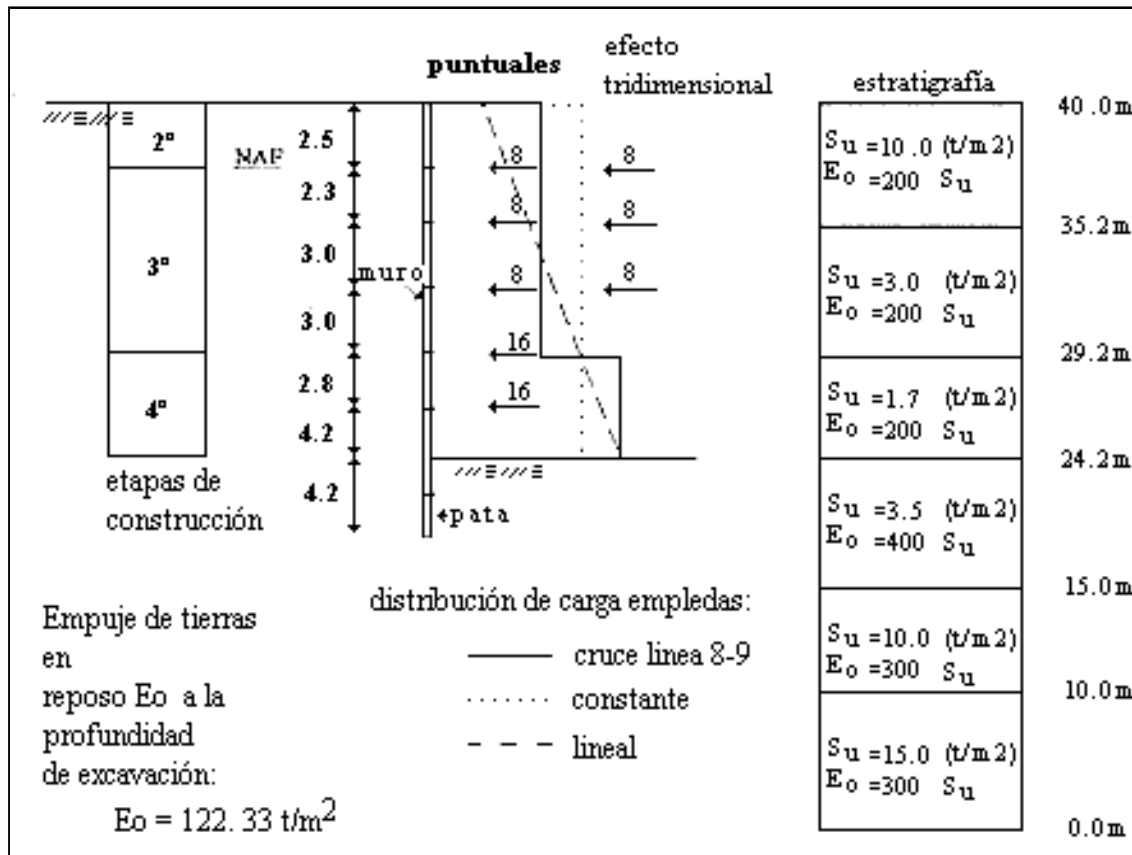


Fig. 31 Esquema general del sistema suelo-muro

Los análisis de elemento finito están orientados 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. Este 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 actualmente en la construcción del metro, asumiendo condiciones no drenadas a (corto plazo).

El procedimiento que se adoptó para los análisis fue el siguiente: Para evaluar la carga aplicada a los puntales se revisaron tres relaciones de empuje de tierra / reacción de puntales variando la resultante de la carga así como su distribución.

Las distribuciones de carga fueron: la usada en el cruce 8-9, una constante y una lineal que asume el incremento de carga con la profundidad.

Se propusieron cuatro distribuciones de la resistencia al corte del suelo, una más que asume el incremento de carga con la profundidad (ver tabla 1). La resistencia promedio en toda la capa de arcilla es igual en los cuatro casos, la diferencia de las dos últimas estriba en su resistencia baja en el estrato superior. Las variaciones consideradas en los parámetros mencionados son los que comúnmente ocurren en excavaciones profundas y requieren de un sistema de apoyo.

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 3.

Tabla 3.0 Condiciones básicas y variaciones de los parámetros estudiados

Valores básicos				Variaciones	
CONDICIONES DEL SUELO					
Coeficiente de empuje al reposo $K_o=0.5$				Ninguna	
E_s (t/m^2)	μ	γ (t/m^2)	S_u (t/m^2)	E_s (t/m^2)	S_u (t/m^2)
$200S_u$	0.350	1.30	10.0	262,1540,588 S_u	7.65, 1.3, 3.4
$200S_u$	0.495	1.20	3.0	78, 125 S_u	7.65,4.8 45,
$200S_u$	0.495	1.20	1.7	68, 58 S_u	7.65, 5.0,5.8 183,
$400S_u$	0.495	1.20	3.5	142, 180 S_u	7.65, 6.8, 7.8
$300S_u$	0.350	1.20	10.0	392, 306, 337 S_u	7.65, 9.8, 8.9
$300S_u$	0.350	1.50	15.0	588, 308, 387 S_u	7.65,15, 11.6
CONDICIONES DE APUNTALAMIENTO					
Rigidez del muro EI			2160 $t.m^2$	Ninguna	
Relación empuje /reacción E_o/R			2.18	4,1	
Carga total aplicada			56.00 t	30, 122 t	
Número de puntales			5.00	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	

3. Patrones de comportamiento de Excavaciones-Elemento Finito

El estudio realizado con 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, se producen los resultados mostrados en la fig. 32.

El factor de normalización es el desplazamiento vertical máximo. Los resultados muestran que los patrones de asentamiento detrás del muro varían dependiendo del valor de la relación E_0/R (empuje de tierra / reacción de puntales). fig. 32

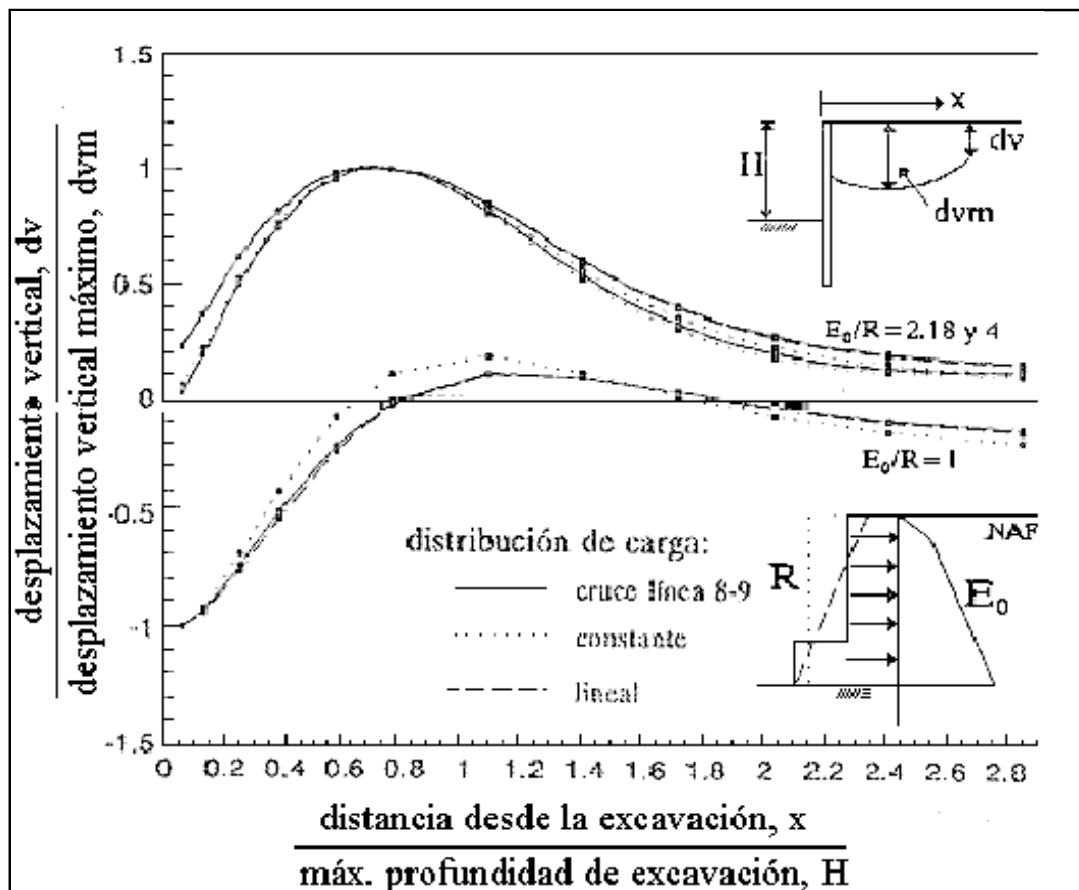


Fig. 32 Perfiles de desplazamiento normalizado detrás del muro

Para cada relación E_0/R se presentan tres curvas, las cuales representan la distribución considerada de precarga en los puntales. Se puede apreciar 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 (dvm) puede ser estimado, el perfil de asentamientos se puede definir, con lo cual se pueden demarcar 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.33. 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. 33, el desplazamiento lateral superficial del terreno detrás del muro (d_{ls}) se puede calcular.

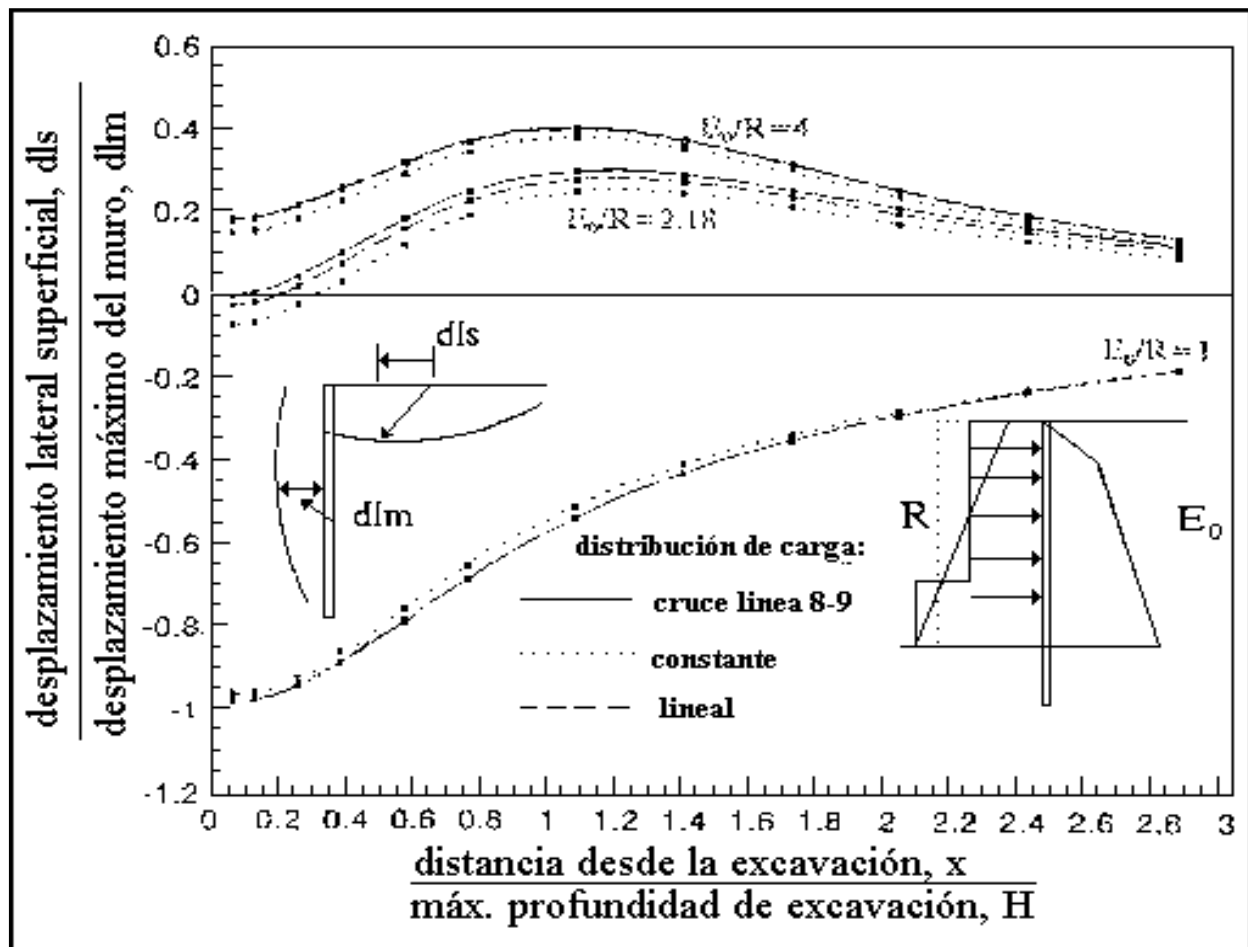


Fig. 33 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial del muro

Los resultados de las figuras 32 y 33 permiten evaluar los movimientos detrás del muro, con lo que se definen las distorsiones en las edificaciones aledañas a la excavación. En la fig. 34 se indica el perfil de desplazamientos laterales del muro. Los resultados muestran que éstos, al igual que los de las figuras 32 y 33, dependen 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.

Cabe aclarar que los resultados indicados en la figuras. 32 a 34 corresponden a los valores básicos listados en la tabla 1, los cuales se emplearon para reproducir los movimientos laterales del muro, medidos en la celda 2 del cruce de la línea 8 con la 9 del metro.

Los resultados obtenidos para las variaciones indicadas en la tabla 1, presentaron los mismos patrones de comportamiento. El signo que se presenta en las gráficas indica el tipo de movimiento, es decir, para la fig 32 el signo positivo indica asentamiento en la superficie detrás del muro; en las figuras. 33 y 34, el signo positivo indica que el movimiento es hacia la excavación. Signos negativos indican movimientos en dirección opuesta.

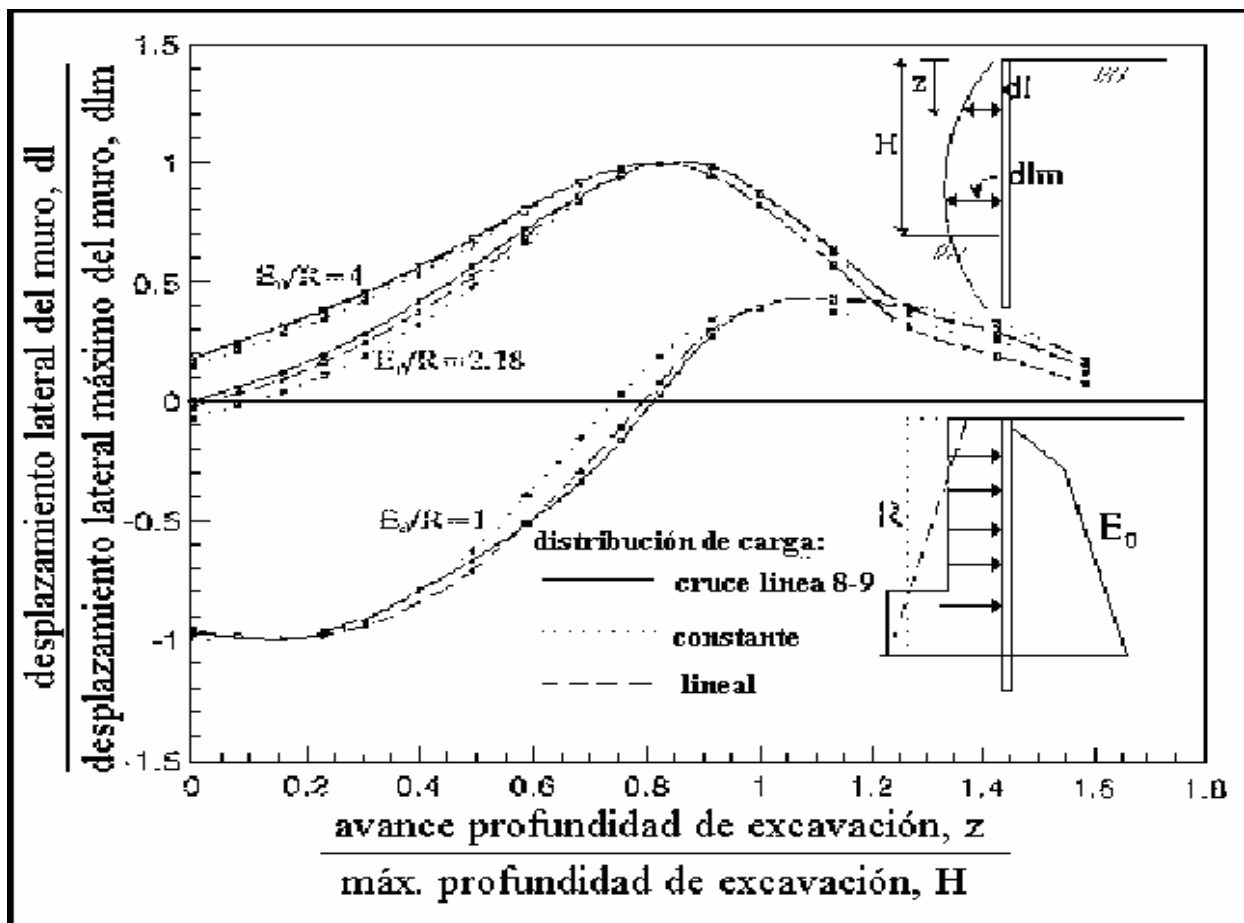


Fig. 34 Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro

4 Efectos de la relación empuje-reacción

Las funciones básicas de un sistema de apuntalamiento son proporcionar mayor estabilidad y disminuir los movimientos de suelo detrás del muro. Para mantener los desplazamientos en el suelo dentro de los límites tolerables basta con restablecer, en el suelo, el estado de esfuerzos correspondientes 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 tierra en reposo a la profundidad de excavación calculado con Rankine; y R es la precarga total aplicada a los puntales.

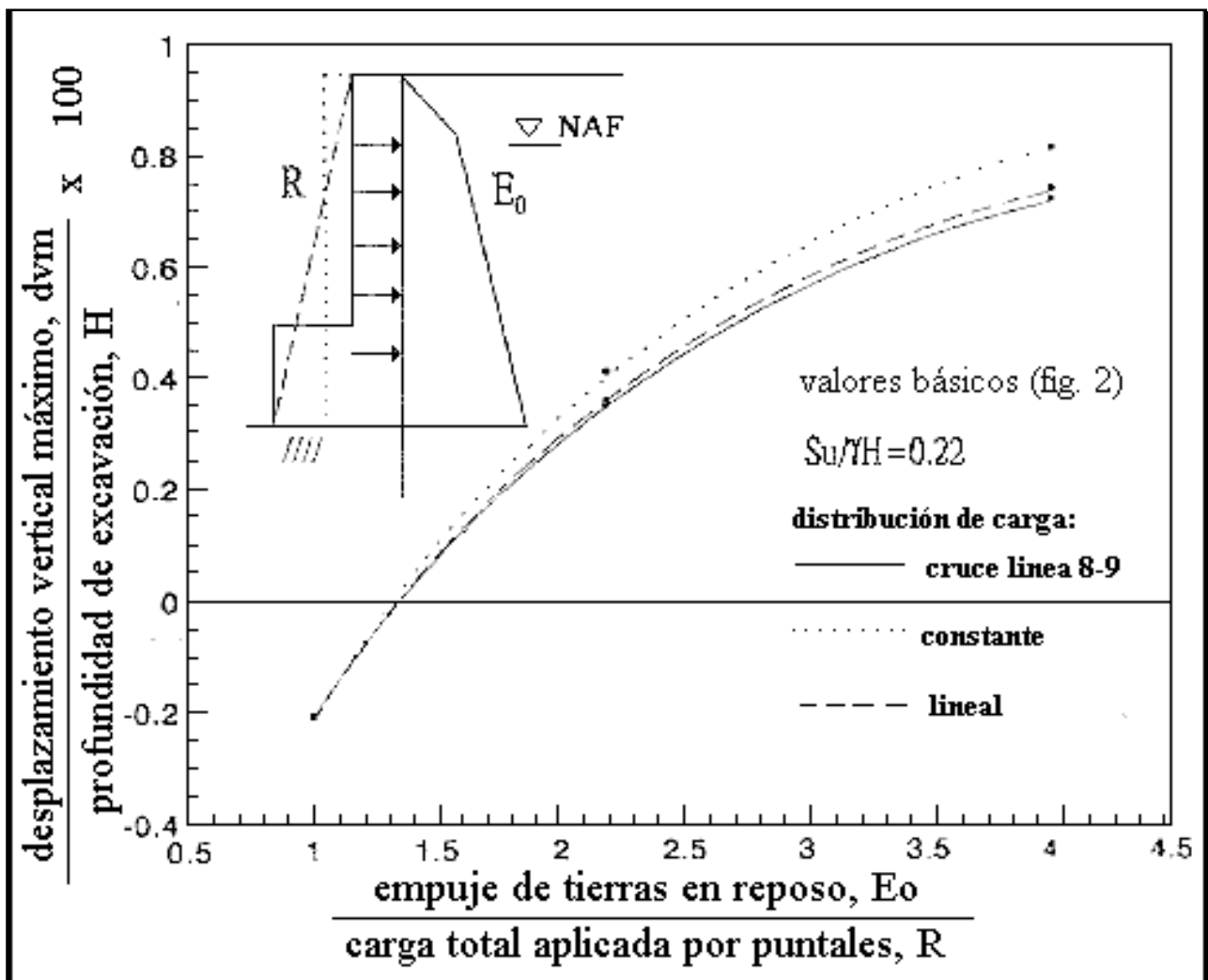


Fig. 35 Relación entre E_0 / R y dvm / H

La fig. 35 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 1. En ella se aprecia que para relaciones $E_0/R=1$ se presentan bufamientos y que conforme la relación crece, los movimientos verticales cambian de bufamientos 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 γ es el peso volumétrico saturado del suelo).

Para este caso el valor del coeficiente $S_u/\gamma H$ es 0.22. De este modo, la fig. 35 permite estimar el desplazamiento vertical máximo del suelo detrás del muro para las condiciones de análisis

5. Efecto de parámetros específicos

Las figuras. 36 a 38 indican los efectos de diversos parámetros en el movimiento vertical máximo, para cada caso el movimiento es expresado en función de los movimientos correspondientes obtenidos para el caso real (valores básicos de la tabla 1). Las relaciones son símbolos asignados los cuales reflejan el efecto del parámetro contra el cual es graficado.

1. α_{Su} : resistencia al corte (fig. 36).
2. α_H : geometría de la excavación (fig. 37).
3. α_{EIh} : rigidez del muro y separación promedio de puntales (fig. 38).

Naturalmente, todos los valores de α son uno si los valores básicos son usados. En este caso, el movimiento vertical máximo (dvm) es obtenido directamente de la fig. 35. de esta manera, el dvm es el valor de α veces el movimiento obtenido con la relación Eo/R apropiada y la distribución de carga elegida.

5.1 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 arcillas pasa por diversas etapas críticas que pueden definirse en términos del parámetro $S_u/\gamma H$.

De acuerdo con lo anterior, la relación entre los máximos desplazamientos verticales Eo/R y el coeficiente $S_u/\gamma H$ indicadas en la fig. 36 presentan tendencias interesantes. Primero, las relaciones Eo/R igual a 2.18 y 4 tienen poca influencia en el movimiento cuando el coeficiente $S_u/\gamma H$ es mayor que aproximadamente 0.30. En este caso el suelo es estable y el sistema de apoyo tiene un efecto mínimo.

Sin embargo, cuando el coeficiente $S_u/\gamma H$ es menor, el sistema de apoyo tiene gran influencia; bajo estas circunstancias, la fuerza aplicada por el sistema de apoyo 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 Eo/R igual a 1 se observa que la influencia del coeficiente $S_u/\gamma H$ 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.

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 .

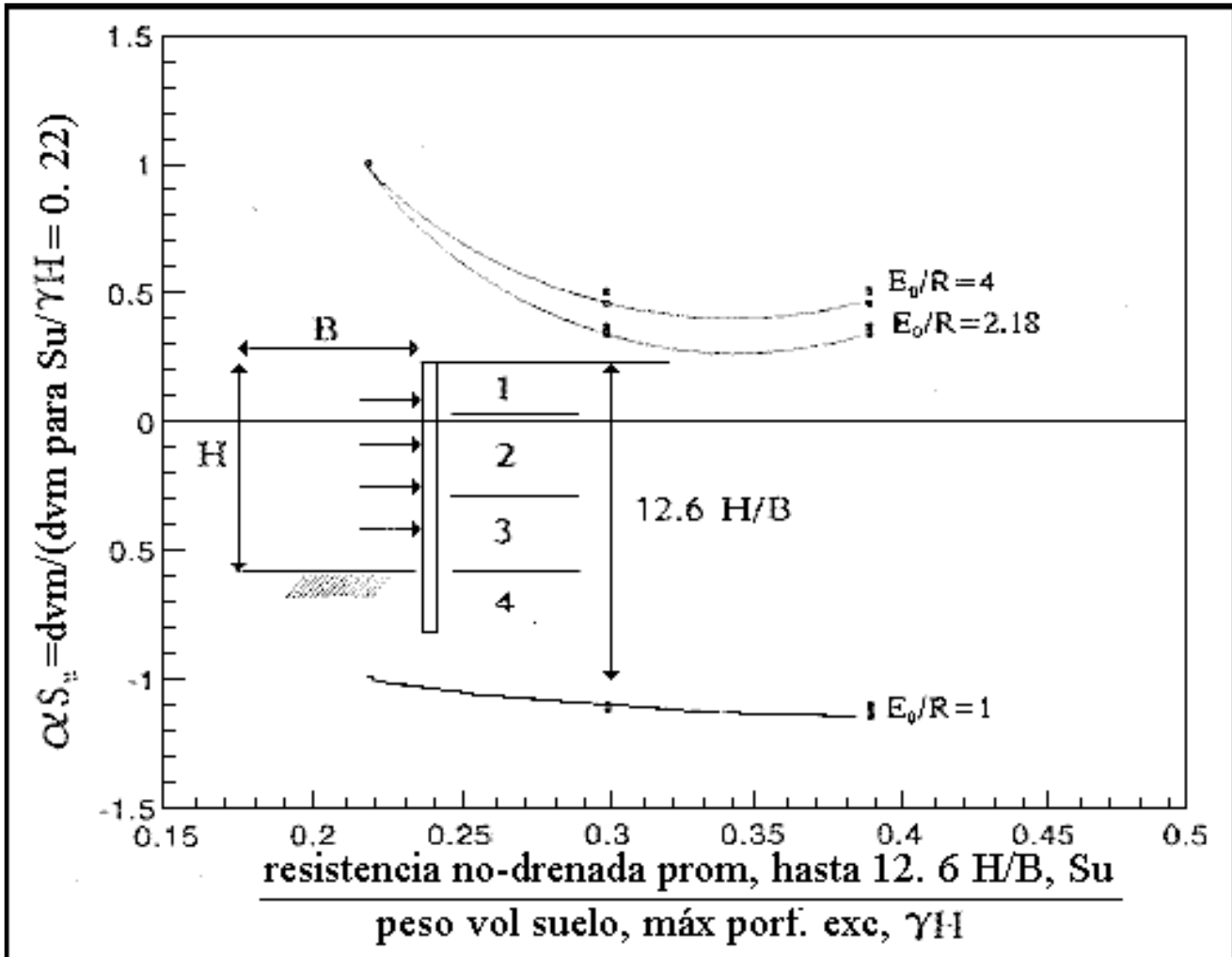


Fig. 36 Efecto de la resistencia al corte no-drenada

5.2 Efecto de la profundidad de excavación

La relación entre d_{vm} , E_0/R y la profundidad de excavación se muestra en la figura 37. Se observa que los movimientos se incrementan conforme la profundidad de excavación aumenta. Las tendencias de la fig. 37 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. 37 es que si la relación E_0/R disminuye, es decir, la precarga total en los puntales aumenta, los desplazamientos decrecen significativamente.

De esta manera, se concluye que si la profundidad de excavación aumenta, el sistema de apoyo, caracterizado por la relación E_0/R , se hace indispensable para controlar los movimientos del terreno.

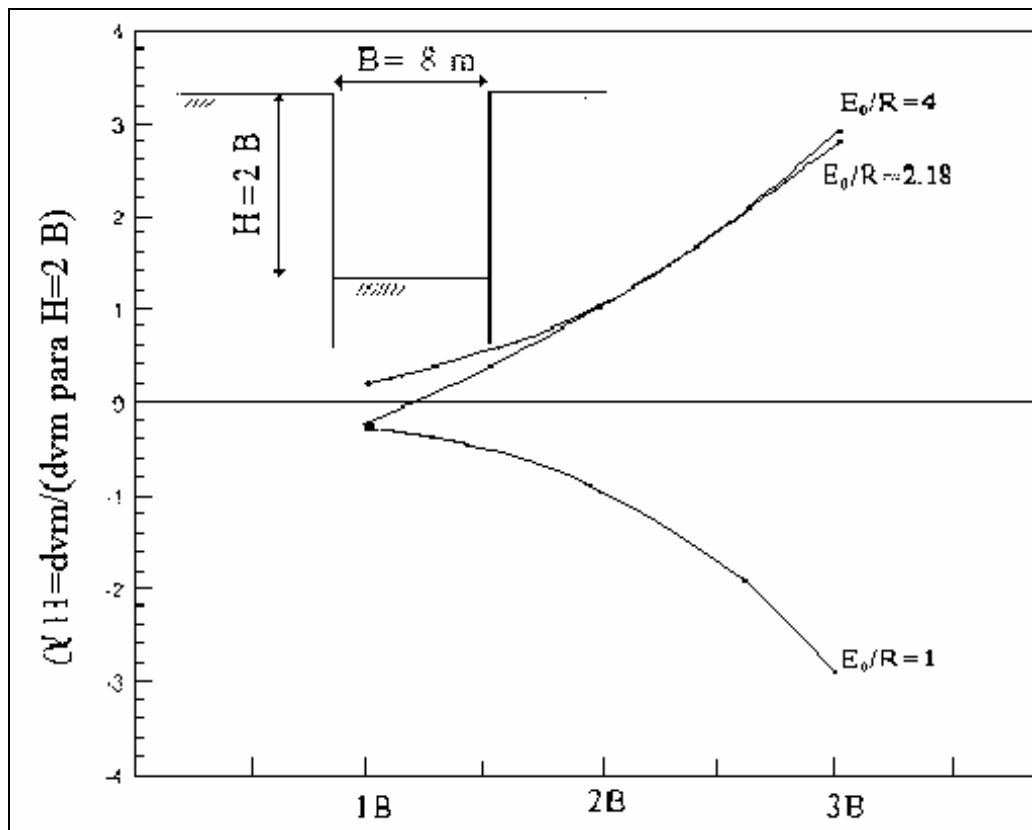


Fig. 37 Efecto de la geometría de excavación

5.3 Efecto 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. 38. El factor de normalización es definido como la relación de la rigidez a la flexión del muro, EI (donde E es el módulo 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. 38 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 bajas.

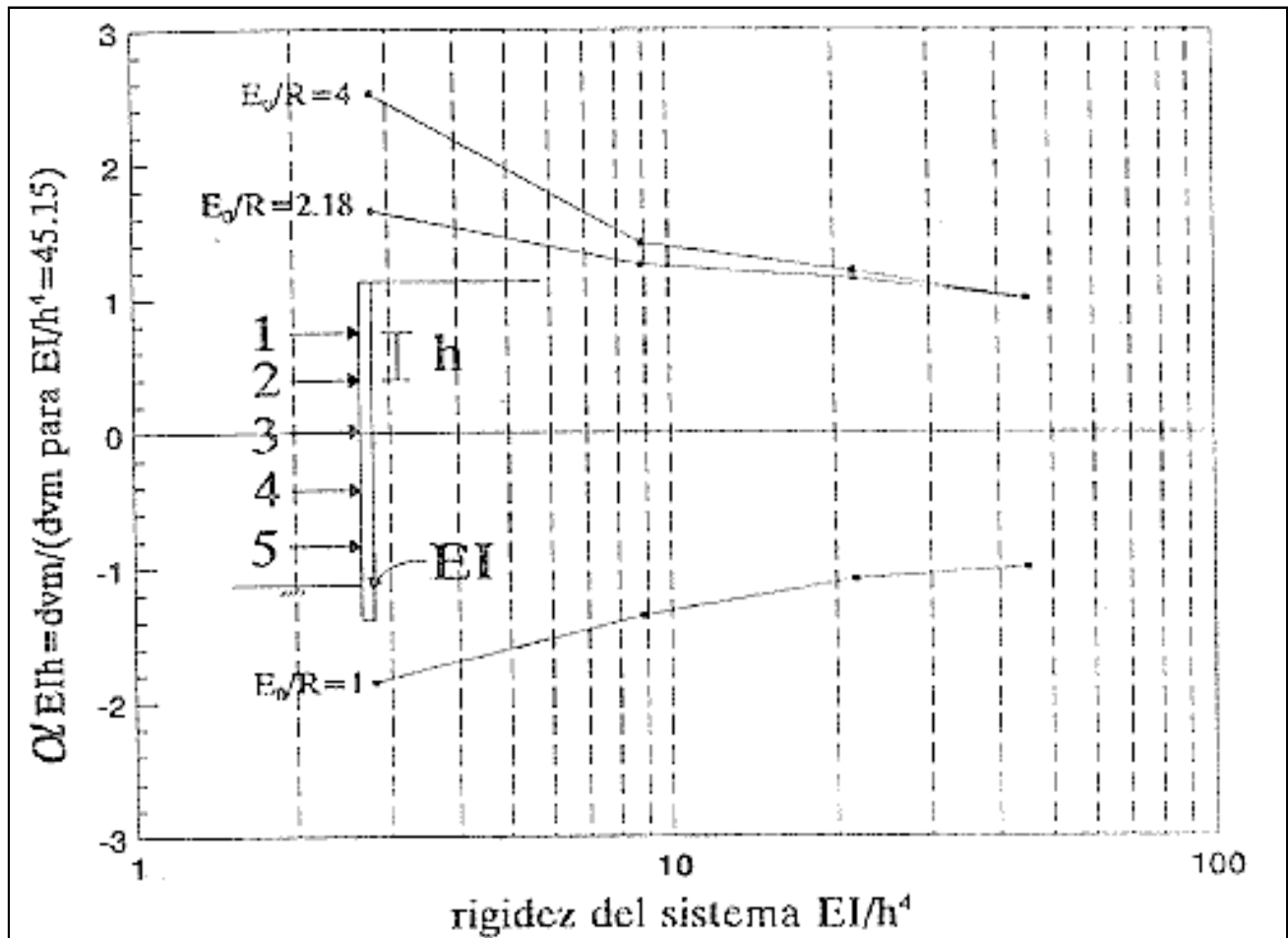


Fig. 38 Efecto de la rigidez del muro y la separación de puntales

6.0 Relación entre el desplazamiento vertical máximo y el desplazamiento lateral máximo

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. 39. Para fines prácticos se recomienda tomarla igual a 3.

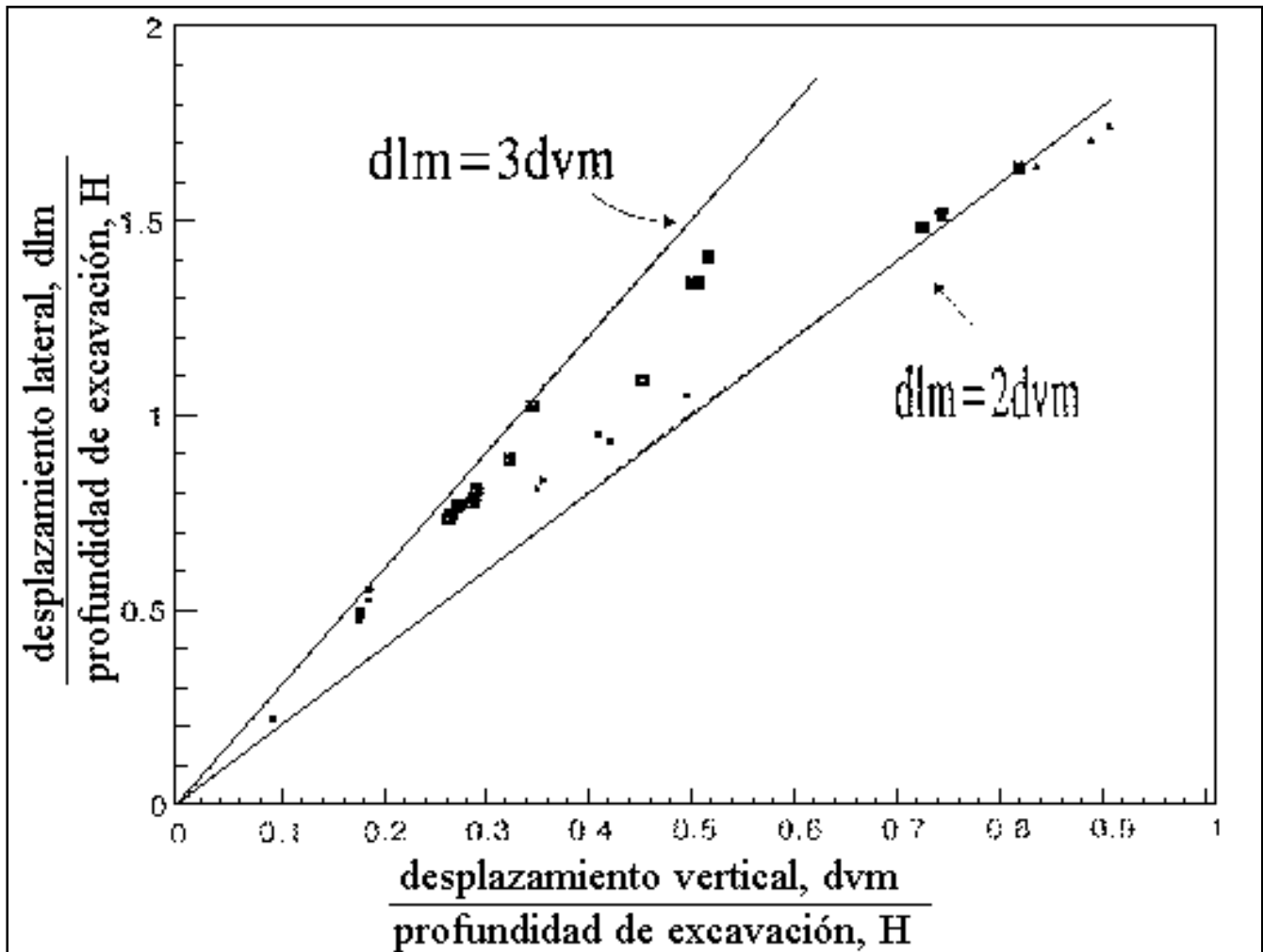


Fig. 39 Relación normalizada entre dvm/H y dlm/H

7.0 Relación entre el factor de seguridad contra falla de fondo y el desplazamiento vertical máximo

La fig. 40 muestra la relación entre el dvm y el FS calculado con el método de Terzaghi. Se observa que la tendencia es curva para relaciones E_0/R mayores que 1.

Para la relación E_0/R igual a 1 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, si 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 FS es menor que 1.5, los asentamientos crecen rápidamente.

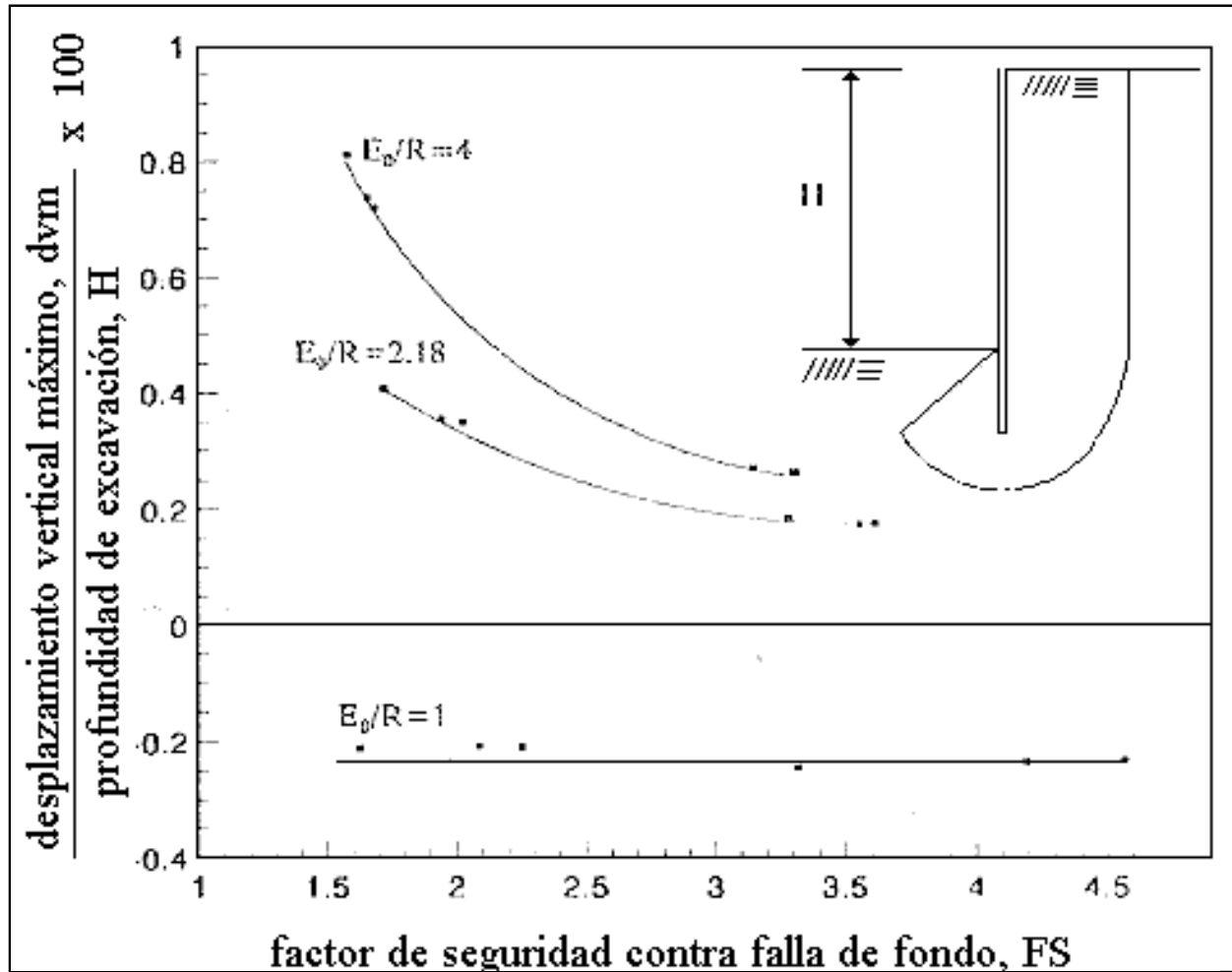


Fig. 40 Relación entre el factor de seguridad contra falla de fondo, FS y dvm/H

8.0 Método simplificado de predicción

Los resultados presentados en las figuras 35 a 38 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 d_{vm} usando la fig. 35. El segundo paso consiste en determinar la influencia de los parámetros específicos: αS_u , αH , αEI_h , usando las figs. 36, 37 y 38 respectivamente. De esta manera se tiene que:

$$\text{ECUACION 1} = \quad d_{vm} / H |_{cc} = d_{vm}/H |_{cb} (\alpha S_u) (\alpha H) (\alpha EI_h)$$

Donde:

$d_{vm}/H |_{cc}$ = al desplazamiento vertical máximo para cualquier caso

$d_{vm}/H |_{cb}$ = al desplazamiento vertical máximo estimado a partir de la fig. 35 y correspondiente al caso base.

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. 39. 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.

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, sustituyendo los valores de la tabla 4 en la ecuación de la página 67. La estimación del asentamiento máximo detrás del muro es de 3.18 cm, y con el método de elemento finito el asentamiento calculado es de 3.29 cm.

Las condiciones del caso considerado son un depósito estratificado, al igual 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 4.0 Valores de los parámetros e influencia de los coeficientes para estimar el máximo asentamiento detrás del muro

<i>Parámetro</i>	<i>Valor del parámetro</i>	<i>Influencia del coeficiente</i>	<i>Valor del coeficiente</i>
<i>Relación E_0/R</i>	<i>2.18</i>	<i>d_{vm}/H</i>	<i>0.35</i>
<i>Coef S_u/H</i>	<i>0.39</i>	<i>$\propto S_u$</i>	<i>0.30</i>
<i>Prof. de excav. H</i>	<i>15.8 m</i>	<i>$\propto H$</i>	<i>1.0</i>
<i>Ancho de excav. B</i>	<i>8 m</i>		
<i>Sep Prom. de puntales h</i>	<i>3.16 m</i>		
<i>Rigidez del sistema, EI/h^4</i>	<i>21.06 t/m²</i>	<i>$\propto EIh$</i>	<i>1.15</i>

CAPITULO III. TIPOS DE FALLAS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS

Objetivo

Definir el criterio de análisis de la estabilidad de la excavación en las zonas del lago y de transición para los siguientes mecanismos de falla: a) falla general por el fondo, y b) falla de fondo por subpresión.

Cortes Apuntalados

III.1 TIPOS DE FALLA EN ARENA

A).- Excavaciones arriba del nivel de aguas freáticas

Cuando la arena se encuentra arriba del nivel del agua freática, las fallas han ocurrido casi exclusivamente por flexión transversal de los puntales, en forma sucesiva y progresiva. Con frecuencia precede a la flexión transversal la torcedura local de los largueros si se han reforzado de manera inadecuada para aguantar las cargas concentradas de los puntales.

Las fallas por flexión de las tablaestacas o de los pilotes verticales, son raras. Además, cuando la arena está arriba del nivel de aguas freáticas no existe peligro de que exista un bufamiento general del fondo de la excavación. En unos cuantos casos, las tablaestacas o los pilotes verticales pueden asentarse excesivamente en arena suelta, como resultado de la pérdida de terreno durante la excavación, cuando el sistema de apuntalamiento se haya deformado lo suficiente, para producir torsiones locales de las conexiones seguidas por la falla de los puntales y el colapso general.

Con excepción del último tipo de falla, que puede evitarse hincando las tablaestacas o los pilotes verticales a suficiente profundidad para desarrollar la resistencia vertical adecuada, las fallas en los sistemas de apuntalamiento de los cortes en arena sobre el nivel freático pueden evitarse proyectando correctamente los diferente miembros para las presiones de tierra a las que quedarán expuestos.

B).- Excavaciones abajo del nivel de aguas freáticas

Si las excavaciones para un sótano o para el desplante de una cimentación deben prolongarse abajo del nivel de aguas freáticas en arena, dicho nivel debe abatirse, lo que puede hacerse bombeando el agua de la misma excavación, o drenando previamente el lugar. Ya que de lo contrario, las fuerzas de filtración dentro del corte en el fondo se dirigen hacia arriba y pueden producir inestabilidad en el suelo que se supone proporcionará apoyo lateral a la porción embebida de las tablaestacas.

La arena puede inclusive convertirse en movediza. Bajo estas circunstancias, pueden ocurrir grandes movimientos hacia adentro de las porciones inferiores de las tablaestacas y puede sufrir un colapso general el sistema de apuntalamiento.

Por lo tanto, en las obras grandes, usualmente se drena la arena antes de hacer la excavación, con pozos punta, ya sea en un nivel o en varios o con bombas de pozo profundo.

III.2 FALLA DE FONDO POR RESISTENCIA AL CORTE

Las excavaciones dentro de cortes apuntalados en arcilla generalmente se hacen rápidamente con respecto a la velocidad con la que la humedad de la arcilla pueda ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzo. Por tanto, prevalecen las condiciones de resistencia no drenada, en que $\Phi=0$.

La falla de fondo es un aspecto importante en una excavación, esta se presenta cuando la carga vertical en el exterior de una excavación vence la resistencia al corte del suelo produciendo un levantamiento súbito del fondo de la excavación y un hundimiento en el exterior siguiendo una línea de falla parecida a la mostrada en la figura siguiente Fig. 41.

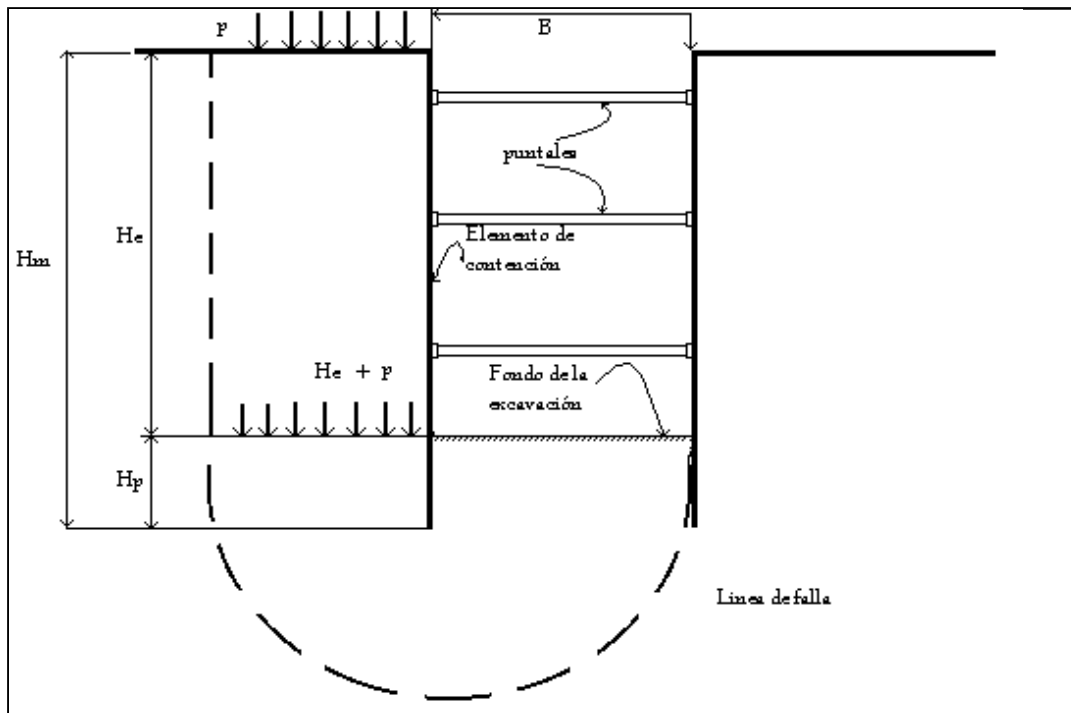


Fig. 41 Sección Transversal

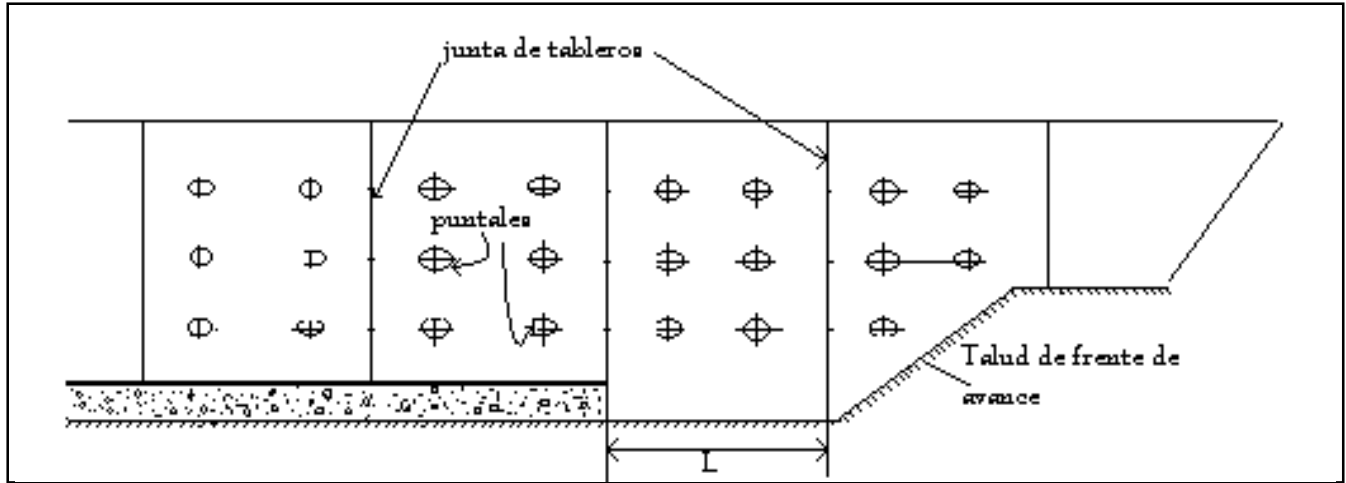


Fig. 42 Sección longitudinal de la excavación

El movimiento ocurre aunque el ademe sea relativamente rígido y se extienda a una distancia considerable abajo del fondo del corte, a menos que exista una formación firme a poca profundidad bajo el nivel de la excavación.

Si el corte resulta muy profundo con respecto a la resistencia de la arcilla, el bufamiento del fondo puede ser incontrollable, los asentamientos en la superficie del terreno circunvecino excesivos, y el sistema de apuntalamiento puede sufrir un colapso.

En las arcillas, así como en las arenas, las fallas por flexión de los largueros o de las tablaestacas o de los pilotes verticales son raras. Si no existe la posibilidad de que el fondo no se bufe, el tipo principal de falla que habrá que cuidar es la flexión transversal de los puntales o la cedencia de los largueros donde ocurren las reacciones de los puntales.

La resistencia de la arcilla bajo el fondo del corte, a cualquier nivel de la excavación tiene una influencia decisiva en el comportamiento del sistema de apuntalamiento y del suelo circunvecino.

Si la resistencia al esfuerzo cortante en condición no drenada del suelo que está bajo el fondo se indica con C , la facultad del suelo para soportar la sobrecarga γH de la arcilla fuera de la excavación está dada por la ecuación de capacidad de carga:

$$q_c = C N_c + \gamma H_m \dots\dots\dots(1)$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud p , el valor de q_c pasa a ser

$$q_c = C N_c + \gamma H_m + p \dots\dots\dots(2)$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior el término $C N_c$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma H_m + p$ representa el esfuerzo al nivel del desplante debido al peso de suelo suprayacente y a las sobrecargas que hubiere.

En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente (figura 41), la resistencia a lo largo de la superficie de falla ($C N_c$) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por efecto de la presión ($\gamma H_m + p$).

Es evidente que, en el instante de falla de fondo incipiente, se tendría:

$$C N_c = \gamma H_m + p \dots\dots\dots(3)$$

La fórmula 3 da la profundidad máxima a que puede llevarse la excavación, sin que falle por fondo. En la realidad será necesario adoptar una precaución adicional por medio de un factor de seguridad; así

$$\gamma H_m + p = C N_c / F_s \dots\dots\dots(4)$$

De donde

$$F_s = C N_c / (\gamma H_m + p) \dots\dots\dots(5)$$

Esta expresión permite calcular la seguridad de la excavación contra falla de fondo.

En el caso del diseño del metro en cajón de la ciudad de México el factor de seguridad se calcula mediante las expresiones (figura 41 y 42):

$$(F_s)_f = C (N_c + 2H_p/L) / (\gamma H_e + p) \dots\dots\dots(6)$$

Y

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2 H_m/B) (1 + 0.2 B/L) \dots\dots\dots(7)$$

Donde:

C valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla, hasta una profundidad igual a $H_m + B$

N_c factor de estabilidad

H_m profundidad de desplante del muro

H_p longitud de la pata del muro

B ancho de la excavación

L longitud del tramo a excavar

γ_{He} presión total inicial al nivel máximo de excavación

p valor de las presiones de sobrecarga en la superficie

La ecuación 7 es válida para las siguientes condiciones:

$$H_m/B \leq 2.5 \quad \text{y} \quad B/L \leq 1$$

Para valores mayores, estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior (2 y 1 respectivamente).

El término $(2H_p / L)$ toma en cuenta la influencia de la profundidad de la pata en la estabilidad del fondo; esta influencia debe despreciarse cuando (H_p / L) sea menor de 0.5.

Los factores de seguridad mínimos admisibles se presentan en la tabla 3; en caso de no satisfacer esos valores, será necesario limitar la longitud de avance de la excavación o aumentar la profundidad del muro milán; si estas medidas resultaran insuficientes o imprácticas, podrá recurrirse a la estabilización del fondo mediante abatimiento electrosmótico.

III.3 FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo de agua.

Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio.

Este mecanismo de falla por subpresión se presenta en la figura 43.

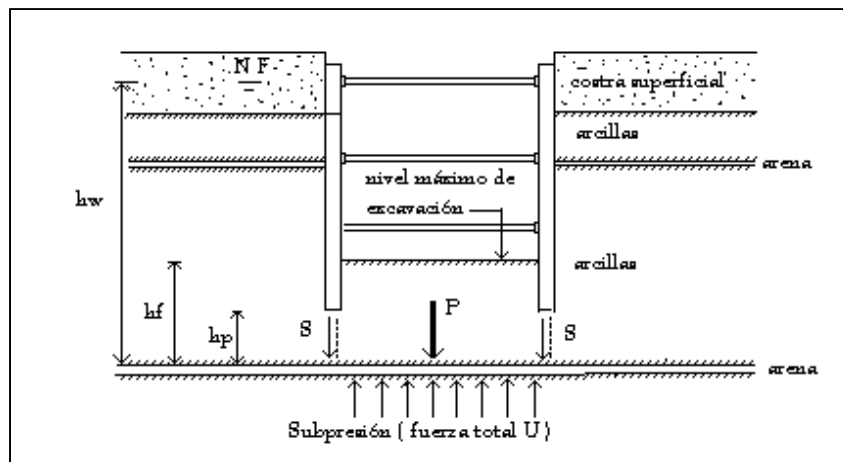


Fig. 43 Mecanismo de falla de fondo por subpresión

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor h_f , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la falla puede ocurrir cuando la presión hidráulica en el estrato permeable supera la presión debida al peso del suelo impermeable comprendido entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

La falla incipiente se presenta cuando

$$\gamma_{mhF} = \gamma_{whw} \dots \dots \dots (8)$$

Y si además se toma en cuenta la ayuda de la fuerza cortante en las caras verticales del prisma de fondo (S)

$$\gamma_{mhF} + S = \gamma_{whw} \dots \dots \dots (9)$$

La fórmula anterior nos da la máxima distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena sin que se presente la falla de fondo por subpresión. Adoptando una precaución adicional por medio de un factor de seguridad; así

$$\gamma_{mhF} / F.S = \gamma_{whw} \dots \dots \dots (10)$$

de donde

$$F.S. = (\gamma_{mhF} + S) / \gamma_{whw} \dots \dots \dots (11)$$

Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación la ecuación anterior conduce a:

$$F.S. = (\gamma_{mhF}BL + 2C (B h_F + Lh_p)) / \gamma_{whw}BL \dots \dots \dots (12)$$

Que es el factor de seguridad contra falla de fondo por efecto de la subpresión ejercida en estratos de arena profundos; donde

h_F distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena

h_p distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena

γ_w peso volumétrico del agua = 1 ton/m³

h_w altura piezométrica en el estrato de arena

Las demás literales fueron definidas anteriormente.

En el caso de que el fondo de la excavación sea de sección cuadrada, la ecuación anterior se simplifica como sigue

$$(FS)_F = (\gamma_{mhF} + 2C (h_F + h_p) / B) / \gamma_{whw} \dots \dots \dots (13)$$

El factor de seguridad para subpresión deberá ser mayor que el valor señalado en la tabla 3 en caso contrario, será indispensable abatir la presión hidráulica en las capas de arena profundas mediante bombeo.

Tabla 5.0 Factores de seguridad mínimos contra falla de la excavación

Mecanismo de	Factores de seguridad mínimos (FS)
a) Falla general de fondo	$(FS)_F \geq 1.7$ Cuando existan edificios susceptible de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación $(FS)_F \geq 1.5$ En los otros casos
b) Falla del fondo por subpresión	$(FS)_s \geq 1.3$

CAPITULO IV. EMPUJE DE TIERRAS

Objetivo

Definir el criterio de cálculo de los empujes horizontales que actúan a corto y largo plazo en el ademe de las paredes de una excavación.

IV.1 COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS FLEXIBLES PARA LA CONTENCIÓN DE TIERRA

La mayor parte de los muros de sostenimiento de gravedad y en voladizo son capaces de girar, con relación a sus bases, lo suficiente para satisfacer los requisitos de deformación, necesarios para que se genere el estado de esfuerzos activo en la cuña de falla.

La presión total de tierra contra el muro es entonces la activa, la cual, para un relleno de superficie horizontal plana puede calcularse con la ecuación:

$$P_a = K_a P_v ; \quad \text{donde } K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \dots \dots \dots (I)$$

En contraste, las tablaestacas ancladas y los ademes de la excavación, anclados o no, usualmente son miembros que tienen una rigidez a la flexión relativamente pequeña, pero que están apoyados a varias alturas en anclas o puntales y también por el empotramiento que se les da hincándolos en el suelo, abajo del nivel inferior de excavación.

Los apoyos imponen restricciones al movimiento de los muros. Por tanto, al progresar la excavación frente a los ademes, o al hacer el relleno detrás de las tablaestacas, los muros se deforman y se mueven tomando formas características, que son las indicadas por las líneas de rayas en la figura siguiente 45.

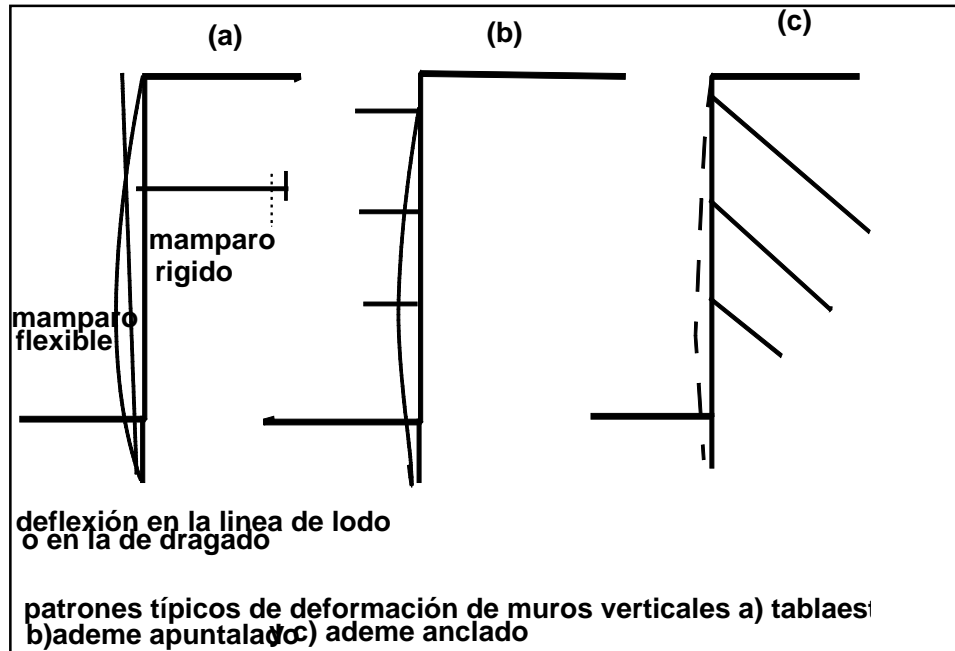


Fig. 45 Patrones típicos de deformación de muros verticales

Usualmente, las deformaciones cerca de los extremos superiores de los muros son considerablemente menores que las que corresponden al estado activo de Rankine, mientras que en los extremos inferiores son mayores.

En consecuencia, la magnitud de la presión de tierra, y la distribución de la presión con la profundidad puede diferir mucho de la distribución lineal, indicada por la ecuación (I).

Todo lo anterior justifica la afirmación de que las teorías clásicas de empuje de tierras no ofrecen suficiente confiabilidad en este tipo de estructuras, por lo que, es preciso recurrir a otros métodos de cálculo o a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales

IV.2 CARGAS DE PUNTALES EN ARENA

Como la mayor parte de los cortes abiertos se excavan en etapas dentro de los confines de los muros de tablaestacas o de muros formados por pilotes verticales y forros, y como se insertan puntales progresivamente al profundizarse la excavación, es probable que los muros se deformen como se muestra en la Fig. 45.

Se ha acumulado una gran cantidad de información respecto a las cargas en los puntales de las excavaciones. Para comparar los resultados de diferentes cortes y para el proyecto de puntales en cortes nuevos, se ha encontrado conveniente convertir las cargas en los puntales a presiones equivalentes.

Esto puede hacerse por un procedimiento sencillo, pero aproximado, dividiendo la carga del puntal entre el área de la porción de la tablaestaca o del ademe que se extiende hasta la mitad de la distancia a los puntales vecinos, tanto vertical como horizontalmente.

Se ha encontrado que, aun en un mismo corte en el que el trabajo se había ejecutado en forma experta, las cargas en los puntales igualmente separados a un nivel dado varían dentro de un amplio intervalo y, por tanto, los diagramas de las presiones en los puntales a lo largo de varios perfiles verticales difieren entre sí.

Como no es posible predecir cual de los puntales idénticamente situados soportará las mayores cargas, el uso conservador de diagramas de presión obtenidos empíricamente para el proyecto, requieren que las dimensiones que se den a cada puntal sean las correspondientes a la carga máxima indicada por cualquiera de los diagramas de presión.

Por tanto, para el proyecto de puntales, resulta adecuado usar una envolvente de presiones que encierre todos los diagramas de presión deducidos de las observaciones. A esta envolvente de presión se le llama **envolvente de presión aparente**.

Así una envolvente de presión aparente representa una representación ficticia de presiones para estimar las cargas máximas por puntal en un sistema de apuntalamiento.

La envolvente de presión aparente se usa para calcular las cargas de proyecto para los puntales por el procedimiento sencillo indicado en la Fig. 46.

Las elevaciones de los diferentes puntales en un corte se eligen, cuando menos tentativamente, por comodidad para evitar interferencia con la estructura que se va a construir dentro del recinto, y para evitar deformaciones excesivas durante la excavación.

Una vez que se han elegido las elevaciones, la carga con la que debe proyectarse un puntal dado se determina de la envolvente de presión aparente. En la distribución de puntales mostrada en la Fig. 46 se indican las áreas tributarias de cada puntal.

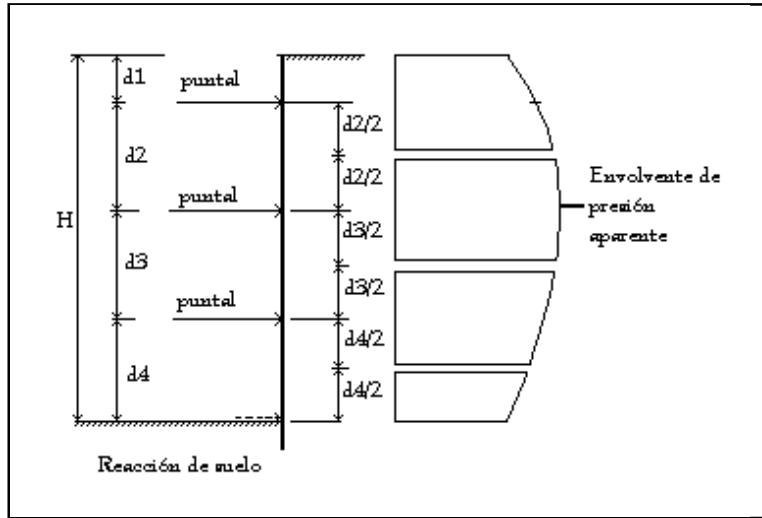


Fig. 46 Diagrama que ilustra el método para calcular las cargas de los puntales a partir del diagrama de presión aparente

Si no se insertan puntales en el mismo fondo de la excavación, la porción tributaria de la envolvente de presión aparente se considera que se toma como reacción del suelo dentro de la porción embebida de la tablaestaca o pilotes verticales

En este procedimiento no se considera la continuidad real de las tablaestacas o pilotes verticales, porque no se supuso continuidad cuando se elaboraron las envolventes de la presión aparente a partir de cargas medidas en puntales.

En los cortes en arena seca o húmeda puede considerarse la envolvente de presión aparente un rectángulo sencillo Fig. 47 en la que la magnitud de la presión es $0.65 \gamma H \tan^2(45 - \phi/2)$, el diagrama también puede usarse para determinar las cargas en los puntales en una arena drenada si el nivel de agua libre se ha bajado cuando menos al nivel del fondo del corte.

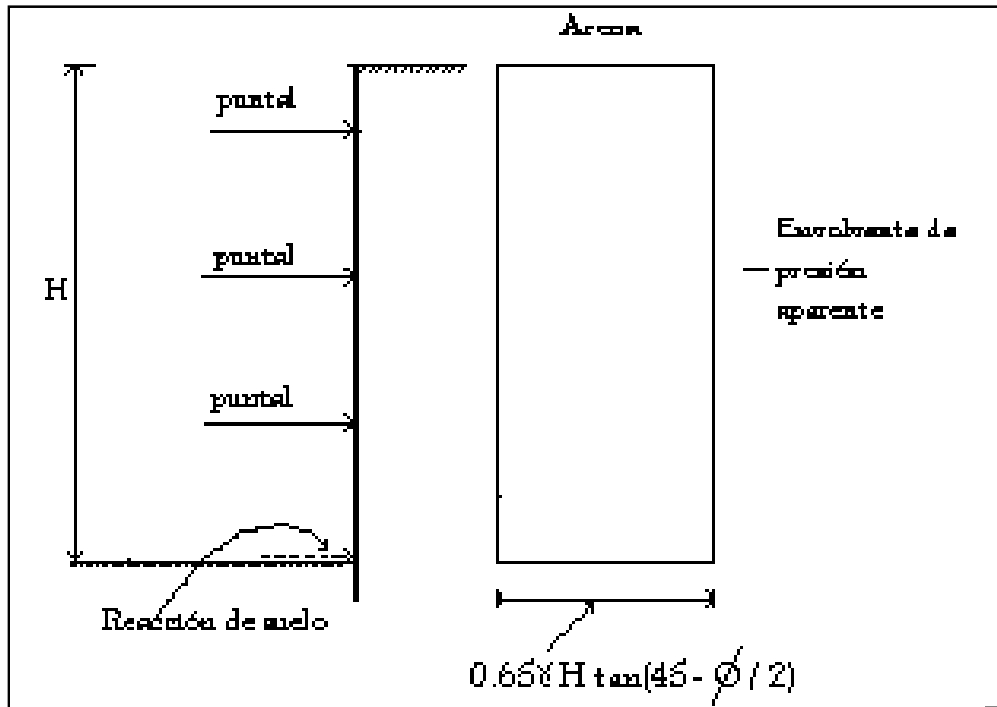


Figura 47 Diagrama de presiones para cortes en arena seca o húmeda

IV.3 CARGAS DE LOS PUNTALES EN ARCILLA

El empuje del suelo sobre el ademe de las paredes de una excavación en un suelo arcilloso obedecen a leyes diferentes, según el valor del coeficiente de estabilidad N_b , definido por la relación

$$N_b = \gamma H / C_u$$

Donde

H profundidad de la excavación

γ peso volumétrico del suelo comprendido entre la superficie y el fondo de la excavación

C_u resistencia al corte del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación

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 lo tanto, considerar que, para valores de N_b menores o iguales que 4, el suelo se puede tratar como un material elástico, calculando la presión horizontal total sobre el ademe con el método del coeficiente de empuje en reposo K_o .

Este procedimiento consiste en obtener el diagrama de presión y multiplicarlo por K_o , para hallar el diagrama de presión horizontal efectiva; después se determina el diagrama de presión hidráulica y, para hallar el diagrama de presión horizontal total, se suman los diagramas de presión hidráulica y presión efectiva horizontal. En la figura 48 se ve la forma de este diagrama.

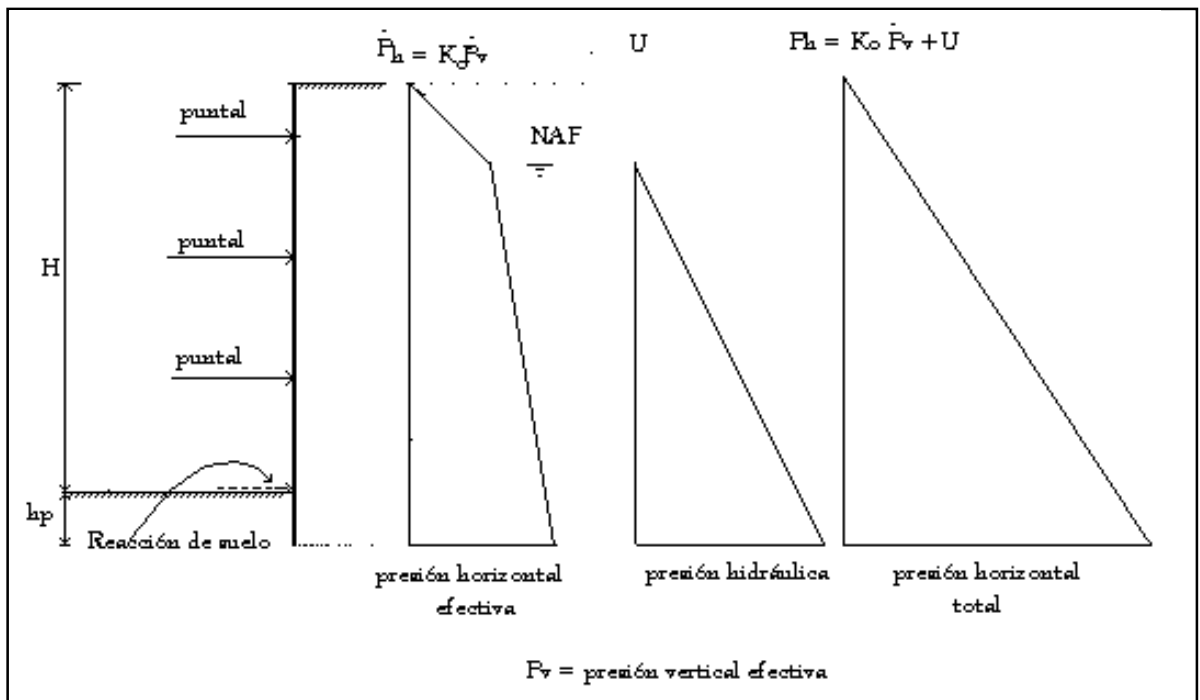


Fig. 48 Diagrama de presiones horizontales para arcillas ($N_b \leq 4$)

Por otra parte la regla dada por R.B Peck, según la cual el empuje total máximo sobre los puntales puede calcularse considerando un empuje lateral máximo, $E_{m\acute{a}x}$, variable entre 0.2 y $0.4\gamma H$, es probablemente valida 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 utilizar la ecuación.

$$E = \gamma_w h + 0.4 (\gamma H - \gamma_w h)$$

Donde

H profundidad de excavación

h diferencia de elevación entre el nivel freático y el fondo de la excavación

γ peso específico del terreno saturado

γ_w peso específico del agua

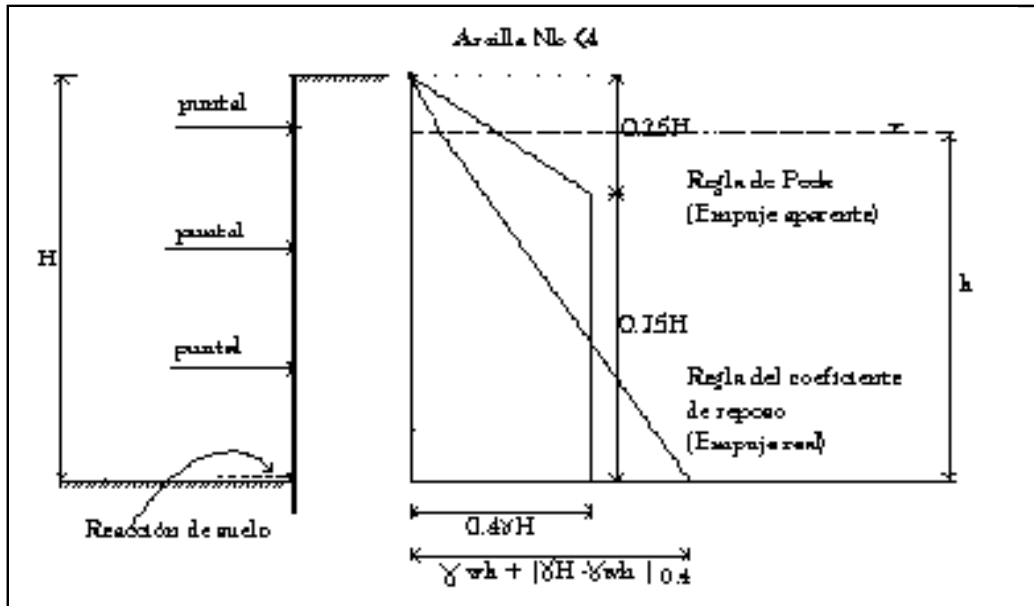


Fig. 49 Diagrama de presiones horizontales cuando el nivel freático es superficial (ciudad de México)

Para valores de N_b mayores que 4.0, se forma cerca del fondo de la excavación una zona plástica, cuyas dimensiones aumentan al aumentar N_b , hasta alcanzar la falla de fondo.

Se requiere en este caso basarse en una teoría de falla, para definir el criterio de cálculo de los empujes horizontales que actúan a corto y largo plazo, en el muro que se utilizara para la contención de las paredes de la excavación en las zonas del lago y de transición de la Ciudad de México.

Procedimiento de Análisis

En el cálculo de los empujes horizontales sobre los muros deben considerarse dos condiciones de trabajo diferentes:

a).- Corto plazo. El empuje de suelo es del tipo activo; prevalece la resistencia no drenada del suelo.

b).- Largo plazo. Durante la vida útil, los empujes actuantes corresponden a las condiciones de empuje en reposo; prevalece la resistencia drenada del suelo

Procedimiento de Cálculo

Condiciones a corto plazo

Los empujes horizontales sobre los muros se determinan con las siguientes expresiones: (Fig.50)

a).- En la Costra Superficial, CS

$$P_1 = 0.65(K_a \gamma_1 Z_1 - 2C_1)$$

Donde

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi_1/2)$$

b) En las arcillas blandas, PCS y NC (preconsolidada superficial y normalmente consolidada)

$$P_2 = \gamma_1 Z_1 + 0.5 \gamma_2 Z_2 - 2 C_2$$

c).- El empuje general que debe considerarse para toda la profundidad de la excavación será el promedio de los dos empujes anteriores:

$$(P_1 Z_1 + P_2 Z_2) / (Z_1 + Z_2)$$

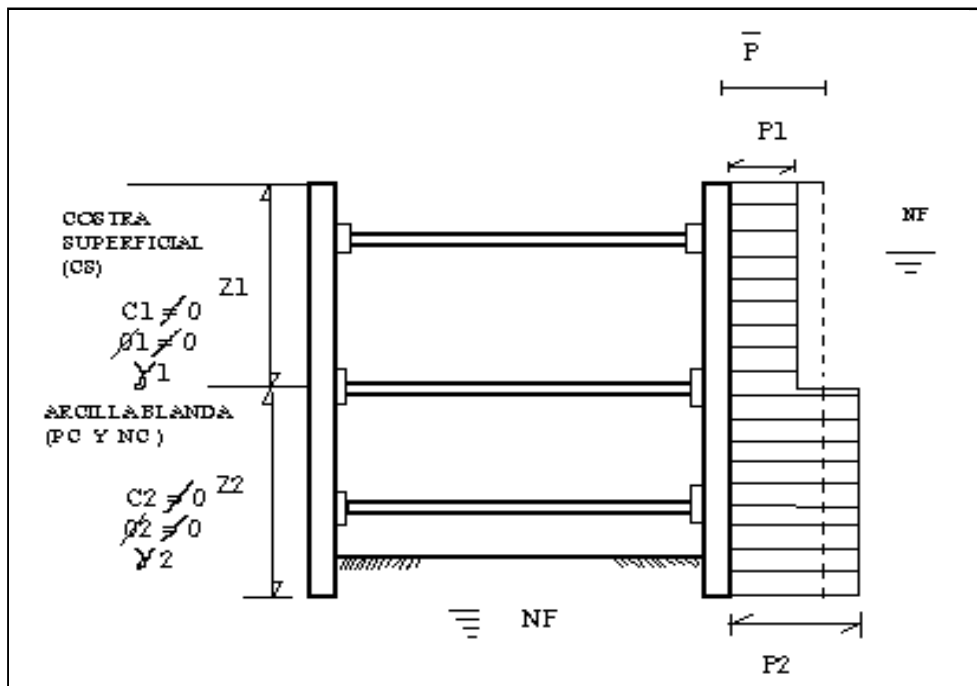


Fig. 50 Diagrama de empujes horizontales a corto plazo

Sobrecargas Superficiales

A los diagramas de empujes horizontales que resultan de las dos condiciones anteriores (a corto y largo plazo) se añaden las presiones laterales que ocasionan las cargas cercanas que existen en la superficie. (Fig. 51)

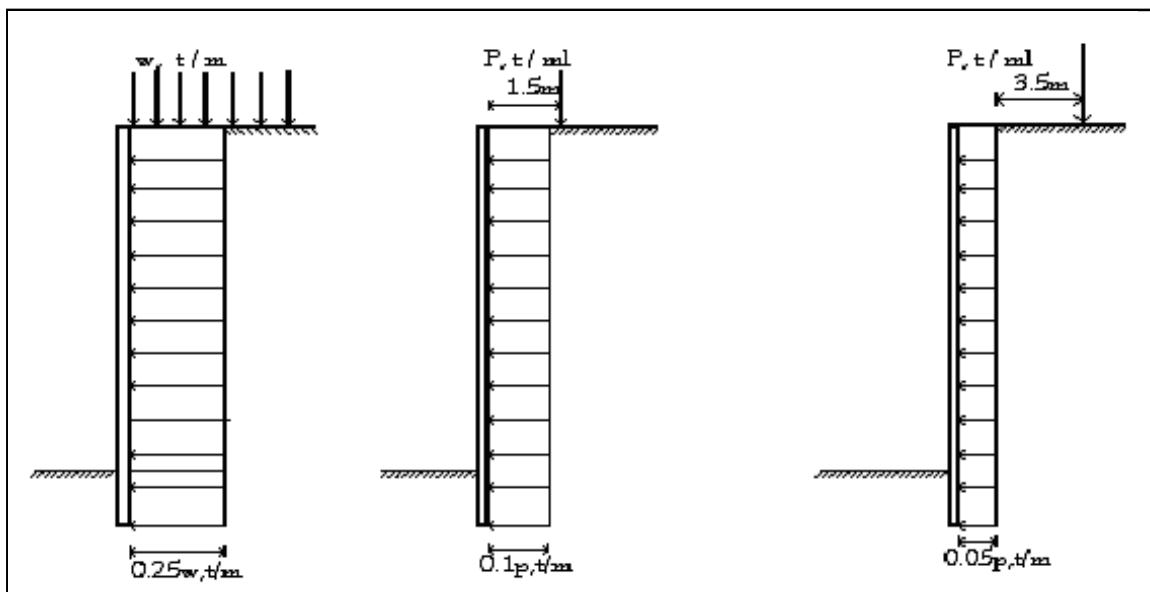


Fig.51 Diagramas de empujes horizontales debidos a sobrecargas superficiales

Por otra parte con la teoría clásica de Rankine y con la distribución de presiones aparentes propuesta por R.B Peck, a su vez se obtiene un valor del empuje lateral total igual a:

$$E_a = \gamma H^2 / 2 - 2CH$$

$$E_a = (1 - 4C / \gamma H) (\gamma H^2 / 2)$$

$$E_a = K_a (\gamma H^2 / 2)$$

$$\text{con } K_a = (1 - 4mC / \gamma H)$$

En donde el valor de m depende de la clase de suelo

En esta ecuación, los términos tienen el siguiente significado:

E_a Empuje activo en (t/m)

γ peso volumétrico del suelo (t/m³)

C resistencia al corte en suelos cohesivos (t/m²)

H espesor del estrato considerado (m)

Peck ha proporcionado valores de empujes de tierras en excavaciones ademadas, basados en obras reales. En la Fig. 52 se muestra el diagrama de presiones recomendado para la arcilla de la ciudad de México, para la que se recomienda un valor de "m" de 0.4.

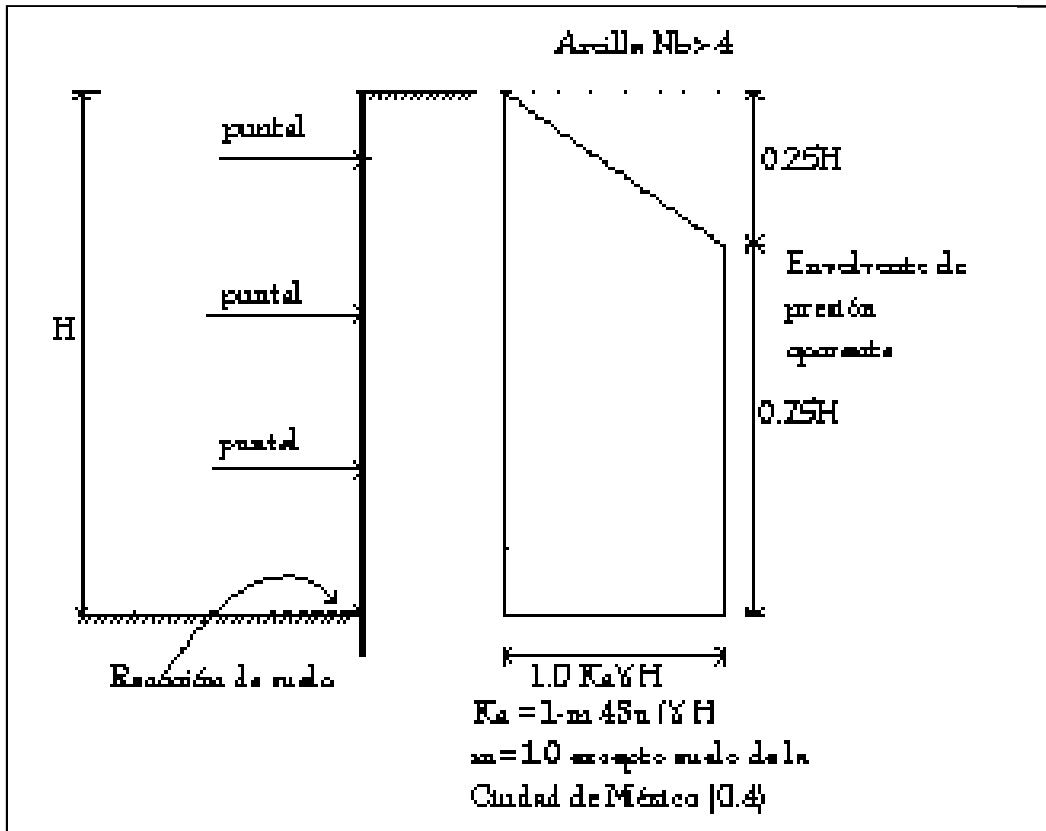


Fig. 52 Diagrama de presiones horizontales para arcillas ($N_b > 4$)

IV.4 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

El Análisis de la estabilidad de la excavación se presentará en una memoria de cálculo, con la siguiente información:

- a) Datos del proyecto: localización, dimensiones y geometría de la estructura.
- b) Datos geotécnicos: estratigrafía del sitio, posición del nivel freático, información piezométrica de los estratos permeables y de ensayos de laboratorio.
- c) Sobrecargas existentes en la superficie: su magnitud y posición durante el tiempo de construcción.
- d) Diagramas de empujes horizontales a corto plazo.
- e) Diseño estructural preliminar del muro milán.
- f) Factores de seguridad para los dos mecanismos de falla del fondo analizados.
- g) Conclusiones, conteniendo claramente descritas las etapas del procedimiento de excavación, con la siguiente información:
 - Longitud de empotramiento del muro
 - Condiciones necesarias de abatimiento del nivel freático para evitar falla por subpresión
 - Longitud máxima de avance de excavación
 - Talud del frente de avance de la excavación
 - Número de niveles de apuntalamiento, indicando las profundidades máximas de excavación previas a la instalación de puntales
 - Precargas necesarias en cada puntal

IV.5 EJEMPLO PRÁCTICO

I.- Introducción

La construcción de edificios cada vez más altos en el valle de México lleva implícitas excavaciones más profundas para alojar la cimentación y los sótanos que posteriormente son aprovechados como estacionamientos.

Tales excavaciones en áreas restringidas y rodeadas de colindancias, requieren de sistemas de contención cada vez más rígidos, seguros y aprovechables como parte de la propia estructura.

El presente ejemplo está encaminado a resaltar la importancia de una buena estructura de contención para contrarrestar: el empuje lateral, la presión hidrostática, la falla de fondo y todas aquellas solicitaciones a que es sometida una excavación profunda durante la construcción de la cimentación

Las ideas se expondrán a través del ejemplo de un edificio de 22 niveles y cuatro sótanos ubicado en Avenida Paseo de la Reforma (Figura 53). Analizando las consideraciones técnicas que conducen a la selección de un muro colado "in situ" como el elemento de contención más confiable, su procedimiento constructivo y su comportamiento durante la excavación y construcción de la cimentación.



Fig. 53 Plano de localización

II.- Consideraciones Técnicas

1.- Características del subsuelo.

El edificio en cuestión se localiza en la zona del Lago del Valle de México, la cual se caracteriza por la presencia de potentes mantos de arcilla de origen volcánico, altamente compresibles y de baja resistencia al corte.

El estudio de Mecánica de Suelos que se llevó a cabo, proporcionó la estratigrafía siguiente:

De 0.00 a 5.20 - Manto superficial, constituido por rellenos y suelos arenosos y limosos, medianamente compactos.

De 5.20 a 25.50m - Formación arcillosa superior, formada por arcilla blanda, con alto contenido de agua, muy compresible y de baja resistencia al corte.

De 25.50 a 30.70m - Primera capa dura, constituido por limo poco arenoso de consistencia dura.

De 30.70 a 32.90m - Formación arcillosa Inferior, formada por arcilla de consistencia media.

De 32.90m en adelante - Depósitos profundos, constituidos por limos arenosos muy compactos cementados.

A continuación se presenta en la figura 54, el perfil estratigráfico y alguna de las propiedades que son importantes para el problema que se está analizando.

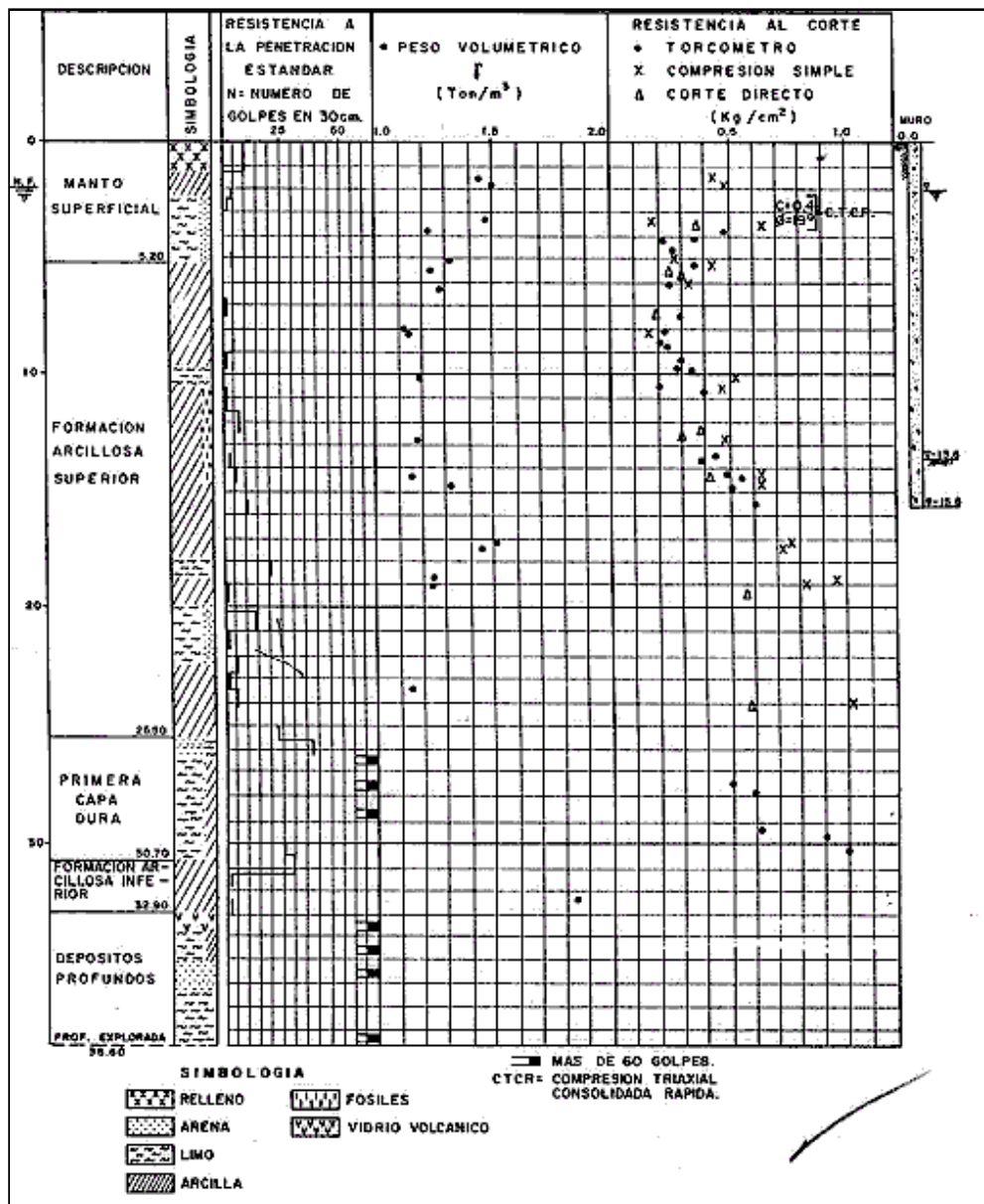


Fig. 54 Perfil de suelo representativo

2.- Descripción del proyecto.

Como ya se mencionó, el edificio consta de 22 niveles y cuatro sótanos; considerando la altura de contratrabes de cimentación, la excavación llegó a -13.60 m. (Fig. 55) que es una de las más profundas que se ha llevado a cabo en la Ciudad de México para este tipo de edificios.

La cimentación del edificio se resolvió mediante pilotes de fricción combinados con la compensación parcial producida por el alivio de presión al excavar a -13.60 m.

Por las condiciones hidráulicas del subsuelo, se requirió instalar un sistema de abatimiento del nivel freático en el interior del área de trabajo.

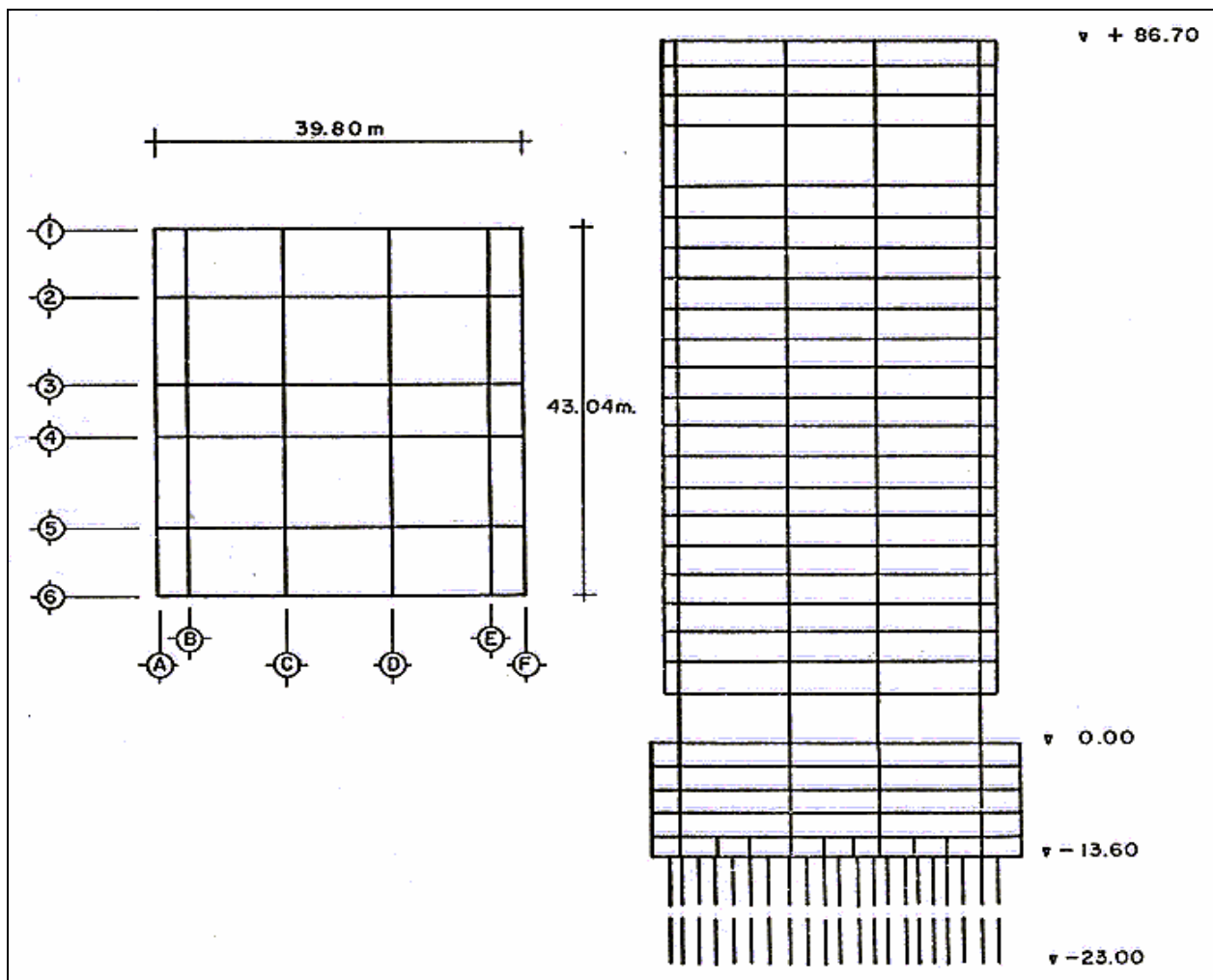


Fig. 55 Dimensiones y corte transversal

3.- Criterio de Análisis

La falla general de fondo se analizó determinando el factor de seguridad F.S., mediante las Fórmulas del capítulo III.

$$(F_s) f = C (N_c + 2H_p/L) / (\gamma H_e + p) .. \text{Con } \gamma = 1.4 \text{ t/m}^3, H_e = 13.6 \text{ m y } p = 3 \text{ t/m}^2 .. (6)$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2 H_m/B) (1 + 0.2 B/L) (7)$$

$$H_m/B = 15.60/20 = 0.78 \leq 2.5 \text{OK.}$$

$$B/L = 20/5.0 = 4.0 \leq 1 \text{No se cumple, por lo tanto } B/L = 1$$

$H_p/L = 2/5 = 0.4 < 0.5 \text{Por lo que se desprecia la influencia de la pata en la estabilidad, y se tiene que:}$

$H_p/L = 0$ y de la ecuación 7 tenemos:

$$N_c = 5.14 (1.156) (1.20) = 7.13$$

$C = 6.0 \text{ t/m}^2$, hasta una profundidad de $H + B = 35.60 \text{ m}$

$$(F_s) f = 6.0 (7.13) / 22.04 = 1.94 \geq 1.7 \text{OK.}$$

Por lo que se desprende que no hay problemas de falla general por resistencia al corte del fondo excavado.

La Falla de fondo por subpresión la analizamos con las fórmula siguiente del capítulo III.

Sabiendo que existe, de acuerdo a nuestro perfil estratigráfico, un estrato de arena limosa permeable de 50cm de espesor a 4.40m por debajo de nuestra excavación, constituido principalmente por arcillas impermeables.

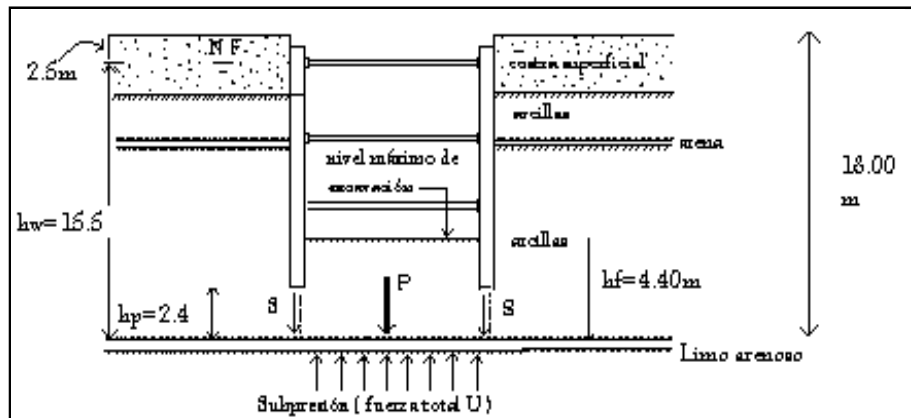


Fig. 55a. Perfil de ubicación del estrato permeable

$$F.S. = (\gamma_m h_f BL + 2C (B h_f + L h_p)) / \gamma_w h_w BL \dots \dots (12)$$

Con $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$, $\gamma_m = 1.4 \text{ t/m}^3$, $h_f = 4.40\text{m}$, $h_p = 2.40\text{m}$, $h_w = 15.50\text{m}$ y $C = 4.0\text{t/m}^2$

$$F.S. = \{(1.4)(4.40)(2.0)(5.0) + (2)(4)[(20)(4.4) + (5.0)(2.40)]\} / (1.0)(15.50)(20)(5)$$

$$F.S. = 0.91 < 1.3$$

No cumple, por lo que deberá abatirse el nivel de aguas freáticas con alguno de los sistemas de bombeo mencionados en el capítulo II, para poder trabajar en situación favorable.

Empuje lateral

El empuje lateral a que estará sujeto el elemento de contención durante los trabajos de excavación debido a la presión del terreno y las colindancias se determinó, según el coeficiente de estabilidad.

$$N_b = \gamma H / C_u \text{ con } \gamma = 1.3 \text{ t/m}^3, H = 13.6\text{m} \text{ y } C_u = 4 \text{ t/m}^2$$

$$N_b = 4.42 > 4$$

Por lo que se requiere basarse en una teoría de falla para definir el criterio de cálculo de los empujes horizontales

Con la teoría clásica de Rankine el empuje lateral total es:

$$E_a = K_a (\gamma H^2 / 2) \quad \text{con} \quad K_a = (1 - 4mC / \gamma H) \quad \text{y} \quad m = 0.4$$

$$\text{resistencia promedio } C = (4(5.2) + 3.5(10.4)) / (5.2 + 10.4) = 3.66 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Peso volumétrico promedio } \gamma = ((1.3(5.2) + 1.4(10.4)) / (5.2 + 10.4)) = 1.37 \text{ t/m}^3$$

Sustituyendo valores:

$$K_a = (1 - 4(0.4)(3.66) / (1.37)(15.60)) = 0.72$$

$$E_a = 0.72(1.37)(15.60)^2 / 2 = 120.02 \text{ t/m}$$

Asimismo, con objeto de diseñar adecuadamente el sistema de troquelamiento, el empuje activo se redistribuyó obteniendo la envolvente de presión aparente siguiendo el criterio de Peck. (Fig. siguiente)

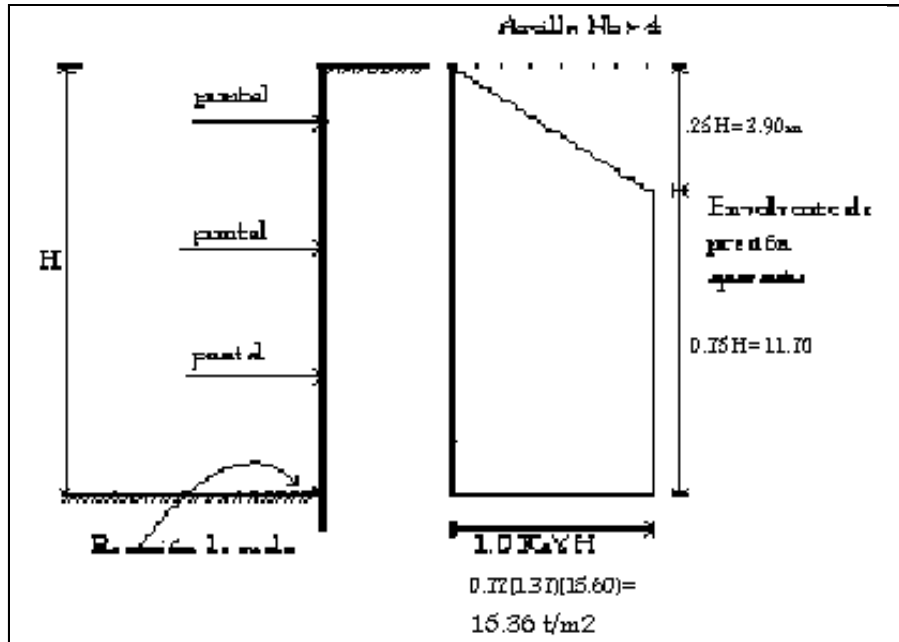


Fig. 55b. Envolvente de presión aparente $N_b > 4$

Para de terminar los movimientos en el terreno inducido por excavaciones apuntaladas y apoyados en el análisis paramétrico de elemento finito del capítulo II, obtenemos un método simplificado de predicción.

El cálculo de las presiones horizontales se determinó mediante las fórmulas aplicables en la zona centro de la Ciudad de México y de acuerdo al perfil estratigráfico representativo.

a) En la costra superficial, CS (Fig. 56)

$$P_1 = 0.65(K_a \gamma_1 Z_1 - 2C_1) \quad \text{Donde} \quad K_a = \tan^2 (45 - \phi_1/2)$$

$$\phi_1 = 19^\circ \quad \gamma_1 = 1.4 \text{ t/m}^3 \quad Z_1 = 5.2\text{m} \quad C_1 = 4 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = -2.79 \text{ t/m}^2 + 0.25(3\text{t/m}^2) = -2.04 \text{ t/m}^2$$

b) En las arcillas blandas, PCS y NC (preconsolidada superficial y normalmente consolidada)

$$P_2 = \gamma_1 Z_1 + 0.5 \gamma_2 Z_2 - 2 C_2$$

$$\text{Donde:} \quad \gamma_2 = 1.2 \text{ t/m}^3 \quad Z_2 = 10.40 \text{ m} \quad C_2 = 3.5 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 6.52 \text{ t/m}^2 + 0.25(3.0 \text{ t/m}^2) = 7.27 \text{ t/m}^2$$

c) La presión general que debe considerarse para toda la profundidad de la excavación será el promedio de los dos empujes anteriores: (Fig. 56)

$$(P_1 Z_1 + P_2 Z_2) / (Z_1 + Z_2) = 4.17 \text{ t/m}^2$$

Por lo que el empuje total es:

$$R = 4.17(15.6) = 65.0 \text{ t/m}$$

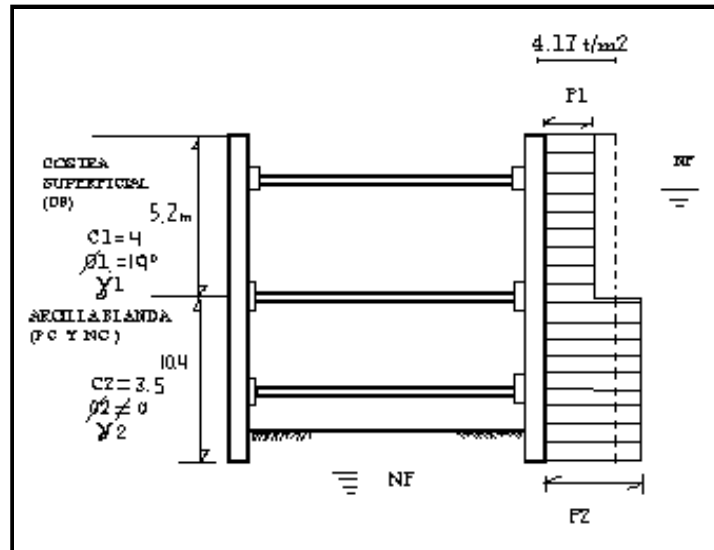


Fig. 56 Diagrama de Empujes Horizontales

El empuje en reposo es igual a las presiones laterales que ocasionan las cargas cercanas que existen en la superficie, más el diagrama de presión horizontal efectiva multiplicado por el coeficiente de empuje en reposo K_0 , adicionando el diagrama de presión hidráulica. (Fig. 57)

El empuje ocasionado por las cargas externas es: (Fig. 57)

$$0.25P \text{ t/m}^2 = 0.75\text{t/m}^2$$

Las presiones efectivas multiplicadas por $K_0=0.5$ (Fig. 57)

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

$$P_1 = 0.5\gamma_1 Z_A = 0.5(1.5)(2.5) = 1.87\text{t/m}^2$$

$$P_2 = 0.5(\gamma_1 Z_A + \gamma'_1 Z_B) = 0.5[(1.5)(2.5) + 0.5(2.7)] = 2.55\text{t/m}^2$$

$$P_3 = 0.5(\gamma_1 Z_A + \gamma'_1 Z_B + \gamma'_2 Z_2) = 0.5[(1.5)(2.5) + 0.5(2.7) + (0.3)(10.4)] = 8.22\text{t/m}^2$$

La presión hidráulica (Fig. 57)

$$P_{w2} = Z_B(\gamma_w) = 2.7(1.0) = 2.7\text{t/m}^2$$

$$P_{w3} = (Z_B + Z_2)\gamma_w = (2.7 + 10.4)1.0 = 13.10\text{t/m}^2$$

Por último obtenemos los empujes totales (Fig. 57)

$$E_1 = [(0.75 + (0.75 + 1.87))(2.5/2.0) = 4.21 \text{ t/m}$$

$$E_2 = (2.62 + 6.0)(2.70/2.0) = 11.64 \text{ t/m}$$

$$E_3 = (22.07 + 6.0)(10.40/2.0) = 145.96 \text{ t/m}$$

El empuje total en reposo por lo tanto es:

$$E_0 = 4.21 + 11.64 + 145.96 = 161.81 \text{ t/m}$$

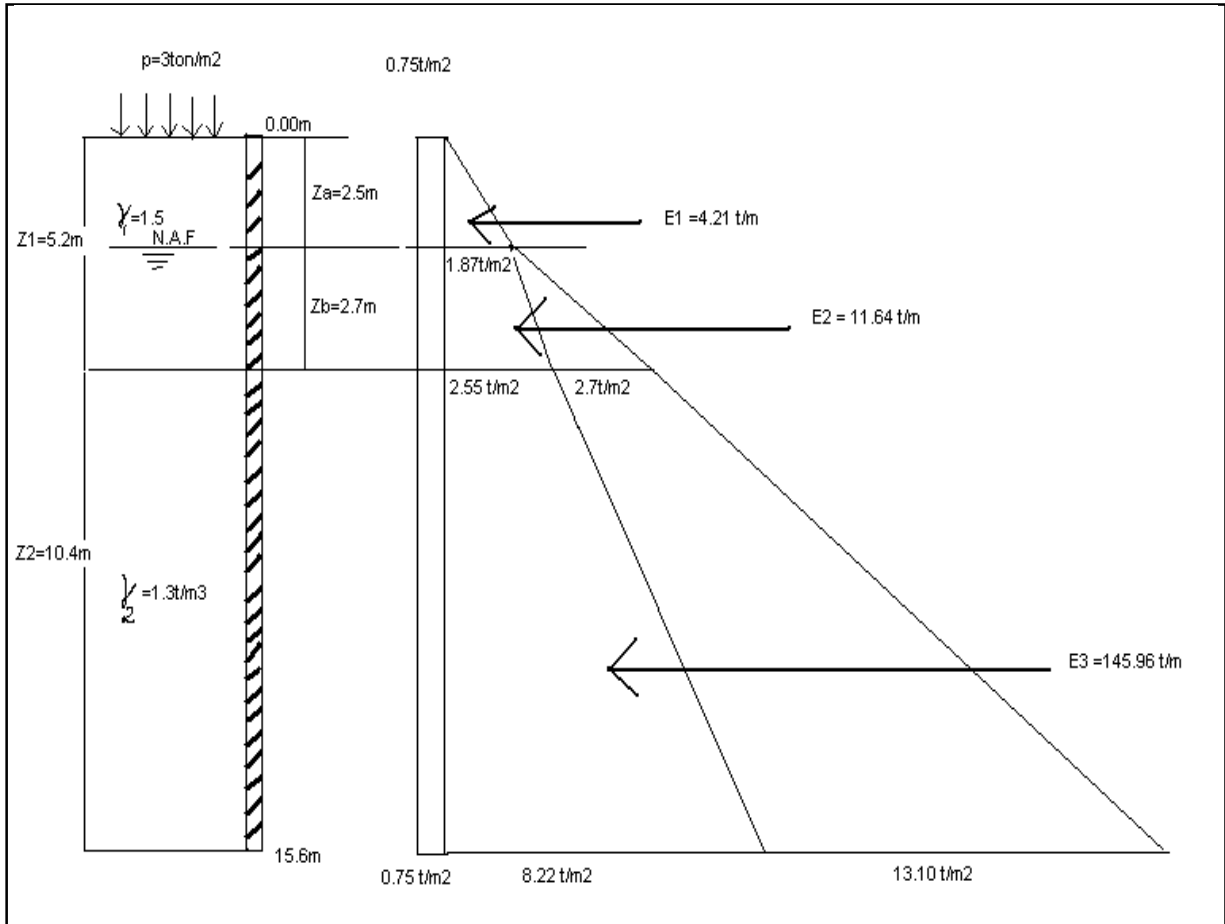


Fig. 57 Diagrama de empuje de tierras en reposo

De esta forma tenemos que la relación empuje de tierras en reposo-carga total aplicada por los puntales es:

$$E_o/R_1 = 161.81/65 = 2.5$$

Por lo que el desplazamiento vertical máximo detrás del muro (d_{vm}/H), utilizando la figura 35 del capítulo II es igual a:

$$d_{vm}/H = 0.48$$

Para determinar el efecto de la resistencia al corte, tenemos el parámetro:

$$S_u/\gamma H = 4.0/(1.3)(13.60) = 0.22$$

y de la figura 36 del capítulo II tenemos que $\alpha S_u = 1$

Para determinar el efecto del parámetro de la profundidad de excavación tenemos:

$$H = 13.60\text{m}$$

$$B = 20.00\text{m}$$

Como es una excavación profunda y se tiene que $H < B$, H y B son intercambiables.

$$H = 1.5 B$$

y de la figura 37 del capítulo II tenemos:

$$\alpha H = 0.35$$

Efecto del parámetro debido a la rigidez del muro y separación de puntales

$EI/(h^4)$ tenemos que:

h es la separación promedio de puntales (cm)

E es el módulo de rigidez del concreto en (kg/cm^2)

I es el momento de inercia respecto al eje centroidal de la sección total de una viga en (cm^4)

EI es la rigidez a la flexión de elementos de comportamiento lineal con módulo de elasticidad constante.

Donde $E_c = 0.14(\gamma_c^{1.5})(F'_c)^{1/2}$ y $I = bh^3/12$

$$F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad \gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{Sustituyendo } E_c = 0.14(2400)^{1.5}(250)^{1/2} = 260.26 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 60(500)^3/12 = 625 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\text{Por lo que } EI = 1.626625 \times 10^{14} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Considerando que se tuvieron tres niveles de apuntalamiento, la separación promedio de puntales es:

$$h = 13.60/4.0 = 3.40 \text{ m}$$

$$EI/h^4 = (1.626625 \times 10^{14} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2) / (340^4 \text{ cm}^4) = 12,172.42 \text{ kg/cm}^2 = 12.17 \text{ t/m}^2$$

Y de la figura 38 del capítulo II obtenemos el parámetro debido a la influencia de la rigidez del sistema de apoyo, que en este caso es:

$$\alpha EIh = 1.24$$

Para estimar el máximo asentamiento detrás del muro tenemos la ecuación del capítulo II

$$d_{vm}/H|_{cc} = d_{vm}/H|_{cb}(\alpha S_u)(\alpha H)(\alpha EIh)$$

$$d_{vm}/H|_{cc} = 0.48(1.0)(0.40)(1.24) = 0.24$$

$$d_{vm}/H|_{cc} \cdot 100 = 0.24 \quad \text{con} \quad H = 13.60 \text{ m}$$

$$d_{vm} = 0.24(13.60)/100 = 0.03264 \text{ m} = 3.26 \text{ cm}$$

Este desplazamiento vertical máximo detrás del muro se presenta a una distancia de 0.7 a 0.8 la profundidad de excavación. Fig.32

Considerando en nuestro caso que este desplazamiento se presenta a 0.7H, se tiene que:

$$X = 0.7(13.60) = 9.52 \text{ m}$$

En cuanto al desplazamiento lateral máximo lo obtenemos de la relación existente de desplazamientos. Fig. 39

$$d_{lm} = 2-3 \text{ veces el } d_{vm}$$

Considerando que el $d_{lm} = 3.0(d_{vm})$, tenemos:

$$d_{lm} = 3.0(3.26) = 9.78 \text{ cm}$$

Dicho desplazamiento se encuentra a una distancia de 0.8 a 1.0 la profundidad de excavación. Fig. 34

Considerando que este desplazamiento se presenta a $0.9H$, tenemos que:

$$Z = 0.9(13.60) = 12.24 \text{ m}$$

Obteniéndose de esta forma el perfil de desplazamientos siguiente: Fig.58

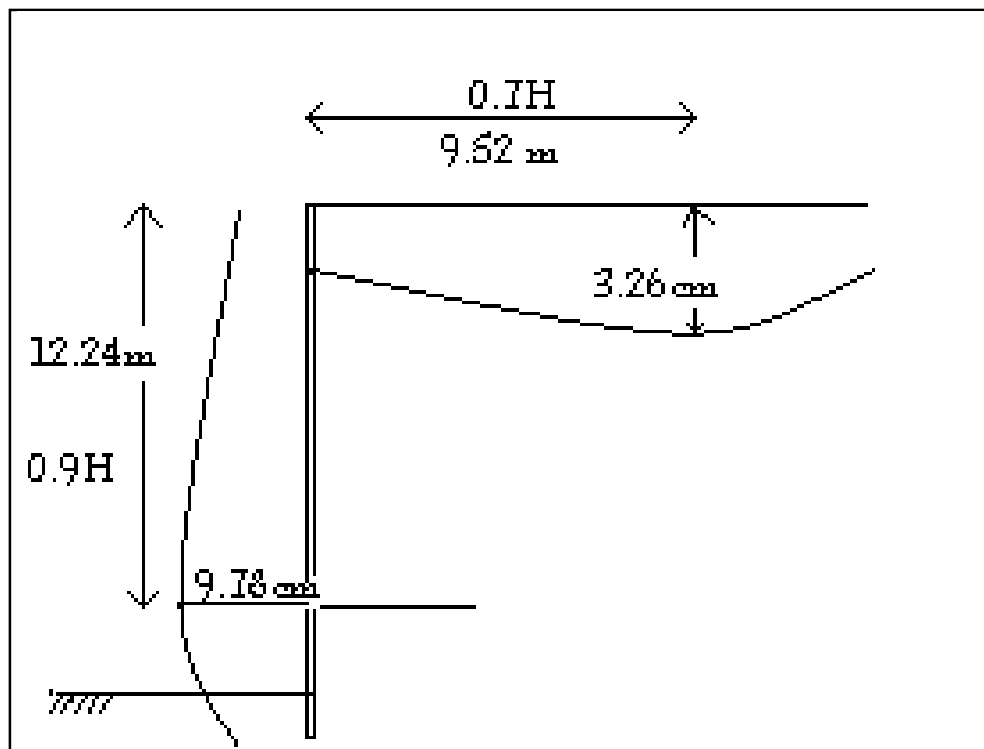


Fig. 58 Perfil de desplazamientos

4.- Selección del Elemento Apropriado

Dado que la excavación a 13.60 m. es una de las más profundas realizadas en la Ciudad de México, se requiere de una estructura de retención que garantice la estabilidad de las excavaciones y las colindancias con deformaciones verticales y horizontales mínimas, además de confinar la influencia del abatimiento del nivel freático dentro de la zona excavada, para evitar cambios en las presiones efectivas del subsuelo de las colindancias y asentamientos de éstas.

Las estructuras usuales en México para este tipo de excavaciones son: Tablaestacado de madera, tablaestacado de elementos de concreto precolados y Muros Ademe colados "in situ".

El tablaestacado de madera o de elementos de concreto precolados es una alternativa que presenta los siguientes inconvenientes:

- a) Flexibilidad en el sentido horizontal por lo que se requieren maderas de repartición de cargas y un sistema de troquelamiento sumamente complicado que resta mucho espacio para los trabajos de construcción y consume mucho tiempo en su colocación.
- b) Existen demasiadas juntas por sellar para evitar la influencia del abatimiento del N.A.F., en las colindancias.

El muro ademe colado "in situ" es una estructura que por su espesor (de 60 y 80 cm) y por tener varilla de refuerzo en sus dos caras, es capaz de soportar las cargas horizontales sin el empleo de maderas de repartición, pudiendo así apoyar los troqueles directamente sobre el muro en la junta entre tableros.

Las juntas se localizan a cada 5.0 m cuando menos, por lo que la influencia del abatimiento del N.A.F., en el subsuelo vecino es mínima.

Se puede diseñar adecuadamente para quedar en forma definitiva como muro de contención en los sótanos.

Por todo lo anterior, se selecciono el muro colado "in situ" como estructura de retención. El muro se diseño para proteger la excavación en el perímetro del área y se adicionó un muro auxiliar dividiendo en dos el área de trabajo por la siguiente razón:

Normalmente en este tipo de edificios se procede a excavar atacando el núcleo central, dejando taludes y bermas que soportan el empuje mientras se ataca hacia los extremos. Sin embargo, dada la profundidad de excavación requerida en este edificio y las dimensiones del terreno en planta, no fue posible aplicar este método ya que con un talud 1:1 y una berma de 6 m, quedaría un espacio muy reducido para construir el núcleo central. (Fig. 59)

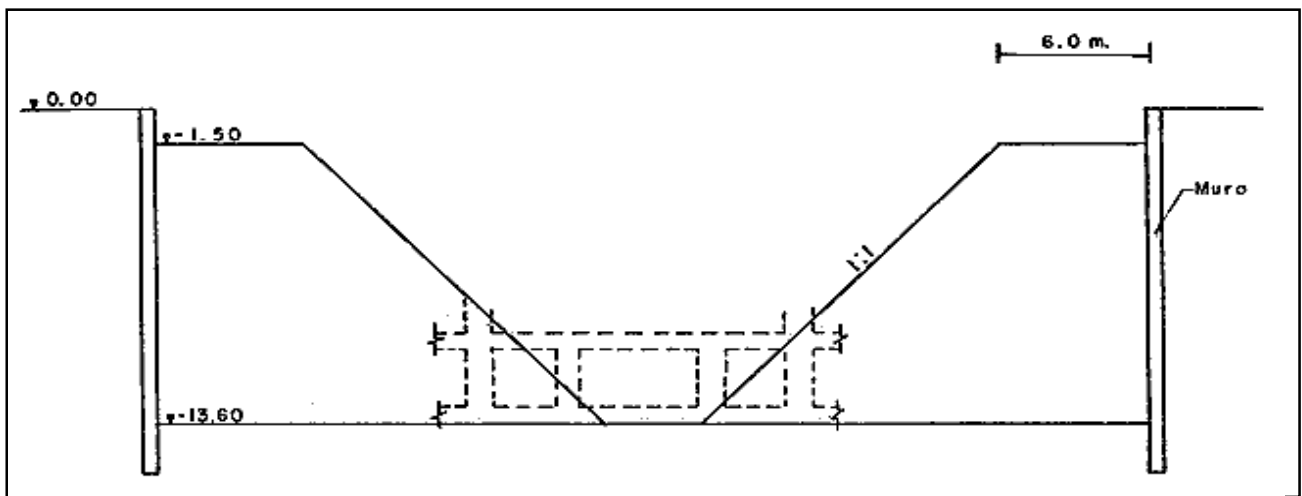


Fig. 59 Área pequeña para ser atacada por taludes de equilibrio

Por tal motivo, se construyó el muro auxiliar mencionado, dividiendo en dos el terreno, para así excavar por etapas en secciones completas de área y colocar troqueles entre el muro perimetral y el muro auxiliar. (Fig. 60)

Una vez construida la primera mitad de la cimentación, se procedió a excavar nuevamente por etapas en la segunda mitad, demoliendo el muro auxiliar y troquelando contra la parte de la cimentación ya construida.

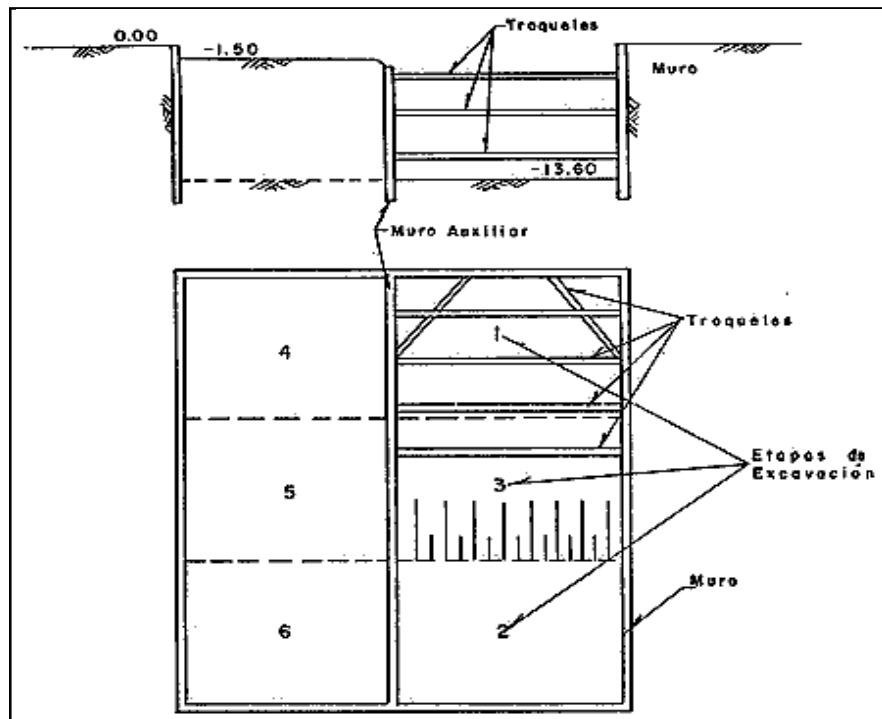


Fig. 60 Etapas de excavación y troquelamiento

III Procedimiento constructivo del muro ademe

El muro ademe es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente excavada y ademada con lodo bentonítico; se construye en tableros alternados, con longitudes variables de 2.50, 5.00 y 7.50m, su proceso constructivo tiene la secuencia siguiente:

1.- Brocales

Se construyen mediante zanjas recubiertas con una sección de concreto armado. El objeto de los brocales es proporcionar una guía para la almeja, evitar derrumbes en la capa superficial, proporcionar una superficie de trabajo firme y limpia y detectar posibles interferencias como mamposterías, instalaciones municipales, etc. (Fig. 61)

El armado está formado por Vs. No. 3 a cada 30 cm en retícula, el concreto es de $f_c=150$ kg/cm², la cimbra se efectúa por medio de tableros de madera o metálicos con un troquelamiento de polines. Una vez colado el brocal y quitada la cimbra, se troquelan las paredes empleando polines, con el objeto de que no haya desplazamientos del brocal por la presión del terreno y el tránsito de las máquinas.

En el caso particular del edificio aquí tratado, se diseñó un muro de 60 cm de espesor y dado que los brocales deben tener cierta holgura para permitir el libre paso de la almeja sin que ésta se atore, el espacio entre cada sección de concreto fue de 66 cm.

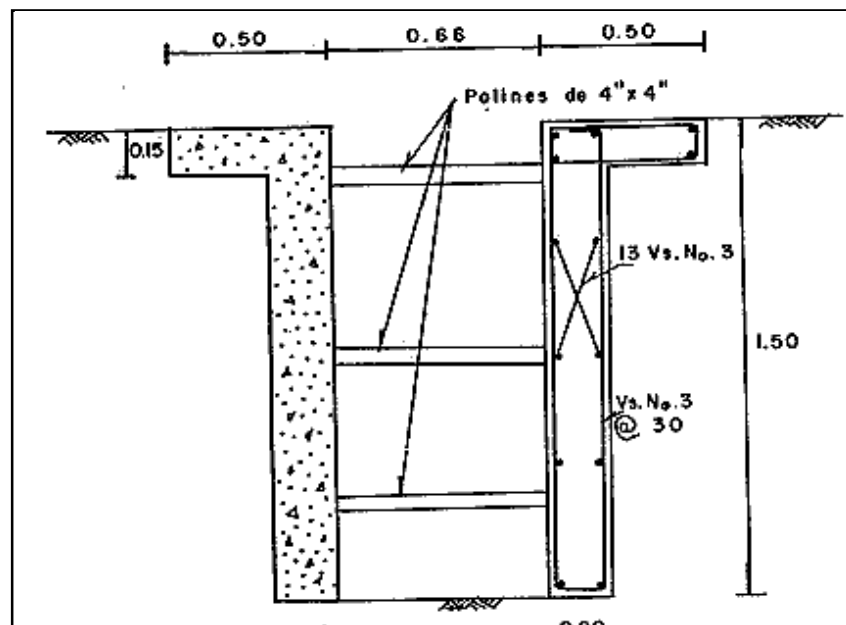


Fig. 61 Armado cimbrado y colado de brocales

2.- Excavación

a) Lodo Bentonítico

Se requiere de una planta de bentonita para el mezclado y regeneración del lodo; estas plantas ocupan un área muy grande por lo que en el caso particular de este edificio se utilizó una planta móvil, sin instalaciones de regeneración de lodo.

Por el tamaño de la planta, se permitió un solo uso para el lodo bentonítico. Las propiedades básicas de la bentonita empleada, fueron las siguientes:

Densidad	=	1.05 gr / cm ³ .
Viscosidad Marsh	=	52 seg.
Contenido de arena	=	3.5 %
Proporcionamiento	=	7 %, o sea 70 kg de bentonita por cada m ³ de agua.

Con lo anterior, las paredes de la excavación tuvieron un comportamiento bastante satisfactorio aún en períodos mayores de 24 horas de permanecer abierto un tablero

b) Equipo

Para los muros del edificio aquí tratado, se utilizó una almeja hidráulica guiada, la que nos permite garantizar un mejor ataque, así como la verticalidad de los muros, dicho equipo puede realizar excavaciones hasta profundidades de 40 m.

3.- Armado

El armado de los muros consta básicamente de dos lechos de varilla del No. 6 (3/4") colocadas a cada 15 cm en retícula. (Figura 62)

El armado se realiza en "parrillas", cubriendo la longitud y profundidad de cada tablero. Con el objeto de que las parrillas no sufran deformaciones durante las maniobras de izaje y colocación dentro de la zanja, se colocan separadores y rigidizadores como los mostrados en la figura 62; este refuerzo adicional, se fija mediante puntos de soldadura al armado básico.

La maniobra de izaje y colocación se efectuó con una grúa de 20 toneladas de capacidad. El armado se fijó al brocal mediante gatos de escalera o de tornillo, con el objeto de que este no sea arrastrado hacia arriba al iniciar el vaciado del concreto.

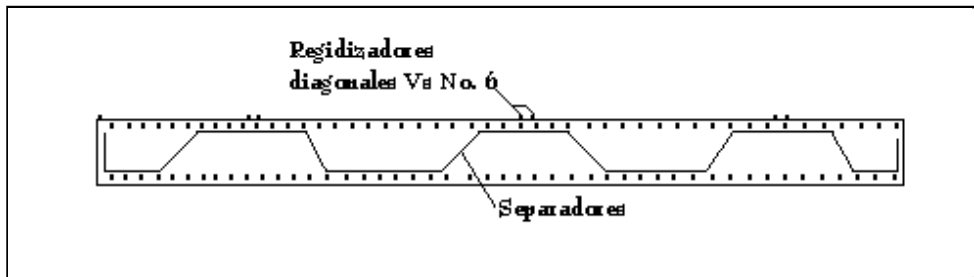


Fig. 62 Armado de muros

Una vez iniciado el vaciado del concreto y la elevación de tubería de colado, los gatos pueden ser retirados. Para garantizar el recubrimiento de 5 cm especificado, se utilizaron 4 tubos de acero de 2"Ø, colocados entre la pared de la excavación y el paño de la parrilla; estos tubos se retiraban al finalizar el colado de cada tablero.

4.- Juntas

Las juntas entre cada tablero deben ser machimbradas, con el objeto de que exista un trabajo de conjunto entre tableros. (Fig. 63)

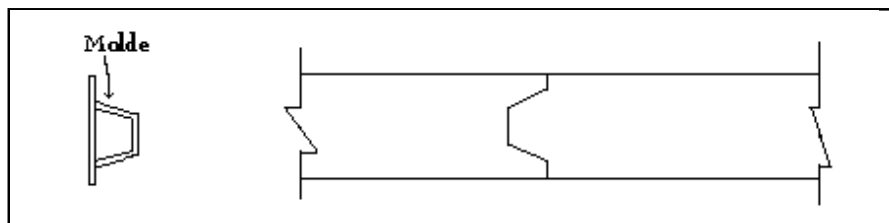


Fig. 63 Juntas entre tableros

Para este efecto, se utilizan moldes metálicos formados por placas de acero soldadas.

Estos moldes se colocan previamente engrasados en la zanja, utilizando para ello la grúa; son retirados una vez que se inicia el fraguado inicial del concreto, se limpian y engrasan nuevamente para ser utilizados en otro tablero.

En los tableros intermedios no se requiere el empleo de estos moldes y únicamente se limpia la junta, utilizando limpiadores que se conectan a la almeja.

5.- Colado

El colado se realizó utilizando una tubería de 10" Ø en tramos de 1.80 m cada uno, atornillados por medio de cuerdas de listón grueso; la tubería está rematada en su parte superior por una tolva de forma cónica.

El colado se inicia llevando el extremo inferior de la tubería hasta aproximadamente 50 cm arriba del fondo de la excavación colocando en el interior de la tubería un dispositivo neumático, con objeto de que se contamine el concreto con el lodo bentonítico.

Conforme avanza el colado, se levanta la tubería desacoplando tramos de tubo mediante llaves "caimán" apropiadas para el diámetro de la tubería; la elevación de la tubería debe estar controlada tanto por el volumen teórico de la zanja en función de los m³ vaciados, como por medio de sondas midiendo directamente el nivel concreto; es muy importante mantener el extremo inferior de la tubería embebido en la masa de concreto para evitar contaminación.

El concreto debe ser fluido con T.M.A., no mayor de 20 mm y revenimiento de 18 ± 2 cm. El lodo bentonítico desplazado por el concreto fue bombeado simultáneamente a camiones pipa, para ser tirado posteriormente en sitios apropiados.

Con esto termina el ciclo de construcción del Muro colado in situ; el equipo empleado en esta obra fue el siguiente

1 Grúa de 35 ton de capacidad	=	Almeja
1 Grúa de 20 ton de capacidad	=	Maniobras
1 Almeja hidráulica	=	Excavación
1 Bomba de 4"Ø para lodos	=	Planta de Bentonita
1 Bomba de 4"Ø para lodos	=	Extracción y carga a pipas
1 Planta soldadora c/motor de gasolina	=	Armado y servicios

Los volúmenes de obra manejados fueron:

Excavación a mano para brocales	332 m ³
Excavación con Almeja hidráulica	1,769 m ³
Acero de refuerzo para brocales	6,794 kg
Concreto f'c = 150 kg/cm ² para brocales	157 m ³
Concreto f'c = 250 kg/cm ²	1,860 m ³

El tiempo de ejecución para toda la obra fue de 47 días hábiles observando los siguientes rendimientos:

Construcción de brocales	14.0 ml/día
Habilitado de acero de refuerzo para muro colado in situ	1,750 kg/día
Construcción de muro colado in situ en tableros	2.0 tab./día

IV.- COMPORTAMIENTO

Con objeto de medir los desplazamientos horizontales y verticales del muro, se colocaron puntos de observación en cada uno de los 44 tableros de acuerdo a la Fig. 64. En el mismo croquis aparecen los movimientos horizontales a una escala mayor, así como los piezómetros instalados.

El desplazamiento horizontal máximo registrado fue de 11 cm correspondiendo a los tableros 41 a 43 del muro auxiliar; este movimiento se desarrollo hacia la excavación; también se observó que los tableros 15,16 y 17 sufrieron un desplazamiento de 4 cm hacia la calle Praga, es decir en el mismo sentido del desplazamiento de los tableros 41 a 43; los tableros 21 y 22 se desplazaron 8 cm hacia la excavación.

Fuera de los movimientos antes mencionados los desplazamientos horizontales en el resto del Muro ademe variaron entre 1 a 3 cm hacia el interior de la excavación.

En el sentido vertical los tableros acusan asentamientos que no exceden de 3 cm en un período de tiempo corto, por los que se consideran de tipo elástico por acomodo inicial del Muro.

Los reportes de las lecturas piezométricas en el perímetro exterior del área de trabajo (fig. 64), acusan un abatimiento del nivel freático de 0.40 m en promedio, con 0.80 m como máximo, el cual se considera no afecta las colindancias, por los que se puede afirmar que el muro cumplió su función de confinar el abatimiento dentro del área de trabajo.

En resumen, el comportamiento de la estructura fue bueno; los desplazamientos calculados con el método simplificado de predicción, apoyado en un análisis paramétrico de elemento finito y los medidos directamente en campo, concuerdan satisfactoriamente y se consideran normales, quedando finalmente una estructura de contención que respeto las áreas de estacionamiento originalmente proyectadas protegiendo sobre todo las colindancias y las calles vecinas al área de trabajo.

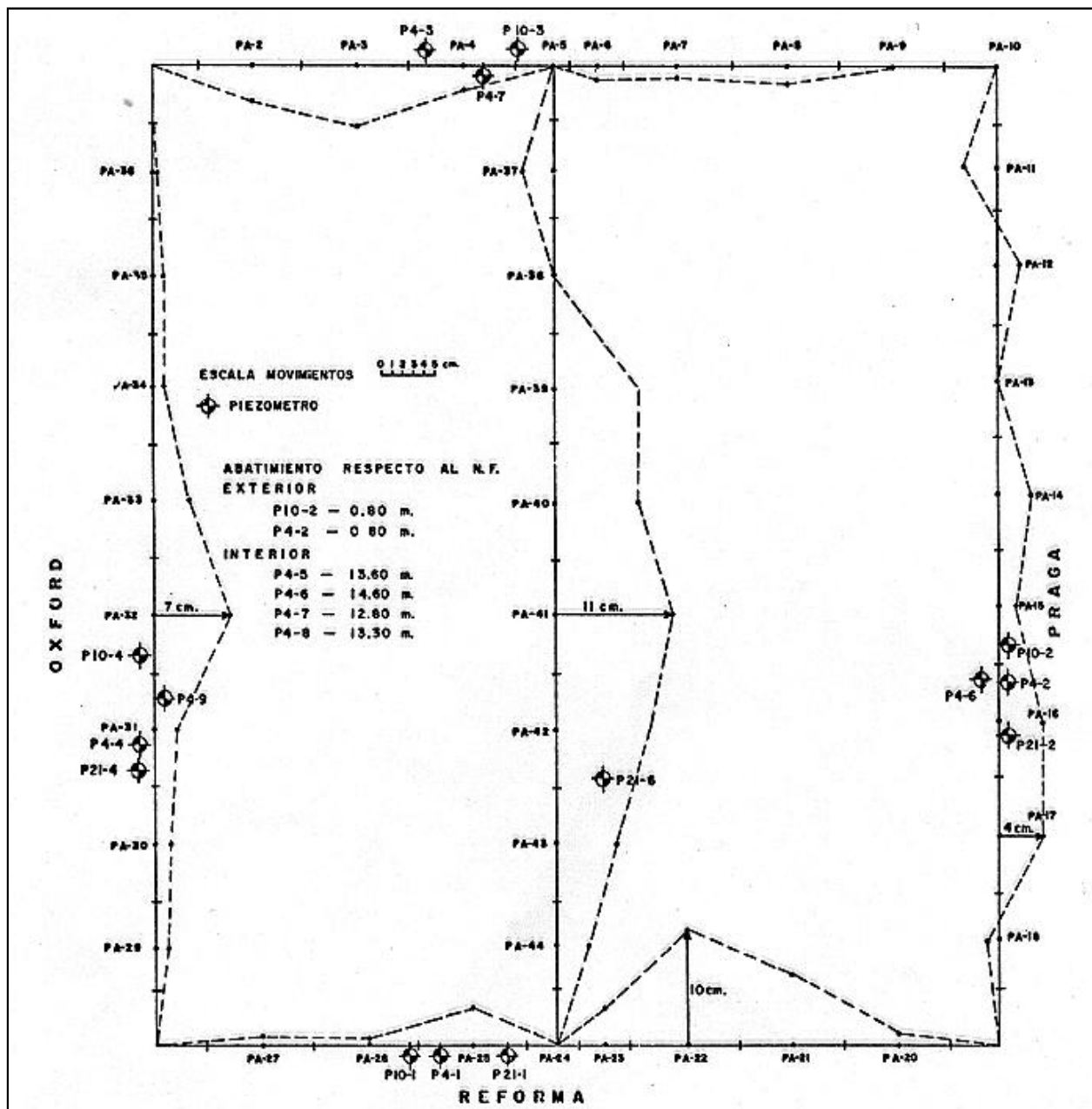


Fig. 64 Perfiles de desplazamientos medidos en campo

CAPITULO V. CONCLUSIONES

Debido a las restricciones de espacio, las excavaciones profundas en áreas urbanas requieren generalmente de cortes verticales, con necesidad de soportes laterales. Por lo que no en raras ocasiones, por razones de plazos, se necesitan de excavaciones de varios cientos de metros de longitud y anchuras de hasta 40m; excavaciones que presentan interesantes problemas al ingeniero proyectista y constructor.

El autor del proyecto de una excavación profunda debe conocer los movimientos permisibles en las estructuras cercanas, la magnitud y distribución de los movimientos asociados a las diversas operaciones de excavación, así como tener un buen conocimiento de las medidas que pueden tomarse durante la construcción para reducirlas al mínimo. A su vez el contratista es responsable de implementar un buen programa de trabajo para que se cumplan los parámetros establecidos.

Toda excavación provoca alteración de esfuerzos en la masa de suelo que conduce a deformaciones del terreno adyacente, que producen daños a edificaciones vecinas que resultan afectadas por levantamiento, asentamientos, posiciones oblicuas y grietas. Tales deformaciones están interrelacionadas con un gran número de factores que influyen en la magnitud y distribución de los movimientos que acompañan a la excavación. Entre los que podemos mencionar:

- la profundidad de excavación
- la geometría de la excavación
- la resistencia y rigidez del suelo
- estratificación del suelo
- la rigidez del sistema de soporte lateral
- el espaciamiento de puntales
- el tiempo que la excavación permanece abierta
- los detalles de construcción y pericia de la mano de obra
- el control de las aguas subterráneas

Por ello, a partir del conocimiento de la geometría de la excavación, del empuje en reposo, y de las condiciones del suelo se propone un procedimiento sencillo que permite evaluar los movimientos en el terreno, por efecto del proceso constructivo de la excavación.

El método descrito, requiere únicamente del conocimiento de la geometría de la excavación y de la relación empuje de tierras en reposo-carga total aplicada por los puntales, E_0/R .

Así, los movimientos en el terreno son relacionados directamente con la relación empuje de tierras-reacción de puntales y el valor promedio de la resistencia al corte no-drenada hasta una profundidad de $12.6 H/B$.

Una vez estimado el asentamiento máximo del terreno, se demuestra que el máximo desplazamiento lateral del muro es de 2.0 a 3.0 veces el asentamiento máximo y, de ahí, usando las figs. 32, 33 y 34 se establecen los perfiles de comportamiento.

El asentamiento máximo detrás del muro se presenta a una distancia entre 0.7 y 0.8 de la profundidad de excavación. El desplazamiento máximo lateral del muro se presenta ligeramente arriba del nivel máximo de excavación, encontrándose entre 0.8 y 1.0 de la profundidad de excavación.

Es importante aclarar que en el estudio realizado no se tomaron en cuenta condiciones inusuales en el proceso de excavación, es decir, retraso en la colocación de los puntales así como filtraciones de agua hacia la excavación, lo cual, provoca condiciones desfavorables para el buen comportamiento de la excavación.

Un hecho importante que se constató es que si la excavación se lleva hasta un estrato medianamente resistente la excavación tendrá un mejor comportamiento.

Por otra parte se definió el criterio de análisis de la estabilidad una excavación para los siguientes mecanismos de falla:

- A).- Falla general por el fondo
- B).- Falla de fondo por subpresión

Con base en este análisis se determina:

- La longitud máxima de avance de la excavación
- Las condiciones de abatimiento que debe satisfacer el sistema de bombeo para evitar la falla por subpresión

En cuanto al empuje de tierras que obra sobre los muros laterales en una excavación, dependen del coeficiente de estabilidad N_b , definido por la relación:

$$N_b = \gamma H / S_u$$

Para $N_b \leq 4$, el suelo se puede tratar como un material elástico y la presión horizontal se calcula con el método de empuje en reposo K_0 . El cual puede dividirse en dos partes, el empuje hidrostático del agua y el empuje del suelo en función de los esfuerzos efectivos con un coeficiente de empuje al reposo igual a 0.5.

En tanto que para $N_b > 4$, se forma en el fondo de la excavación una zona plástica, cuyas dimensiones aumentan, al aumentar N_b , hasta alcanzar la falla de fondo. En este caso se requiere basarse en una teoría de falla para definir el criterio de cálculo de los empujes horizontales.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Marsal R.J. y Mazari M., "El subsuelo de la Ciudad de México", Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1969)
- 2.- Peck R. B., "Deep excavations and tunneling soft ground". State of the art report volume, Proceedings VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, D.F. (1969)
- 3.- Sistema de Transporte Colectivo, "Mediciones efectuadas durante las excavaciones de los sifones de Dr. Olvera y Dr. Navarro", Solum, S.A., México, D.F. (1969)
- 4.- Zeevaart L. Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions., Van Nostrand Reinhold. Co., (1973)
- 5.- M. P. Romo, R. Rodríguez, R. Magaña "Procedimiento para el cálculo de movimientos en el terreno inducidos por excavaciones apuntaladas". Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1992)
- 6.- Tamez E., Santoyo E., Mooser F. y Gutierrez C.E., Manual de Diseño Geotécnico Vol. I, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. Secretaria General de Obras. Departamento del Distrito Federal (1987)
- 7.- Alberro J. "Mediciones efectuadas en las excavaciones". Revista Ingeniería, Julio-Septiembre (1970)
- 8.- Peck R.B., W.E. Hanson, T.H. Thornburn, Ingeniería de Cimentaciones. Edit. Limusa. México, D.F. (1995)
- 9.- Juárez Badillo E., A Rico Rodriguez. Mecánica de Suelos; Tomo II. Edit. Limusa. México, (1974)
- 10.- Gordon A. Fletcher. Estudio de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción. Edit. Limusa. México, D.F. (1978)
- 11.- Paul Galabro. Tratado de procedimientos Generales de Construcción, Cimentaciones y Túneles. Edit. Reverte, S.A., (1965)
- 12.- Cimentaciones Urbanas, Calidad Moderna y Tecnología. Ponencias presentadas en el XI Cursillo M.C. Organizado por la revista "Materiales, Máquinaria y Métodos para la Construcción". Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona 1975.