



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ESTABILIDAD DE SISTEMAS DE
EXCAVACIÓN”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

CONTRERAS FLORES JACQUELINE

DIRECTOR DE TESIS:

M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

MÉXICO, D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA 2008.





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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/004/08

Señorita
JACQUELINE CONTRERAS FLORES
Presente

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

"ESTABILIDAD DE SISTEMAS DE EXCAVACIÓN"

- INTRODUCCIÓN
I. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO
II. MOVIMIENTOS ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN
III. FALLA DE FONDO DE UN CORTE
IV. ESTABILIDAD DE LAS PAREDES DE UNA EXCAVACIÓN
V. EJEMPLO DE APLICACIÓN
VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 7 de Febrero del 2008.
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA
GGZ/RSU/gar.

*Los ideales son como las estrellas
nunca las podemos tocar con las manos,
pero al igual que los marinos en alta mar;
las tenemos como nuestra guía y siguiéndolas,
llegaremos a nuestro destino.*

*Con toda admiración a mi profesor:
M.I. Agustín Deméneghi Colina
por el tiempo concedido y su ayuda incondicional
para la realización de esta tesis.*

*Gracias a Dios y a la vida por darme esta oportunidad; por que esto no solo me pertenece a
mi; es de las personas a las que más amo y admiro.*

*A mis padres y Stephane:
Gracias por ser mi guía, mi compañía, mi apoyo.
Por que valoro todo lo que me han dado como el tesoro más grande,
por su amor y comprensión,
por hacer de mí lo que hoy por hoy soy;
por creer en mí.*

*Jesús:
Por que me has enseñado,
que la fuerza esta en el corazón y en el alma,
por ser mi cómplice, mi ejemplo.*

*Gracias con todo mi corazón,
Por que ustedes son la inspiración y la fuerza de mi vida;
¡Continuemos con el sueño!*

ESTABILIDAD DE SISTEMAS DE EXCAVACIÓN.

ÍNDICE.

INTRODUCCIÓN	i
CAPÍTULO 1. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO	
1.1 Introducción	1
1.2 Flujo de agua hacia excavaciones	2
1.3 Suelos gruesos y suelos finos	4
1.3.1 Suelos de alta permeabilidad	4
1.3.2 Suelos de baja permeabilidad	6
1.4 Pruebas de bombeo	8
1.5 Métodos de control de agua del terreno	13
CAPÍTULO 2. MOVIMIENTOS ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN	
2.1 Introducción	18
2.2 Análisis paramétrico del elemento finito	18
2.3 Patrones de comportamiento de excavaciones	19
2.4 Análisis de sensibilidad	22
2.5 Parámetros específicos	23
2.5.1 Efecto de la resistencia al corte	23
2.5.2 Efecto de la profundidad de excavación	25
2.5.3 Rigidez del muro y separación de puntales	26
2.6 Desplazamiento vertical y lateral máximos	27
2.7 Factor de seguridad contra falla de fondo	27
CAPÍTULO 3. FALLA DE FONDO DE UN CORTE	
3.1 Introducción	29
3.2 Estados límite de falla	34
3.3 Taludes	34
3.4 Falla por subpresión	38
3.5 Estabilidad de excavaciones ademadas	40
3.6 Estabilidad de estructuras vecinas	41
CAPÍTULO 4. ESTABILIDAD DE LAS PAREDES DE UNA EXCAVACIÓN	
4.1 Introducción	42
4.2 Desplazamientos a corto plazo	43
4.3 Desplazamientos a largo plazo	44
4.4 Empujes sobre muros laterales	44
4.5 Estabilidad del fondo de la excavación	49
4.6 Zonas de tensiones en las cercanías de la excavación	51

CAPÍTULO 5. EJEMPLO DE APLICACIÓN

5.1 Introducción	52
5.2 Revisión de la seguridad de una excavación profunda	53
5.2.1 Cálculo de movimientos alrededor de la excavación	56
5.2.2 Revisión de la seguridad de la excavación mediante falla por subpresión	58
5.2.3 Revisión de la seguridad de la excavación mediante falla de fondo por resistencia al corte	62
5.2.4 Revisión de la seguridad de la excavación mediante empuje de tierras sobre el ademe de las paredes del corte	64

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES 67

BIBLIOGRAFÍA 68

Introducción

Una excavación es el procedimiento constructivo que consiste en la extracción del suelo o roca, de modo que su función es preparar el terreno para la construcción del sistema de cimentación de una estructura.

El proceso constructivo y método de excavación son elegidos de acuerdo a las propiedades del suelo, identificándose todas y cada una de las necesidades de la obra civil.

Las excavaciones profundas y poco profundas requieren un método de apuntalamiento, por lo que una buena elección reducirá al máximo las deformaciones y protegerá lo mejor posible las construcciones y estructuras vecinas a la excavación e incluso el interior de la misma.

La mayoría de las excavaciones alcanzan profundidades mayores a la del nivel de aguas freáticas (NAF), por esta razón es necesario realizar el rebajamiento de dicho nivel eliminando el agua en una zona más o menos profunda del terreno por medio de la extracción continua de agua para que el perfil de la lámina freática se mantenga por debajo de la excavación previniendo posibles fallas y asegurando condiciones de trabajo en seco que permitan eficacia y rapidez durante la construcción.

El procedimiento empleado para llevar a cabo este propósito depende de la permeabilidad del suelo, de modo que el agua que este contenga deberá manejarse por medio de un sistema de bombeo adecuado que tendrá como objetivo reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad de nuestra excavación.

Las excavaciones deben realizarse lo suficientemente rápido con la finalidad de que puedan ser despreciables los cambios en la presión dentro del material, por lo que todos los análisis de estabilidad pueden hacerse con datos provenientes de pruebas triaxiales rápidas.

Durante el proceso constructivo ocurren diversos problemas relacionados con la estabilidad de las laderas y posibles asentamientos en el terreno que pueden ocasionar que el material fluya, pudiéndose originar el colapso de la misma.

Para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos horizontales y verticales del terreno, las fallas que la excavación pueda sufrir y la estabilidad de sus paredes. Para su estimación se recurrirá a una modelación analítica o numérica que toma en cuenta el procedimiento constructivo. Estos movimientos deben medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

El capítulo 1 describe los aspectos fundamentales relacionados con el abatimiento del nivel freático, como parte del procedimiento constructivo, e incluye las condiciones de abatimiento en los distintos tipos de suelo, tratando los aspectos prácticos que permiten determinar el sistema de bombeo adecuado para la excavación.

El capítulo 2 tiene como propósito presentar un panorama de los movimientos del terreno aledaños a una excavación que resultan de gran importancia en las zonas urbanas, mostrando que es posible la evaluación de las distorsiones angulares que se inducen a estructuras adyacentes logrando una estimación de los daños.

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

El capítulo 3 describe diversos problemas que pueden presentarse en una excavación asociados a los movimientos de masas de tierra que provocan la disminución de la resistencia del suelo o el aumento de los esfuerzos. Describe una de las fallas más frecuentes que es la falla del fondo de la excavación, la cual se asocia a la estabilidad de los taludes.

El capítulo 4 engloba todos los aspectos que intervienen directamente con la estabilidad de las paredes de la excavación, describiendo los desplazamientos a corto y a largo plazo, los empujes sobre muros laterales y la estabilidad del fondo de la excavación; presentando sus métodos de cálculo, los cuales definirán los asentamientos y desplazamientos que pueden considerarse aceptables en el sistema de excavación.

El capítulo 5 es un ejemplo de aplicación que presenta la revisión de la seguridad de una excavación profunda para el sótano de un estacionamiento en el cual se expone un caso de abatimiento del nivel freático en arcillas. Para poder garantizar la seguridad de ésta, se calcularon los movimientos alrededor de la excavación, se hizo la revisión mediante falla por subpresión, falla de fondo y también se calculó el empuje de tierras sobre el ademe de la excavación.

Esta tesis tiene como propósito dar a conocer los diferentes aspectos que se deben tomar en cuenta para garantizar la seguridad de una excavación, mostrando los métodos analíticos que pueden emplearse para su cálculo

Capítulo 1

Abatimiento del nivel freático en excavaciones

1.1 Introducción

En las obras de Ingeniería civil es de suma importancia el conocimiento de las propiedades mecánicas del suelo, pues las cimentaciones de la mayoría de las estructuras se desplantan debajo de la superficie del terreno, ante lo cual se requieren hacer excavaciones en el suelo o la roca que se encuentra por encima del nivel de la base de las cimentaciones.

Las excavaciones que se realizan alcanzan profundidades mayores a la del nivel de aguas freáticas (NAF), por esta razón dichas excavaciones requieren el abatimiento de ese nivel por debajo del desplante con la finalidad de evitar la erosión, la falla de taludes o para lograr la disminución de presión en los elementos de soporte que son provisionales asegurando con ello condiciones adecuadas para trabajar en seco.

El NAF representa el lugar geométrico de todos los puntos en los cuales la presión del agua es igual a cero. Para poder abatir el nivel freático se toman en cuenta las características generales del suelo, las cuales nos indican hasta que punto pueden llegar a ser similares suelos de distinto origen y con ello poder tener una experiencia constructiva que pueda emplearse en las obras.

Al establecer las propiedades físicas de los diversos tipos de suelos se pueden identificar todas las necesidades de la obra civil y en este caso para poder abatir el NAF se toma en cuenta la permeabilidad del suelo (figura 1.1). la cual tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades en las operaciones constructivas como lo son las excavaciones. Si el suelo es de alta permeabilidad será necesario abatir el NAF, mientras que en caso de tratarse de un suelo de baja permeabilidad no es estrictamente indispensable, pues este automáticamente desciende por efecto de la excavación. El contenido de agua debe manejarse mediante un bombeo adecuado dependiendo del tamaño y profundidad de la excavación así como del tipo de suelo; justificándose económicamente siempre que el abatimiento represente un problema potencial para el costo del proyecto.

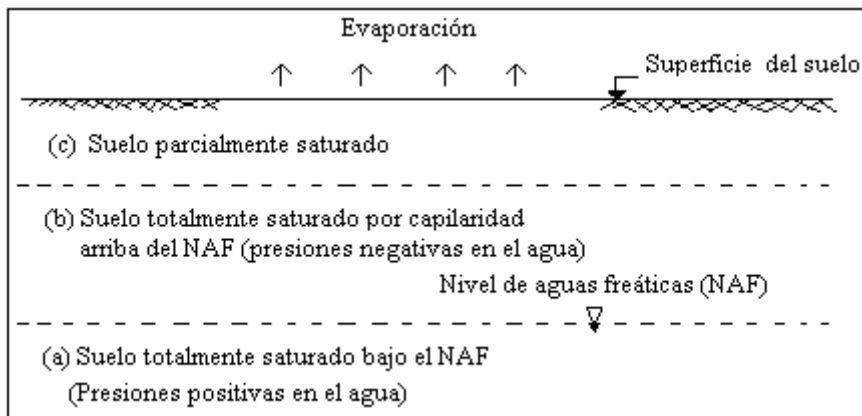


Fig.1.1. Zonas en las que el suelo se encuentra a diferentes condiciones

1.2 Flujo de agua hacia excavaciones

En una excavación es indispensable conocer las condiciones de la presión del agua en el suelo y definir las zonas donde se prevé puedan ocurrir fuerzas de filtración importantes. Por esta razón es necesario conocer la posición de las líneas de filtración así como la variación del potencial hidráulico que ocurre en el agua que fluye siguiendo las líneas de corriente.

Es importante analizar el comportamiento hidrodinámico de grupos de pozos para conocer las condiciones de flujo y las presiones hidráulicas que afectan la estabilidad de las excavaciones; así como para evaluar el gasto en los pozos y poder programar el bombeo necesario.

La permeabilidad desempeña el papel más importante en una excavación pues representa la rapidez con la que el agua se mueve a través del suelo con un gradiente hidráulico unitario y depende de la estructura del suelo.

La velocidad con la que el agua atraviesa el suelo depende de factores tales como:

- Tamaño de las partículas
- Relación de vacíos
- Composición
- Estructura
- Grado de saturación

De esta manera dependiendo de la permeabilidad puede requerirse el bombeo de un volumen importante de agua en suelos permeables como gravas y arenas o un volumen mínimo en suelos poco permeables como las arcillas.

La descarga de agua por unidad de área será:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (1.1)$$

En esta ecuación Q representa el volumen de agua por unidad de tiempo, A es el área de la sección transversal al flujo y v representa la velocidad del agua en el suelo. Definiendo n como la porosidad del suelo se tiene:

$$Ap = nA \quad (1.2)$$

Donde Ap es el área de poro, estableciéndose la velocidad media en los poros vp :

$$\begin{aligned} vpAp &= vA \\ vp &= \frac{v}{n} \end{aligned} \quad (1.3)$$

Para los suelos granulares la porosidad n toma valores de 0.3 a 0.5 con lo que $vp > v$, esta velocidad para un flujo laminar y con base en la Ley de Darcy esta dada por la expresión:

$$v = ki \quad (1.4)$$

Esta ecuación define a k como coeficiente de permeabilidad y a i como el gradiente hidráulico que representa la pérdida de carga por unidad de longitud durante el trayecto del flujo de agua. Se puede definir también a k como:

$$k = \frac{Y_w}{\eta} K \quad (1.5)$$

En esta expresión K representa la permeabilidad específica dependiente del tamaño, la forma y la porosidad de los granos; $\eta = 10.3 \times 10^{-6} \text{ seg/cm}^2$ es la viscosidad del agua $f(T)$ considerada constante para 20°C .

La figura 1.2 nos muestra la clasificación de los suelos según su coeficiente de permeabilidad.

Grado de permeabilidad	k, cm/s
Elevada	Superior a 10^{-1}
Media	10^{-1} a 10^{-3}
Baja	10^{-3} a 10^{-5}
Muy Baja	10^{-5} a 10^{-7}
Prácticamente impermeable	Menor de 10^{-7}

Fig. 1.2. Grado de permeabilidad en los suelos

La figura 1.3 presenta los valores típicos del coeficiente de permeabilidad de suelos gruesos, suelos finos y de la mezcla de éstos.

Suelo	k, cm/s
Grava uniforme (GP)	0.2 a 1 ó más
Grava bien graduada (GW)	5×10^{-2} a 0.3
Arena uniforme (SP)	5×10^{-3} a 0.2
Arena bien graduada (SW)	10^{-3} a 0.1
Arena limosa (SM)	10^{-3} a 5×10^{-3}
Arena arcillosa (SC)	10^{-4} a 10^{-3}
Limo (ML)	5×10^{-5} a 10^{-4}
Arcilla (CL)	10^{-6} a 10^{-8}
Arcillas coloidales (CH,OH)	10^{-8} a 10^{-10}

Fig. 1.3. Tabla que presenta los coeficientes de permeabilidad

Debe tenerse en cuenta que la mayoría de los depósitos de suelo presentan una estratificación con capas que pueden ser de mayor o menor permeabilidad, ante esto los suelos suelen presentar un comportamiento anisotrópico que resulta determinante en el abatimiento del nivel freático; en éste, la permeabilidad en sentido horizontal resulta un poco mayor que la permeabilidad en el sentido vertical.

Al excavar por debajo del nivel freático se presentan dos fenómenos:

1. Se da una disminución de los esfuerzos totales por la descarga de la masa de suelo que es excavada lo que a su vez genera una disminución de los esfuerzos efectivos y de la presión de poro, es decir, existe un efecto de succión.
2. Existe una tendencia al flujo por la diferencia de niveles de agua entre el interior de la excavación y el suelo circundante.

Con esto se producen dos gradientes que tienden a disminuir los esfuerzos efectivos debidos a la succión por descarga y a la diferencia de niveles de agua, de esta manera con el transcurso del tiempo y dependiendo de la geometría de la excavación y la permeabilidad del suelo se desarrolla un flujo que restablece la condición hidrostática ante lo cual se da el aumento del contenido de agua y la disminución de los esfuerzos efectivos.

1.3 Suelos gruesos y suelos finos

El tamaño de los granos de un suelo se refiere a los diámetros de las partículas que lo forman. Los fundamentos teóricos en los que se basan los diferentes sistemas de clasificación de los suelos definen que, partículas mayores son las que se pueden mover con las manos, mientras que las más finas no pueden ser observadas con un microscopio.

Para poder identificar el tipo de suelo existe la clasificación basada en la granulometría la cual aunque tiene un amplio uso para descripciones generales y preeliminares puede conducir a errores debido a que las propiedades físicas de los suelos dependen de factores ajenos al tamaño de los granos, es por ello que se toma como referencia el Sistema Unificado de clasificación de suelos.

Este sistema deriva de un sistema desarrollado por Arthur Casagrande para identificar y agrupar los suelos; clasifica al suelo de acuerdo con la distribución del tamaño de las partículas del material menor de 3", dividiendo a los suelos en tres grupos principales: de grano grueso, de grano fino y suelos-turbas.

Para poder separar los suelos de granos gruesos de los suelos de granos finos se toma como referencia el tamiz No. 200 (0,074 mm), de modo que el sistema clasifica al suelo grueso si más del 50% es retenido en el tamiz 200 y como suelo fino si el 50% o más pasa por el tamiz 200.

1.3.1 Suelos de alta permeabilidad

Los suelos de granos gruesos están conformados por las gravas y arenas y se encuentran definidos por la compactación de los granos y su orientación. Su análisis granulométrico se realiza por medio de mallas.

Esta prueba consiste en la separación mecánica de las fracciones que componen la muestra de suelo en una serie de mallas para lo cual se deposita al suelo previamente seco en este juego de mallas agitándolo en forma horizontal o vertical durante 5 ó 10 minutos. Posteriormente se pesa el suelo retenido en cada malla evitando pérdidas de material para calcular el por ciento retenido en cada malla con respecto al peso total de la muestra y el por ciento que pasa respecto a dicho total.

Se gráfica en una escala semilogarítmica el por ciento de material que pasa en peso, y el diámetro de la malla, por lo que forman ambos parámetros un sistema de ejes sobre el cual, una vez graficados los resultados, se obtiene la Curva de Distribución Granulométrica.

La curva nos indicará el tamaño de los granos y la graduación de estos y permitirá obtener los indicadores que caracterizan el suelo: El Coeficiente de Uniformidad (C_u) y el Coeficiente de Curvatura (C_c).

El coeficiente de uniformidad representa la extensión de la curva de distribución granulométrica, con lo que a mayor extensión se tendrá una mayor variedad de tamaños (suelo bien graduado) cumpliéndose en arenas para un $C_u > 6$, y en gravas con un $C_u > 4$; mientras que el coeficiente de curvatura nos indica una curva granulométrica constante cumpliéndose tanto en arenas como gravas para $1 < C_c < 3$.

La clasificación de los suelos gruesos se muestra en la figura 1.4.

Prefijos	G	Grava; si el 50% o más de la muestra es retenida en la malla No. 4.
	S	Arena; si más del 50% de la muestra pasa por la malla No. 4 (mayores a 1 mm).
Sufixos	W	Bien graduado ($C_u > 4$); limpios (<5% pasa por el tamiz 200)
	P	Mal graduado ($C_u < 4$ para gravas ó $C_u < 6$ para arenas); limpios
	C	Bien graduados; sucios (>12% de partículas menores de 0,074 mm), finos arcillosos o plásticos ($I_w > 7$) donde I_w : Índice plástico
	F	Pobrementemente graduados; sucios (>12% de partículas menores de 0,074 mm; Finos limosos o no plásticos ($I_w < 4$) donde I_w : Índice plástico

Fig.1.4. Clasificación de los granos gruesos

Si el suelo es de alta permeabilidad como resulta ser el caso de los suelos gruesos como gravas y arenas, la presencia del agua además de dificultar las tareas como el colado y el cimbrado dificulta el avance de la excavación conforme se remueve el material, ya que las fuerzas de filtración se encargan de arrastrar el material provocando un llenado del fondo en forma continua lo cual origina que al profundizar en la excavación bajo el nivel freático esta solo se ensanche.

En estos casos el abatimiento del nivel freático debe realizarse siempre quedando por debajo del plano del fondo de corte en el área de excavación a una profundidad mayor que la de la misma excavación.

Debido a la alta permeabilidad de los suelos granulares, el flujo se establece de forma inmediata, por lo cual el bombeo en estos suelos es diseñado para controlar el gasto de agua que se filtra hacia la excavación evitando fuerzas de filtración ascendentes, logrando trabajar en seco; el volumen que se requiere manejar varia desde $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta varios m^3/s .

Para poder trabajar en seco durante la excavación el abatimiento del NAF se realiza por medio de pozos punta (well points) o pozos profundos (figura 1.5.). pues en caso de no seguir

estos procedimientos puede producirse el fenómeno de ebullición ante lo cual el suelo pierde su compacidad provocando que quede en un estado muy suelto.

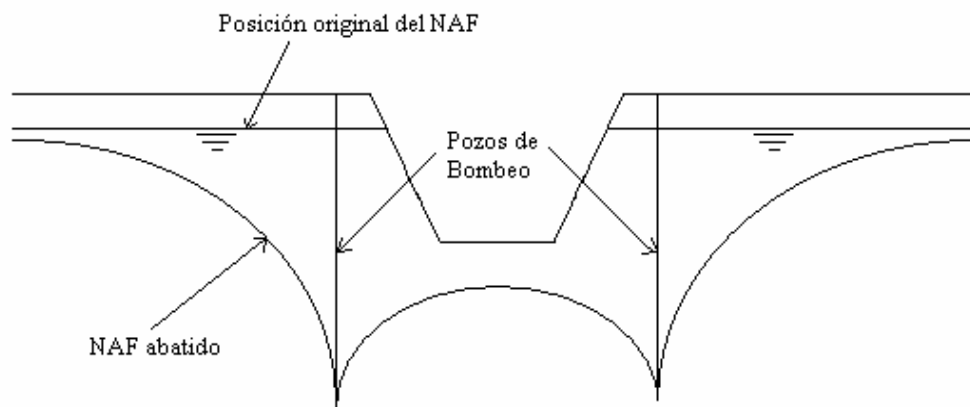


Fig. 1.5. Abatimiento del NAF mediante pozos punta

1.3.2 Suelos de baja permeabilidad

Los suelos de granos finos se constituyen en tres grupos formados por limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C) y arcillas orgánicas (O); estos se encuentran definidos por su grado de estructuración y antecedentes geológicos. Su análisis granulométrico suele realizarse mediante el método del hidrómetro el cual refiere que la velocidad de sedimentación de las partículas en un líquido esta en función de su tamaño; esto se basa en la Ley Stokes.

Cada uno de estos grupos se subdivide en los que tienen límites líquidos menor de 50% (L) y aquellos mayores de 50% (H). La diferencia que existe entre estos tres grupos se observa en la figura 1.6. donde los suelos que se ubican en la zona sombreada corresponden a los materiales limítrofes que se encuentran representados por un símbolo doble.

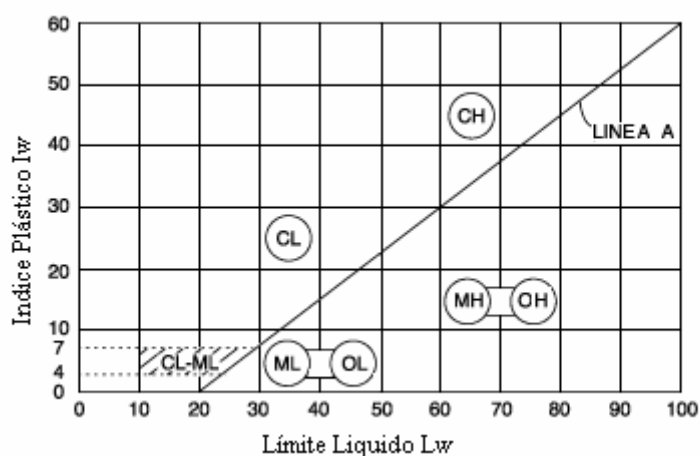


Fig. 1.6. Gráfico de la plasticidad para la clasificación unificada de los suelos.

La diferencia existente entre los suelos de granos finos radica en su resistencia seca, en su reacción ante un ensayo o en su rigidez cuando su humedad se encuentra cercana al límite plástico.

La figura 1.7. muestra el grupo y las diferencias entre cada uno de ellos en base a sus propiedades.

Grupo	Resistencia seca	Reacción al ensayo de sacudimiento	Rigidez en el límite plástico
ML	ninguna o baja	rápida a lenta	nula
CL	mediana a alta	nula o muy lenta	mediana
OL	muy baja a mediana	lenta	pequeña
MH	muy baja a mediana	lenta a nula	pequeña a mediana
CH	alta a muy alta	nula o muy lenta	alta
OH	mediana a alta	nula a muy lenta	pequeña a mediana

Fig.1.7. Clasificación de suelos finos

En el caso de los suelos con baja permeabilidad como lo son las arcillas y los limos arcillosos el nivel freático suele abatirse automáticamente por efecto de la excavación, siendo necesario únicamente un bombeo de achique adecuado para eliminar el agua que escurre.

Si el material que se extrae con su contenido natural de agua e impermeabilidad tiene un tiempo de exposición corto, no sufrirá expansiones volumétricas ni cambiará su resistencia; sin embargo esto no ocurre, pues los tiempos de excavación no satisfacen esas condiciones ideales y la excavación genera cambios en las propiedades del suelo disminuyendo la resistencia y propiciando expansiones; por lo tanto en este tipo de suelos el problema ya no es el abatimiento del NAF sino el control del flujo de agua hacia la excavación.

La profundidad a la cual se abate automáticamente el NAF esta dada por las siguientes expresiones:

$$\gamma_{sat} D = \gamma'(H + D)$$

$$(\gamma_{sat} - \gamma')D = \gamma' H$$

$$D = \frac{\gamma' H}{\gamma_w} \quad (1.6)$$

En donde H es la profundidad a la cual se excava sin que el suelo se expanda de inmediato, γ es el peso volumétrico del suelo, γ_w el peso volumétrico del agua y por tanto D es la nueva presión total que será igual a la presión efectiva inicial.

De los problemas que suelen presentarse en una excavación en este tipo de suelos, están el que los depósitos de suelos arcillosos generalmente presentan microfisuramiento así como intercalaciones de delgados estratos arenosos de mayor permeabilidad; en los cuales existen elevadas presiones hidráulicas que pueden provocar una falla de fondo o falla por subpresión.

La falla se presenta cuando $\gamma_{sat}h = \gamma_w h_w$ en donde $h = \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_{sat}}$ de manera que para que no exista la falla por subpresión se deberá cumplir:

$$h > \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_{sat}} \quad (1.7)$$

En donde h es el espesor que asegurará la estabilidad y hará necesaria la reducción de la carga hidráulica h_w del estrato permeable mediante pozos de alivio.

Esto surge al ser mayor la presión hidráulica del estrato permeable que la presión debida al peso propio del suelo comprendido entre el fondo del corte y el nivel superior del estrato permeable; para contrarrestarlo, las presiones del agua en los estratos permeables suelen abatirse mediante pozos de bombeo profundos, instalándose piezómetros que verifiquen que la presión del agua sea menor a la del suelo; de tal forma que el nivel freático queda por abajo del fondo de la excavación, lo cual da buenos resultados, ver figura 1.8.

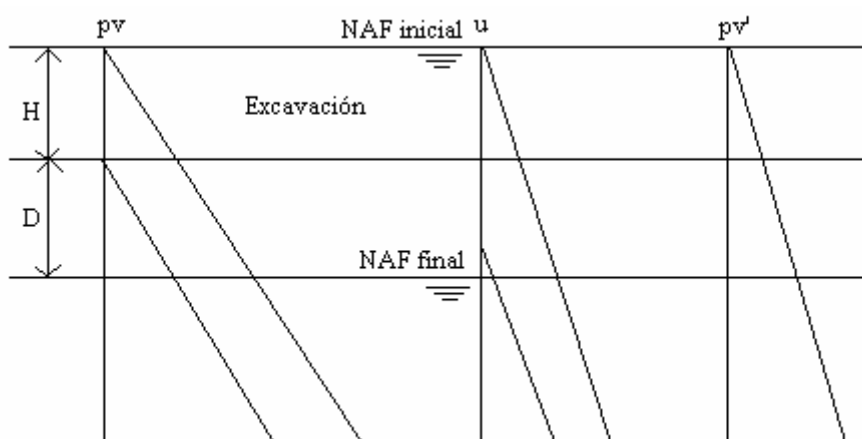


Fig. 1.8. Abatimiento del NAF en una excavación

En estas condiciones el bombeo se realiza principalmente para extraer el agua libre con lo cual se evita que se activen las fisuras existentes y se disminuye al mínimo la modificación de esfuerzos efectivos por cambios en la humedad de los suelos finos.

Con esto se evitan expansiones excesivas y asentamientos subsecuentes al igual que la inestabilidad por disminución de la resistencia de los suelos; en cualquier caso los pozos deben atravesar todos los estratos que puedan generar la falla por subpresión.

1.4 Pruebas de Bombeo

Las pruebas de Bombeo se realizan cuando un abatimiento representa un problema importante en el costo del proyecto y constituyen una forma de obtener datos respecto a la permeabilidad de los suelos, del gasto que puede extraerse de un pozo aislado y de factores que determinan la programación y el costo del abatimiento que se requiere.

Una prueba de bombeo es parte de un estudio geotécnico que requiere un adecuado conocimiento de las condiciones estratigráficas de los niveles de agua. Sus objetivos fundamentales son:

- Determinar la permeabilidad media y radio de influencia
- Determinación del gradiente horizontal del que depende el efecto en estructuras vecinas.
- Determinación de la dificultad de instalar pozos
- Determinación del gasto que puede extraerse de un pozo.
- Condiciones imprevistas que puedan afectar el abatimiento.

De acuerdo con el abatimiento del nivel freático y la información con la cual se cuente se analiza la capacidad aproximada de bombeo en el pozo para así poder realizar un diseño que reúna los siguientes aspectos:

- Tipo de Bomba. Para suelos gruesos se emplean bombas sumergibles mientras que para suelos finos generalmente bombas de eyector.
- El Ademe debe ser de diámetro suficiente para admitir cualquier tipo de bomba, el diámetro externo debe permitir acomodar un filtro de arena o grava entre el ademe y la perforación.
- El filtro se seleccionará de acuerdo al tipo de suelo.

El pozo deberá penetrar todos los estratos que afectará el bombeo durante el abatimiento y en caso de estar involucrados distintos acuíferos se pueden llevar a cabo dos pruebas diferentes, una en el acuífero superior y la otra en el inferior, en pozos independientes.

Las bombas para llevar a cabo el abatimiento del nivel freático deben ser seleccionadas con capacidad mayor que la de trabajo normal, así como para el agua de lluvia que llega a la excavación. Para el abatimiento del NAF se han desarrollado varios tipos de bombas que se mencionan a continuación.

Bombas sumergibles.

Este tipo de bombas ofrece ventajas en el manejo de agua de cárcamos o pozos poco profundos. Su potencia se presenta desde una fracción hasta más de 100 HP. El motor sumergible es sellado y funciona dentro de aceite.

Esta diseñada para manejar pequeñas cantidades de sólidos en suspensión, sin embargo si el agua contiene cantidades significativas de arena angulosa se presenta una abrasión de los impulsores y los difusores produciendo pérdida de su capacidad o daño en el motor.

Este tipo de bombas es de baja eficiencia (50% a 60%), son robustas y por tanto requieren de pozos de diámetro mayor a 50 cm.

Bombas de pozos punta.

Estas bombas tienen una unidad centrífuga para bombear el agua, una unidad de vacío para impulsar el aire y una cámara con válvula flotante para separar el aire del agua. La Bomba de vacío da un sellado a la unidad necesario para un comportamiento adecuado del sistema. Estas unidades presentan una potencia que va de los 20 hasta los 250 HP.

Es susceptible de sufrir daños a causa del fenómeno de cavitación, por ello es indispensable que su carga de succión positiva neta sea baja para la aplicación requerida.

Bombas tipo eyector.

Estos sistemas son efectivos en suelos finos, en los cuales se requiere un bombeo de volúmenes reducidos de agua. Su principal ventaja es la capacidad del eyector para desarrollar un alto vacío en su coladera; si la columna del filtro en el pozo se sella con bentonita, el vacío es transmitido al suelo, acelerando el drenaje en los suelos finos interestratificados con capas más permeables aumentando la resistencia al corte del suelo.

No todos los suelos finos pueden ser estabilizados con este sistema; un elemento clave para hacerlo es la presencia de capas de arena o de limo grueso que proporcionen vías para que el agua fluya hacia el filtro de arena alrededor de los eyectores, como las que se presentan en la zona del Lago de la Ciudad de México.

Determinación del gasto en un pozo de Bombeo.

Para poder obtener el gasto de bombeo se considerará el pozo de la figura 1.9. Este muestra un diámetro $2r_0$ que ha sido instalado hasta llegar a un estrato impermeable, el pozo atraviesa diversos estratos con espesor d_n y coeficiente de permeabilidad k_n . Durante el bombeo, el radio de influencia es R_s y el nivel del agua dentro del pozo presenta un abatimiento S_0 ; el cual no excede el espesor del primer depósito, con coeficiente de permeabilidad k_0 .

Al aplicar la hipótesis de Dupuit se establece que el gradiente hidráulico en la sección considerada es igual a la pendiente de la superficie libre del agua (Zeevaert, 1983).

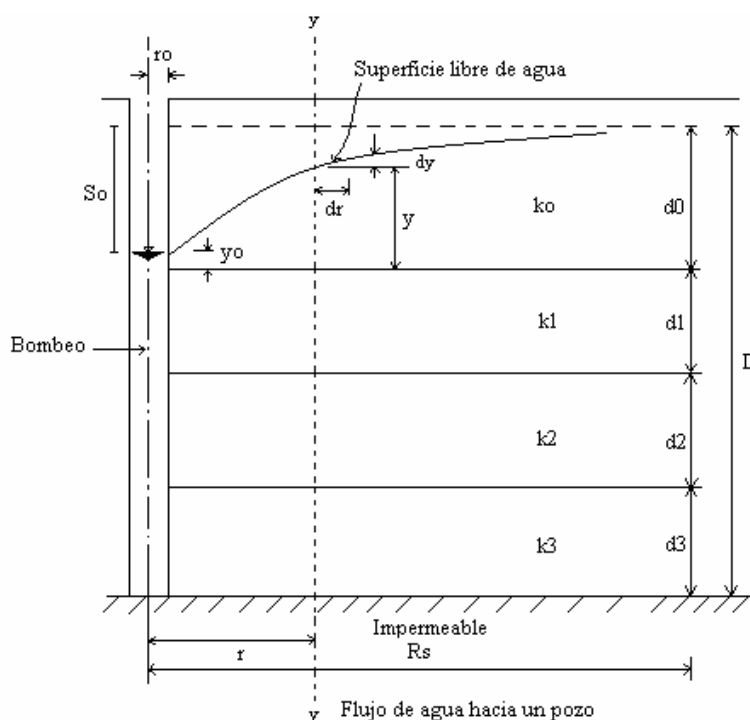


Fig. 1.9. Pozo de Bombeo (Zeevaert, 1973).

Donde el gasto de bombeo vale:

$$q = 2\pi r y k_0 (dy/dr) + 2\pi r d_1 k_1 (dy/dr) + 2\pi r d_2 k_2 (dy/dr) + \dots \quad (1.8)$$

Integrando:

$$q \int (dr/r) = 2\pi k_0 \int y dy + 2\pi d_1 k_1 \int dy + 2\pi d_2 k_2 \int dy + \dots + C \quad (1.9)$$

Considerando las condiciones de frontera para $r = R_s$ y $y = d_0$ reemplazando en la ecuación 1.9 se obtiene:

$$C = q \ln R_s - \pi k_0 d_0^2 - 2\pi d_0 \sum k_i d_i$$

Es decir:

$$q \ln(R_s/r) = \pi k_0 (d_0^2 - y^2) + 2\pi (d_0 - y) \sum k_i d_i \quad (1.10)$$

El gasto de bombeo en un pozo de radio r_0 se obtiene al hacer $r = r_0$ en la ecuación 1.10.

$$q = \frac{\pi k_0 (d_0^2 - y_0^2) + 2\pi (d_0 - y_0) \sum k_i d_i}{\ln(R_s/r_0)} \quad (1.11)$$

De esta ecuación se pueden derivar dos expresiones correspondientes a los casos que se tratan a continuación:

a) Si $k_1 = k_2 = \dots \equiv 0$ Flujo no confinado (figura 1.10), cuando el depósito superficial de espesor d_0 es mucho más permeable que los depósitos subyacentes :

$$q = \frac{\pi k_0 (d_0^2 - y_0^2)}{\ln(R_s/r_0)} \quad (1.12)$$

El cono de abatimiento se obtiene despejando y de la ecuación 1.10.

$$y = \sqrt{d_0^2 - \frac{q \ln(R_s/r)}{\pi k_0}} \quad (1.13)$$

Al existir varios pozos de bombeo se demuestra que la ordenada del cono de abatimiento vale (Mansur y Kaufman, 1962):

$$y = \sqrt{d_0^2 - \frac{\sum q_j \ln(R_{sj}/r_j)}{\pi k_0}} \quad (1.14)$$

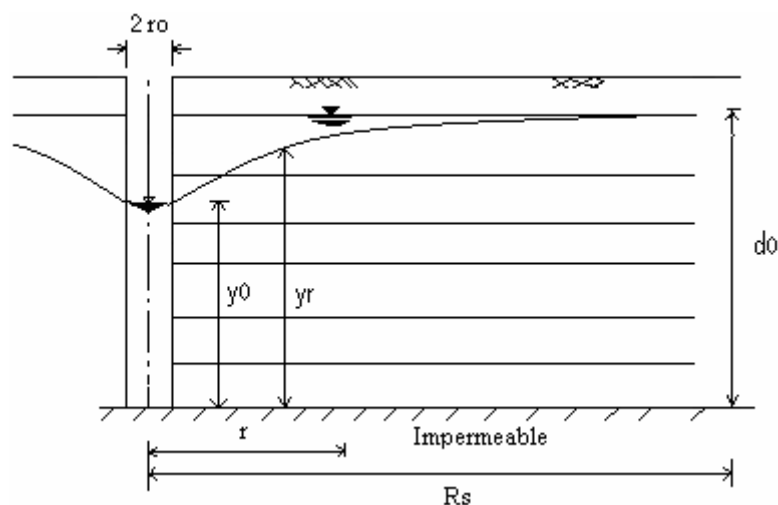


Fig. 1.10. Flujo de agua hacia un pozo en suelos estratificados no confinados.

b) Si $k_0 \equiv 0$ Flujo confinado (figura 1.11), el depósito superficial de espesor d_0 es impermeable. Los estratos subyacentes de espesor d_n son acuíferos y el gasto se expresa de la siguiente forma:

$$q = \frac{2\pi(d_0 - y_0) \sum k_i d_i}{\ln(R_s / r_0)} \quad (1.15)$$

El cono de abatimiento se obtiene despejando y de la ecuación 1.10.

$$y = d_0 - \frac{q \ln(R_s / r)}{2\pi \sum k_i d_i} \quad (1.16)$$

Al existir varios pozos de bombeo se demuestra que la ordenada del cono de abatimiento vale (Mansur y Kaufman, 1962):

$$y = d_0 - \frac{\sum q_j \ln(R_{s_j} / r_j)}{2\pi \sum k_i d_i} \quad (1.17)$$

En este caso el flujo de agua hacia el pozo es prácticamente horizontal. Si el suelo está formado por diferentes capas con permeabilidad $k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$ de espesor igual a $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$, se puede considerar una permeabilidad media de:

$$K_h D = \sum_i^n k_i d_i \quad (1.18)$$

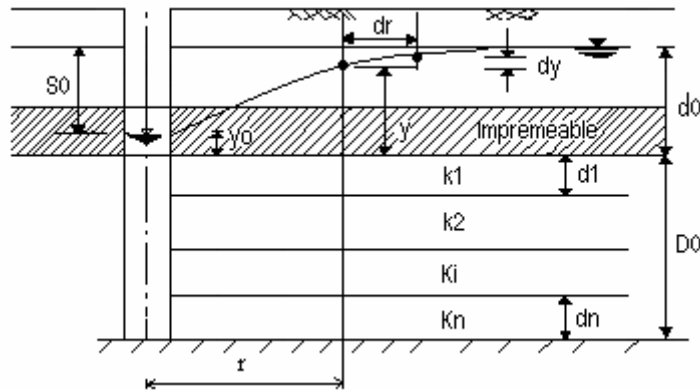


Fig. 1.11. Flujo de agua hacia un pozo en un acuífero estratificado confinado.

Esto nos indica que el gasto disminuye al incrementarse el radio de influencia R_s . Al ser el acuífero de capacidad ilimitada o tener una fuente de abastecimiento, el radio de influencia es restringido por distancia a esa fuente.

Sichardt estableció una fórmula empírica que puede emplearse para poder calcular aproximadamente el valor de R_s , cuando la fuente de abastecimiento del acuífero está a mayor distancia que el valor de R_s (cm.).

$$R_s = C_s s_0 \sqrt{k} \quad (1.19)$$

Donde:

R_s = Radio de influencia del pozo, en centímetros.

s_0 = Nivel dinámico dentro del pozo (distancia vertical entre el nivel piezométrico a una distancia R_s y el nivel del agua dentro del pozo) en centímetros.

k = Coeficiente de permeabilidad, en cm/s .

C_s es un coeficiente, en $(s/cm)^{1/2}$, que tiene un valor de 300 para pozos y 200 para zanjas o líneas de pozos.

1.5 Métodos de control de agua del terreno

En las excavaciones así como en los procesos geotécnicos asociados pueden emplearse métodos de control de agua en el terreno que dependen de las características del suelo y sobre todo de la distribución de tamaño de partículas de las mismas.

Bombeo desde pozos abiertos. Se emplean en la mayoría de los terrenos considerando que la superficie del lugar es suficientemente grande para permitir que los lados de la excavación tengan pendientes estables además de que no existan estructuras que pudieran ser dañadas por el asentamiento producido por la erosión debida a la influencia del agua hacia el pozo colector.

Este método resulta esencial en donde no pueden emplearse los tubos de achique debido a la obstrucción del terreno y resulta ser el único método práctico para excavaciones en roca. Sin embargo presenta el inconveniente de que el agua del terreno fluye hacia la excavación con un desnivel grande o pendientes inclinadas existiendo el riesgo de colapso de los lados.

Este método cuenta con un pozo colector por debajo del nivel general de excavación. Para mantener el suelo de excavación limpio de agua estancada se hace una zanja alrededor del fondo de la excavación dirigiéndola hacia el pozo colector, estas deben ser suficientemente anchas para que la velocidad de la corriente sea baja y se impida la erosión.

Contra la erosión se pueden establecer esclusas de control, pavimento por medio de piedras o concreto o la colocación de tuberías de juntas abiertas rodeadas de piedra bien tamizada o de algún material a base de grava que actúe como filtro.

En sitios donde el agua del terreno se encuentra presente en un estrato permeable situado sobre una capa de arcilla y la excavación alcanza este último material, se sitúa el pozo de bombeo en la base del estrato permeable, lo cual hace que se reduzca la altura de bombeo y se evite el ablandamiento de la arcilla en la base de la excavación.

La profundidad a la que puede hacerse descender el nivel freático mediante pozos abiertos no es mayor a siete metros y medio por debajo de la bomba dependiendo de su tipo y rendimiento, de manera que para mayores profundidades de excavación es necesario reinstalar la bomba a un nivel inferior o emplear una bomba sumergible suspendida de cadenas y descendida en un pozo entibado o en el interior de un tubo de acero perforado.

Bombeo con pozos punta

Este sistema para agotar el agua del terreno comprende la instalación de pozos de filtración de aproximadamente 0.90 m de longitud alrededor de la excavación. Estos se conectan por medio de tuberías verticales de elevación a una tubería principal al nivel del terreno que está sometida al vacío por una unidad de bombeo.

El agua fluye hasta el pozo filtrador y es absorbida por el vacío hacia la tubería principal, siendo la descarga a través de la bomba.

La principal ventaja de este sistema es que el agua es extraída de la excavación estabilizándose los lados teniendo unas pendientes más inclinadas, estas generalmente tienen una inclinación de 1:1/2 en arenas finas.

Estos pozos proporcionan un ahorro en la excavación total y permiten el trabajo en espacios muy reducidos además de que el peligro de hundimiento del terreno circundante es menor.

Este sistema presenta también inconvenientes, entre ellos su limitada altura de succión. Un desagüe de 4.8 m a 5.4 m bajo el nivel de bombeo es considerado el límite práctico, si se intenta aumentar la profundidad lo que se consigue es que penetre demasiado aire a través de las juntas de tubería y válvulas con lo que se perdería eficacia en el bombeo. Para excavaciones de mayor profundidad deben ser instalados en dos o más niveles.

Los pozos punta consisten en un filtro de malla de aproximadamente 0.90 m de longitud y de 6.25 m a 7.5 m de diámetro que rodea a una tubería central de elevación. Ver figura 1.12.

El agua extraída a través del filtro cae entre la malla y el exterior de la tubería a orificios taladrados al interior de esta y de allí va a la superficie, el fondo de la tubería termina en una válvula de retención.

Los pozos punta son instalados por inyección en el terreno hasta que la válvula de retención se separa del fondo y el agua inyectada fluye por la boquilla. La capacidad de estos suele ser de 227 l/min.

Su separación alrededor de la excavación depende de la permeabilidad del suelo y del tiempo aprovechable para efectuar la extracción. En arenas finas o gruesas y en gravas arenosas es conveniente una separación de 75 a 90 cm.; mientras que en arenas limosas es suficiente una separación de 150 cm.

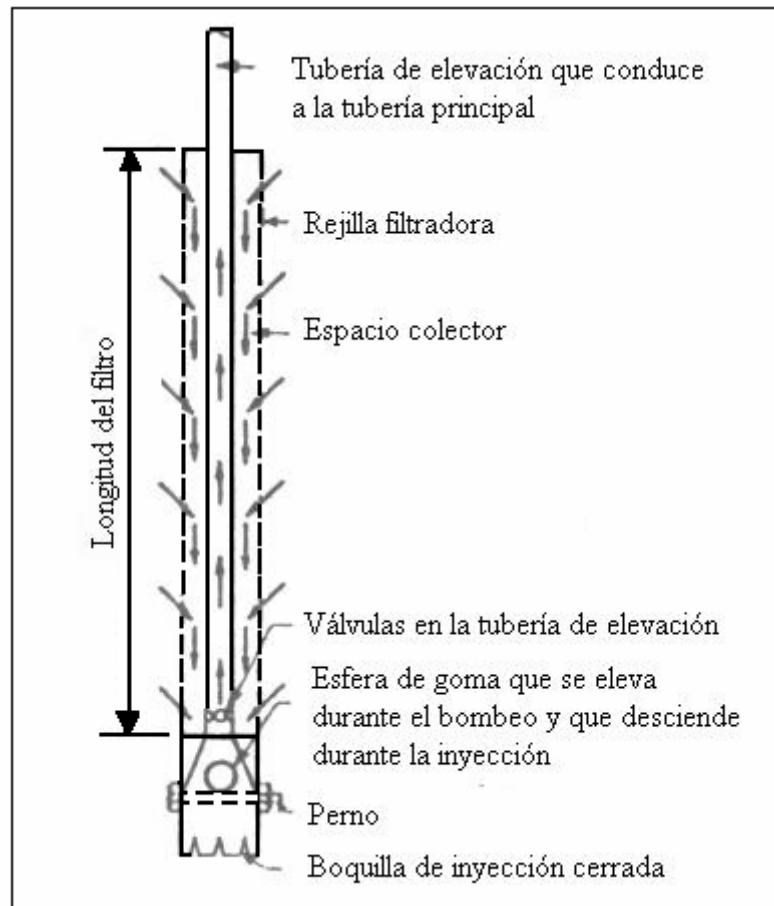


Fig. 1.12. Diagrama de un pozo punta

Bombeo desde pozos perforados

Este sistema se emplea mediante bombas de superficie con las tuberías de succión instaladas en pozos perforados. La profundidad de extracción mediante este método no suele superar los 7.5 m. Ver figura 1.13.

Se emplea cuando se precisa un descenso en el nivel de agua o en lugares donde se debe reducir una columna artesiana en estratos permeables a una profundidad considerable por debajo del nivel de excavación, por ello se instalan bombas eléctricas sumergibles en agujeros de gran profundidad con una tubería de elevación a la superficie.

La instalación de estos pozos se efectúa en condiciones de terreno menos restringidas que en el caso de los tubos de achique debido a una instalación de sondeo más pesada para poder abrir los pozos penetrando a través de la roca o de cualquier otro terreno difícil.

La profundidad del pozo depende de la distancia a un estrato impermeable y su costo de instalación es alto, por ello este procedimiento se restringe a trabajos que requieren largos periodos de tiempo.

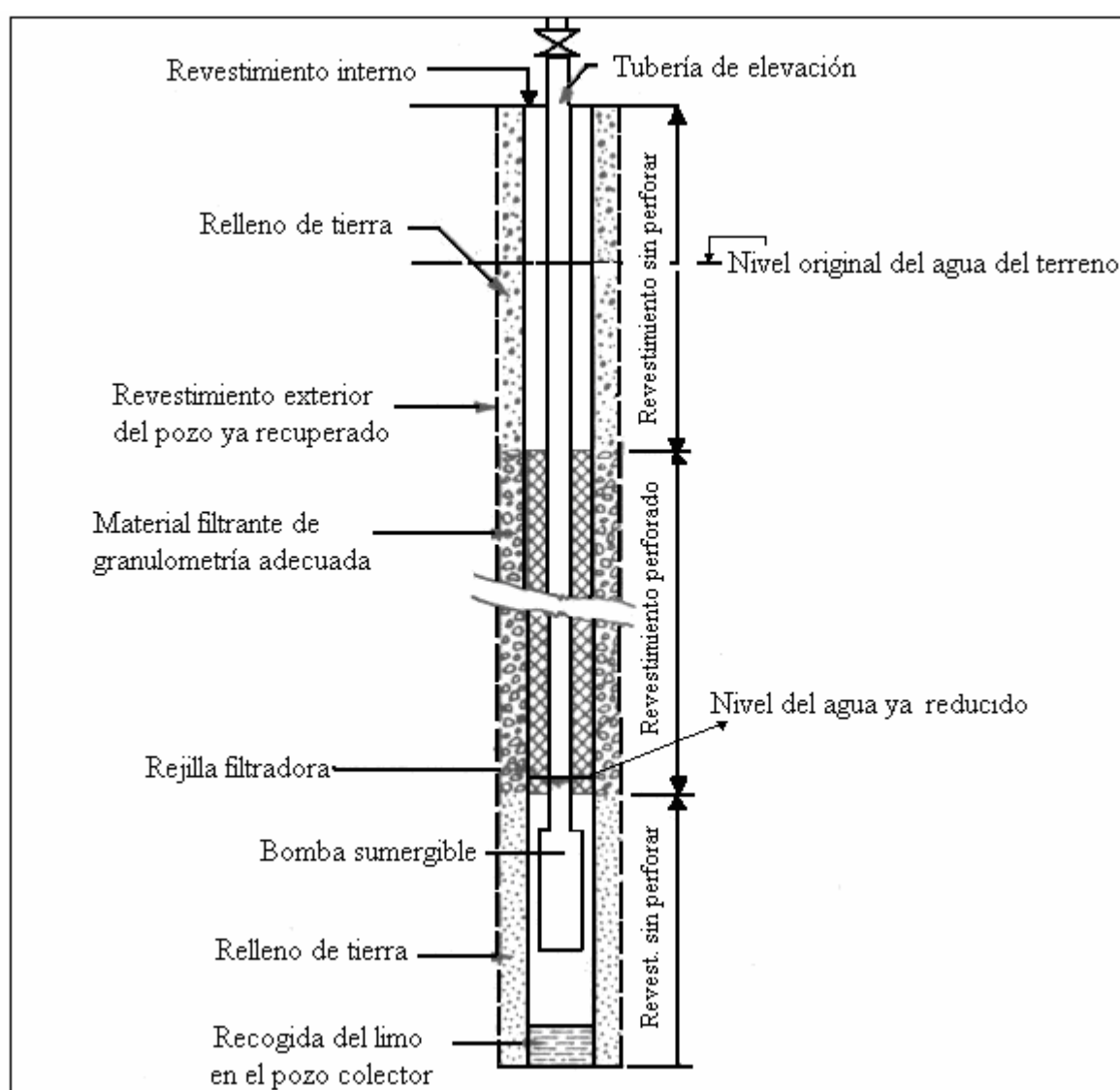


Fig. 1.13. Instalación de pozos perforados

En primer lugar se efectúa un agujero entubado con un diámetro de 20 a 30 cm, dependiendo del tamaño de las bombas para posteriormente introducir el revestimiento interior del pozo.

Se coloca una rejilla perforada a lo largo de la longitud del tubo de revestimiento en la parte donde debe efectuarse la reducción del nivel de agua, terminando en un tramo de tubería sin perforar de 3 a 6 m de longitud, el cual actúa de pozo colector para recoger el material fino que pueda ser arrastrado a través de la malla de filtración.

Instalado el revestimiento del pozo, se coloca un filtro de grava entre este y el revestimiento exterior en toda la longitud en la que se desea descender el nivel del agua, el espacio por encima de la rejilla es rellenado con cualquier material disponible.

El agua del pozo es agitada mediante una herramienta de sondeo para promover un flujo a través del filtro.

Los pozos perforados pueden instalarse a distancias mayores que los tubos de achique, debido a que las bombas pueden situarse a profundidades más grandes bajo el nivel de excavación, aumentando el área de extracción de cada uno de los pozos individuales.

Bombeo desde pozos horizontales

Este procedimiento se emplea en los casos en los que no puede hacerse uso de los pozos perforados o tubos de achique y se utiliza en aquellos lugares donde se llevan a cabo excavaciones profundas a través de un terreno que contenga gran cantidad de agua hasta alcanzar un estrato impermeable. Por la gran profundidad no pueden hincarse tablestacas para separar la excavación de la capa impermeable.

Los pozos perforados no pueden rebajar por completo el nivel de agua hasta el estrato rocoso. Estos pozos son suficientemente grandes para permitir el descenso de hombres para su instalación mediante martillos neumáticos o por inyección y constan de un revestimiento externo y de otro interno, con el espacio entre los dos relleno de un filtro de grava.

En ellos se colocan unas válvulas en el punto de paso al pozo central, para poder cerrarlos hasta que estén todos instalados, entonces se abren las válvulas y se procede al bombeo desde el pozo central mediante la utilización de una bomba sumergible.

Capítulo 2

Movimientos alrededor de una excavación

2.1 Introducción

Una excavación esta asociada a movimientos de la superficie del terreno adyacente con lo que al extraer el material se produce un cambio en el estado de esfuerzos del suelo que va acompañado de sus deformaciones correspondientes.

Los movimientos que se producen generalmente son de carácter de asentamientos aunque en algunos casos la superficie del terreno tiende a subir, esto depende fundamentalmente del procedimiento constructivo empleado, este factor así como el fenómeno suelo-muro influyen en la estabilidad de la excavación, sin embargo no son tomados en cuenta de manera concreta y dan como resultado un problema de diseño complejo que da lugar a numerosos métodos de diseño.

Los principales aspectos a tomarse en cuenta en el diseño de una excavación son:

- 1) Distorsiones angulares. Estas son producidas por el propio peso de excavación provocando movimientos en el terreno verticales y horizontales así como movimientos diferenciales en las estructuras.
- 2) Falla de fondo. Esta falla se produce cuando los esfuerzos inducidos por el proceso de excavación son mayores a la resistencia al corte del suelo.

Para poder hacer formal este análisis se emplean técnicas numéricas como el método del elemento finito el cual permite establecer procedimientos de análisis de excavaciones para la construcción de cimentaciones profundas.

2.2 Análisis paramétrico del elemento finito

El análisis del elemento finito es un procedimiento empleado en el análisis de excavaciones; es útil dada la escasez de datos certeros de los movimientos inducidos por las excavaciones y esta orientado a la definición de los efectos de los parámetros que incluyen la distribución de cargas aplicadas a los puntales, la relación de empuje de tierras, la distribución de la resistencia al corte del suelo, la geometría de la excavación, la rigidez del muro y la separación de puntales.

El análisis que permite este método esta limitado a excavaciones profundas con caras verticales que requieren de apoyo lateral asumiendo condiciones no drenadas.

Este permitirá la revisión de la seguridad de nuestra excavación considerando los asentamientos obtenidos a partir de perfiles de desplazamientos normalizados detrás del muro.

Se debe tomar en cuenta el límite máximo de deformaciones diferenciales en la excavación y en las estructuras vecinas considerando muros de carga de concreto, cuya relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y claros es de 0.004.

2.3 Patrones de comportamiento de excavaciones

El estudio realizado con el método del elemento finito muestra que los movimientos verticales y laterales siguen ciertos patrones mediante un factor de normalización consistente en el desplazamiento vertical máximo. Este enfoque indica que los patrones de asentamientos detrás del muro varían dependiendo del valor de la relación empuje de tierra/reacción de puntales E_0/R .

Si el desplazamiento vertical máximo es estimado, el perfil de asentamientos se puede definir enmarcándose las zonas de mayor riesgo en cuanto a daños inducidos a construcciones localizadas a lo largo de las excavaciones.

Las funciones básicas de un sistema de apuntalamiento son el proporcionar mayor estabilidad y disminuir los movimientos del suelo detrás del muro, la clase de soporte dependerá del tipo de excavación, la índole del terreno y el agua subterránea existente.

Las excavaciones poco profundas pueden realizarse sin sostener el material circunvecino, existiendo el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar al material. La inclinación de los taludes será función del tipo y carácter del suelo, de las condiciones climáticas, de la profundidad de la excavación y del tiempo que la excavación permanecerá abierta.

Los taludes se hacen tan parados como el material lo permita. La mayor parte de las arenas presentan pequeñas cantidades de material cementante o aparentan un cierto monto de cohesión debido a la humedad que contienen, lo cual no garantiza la seguridad de los taludes expuestos permanentemente mientras la excavación esta abierta.

El talud máximo que puede soportar un suelo arcilloso es función de la profundidad del corte y de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. Si la arcilla es blanda son necesarios taludes más inclinados para evitar el bufamiento del fondo, además las arcillas rígidas desarrollan grietas cerca de la superficie del terreno las cuales al llenarse de agua provocan que la presión hidrostática reduzca el factor de seguridad produciendo la falla de los taludes.

El agua en las grietas también es la causante de reblandecer la arcilla progresivamente de manera que la seguridad del talud disminuirá con el tiempo.

Por ello se usa el apuntalamiento con la finalidad de soportar los frentes de las excavaciones.

Apuntalamiento en excavaciones poco profundas.

Las áreas para construir suelen prolongarse hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otras en los que ya existen estructuras. En estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y generalmente requieren de ademe. Ver figura 2.1.

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4m, se hincan tablones verticales alrededor del límite de la excavación a los que se les denomina *forro*.

La profundidad a la que se hinca el forro se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. Este se mantiene en su lugar por medio de largueros soportados por puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación.

Los puntales son usualmente de madera, pero si la excavación no cuenta con más de 1.5 m de anchura se emplean tubos metálicos que se pueden alargar llamados *puntales para cepas*.

Si la excavación es demasiado ancha los largueros pueden apoyarse en puntales llamados *rastras* para lo cual se requiere que el suelo en la base de la excavación sea firme para dar un soporte adecuado a los miembros inclinados.

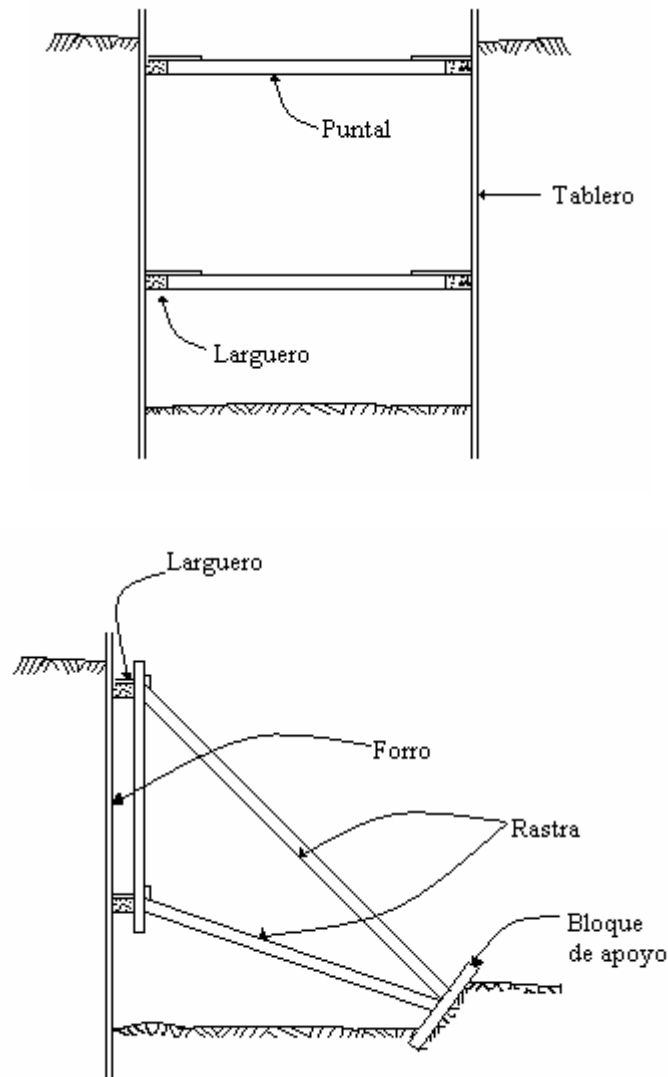


Fig. 2.1. Métodos de apuntalamiento de los frentes de excavaciones poco profundas

Apuntalamiento de excavaciones profundas.

Cuando la profundidad de una excavación es mayor a 6m, se emplean métodos distintos de apuntalamiento. Se hincan tablaestacas de acero alrededor del límite de la excavación.

Al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablestacas que comúnmente son las que presentan el alma en forma de z, se insertan largueros y puntales (figura 2.2) cuando la excavación se ha profundizado. Prosigue la excavación a un nivel inferior instalándose otro juego de largueros y puntales siguiendo este proceso hasta terminar la excavación.

Es aconsejable hincar las tablestacas varios metros abajo del fondo de la excavación para evitar bufamientos locales y en algunos casos con la porción hincada se elimina la necesidad de instalar un puntal en el fondo del corte.

Si el ancho de una excavación profunda es demasiado grande para que permita el uso de puntales a través de toda la excavación se usan puntales inclinados, siempre y cuando exista el apoyo adecuado para ellos.

En ocasiones es posible excavar la porción central del lugar a su máxima profundidad y colar parte de la cimentación, la cual servirá de apoyo a los puntales inclinados que se requieren para excavar el resto.

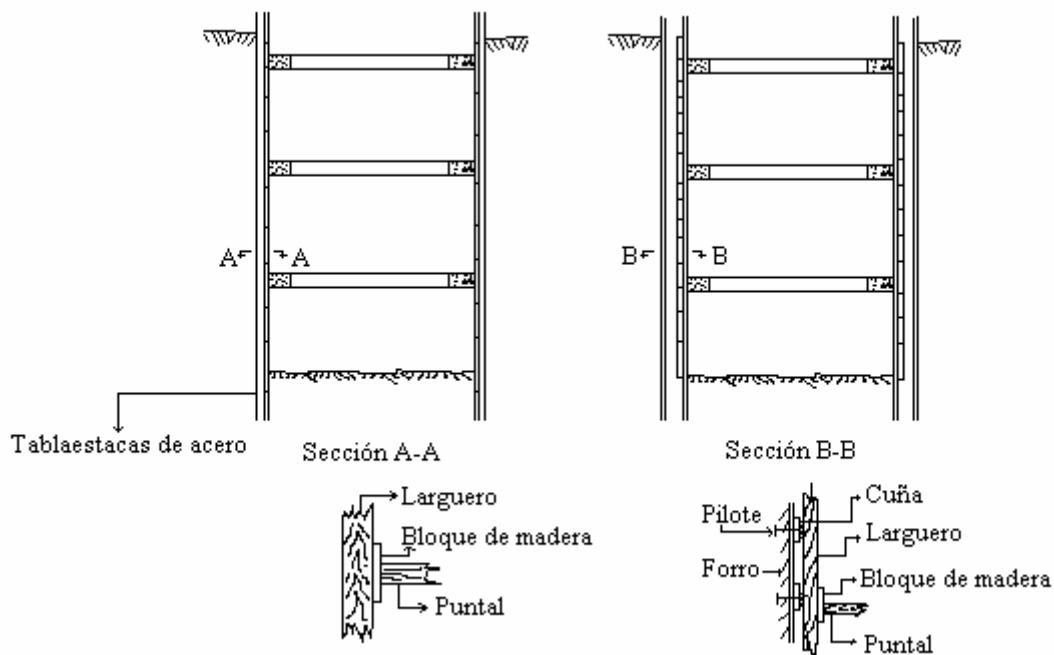


Fig. 2.2. Secciones transversales en apuntalamientos de excavaciones profundas

El apuntalamiento proyectado correctamente puede reducir el cambio en la presión lateral en el material adyacente a la excavación y por lo tanto, es capaz de reducir los asentamientos a un valor que puede considerarse mínimo.

Para reducir los movimientos del terreno adyacente al mínimo práctico se preesforza cada puntal cuando se inserte.

Antes de insertar el puntal se equipan con gatos hidráulicos dos puntales auxiliares para aumentar la distancia entre los largueros contra los cuales se va a apoyar el puntal.

Posteriormente se inserta el puntal y es apretado adecuadamente con cuñas, de manera que permanezcan en el puntal esfuerzos de varias toneladas cuando se aflojen los gatos.

Las dificultades que pueden llegar a originarse son debidas a que los pasos de la secuencia de la excavación y apuntalamiento no son bien especificados permitiéndose que la excavación avance demasiado antes de que se instaló el siguiente grupo de apoyos.

Cuando las consecuencias de los asentamientos de terrenos adyacentes o fallas son serias, se realizan las observaciones necesarias en el campo advirtiéndolo las tendencias desfavorables. Estos estudios pueden incluir la medida de los movimientos laterales y verticales del entibamiento y el apuntalamiento, de los asentamientos de las estructuras adyacentes así como de los niveles piezométricos colocados debajo y al lado de la excavación.

2.4 Análisis de sensibilidad

Las funciones básicas de un sistema de apuntalamiento son: proporcionar mayor estabilidad y disminuir los movimientos del suelo detrás del muro.

Para mantener los desplazamientos en el suelo dentro de límites tolerables basta con restablecer, en el suelo, el estado de esfuerzos correspondiente al empuje de tierra en reposo.

Con base en esto se puede calcular la precarga en cada puntal. Se define la relación $\frac{E_0}{R}$, en donde E_0 es el empuje de tierras en reposo a la profundidad de excavación calculado por Rankine; y R es la precarga total aplicada por los puntales. Ver figura 2.3.

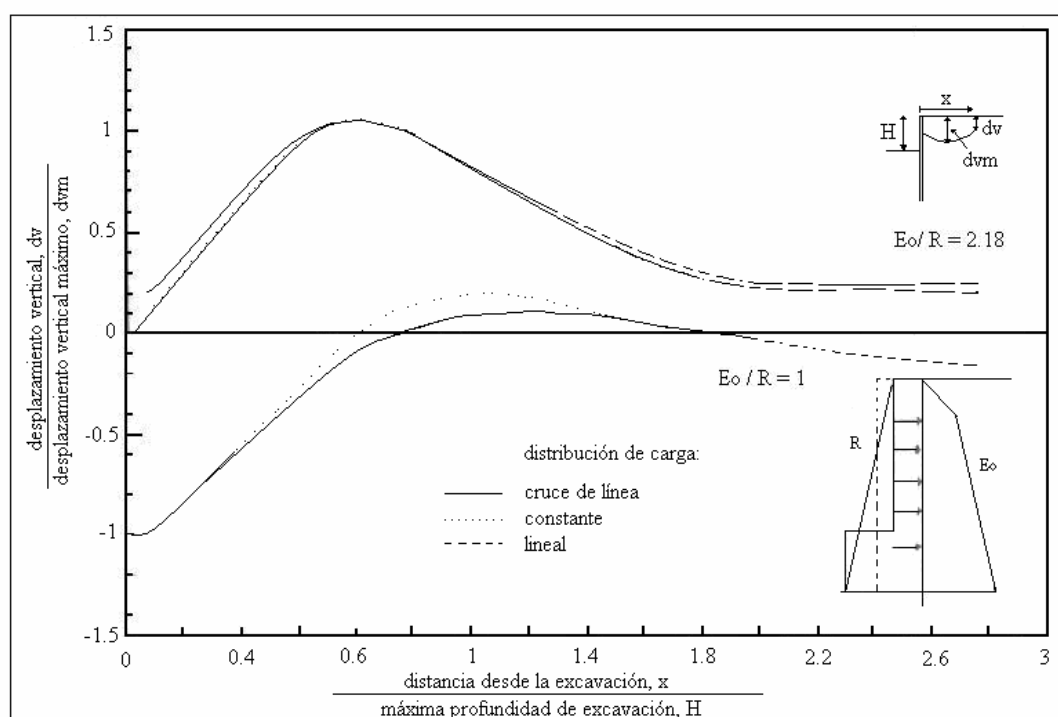


Fig. 2.3. Perfiles de Desplazamiento detrás del muro

La figura basada en el enfoque propuesto por Mana y Clough (1981) referente a el modelo del elemento finito muestra que para relaciones $\frac{E_0}{R} = 1$ se presentan bufamientos y que conforme la relación crece, los movimientos verticales cambian de bufamientos a asentamientos. Ver figura 2.4. Los desplazamientos verticales crecen conforme la relación $\frac{E_0}{R}$ lo hace, debido a que la reacción proporcionada al suelo por medio de los puntales disminuye y a su vez una distribución de carga constante produce mayores movimientos.

Dicho crecimiento depende del valor del coeficiente $\frac{S_u}{\gamma H}$ donde S_u es la resistencia al corte no-drenada del suelo promedio hasta una profundidad de $\frac{12.6H}{B}$ y γ es el peso volumétrico saturado del suelo. La figura 2.4 permite estimar el desplazamiento vertical máximo del suelo detrás del muro para las condiciones de análisis.

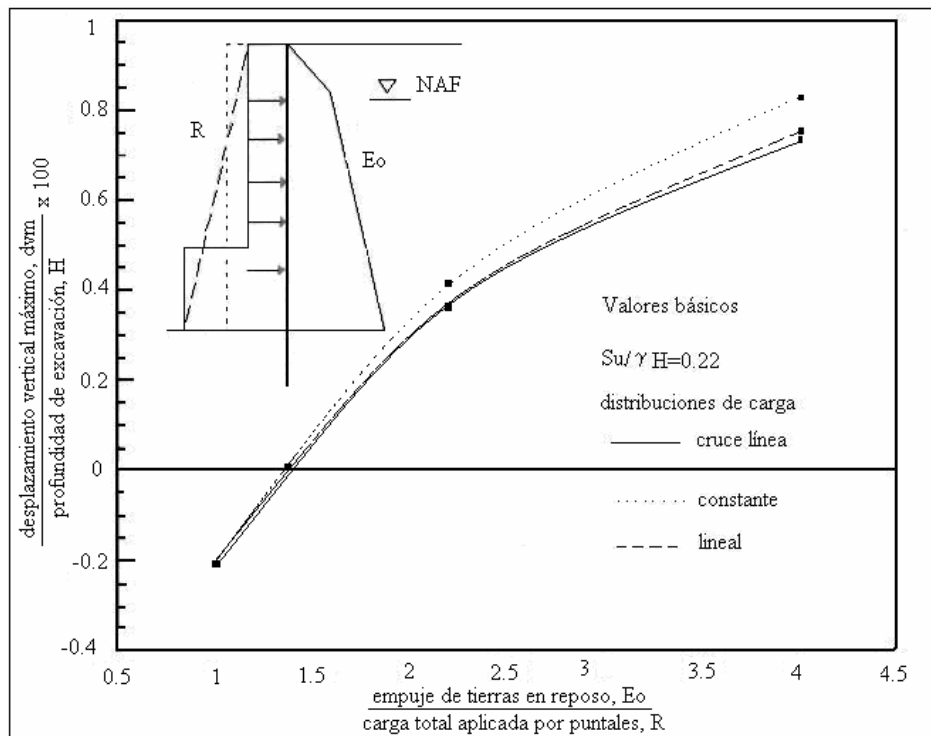


Fig. 2.4. Relación normalizada entre el $\frac{dvm}{H}$ contra la relación $\frac{E_0}{R}$

2.5 Parámetros específicos

2.5.1 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 arcilla pasa por diversas etapas críticas definidas en términos del parámetro $\frac{S_u}{\gamma H}$ donde γ es el promedio pesado del peso volumétrico saturado , H es la profundidad de la excavación y S_u es el promedio pesado de la resistencia no-drenada hasta una profundidad igual a $\frac{12.6H}{B}$.

La relación entre los máximos desplazamientos verticales $\frac{E_0}{R}$ y el coeficiente $\frac{S_u}{\gamma H}$ muestra que las relaciones $\frac{E_0}{R}$ igual a 2.18 y 4 tienen poca influencia en los movimientos cuando el coeficiente $\frac{S_u}{\gamma H}$ es mayor que 0.30. En este caso el suelo es estable y el sistema de apoyo tiene un efecto mínimo; sin embargo cuando el coeficiente $\frac{S_u}{\gamma H}$ 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 $\frac{S_u}{\gamma H}$ cae debajo de 0.20, los movimientos crecen muy rápidamente, de tal manera que el sistema se torna inestable presentándose grandes zonas de plastificación del suelo debajo del fondo de excavación.

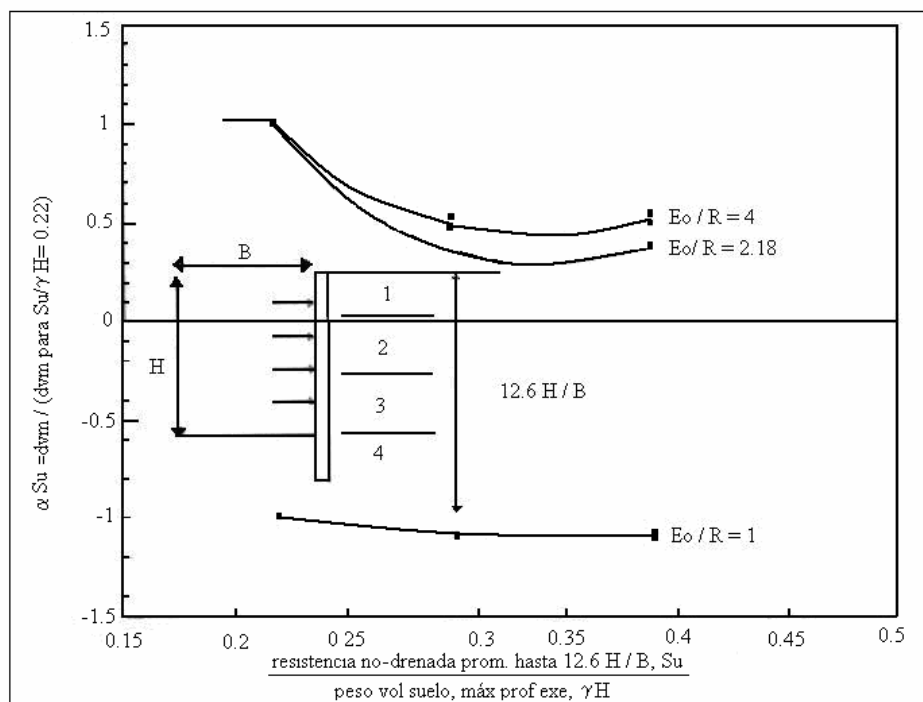


Fig. 2.5. Efecto de la resistencia al corte no-drenada

La relación $\frac{E_0}{R}$ igual a 1 muestra que la influencia del coeficiente $\frac{S_u}{\gamma H}$ no es significativa para reducir los bufamientos debido a que la carga aplicada por los puntales es grande, lo que proporciona estabilidad al sistema (ver figura 2.5). Sin embargo el aplicar este tipo de cargas puede resultar riesgoso cuando la estratigrafía del lugar presenta estratos blandos en la superficie, los cuales ocasionarían bufamientos de gran magnitud y zonas de plastificación en la superficie del terreno.

En condiciones marginales de estabilidad la predicción de desplazamientos es dependiente de los valores de la resistencia al corte y de la relación $\frac{E_0}{R}$.

2.5.2 Efecto de la profundidad de excavación

Los movimientos que se presentan en una excavación se incrementan conforme la profundidad de la excavación aumenta. La relación entre d_{vm} y la profundidad de la excavación la observamos en la figura 2.6.

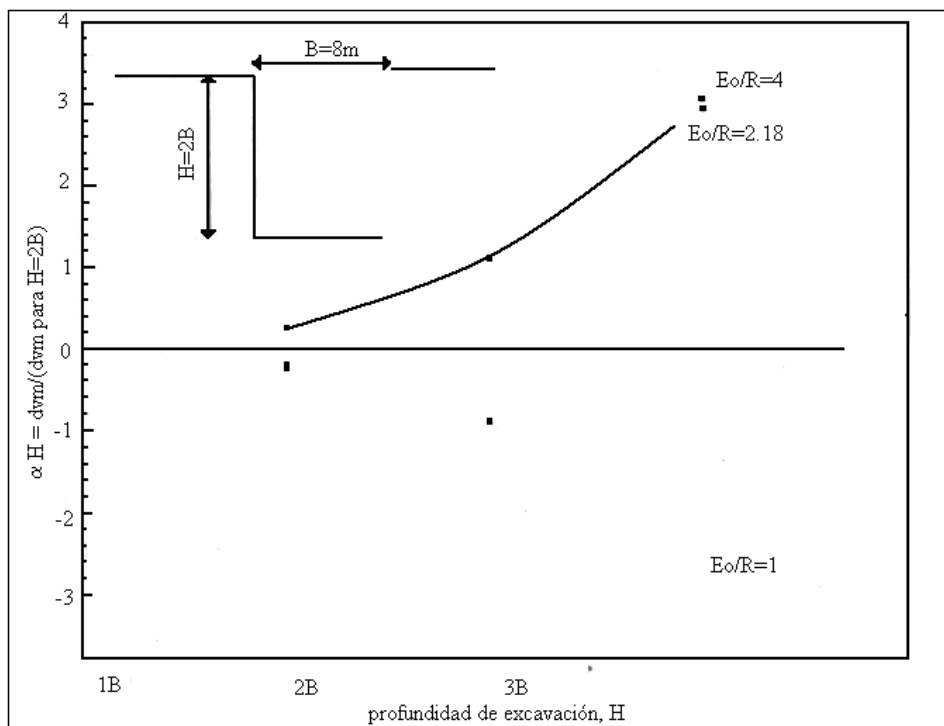


Fig. 2.6. Efecto de la geometría de la excavación.

La gráfica muestra que la relación existente entre $\frac{E_0}{R}$ tienen poca influencia en el asentamiento máximo cuando la profundidad de la excavación no es grande, por el contrario, si la profundidad de la excavación crece la influencia de esta relación será importante para reducir los movimientos.

Un resultado notable indica que si la relación $\frac{E_0}{R}$ disminuye, lo cual quiere decir que la precarga total en los puntales aumenta, los desplazamientos decrecerán significativamente, por lo que si la profundidad de la excavación aumenta, el sistema de apoyo, caracterizado por esta relación, se hace indispensable para el control de los movimientos del terreno.

2.5.3 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 presentan en la figura 2.7.

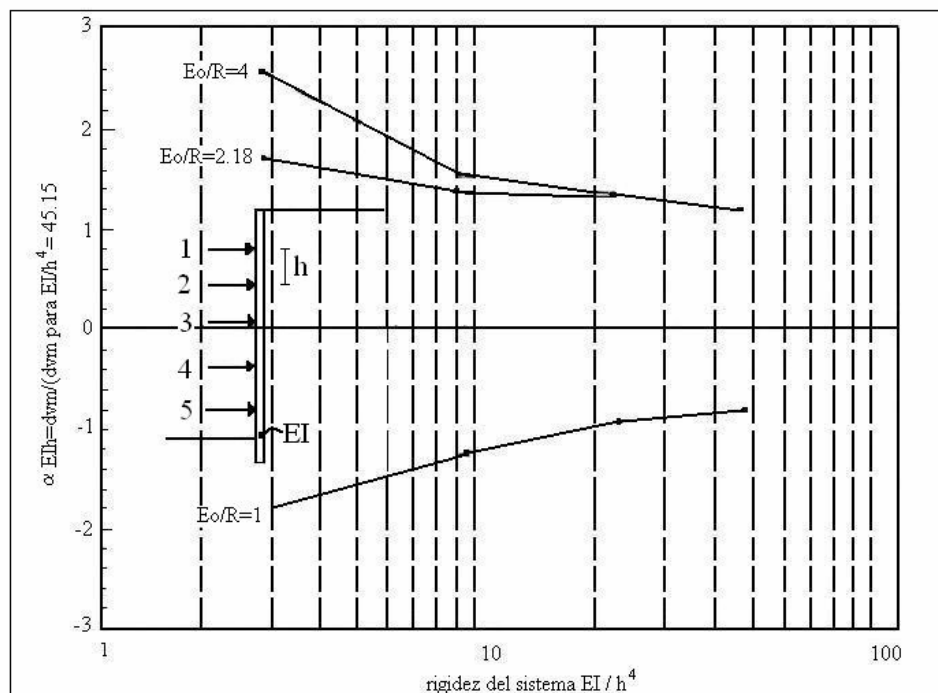


Fig. 2.7. Efecto de la rigidez del muro y la separación de puntales.

El factor de normalización se define como la relación de la rigidez a la flexión del muro el cual esta representado por la expresión $\frac{EI}{h^4}$ donde E es el módulo del concreto dividido por el promedio de la separación entre puntales h^4 . El término $\frac{EI}{h^4}$ se define como la rigidez del sistema de apoyo.

Con esto podemos deducir que incrementando la rigidez a la flexión del muro o disminuyendo la separación entre puntales, habrá una disminución de los movimientos del suelo. Este efecto es una función de la relación $\frac{E_0}{R}$ resultando más significativo para relaciones $\frac{E_0}{R}$ altas que para relaciones $\frac{E_0}{R}$ bajas.

2.6 Desplazamiento vertical y lateral máximos

Existe una relación entre el desplazamiento vertical máximo y el desplazamiento lateral máximo del muro; esta relación se encuentra entre dos y tres veces el desplazamiento vertical máximo. La figura 2.8. muestra esta relación normalizada.

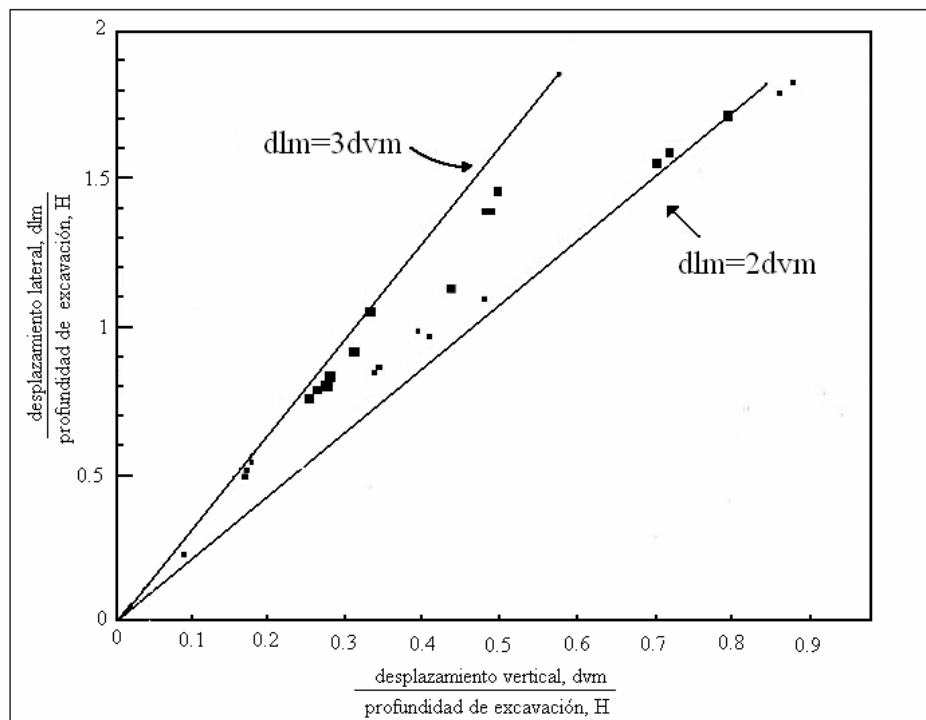


Fig. 2.8. Relación normalizada entre $\frac{dvm}{H}$ y $\frac{dlm}{H}$

Este rango no es afectado por los parámetros revisados en el intervalo de valores considerados.

2.7 Factor de seguridad contra falla de fondo

El factor de seguridad contra falla de fondo se calcula empleando el criterio convencional dado por Bjerrum y Eide (1956), el de Terzaghi (1941) y el propuesto por Alberro (1987) empleando el método de las características.

La figura 2.9. muestra la relación entre el $\frac{dvm}{H}$ y el FS calculado con el método de Terzaghi.

La tendencia es una curva para relaciones $\frac{E_0}{R}$ mayores que uno.

Para la relación $\frac{E_0}{R}$ igual a uno la tendencia es constante debido a que la precarga aplicada es de magnitud tal que no permite que se presente la falla por el fondo, sin embargo, sí puede producir bufamientos importantes.

Para valores de FS mayores a 2.5 la tasa de asentamientos normalizados decrece y tiende a ser independiente de la relación $\frac{E_0}{R}$; por el contrario si FS es menor a 1.5 los asentamientos crecen rápidamente.

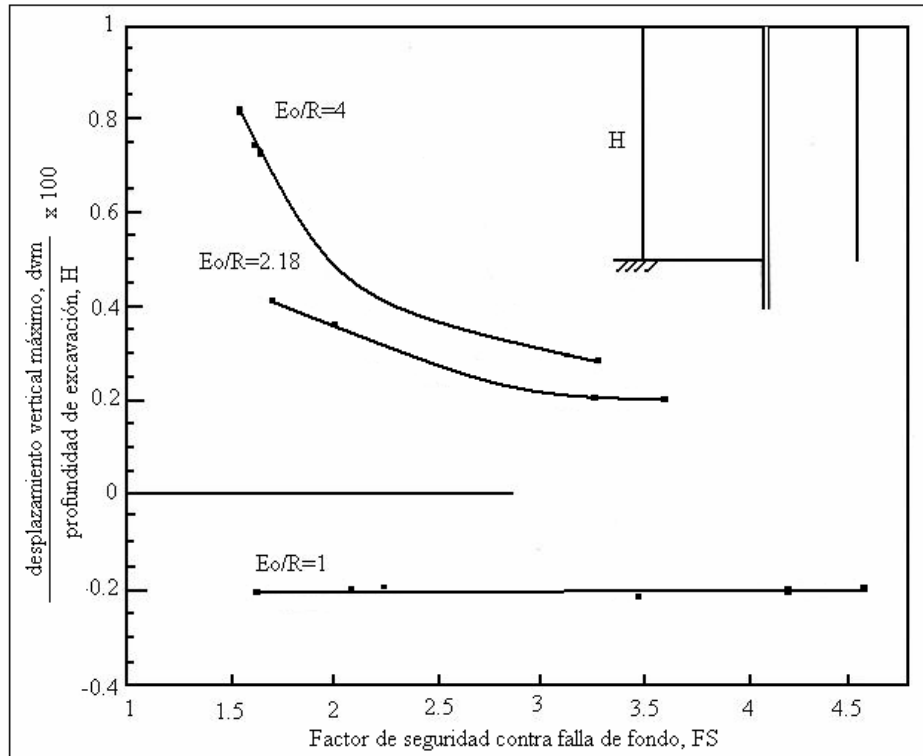


Fig. 2.9. Relación entre el factor de seguridad contra falla de fondo

Capítulo 3

Falla de fondo de un corte

3.1 Introducción

Cuando se construyen excavaciones se consideran diversos problemas prácticos que pueden presentarse pero de todos ellos el que constituye una de las fallas más frecuentes es la falla del fondo de la excavación.

En esta falla ocurre un asentamiento del terreno en el cual el material fluye hacia el centro de la excavación ocasionando un levantamiento del fondo de la misma.

Las excavaciones se realizan lo suficientemente rápido como para que puedan ser despreciables los cambios en la presión neutral dentro de materiales como la arcilla, por lo que todos los análisis de estabilidad pueden hacerse con datos provenientes de pruebas triaxiales rápidas.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad D_f está dada según la fórmula de Skempton:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f + q \quad (3.1)$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud q , el valor de q_c se convierte en:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f + q \quad (3.2)$$

En el segundo miembro de la ecuación 3.2. el término cN_c representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla; mientras que el término $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas. Ver figura 3.1.

En el caso de una falla de fondo la resistencia a lo largo de la superficie de falla (cN_c) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, moviéndose por efecto de la presión $\gamma D_f + q$.

En el instante de falla de fondo, se tiene:

$$cN_c = \gamma D_{f\text{máx}} + q \quad (3.3)$$

Esta expresión da la profundidad máxima a la que puede llevarse la excavación sin que se presente una falla de fondo. Sin embargo es necesario tomar una precaución adicional mediante un factor de seguridad:

$$\gamma D_f + q = \frac{cN_c}{F_s} \quad (3.4)$$

De donde:

$$F_s = \frac{cN_c}{\gamma D_f + q} \quad (3.5)$$

La falla de fondo es independiente de la falla del talud y no es causada por un mal ademado de los mismos. En una excavación no ademada la falla de talud siempre ocurre antes que la de fondo, pues el número de estabilidad de un talud es como mínimo 4 y como máximo 5.3; menores que 6.2, valor mínimo de N_c ; según la teoría de Skempton, para una excavación cuadrada.

La falla de fondo sólo puede ocurrir en excavaciones ademadas, en que la falla de los taludes está restringida; sin embargo, la distorsión que la falla de fondo implica, puede llevar a la excavación a un colapso más general.

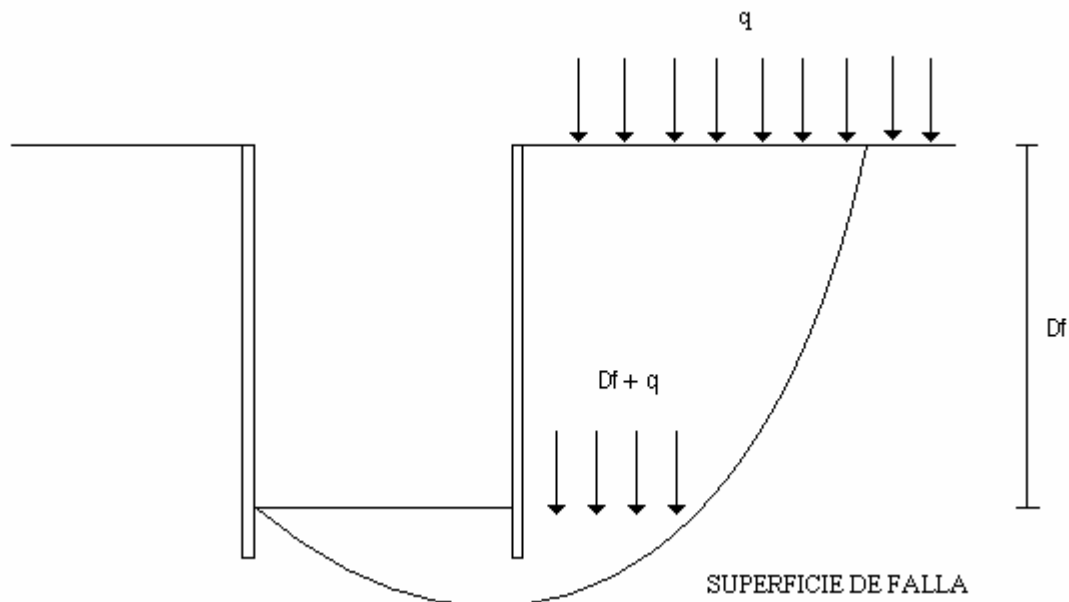


Fig. 3.1. Mecanismo de falla de fondo en excavaciones de arcilla

Si la excavación se extiende por debajo del nivel de agua, será necesaria la reducción de ésta en el suelo, tal como lo muestra la figura 3.2.

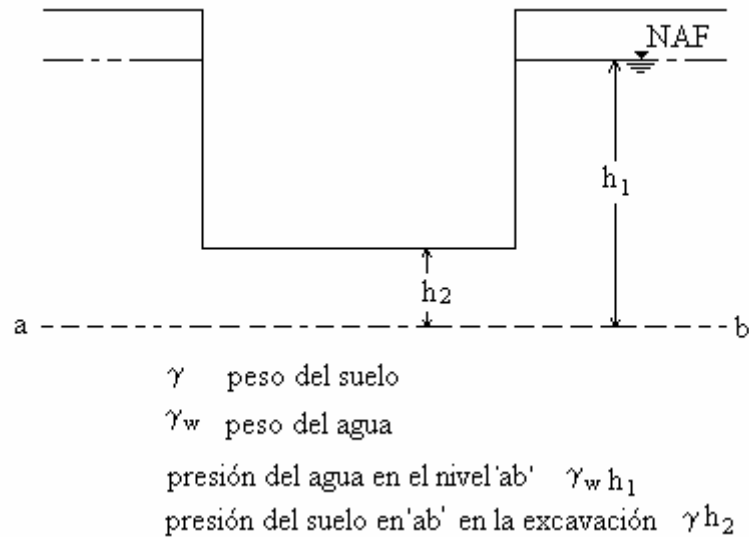


Fig. 3.2. Condiciones que existen en una excavación

Para que exista estabilidad se debe cumplir:

$$h_2 > \gamma_w h_1 \quad (3.6)$$

Existe un límite teórico al cual se logra la estabilidad del fondo en una excavación, con ello se logra la seguridad en la base a cierta profundidad en el suelo. Ver figura 3.3.

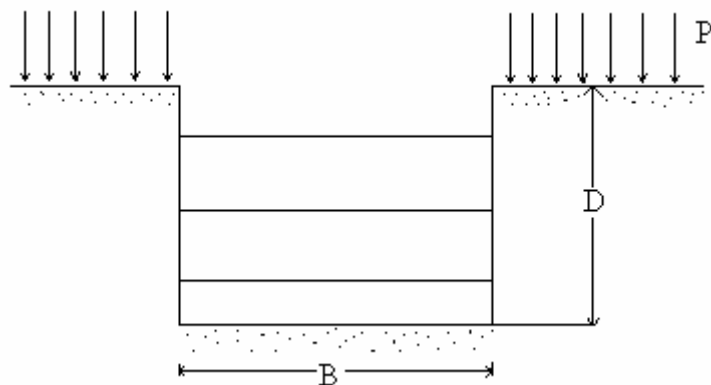


Fig. 3.3. Factores a considerar en la seguridad de la excavación

El enfoque básico fue dado por Terzaghi (1943), quien propuso la expresión para conocer la falla crítica:

$$D_c = \frac{5.7C_u}{\gamma - (s/B)\sqrt{2}} \quad (3.7)$$

Para una excavación, que es larga en comparación con su anchura:

- γ : Peso del suelo
- C_u : Resistencia al deslizamiento del suelo
- D_c : Profundidad de la excavación
- B : Ancho de la excavación
- L : Duración de la excavación
- p : Carga aplicada

Skempton, después de tomar en cuenta los fracasos ocurridos, señalados por Bjerrum y Eide (1956) en excavaciones encontró que la falla crítica en excavaciones está dada por la siguiente expresión:

$$D_c = N_c \frac{C_u}{\gamma} \quad (3.8)$$

De este modo se puede determinar la profundidad máxima en las excavaciones para fines de diseño. Hay algunas pruebas de que este valor puede ser superado en algunos casos si:

- a) No existen estructuras cercanas que pudieran sufrir daños por socavación
- b) La arcilla tiene una corteza rígida

En tanto que al factor se calcula mediante la expresión:

$$FS = C_u \left(\frac{N_c + 2H_p / L}{\gamma H + q} \right) \quad (3.9)$$

Donde:

$$N_c = 5.14 \left(\frac{1 + 0.2H_m / B}{1 + 0.2B / L} \right) \quad (3.10)$$

En donde:

- H_m : Profundidad de desplante del muro
- H_p : Longitud de la pata del muro
- B : Ancho de la excavación
- L : Longitud de la excavación
- q : Sobrecarga en la superficie del terreno

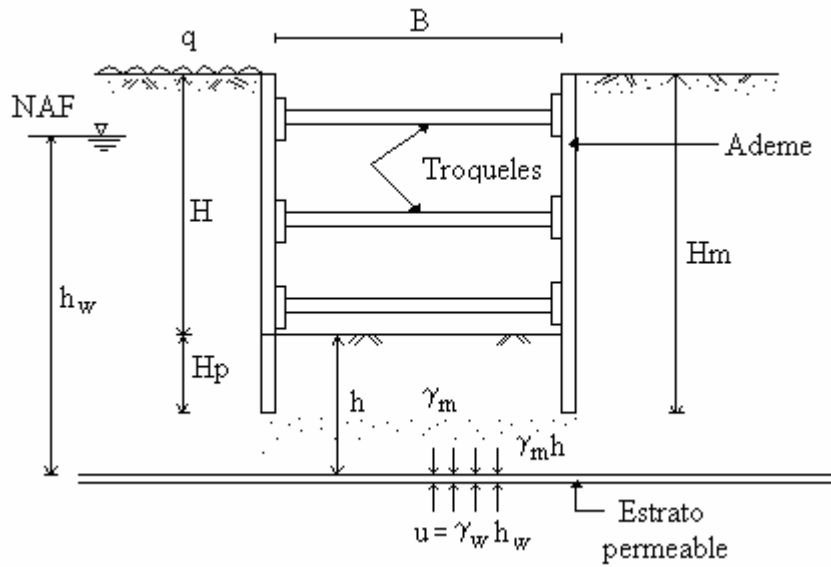


Fig. 3.4. Geometría de la excavación

La ecuación 3.10 resulta válida para $\frac{H_m}{B} \leq 2$ y $\frac{B}{L} \leq 1$. Cuando los valores son mayores estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior.

Los valores del factor de capacidad de carga N_c dado por Skempton se obtienen de la figura 3.5.

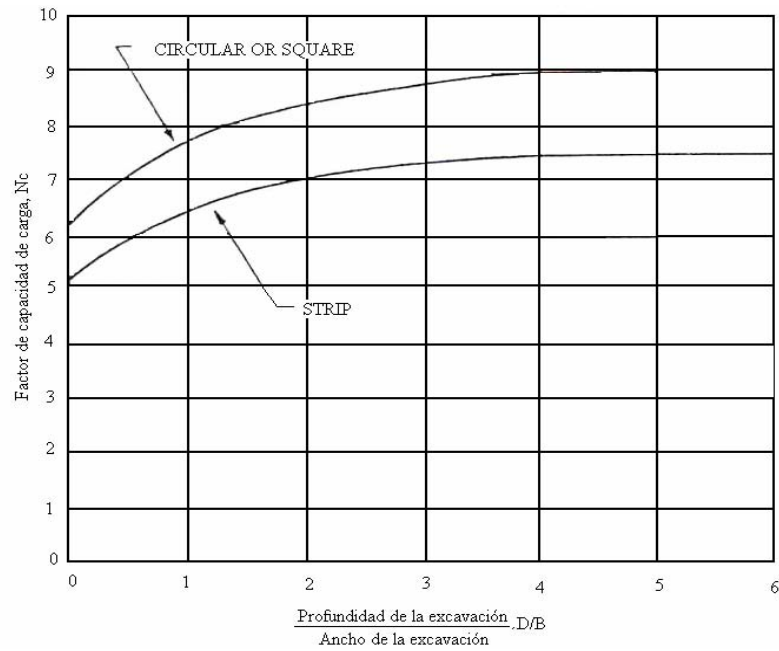


Fig. 3.5. Gráfico para obtener los valores de N_c

El valor $\frac{2H_p}{L}$ toma en cuenta la influencia de la profundidad de la pata en la estabilidad del fondo y debe despreciarse cuando $\frac{H_p}{L} < 0.5$ (Tamez et al 1987).

Los factores de seguridad mínimos recomendados son:

$FS \geq 1.7$ cuando haya edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos y $FS \geq 1.5$ en los demás casos.

3.2 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla considera la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes así como el fondo de la misma.

El factor de resistencia es de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

La sobrecarga uniforme mínima que se considera en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales es de 15 kPa (1.5 t/m²).

3.3 Taludes

La falla de fondo de un corte involucra directamente la estabilidad de los taludes, es por esta razón que en este capítulo trataremos el tema.

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte toma en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas y otras discontinuidades.

Un talud es una superficie inclinada respecto a la horizontal que adoptan las estructuras de tierra en forma natural o mediante la intervención del hombre en una obra de ingeniería.

Los taludes se dividen en dos tipos:

- Naturales (laderas)
- Artificiales (cortes y terraplenes)

Hoy en día los taludes constituyen una de las estructuras que exige cuidado por parte del proyectista.

La estabilidad de taludes requiere la consideración de superficies de falla cinemáticamente posibles tomando en cuenta las discontinuidades del suelo, la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación y mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

Con ello se toman las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos, no presenten peligro de falla local o general y no puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión, que puedan afectar las construcciones vecinas.

La mayoría de las excavaciones son iniciadas con un corte vertical. Algunos suelos se mantienen erectos hasta profundidades considerables; cuando son cortados verticalmente; sin embargo la mayoría se desploma. Cuando los taludes verticales se desploman hasta un ángulo estable, los bloques de material pueden caer al fondo de la excavación.

En los suelos arenosos, la arena tiende a deslizarse y desplomarse durante el proceso de excavación; por lo común esta se estabiliza a un determinado ángulo, sin riesgos importantes.

Sin embargo, los suelos arcillosos o limosos son excavados hasta profundidades considerables, antes de que los bloques de material se deslicen hasta el fondo.

En las excavaciones puede calcularse el ángulo al que puede mantenerse el suelo temporalmente, es por ello que al iniciar una excavación, es más sencillo comenzar el corte en el ángulo de inclinación propuesto.

La figura 3.6. muestra algunos ángulos típicos de inclinación temporal.

Tipo de Suelo	Ángulo de Inclinación Temporal
1. Arena o arena y grava	45° laderas mojadas, 35° para laderas secas
2. Arena cementada	Vertical a 3m, 1/2 a 1 a 6m, 3/4 a 1 taludes altos
3. Limo blando o arcilla blanda	Vertical a .90m, 1/2 a 1 a 1.80m, 3/4 a 1 a 3m y de 1/2 a 1 taludes altos
4. Limo o arcilla moderadamente firme	Vertical a 1.80 m, 1/2 a 1 a 3m, 3/4 a 1 a 9m y 1 a 1 taludes altos.
5. Limo o arcilla firme	Vertical a 3m, 1/2 a 1 a 6m, 3/4 a 1 a 9m y de 1 para taludes altos
6. Lodo	

Fig. 3.6. Ángulos aproximados y empíricos de inclinación.

En taludes, se ha supuesto que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa del suelo a lo largo de una superficie de falla supuesta, de manera que el suelo desarrolla en todo punto de dicha superficie la máxima resistencia que se le considere.

Collin en el año de 1845 tomó el tema por primera vez refiriéndose a superficies de deslizamiento curvas en las fallas de los taludes y consideró mecanismos de falla que no difieren mucho a los de la actualidad.

Estas ideas fueron obstaculizadas por opiniones de A. Coulomb quién preconizó la falla plana de los taludes, sin embargo en el año de 1916 en Suecia, Peterson al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gottemburgo dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva.

Esto trajo como consecuencia que estas ideas fueran impulsadas por W. Fellenius en 1927; quien es considerado uno de los investigadores más importantes del campo de los taludes.

Los problemas referentes a la estabilidad de los taludes han constituido un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, de modo que hoy en día son construidos taludes con factores de seguridad muy bajos, indicativo de la correcta aplicación de métodos que han sido el resultado de numerosas investigaciones de las propiedades de los suelos.

Las fallas en las masas de tierra presentan movimientos a lo largo de una superficie definida. Los movimientos ocurren cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes en una superficie continua.

Es difícil determinar la causa de los movimientos de las masas de tierra, por lo que debe considerarse cualquier situación que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento de los esfuerzos en él, tal como se muestra en la figura 3.7.

Aumento de esfuerzos	Disminución de resistencia
1. Cargas externas	1. Expansión de las arcillas por adsorción de agua.
2. Aumento de peso de la tierra por aumento de humedad	2. Presión de agua intersticial.
3. Remoción por excavación de parte de la masa de tierra	3. Destrucción de la estructura por choque o sismo.
4. Socavaciones por perforaciones de túneles y derrumbes.	4. Fisuras capilares por expansión y retracción.
5. Choques producidos por terremotos o voladuras	5. Deformación y falla progresiva en suelos sensibles.
6. Grietas de tracción.	6. Deshielo de suelos helados.
7. Presión de agua en las grietas.	7. Deterioro del material cementante.
	8. Pérdida de la tensión capilar por secamiento.

Fig. 3.7. Causas de inestabilidad del suelo.

Las fallas más frecuentes en los taludes son debidas a:

- a) Falla por deslizamiento superficial.

En este caso el talud se encuentra sujeto a fuerzas naturales que originan que las partículas del suelo próximas a su frontera se deslicen hacia abajo, siendo más significativo en la superficie inclinada del talud debido a la falta de presión normal confinante que existe.

El desequilibrio puede producirse por un incremento en las cargas actuantes en la corona del talud, por la disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o bien por conformaciones geológicas.

El efecto es significativo cuando la carga aplicada resulta del orden del 50% de la resistencia máxima. En el deslizamiento superficial influye esto, pues los esfuerzos cortantes en la superficie del talud actúan mucho tiempo sobre los materiales arcillosos.

b) Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes

Este movimiento se produce en laderas naturales a causa de un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, lo cual produce una superficie de falla.

Los movimientos suelen ser tan lentos que pasan inadvertidos pero si se aceleran se produce un deslizamiento de tierra. El fenómeno esta asociado a estratigrafías favorables a el y a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera.

Este tipo de falla suele presentarse en suelos cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales al actuar por largo tiempo producen deformaciones que dan como resultado la superficie de falla. Al generarse la superficie, la resistencia a lo largo de ella será la resistencia residual correspondiente a los materiales en contacto.

c) Falla por movimiento del fondo del talud

En los taludes se puede dar la ocurrencia de movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo y que presentan superficies de falla que penetran en él; fenómeno que recibe el nombre de deslizamiento de tierras.

Dentro de éstos existen dos tipos; en primer lugar se encuentra una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; estas son las llamadas fallas por rotación.

Este tipo de fallas pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, afectando al terreno en el que se apoya (falla de base). También pueden presentarse las fallas locales que ocurren en el cuerpo del talud en zonas superficiales.

En segundo lugar se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal, lo cual hace llamarlas fallas por traslación. La figura 3.8. muestra la nomenclatura y fallas en los taludes.

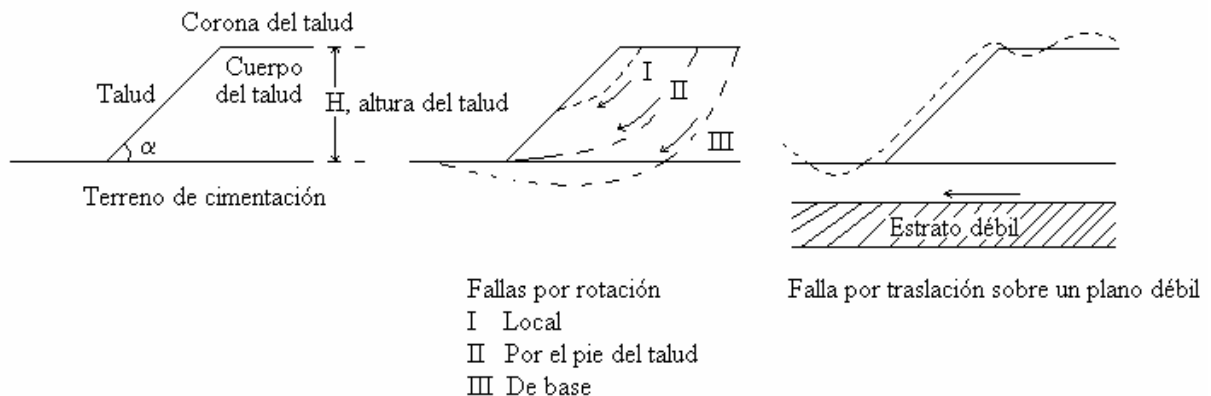


Fig. 3.8. Fallas en el cuerpo de taludes

d) Flujos

Esta falla consiste en movimientos rápidos de zonas localizadas en una ladera natural. No existe en sí una superficie de falla, pues ésta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno. Estas fallas ocurren en formaciones no cementadas que van desde fragmentos de roca, hasta arcillas francas y suceden en materiales secos y húmedos.

e) Fallas por erosión

Son fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento en los taludes siendo perceptible cuando sus laderas son empinadas. Es difícil de cuantificar y una de sus manifestaciones típicas consiste en la aparición de irregularidades en el talud.

f) Falla por licuación

Es una falla que ocurre cuando en la zona de deslizamiento el suelo pasa de una condición firme a una suspensión con pérdida de resistencia al esfuerzo cortante. Este fenómeno ocurre en arcillas extrasensitivas.

Los factores de seguridad (FS) de taludes son relativamente bajos en comparación con los de otras estructuras. El factor de seguridad mínimo contra la falla por capacidad de carga de un talud o muro en un suelo blando, a corto plazo, debe ser mayor que uno ($FS \geq 1$).

Para el caso de factores de seguridad menores que uno, será necesario llevar un procedimiento de construcción muy cuidadoso, como en el caso de turbas o rellenos suaves, o bien la preconsolidación, con o sin drenes verticales y la remoción de esos suelos blandos.

Los beneficios del uso de los refuerzos podría venir en el permitir la circulación sin problemas de la maquinaria de construcción, para levantar o construir el terraplén, empujando las capas de suelo sobre la capa o capas de refuerzo.

En caso de existir restricciones de espacio y de no ser aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurre a sistemas de soporte constituidos por ademes, tablestacas y muros apuntalados con anclaje o colados en el lugar.

3.4 Falla por subpresión

Las estructuras que se sitúan por debajo del nivel de agua subterránea se encuentran sometidas a subpresión. Esta falla ocurre 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.

Dependiendo del tipo de estructura, la subpresión puede provocar el estallido del piso del basamento o el derrumbe de los muros o en el mejor de los casos movimientos ascendentes o de flotación, apartándose de su posición original.

La subpresión se desarrolla dentro de la masa de un suelo. Debido a que las áreas de contacto entre los granos son pequeñas la razón de esfuerzo neutro, N , es 1; mientras que la fuerza de subpresión $U = uA$.

Si la fuerza hacia arriba en un área A es igual o excede a la carga total P del suelo se crea una zona con inestabilidad donde se origina una falla.

De este modo si el área es lo suficientemente grande, cualquier exceso de presión de agua forzaría a la masa de suelo y agua a levantarse; esto también puede ocurrir dentro de un estrato de arena o de limo en cualquier punto en el que $\sigma = u$

Cuando la subpresión y el esfuerzo total están en equilibrio o cuando u es menor que σ , la masa de suelo se torna estable; sin embargo cualquier estructura sobre su superficie se hundirá, si su peso por unidad de volumen excede al del suelo saturado.

En una excavación es de importancia fundamental la estabilidad del fondo de la excavación por flujo de agua, de manera que para reducir y contrarrestar el peligro de fallas de este tipo, se debe controlar el agua freática y extraerse de la excavación mediante un bombeo adecuado por medio de cárcamos o pozos con el nivel dinámico inferior al fondo de la excavación.

En el caso de realizarse una excavación en una capa impermeable que descansa a su vez sobre un estrato permeable, se debe considerar que la presión del agua en este último puede levantar el fondo de dicha excavación, no obstante un bombeo superficial.

El espesor mínimo que debe tener el estrato impermeable para evitar inestabilidad de fondo será igual a:

$$h = \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (3.11)$$

h_w : Altura piezométrica en la parte inferior de la capa impermeable

γ_w : Peso volumétrico del agua

γ_m : Peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Por lo que para que no se presente falla por subpresión, se deberá cumplir que:

$$h > \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_m} \quad (3.12)$$

Si el espesor es insuficiente y con ello no asegura la estabilidad de la excavación con un margen de seguridad amplio, se reduce la carga hidráulica del estrato permeable mediante un bombeo adecuado.

3.5 Estabilidad de excavaciones ademadas

La estabilidad depende del carácter del suelo y de sus deficiencias. En la mayoría de los casos la solución depende fundamentalmente del aumento de su resistencia; si el suelo no es cohesivo esto puede lograrse por confinamiento.

Si el suelo es cohesivo el aumento de la resistencia se da haciendo resistente el suelo a la humedad. Al emplearse elementos estructurales como tablestacas y muros colados en el lugar para soportar las paredes de una excavación, se debe tomar en cuenta la revisión de la estabilidad por deslizamiento de la masa de suelo, por falla de fondo y por falla estructural.

La estabilidad tomará en cuenta la revisión mediante un método de análisis límite (NTC) que consistirá en evaluar el empotramiento y el momento resistente mínimo de los elementos estructurales que finalmente garantizarán la estabilidad.

La falla por cortante en arcillas blandas a firmes se analiza mediante la siguiente expresión:

$$pv + \sum qFC < cuN_cFR \quad (3.13)$$

cu : Cohesión del material bajo el fondo de la excavación en condición no- consolidada no-drenada

N_c : Coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación.

pv : Presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de la excavación.

FR : Factor de resistencia

$\sum qFC$: Sobrecargas superficiales afectadas por su factor de carga. Para lo cual FR tomará un valor de 0.7.

Es de gran importancia tomar en cuenta los empujes a los que están sometidos los puntales, estos se determinarán mediante una envolvente de distribución de presiones obtenida mediante modelos analíticos basados en la experiencia.

Así la distribución de presiones en las arcillas dependerá básicamente de su tipo, de su grado de fisuramiento así como de su resistencia.

Al encontrarse el nivel freático a poca profundidad, los empujes que actuarán sobre los troqueles serán de igual magnitud a los producidos por el agua, de forma que estos deberán tomar en cuenta efectos causados por sobrecargas afectadas por un factor de 1.1 debidas al equipo de construcción empleado, estructuras vecinas y todo tipo de cargas que soporten las paredes de la excavación durante el transcurso de la obra.

Para troqueles precargados, se considera la variación con el transcurso del tiempo de la precarga, a consecuencia de una relajación y de variaciones en la temperatura.

Tomando en cuenta cada uno de los aspectos que pueden alterar la estabilidad de las excavaciones ademadas se debe considerar un adecuado diseño estructural en los elementos que soportarán la excavación con la finalidad de contrarrestar y resistir las acciones de los empujes al igual que las reacciones de los troqueles considerando su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.

3.6 Estabilidad de estructuras vecinas

La estabilidad de una excavación es determinante y se puede mejorar reduciendo los esfuerzos en el suelo o bien, incrementando su resistencia.

Las estructuras adyacentes a las excavaciones deben ser reforzadas o recimentarse. El soporte requerido dependerá fundamentalmente del tipo de suelo así como de la magnitud y localización de las cargas respecto a la excavación.

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en la zona aledaña a la excavación deberán ser pequeños con el fin de no causar daños a las construcciones adyacentes.

Además la recuperación por recarga no deberá provocar movimientos totales o diferenciales en la estructura a construir.

Para reducir los movimientos inmediatos tanto la excavación como la construcción de la cimentación se realizarán por partes. En el caso de excavaciones ademadas, se tratará de reducir los movimientos instantáneos acortando la altura entre troqueles.

El uso de anclajes temporales para el soporte de ademes debe considerar el hecho de no causar alteraciones, de manera que no afecten la estabilidad y no induzcan a deformaciones significativas en las estructuras vecinas. Además deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor y la capacidad de carga del terreno.

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas y firmes, los asentamientos superficiales asociados a las excavaciones dependerán del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte.

Así para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, se debe recurrir a modelos analíticos y numéricos que tomen en cuenta el procedimiento constructivo.

Estos movimientos deberán ser medidos en forma continua durante la construcción para poder tomar medidas de seguridad adicionales si se requiere.

De esta forma, el efectuar la excavación por etapas permitirá limitar las expansiones del fondo de la excavación a valores que serán compatibles con el comportamiento de la estructura y estructuras vecinas.

Capítulo 4

Estabilidad de las paredes de una excavación

4.1 Introducción

Numerosos estudios científicos están enfocados a determinar los problemas que presenta la predicción de la estabilidad de las laderas con fines ingenieriles en el diseño de medidas correctivas en los deslizamientos de tierra.

La excavación tomará en cuenta las condiciones del suelo del lugar donde se lleve a cabo ésta, de modo que esto definirá en gran medida los asentamientos que se considerarán aceptables.

Desde cualquier punto de vista se requiere tomar en cuenta todos aquellos aspectos que intervienen directamente con la estabilidad de las paredes de la excavación, motivo por el cual se consideran los siguientes aspectos:

1. El reconocimiento y la clasificación de los distintos tipos de movimientos de masas que puede ocurrir en las pendientes; sus características morfológicas; su configuración geológica, sus tasas de desplazamiento, y las causas de una posible falla.
2. Clasificación y descripción precisa de los materiales que participan en los movimientos de masas, y la medida cuantitativa de sus propiedades, lo que permitirá identificar la aparente presión que se aplica en cada uno de los diversos tipos de suelo, como lo muestra la figura 4.1.

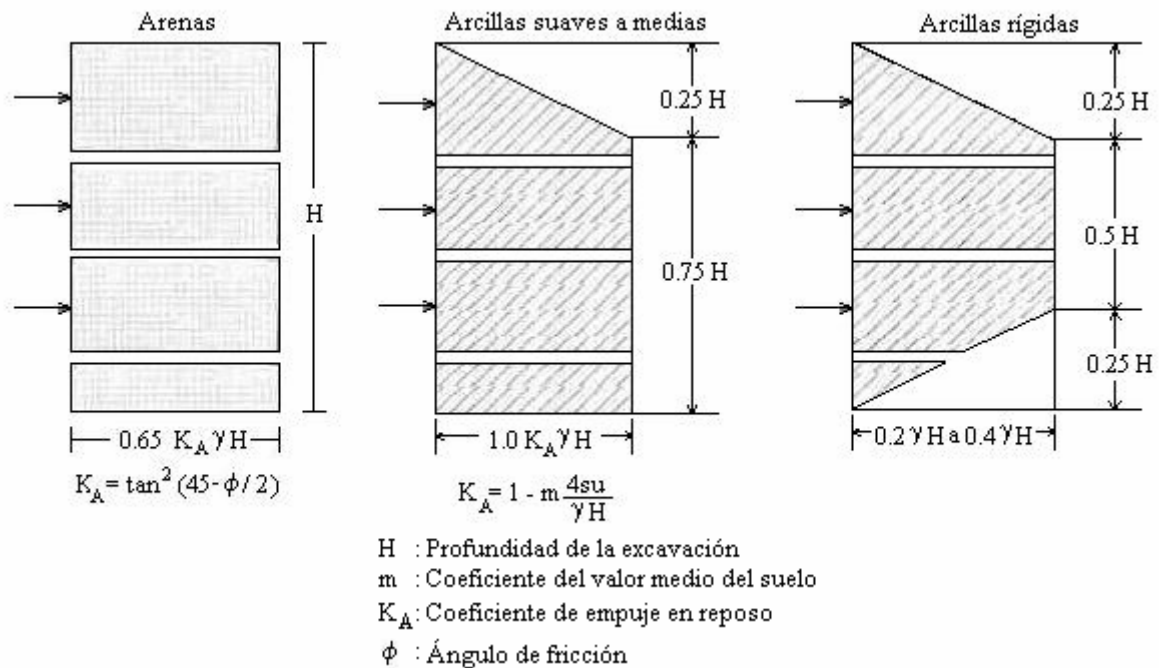


Fig. 4.1. Diagramas de presión aparente en las paredes de una excavación

3. Los métodos de cálculo de la estabilidad de una pendiente en función del tipo de incumplimiento, real o previsto, y las propiedades del material.
-

A corto plazo los movimientos de expansión elástica en las cercanías de la excavación no son despreciables; sus efectos son variados y causan la aparición de grietas de tensión en el fondo de la excavación y en la parte central de los taludes.

La presencia de estas grietas modifica la forma de superficies potenciales de falla, que en muchos de los casos se transforman en planos que pasan por el pie del talud.

Los desplazamientos horizontales en la cercanía de la excavación, a corto plazo, reflejan el comportamiento elástico del terreno y de la estructura de retención.

4.3 Desplazamientos a largo plazo

Los desplazamientos a largo plazo en las cercanías de la excavación son el resultado de fenómenos de consolidación que pueden deberse a diversas causas como son:

- Sobrecompensación
- Abatimiento del nivel freático
- Agrietamiento de la masa próxima a la excavación y distribución de esfuerzos
- Aumento de los esfuerzos desviadores a raíz de la excavación

En estos casos se conjugan estas causas lo cual representa una difícil predicción de los movimientos verticales a largo plazo en la cercanía de la obra.

Al abatir el nivel freático, la presión hidrostática en el terreno disminuye y la presión de poro en la arcilla del subsuelo se disipa para adaptarse a nuevas condiciones de frontera lo cual provoca a largo plazo, un asentamiento que no es uniforme y que induce esfuerzos de tensión en el manto superficial del terreno.

Estos esfuerzos se suman a aquellos debidos al movimiento elástico provocado por la excavación.

Los esfuerzos de tensión traen como consecuencia la aparición de grietas, de manera que al romperse la continuidad del suelo a lo largo de las grietas verticales, se da un incremento de los esfuerzos verticales bajo la cimentación de las estructuras colindantes, provocándose un proceso de consolidación subsecuente.

El incremento de los esfuerzos desviadores debido al proceso de excavación trae consigo un incremento de la presión de poro, la cual con el transcurso del tiempo genera asentamientos no despreciables.

4.4 Empujes sobre muros laterales

Los empujes del suelo sobre muros laterales obedecen a diferentes leyes, según el valor del coeficiente de estabilidad N_b dado por la relación:

$$N_b = \frac{\gamma H}{C_u} \quad (4.1)$$

De donde:

H : Representa la profundidad de la excavación

C_u : Resistencia al corte del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación.

γ : Peso volumétrico del suelo que se encuentra entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación.

Teóricamente bidimensionalmente el suelo comienza a plastificarse cerca del fondo de la excavación cuando $N_b=3.14$, y la falla ocurre cuando $N_b=5.14$; mientras que para un problema en tres dimensiones el valor de N_b varía entre 6.2 y 9.1, de acuerdo a las dimensiones de la excavación (Alberro 1970).

De esta manera, en el caso de excavaciones de longitud reducida, el problema es elástico para valores de N_b que están en el orden de 4, por lo que debe darse solución mediante una teoría de falla cuando N_b es igual o mayor a 6. Se presentan los siguientes casos:

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

En este caso es de considerar la regla dada por R.B. Peck, la cual hace referencia al empuje total máximo sobre los puntales que puede calcularse considerando un empuje lateral máximo, ρ , que varía entre 0.2 y 0.4 γH ; esto es válido para arcillas saturadas localizadas por encima del nivel freático.

Cuando el nivel freático es superficial se emplea la siguiente expresión:

$$\rho = \gamma_w h + 0.4(\gamma H - \gamma_w h) \quad (4.2)$$

En donde:

H : Profundidad de la 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

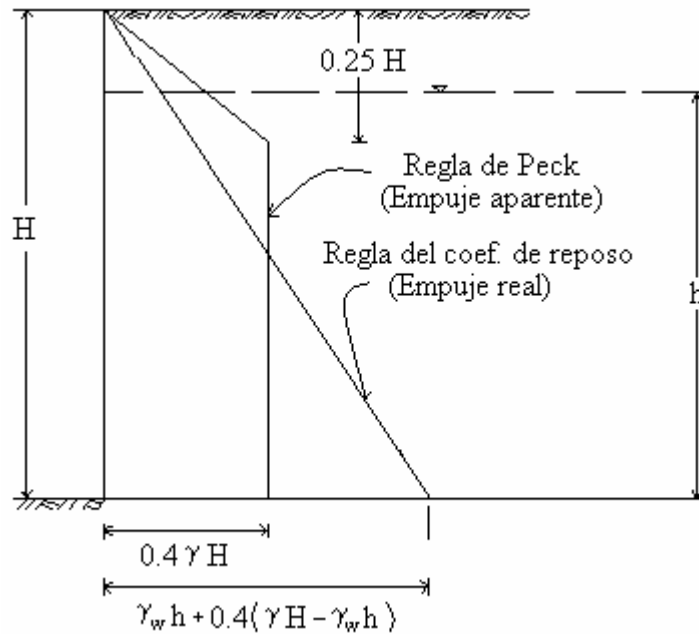


Fig. 4.3. Empujes totales (Regla de R.B. Peck)

Existe poca probabilidad de que el empuje lateral en un punto del muro sea inferior al empuje causado por la presencia de la napa freática; además en el caso de arcillas de poca permeabilidad la disipación de las presiones de poros se desprecia.

La reacción máxima de los puntales para la regla dada por R.B. Peck es igual a $0.35 \gamma H^2$ y si el nivel freático está localizado en la superficie del terreno la reacción máxima total de los puntales es igual a $0.3 \gamma_w H^2 + 0.2 \gamma H^2$.

La regla de Peck; predice un empuje lateral inferior al debido a la presencia única de la napa freática. Para las excavaciones realizadas en México y con N_b mayor a 4, las cargas en los puntales no se ajustan a la regla de Peck.

b) Excavaciones en las arcillas con $N_b > 4$

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

En este caso se toma como base una teoría de falla para calcular las presiones laterales. Con la Teoría clásica de Ranking, el empuje lateral se representa con la siguiente expresión:

$$P_a = \gamma H - 2C_u \quad (4.3)$$

Donde:

H : Profundidad de la excavación

C_u : Resistencia al corte en prueba no drenada

γ : Peso específico del terreno

y el Empuje total horizontal:

$$E_a = \left(\frac{\gamma H^2}{2} \right) - 2C_u H \quad (4.4)$$

$$E_a = \left(1 - \frac{4C_u}{\gamma H} \right) \left(\frac{\gamma H^2}{2} \right) \quad (4.5)$$

$$E_a = K_a \left(\frac{\gamma H^2}{2} \right) \quad (4.6)$$

$$K_a = 1 - \frac{4C_u}{\gamma H} \quad (4.7)$$

$$K_a = 1 - \frac{4mC_u}{\gamma H} \quad (4.8)$$

En donde m depende del tipo de suelo.

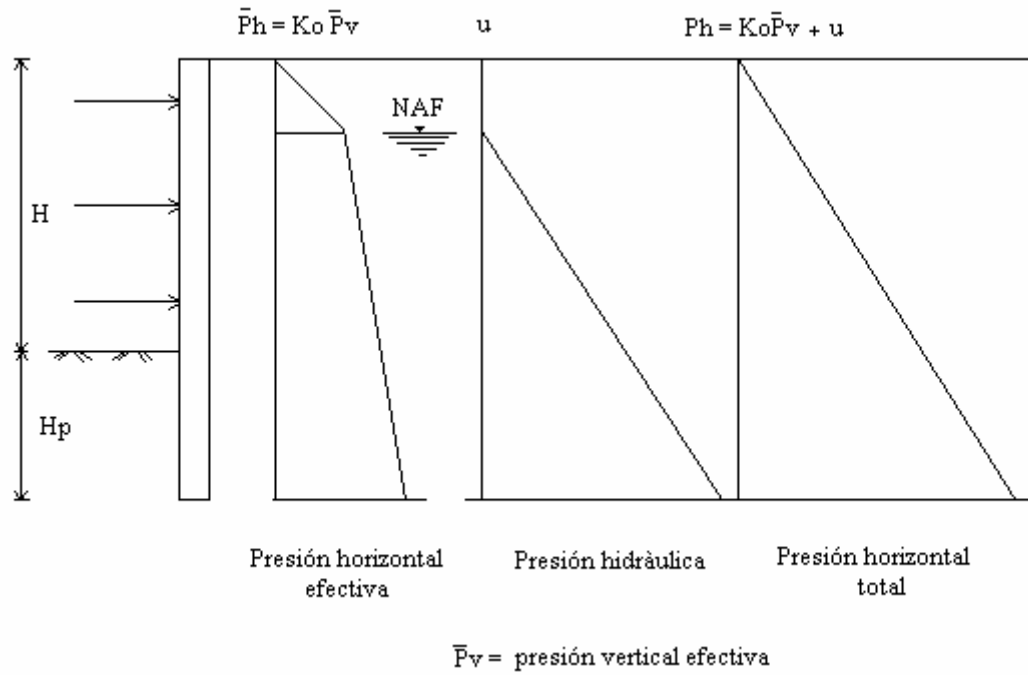


Fig. 4.4. Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación $N_b > 4$ ó $N_b = 4$

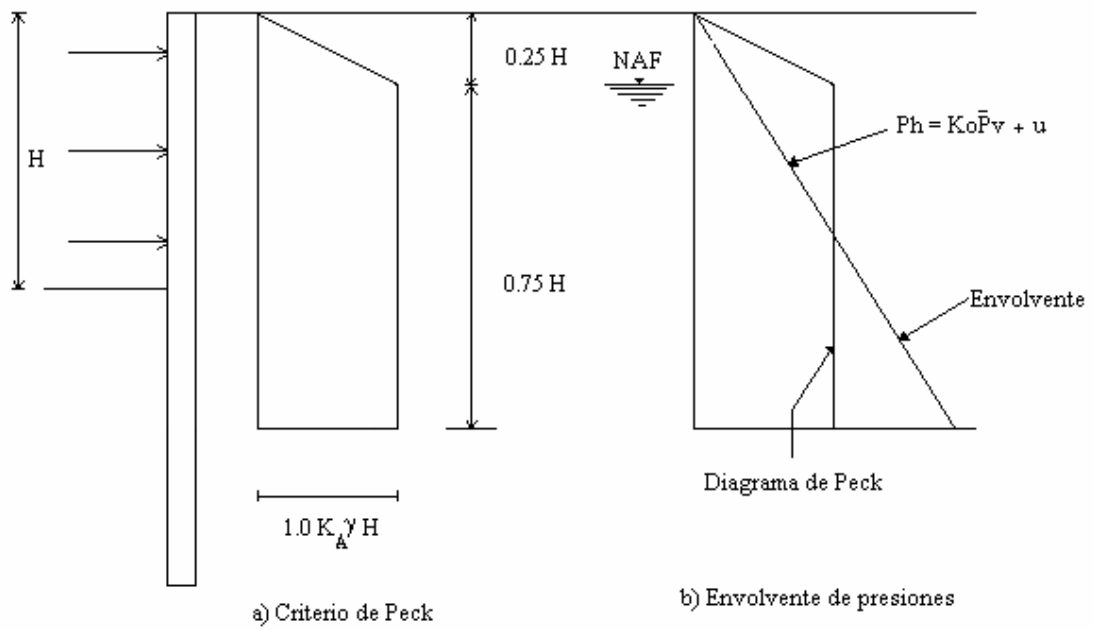


Fig 4.5. Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación $N_b > 4$

Con la distribución de presiones propuesta por R.B. Peck, la reacción total de los puntales vale:

$$Q = 1.75 \left\{ \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 - \frac{4S_u}{\gamma H} \right) \right\} \quad (4.9)$$

La reacción Q debe ser mínima, igual al empuje del agua sobre la estructura de contención. De aquí resulta:

$$1.75 \left\{ \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 - \frac{4S_u}{\gamma H} \right) \right\} \geq \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (4.10)$$

Es decir:

$$1.75 \left(1 - \frac{4S_u}{\gamma H} \right) \geq \frac{\gamma_w}{\gamma} \quad (4.11)$$

Las mediciones que se realizan determinan que las reacciones en los puntales son superiores a las observadas en otros sitios.

4.5 Estabilidad del fondo de la excavación

En la actualidad no se ha podido tomar en cuenta en forma satisfactoria la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención sobre la estabilidad del fondo de la excavación. La presencia de un estrato superficial de material rígido, como arena o relleno, es muy favorable para la estabilidad del fondo.

Cuando el fondo de la excavación es de arcilla blanda, se puede producir una falla al ceder el suelo hacia arriba. El peso del suelo que colinda con la excavación se apoya en el estrato que se encuentra al nivel del fondo de la excavación, de manera que si la capacidad de carga de ese suelo no soporta el peso, se origina una falla.

La zona donde se produce la falla es determinada dibujando una línea a 45° que va desde una esquina del fondo de la excavación hasta la esquina opuesta del fondo uniéndola mediante un arco de círculo cuyo centro será esta.

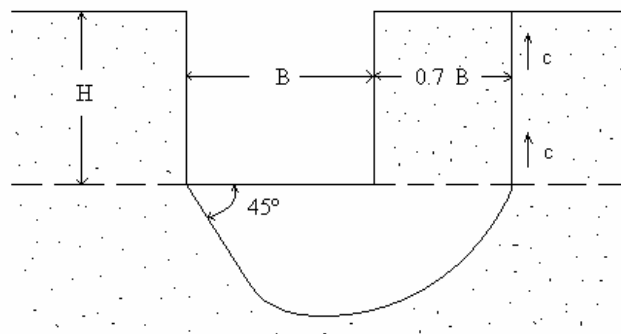


Fig 4.6. Estabilidad del fondo de una excavación

La zona del suelo que contribuye a la falla, presenta un ancho de 0.7 veces el ancho de la excavación. La fuerza hacia abajo del suelo disminuye a causa del esfuerzo cortante en el plano que limita la masa de dicho suelo; por ello la fuerza vertical efectiva por metro de excavación se obtendrá mediante la expresión:

$$Q = 0.7B\gamma H - cH \quad (4.12)$$

La presión por metro cuadrado:

$$q = \gamma H - \frac{cH}{0.7B} \quad (4.13)$$

Al considerar la capacidad de sustentación de la arcilla igual a $q_o = 5c$ el factor de seguridad FS del fondo de la excavación estará dado por la expresión:

$$FS = \frac{5c}{\gamma H - cH / 0.7B} \quad (4.14)$$

Si las tablestacas se extienden por debajo del fondo de la excavación, la carga efectiva disminuirá a causa de la resistencia al esfuerzo cortante a los lados de las tablestacas.

En las excavaciones en arena, el fondo generalmente es estable; siempre y cuando el nivel del agua en la excavación no sea menor que el nivel del agua subterránea fuera de ella.

En cuanto se de la reducción por bombeo ocurrirá una filtración del agua hacia arriba, de manera que si la diferencia del nivel de las aguas es excesiva, el fondo sufrirá un levantamiento haciéndose la arena movediza y agitada.

Esta erosión por filtración da como consecuencia el hundimiento de las estructuras colindantes.

Las deformaciones así como el levantamiento del fondo de la excavación originan a su vez el hundimiento del suelo colindante originándose una pérdida de tierra.

En la mayoría de los casos el hundimiento es moderado sin embargo en otros cualquier movimiento origina daños en las estructuras colindantes.

La pérdida de tierra es producto de la fuga de arena, debido a esfuerzos neutros excesivos o bien, por la lenta fluencia plástica de arcillas que son capaces de mantenerse en una excavación abierta sin entibación.

Antes de que se pueda originar cualquier daño, se realizan inspecciones con el fin de determinar el estado en el que se encuentran las estructuras mediante una relación de la situación, elevación y tamaño de las grietas en las estructuras; lo cual evita situaciones indeseables durante los trabajos de excavación.

Durante la construcción se realiza la nivelación de los puntos colindantes con la excavación, lo cual permite comprobar la posibilidad de hundimientos.

El punto de referencia para estas nivelaciones se sitúa lejos de la excavación para no ser afectado por los hundimientos; a una distancia de mínimo cinco veces la profundidad de la excavación.

Si el hundimiento es originado por deformación, una posible solución consiste en apretar el ademe. Si el fondo de la excavación se levanta, se lleva a cabo un hincado más profundo de las tablestacas y se carga la parte del fondo donde no esté trabajando por el momento, esta carga puede ser desechos de la propia excavación o pilas de arena.

Mientras que si la causa es la fluencia del suelo sin entibación, la solución es construir el ademe; así como el drenado si la causa es el corrimiento de la arena, logrando con ello la reducción del esfuerzo neutro.

4.6 Zonas de tensiones en las cercanías de la excavación

En las cercanías de la excavación se generan zonas de tensiones próximas al fondo de la excavación, en la superficie del terreno y cerca de los muros colados in situ. Ello genera desplazamientos horizontales en las cercanías de la excavación los cuales provocan la abertura de las juntas.

Los suelos disminuyen de volumen cuando se sujetan a una presión que los rodea completamente. Cuando son sometidos a fuerzas cortantes, se distorsionan; de modo que si la distorsión es grande, las partículas se resbalan entre sí produciéndose una falla al corte.

La mayor parte de los suelos puede soportar únicamente esfuerzos de tensión pequeños o bien, no puede soportarlos, esto provoca que rara vez sean producidos esfuerzos de tensión en las masas de dichos suelos, razón por lo cual la mayor parte de las fallas se producen bajo esfuerzo cortante.

Capítulo 5

Ejemplo de Aplicación

5.1 Introducción

Condiciones del proyecto. Se presenta el caso de una excavación necesaria para construir un sótano para un estacionamiento ubicado en un predio en la zona II del Distrito Federal, en el cual se efectuará el abatimiento del nivel freático.

La Zona II representa un área de transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a aproximadamente 20 m de profundidad o menos, constituida por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; donde el espesor de estas es variable.

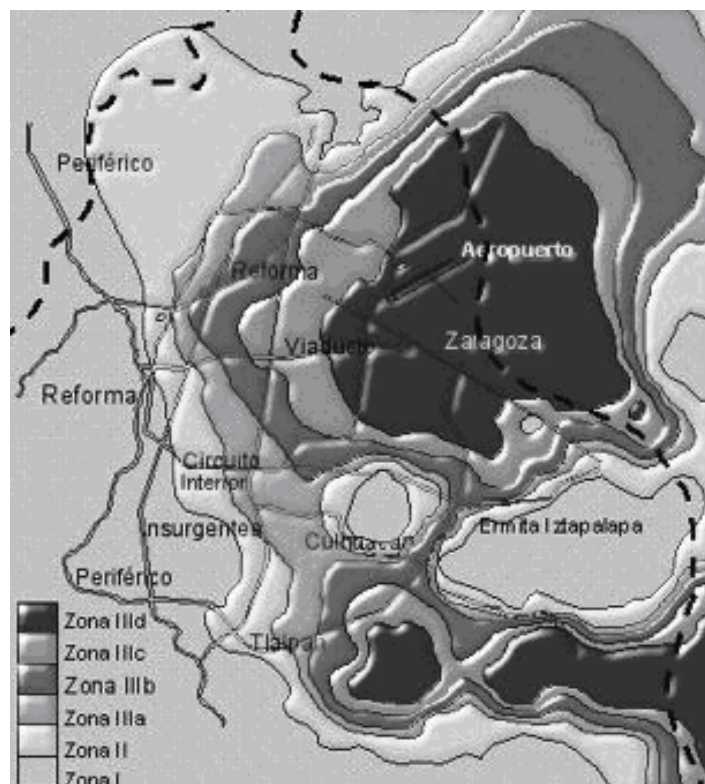


Fig.5.1. Zonificación del Distrito Federal.

En la zona II la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio y otros factores pueden originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello debe tomarse en cuenta en la excavación a realizarse.

Además deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el proyecto.

5.2 Revisión de la seguridad de una excavación profunda

El predio destinado a la construcción es de 26 por 52 m en planta, ubicado en la zona II del Distrito Federal, se realizó una excavación ademada de 6.5m de profundidad. La estratigrafía y propiedades se muestran en la figura.

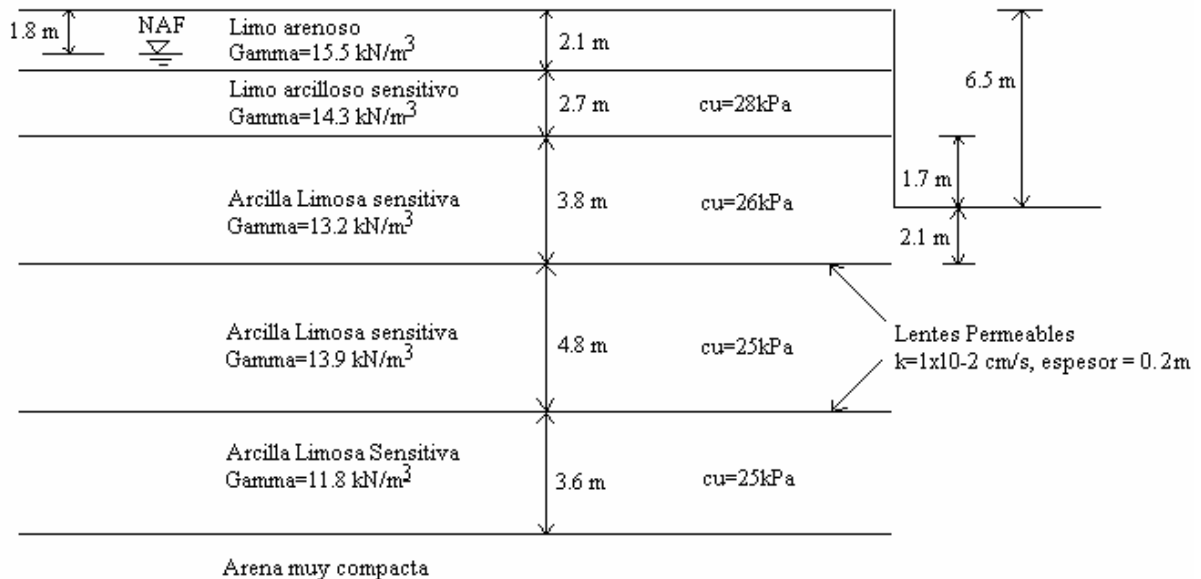


Fig. 5.2. Estratigrafía y propiedades del subsuelo.

Datos del proyecto:

El predio se encontró baldío con una superficie sensiblemente plana y horizontal, el área de construcción ocupa la zona central.

El sistema de abatimiento del nivel de agua freática (NAF) tuvo el propósito de minimizar la expansión del suelo por la descarga que se presentará al excavar así como el evitar que ocurra una falla por subpresión, lo cual asegurará la estabilidad de los taludes además de efectuar los trabajos en seco. Desde la etapa del proyecto se previó la necesidad de un sistema de pozos de bombeo, cuyo objetivo fundamental fue realizar los trabajos de excavación en las mejores condiciones de seguridad y operativas.

El bombeo resulta fundamental pues evita que el pie de los taludes se debilite en presencia del agua por la pérdida de resistencia de los materiales que lo forman.

La excavación fue programada para realizarse con maquinaria hasta 30 cm antes de alcanzar la profundidad de proyecto; de modo que el resto se excavó con herramientas manuales.

Criterios para la selección del sistema de bombeo

Al realizarse una excavación de mayor profundidad que la del nivel freático, el bombeo se hizo para mantener el área de trabajo sin humedad del subsuelo las 24 horas del día, permitiendo mejorar las condiciones en la obra y ejecutarla con rapidez y calidad.

Como primera etapa del diseño y con el objeto de definir la estratigrafía del predio, se realizaron dos sondeos de muestreo mixto, uno de penetración estándar y un sondeo de cono eléctrico los cuales se penetraron hasta los depósitos profundos.

Se propuso la instalación de seis pozos; para poder definir su espaciamiento se tomó en cuenta la experiencia de varias obras semejantes, por lo cual se programo una red de bombeo con las siguientes características:

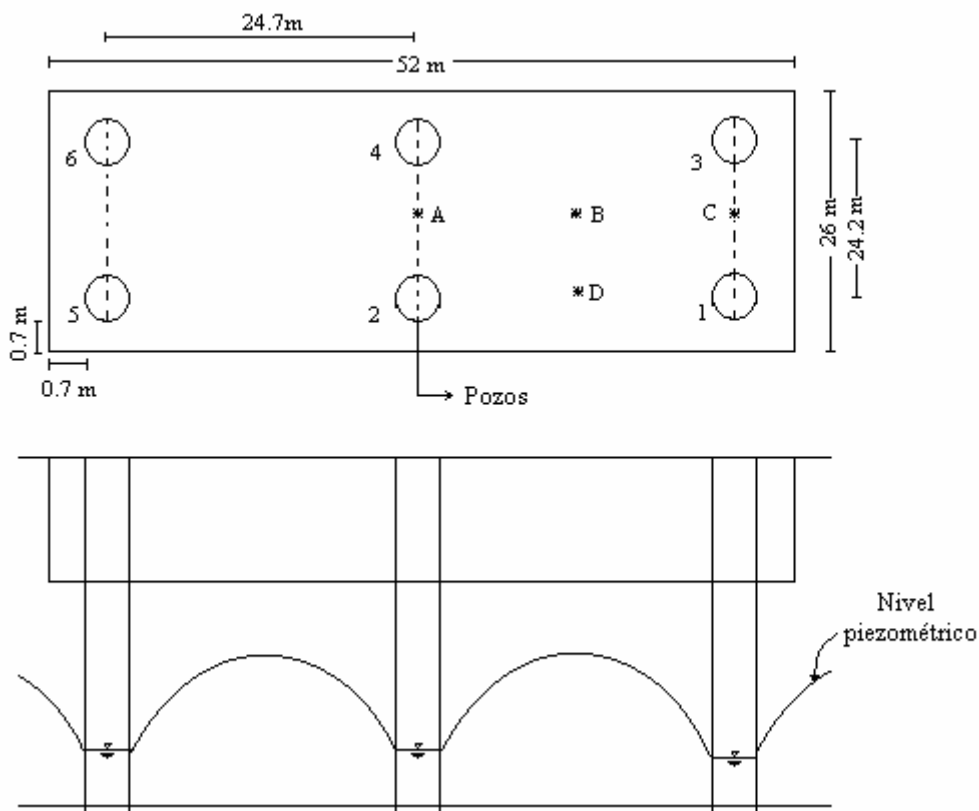


Fig.5.3. Instalación de pozos para el abatimiento del nivel freático

Se consideraron puntos estratégicos donde puede presentarse la ordenada máxima del cono de abatimiento, los cuales se observan en la figura 5.3.

El radio de los pozos a considerar fue $r_0 = 0.2m$

Se propuso un cierto nivel dinámico ubicado a $y_0 = 3.3m$

Tomando en cuenta que el coeficiente de permeabilidad es: $k = 0.0001m/s$

El coeficiente de Sichardt para pozos: $C_s = 300 (s/cm)^{1/2}$

Conociendo la profundidad de la excavación:

$$NAF = 1.8m$$

$$H = 6.5m$$

$$D = 2.1m$$

Para el cono de abatimiento:

$$S_0 = H + D - y_0 - NAF$$

$$S_0 = 6.5m + 2.1m - 3.3m - 1.8m = 3.5m$$

La distancia del Nivel freático al estrato localizado después del fondo de la excavación esta dado por:

$$d_0 = S_0 + y_0$$

$$d_0 = 3.5m + 3.3m = 6.8m$$

Para estimar el Radio de Influencia, se emplea la fórmula de Sichardt:

$$R_s = C_s S_0 \sqrt{K}$$

$$R_s = [300(cm/s)^{1/2}] [350cm] [\sqrt{0.01cm/s}] = 10200cm$$

$$R_s = 102m$$

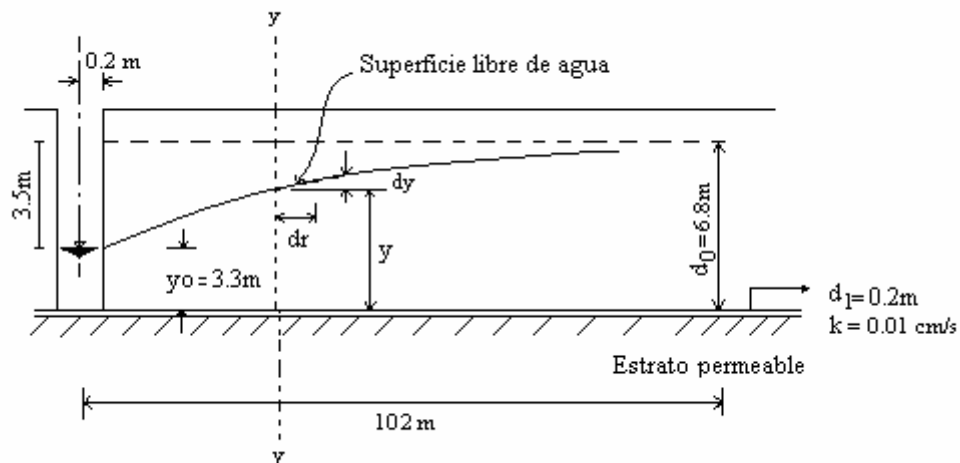


Fig.5.4. Flujo de agua hacia el pozo

Las perforaciones de 40 cm de diámetro para los pozos de bombeo, se llevaron a cabo con maquinaria rotatoria, equipada con una broca de aletas, inyectando agua como fluido de perforación, lo cual permitió minimizar el remolde en las paredes del pozo.

5.2.1 Cálculo de movimientos alrededor de la excavación

Es importante determinar los asentamientos producidos del fondo de la excavación cuya profundidad es $H = 6.5m$ con el fin de no afectar las colindancias que se localizan en la obra. Se considera que la colindancia es un jardín cuya longitud es $7m$ que tiene una estructura aledaña con una longitud de $10m$.

Mediante el criterio de Peck, podemos obtener el desplazamiento máximo

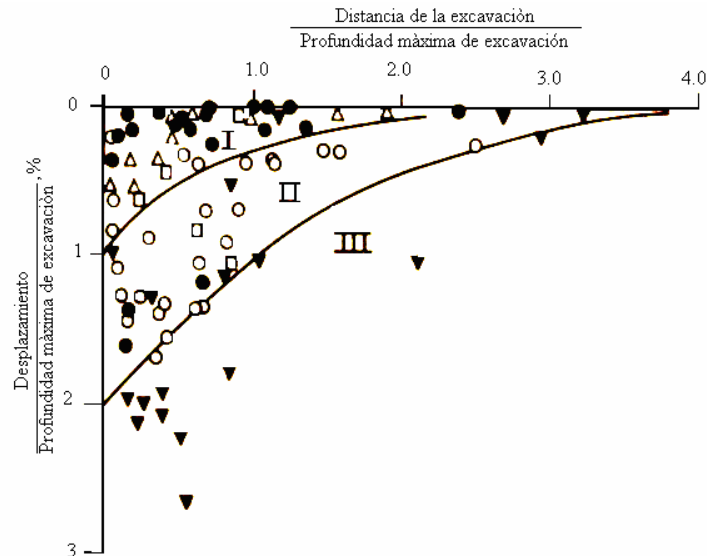


Fig.5.5. Peck, máximo desplazamiento

El máximo desplazamiento de la excavación es: $2\% = 0.02$, por lo tanto el desplazamiento máximo será: $\delta_{vm} = 13cm$. Empleando los perfiles de desplazamiento normalizado:

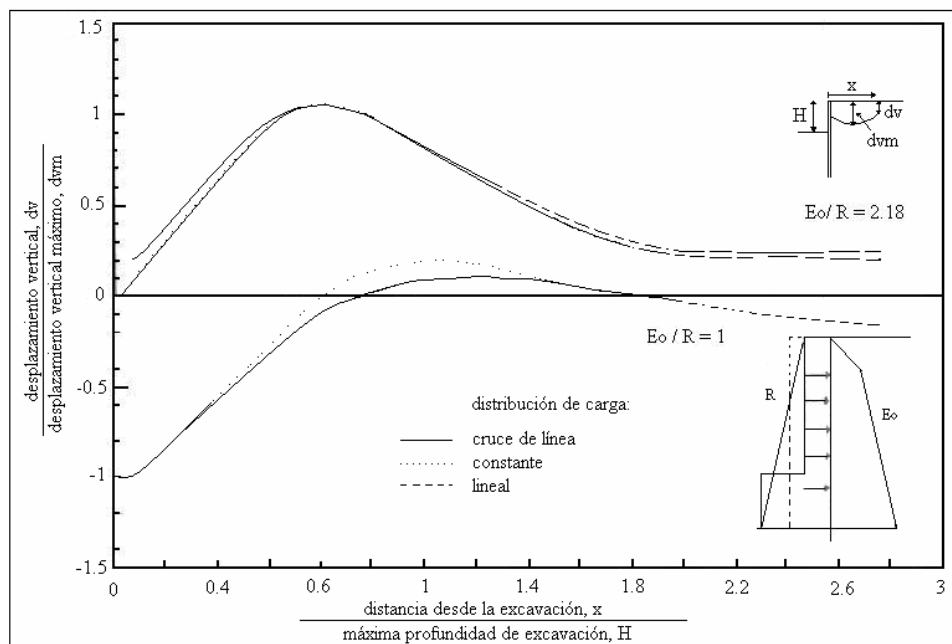


Fig.5.6. Perfiles de Desplazamiento detrás del muro

Relaciono y normalizo mis desplazamientos y examino mi distribución de carga para obtener mi distorsión:

$$\frac{x_1}{H} = \frac{7m}{6.5m} = 1.07$$

Con este valor entro a mi perfil de la figura 5.6 y obtengo el desplazamiento:

$$\frac{dv_1}{dvm} = 0.7$$

$$dv_1 = (0.7)(13cm) = 9.1cm$$

Considerando la estructura aledaña al jardín con $L = 10m$

$$\frac{x_2}{H} = \frac{10m + 7m}{6.5m} = 2.61$$

Obteniendo el desplazamiento de la figura 5.6 se tiene:

$$\frac{dv_2}{dvm} = 0.25$$

$$dv_2 = (0.25)(13cm) = 3.25cm$$

La diferencia entre nuestros desplazamientos es: $5.85m$

$$Distorsión = \frac{5.85cm}{1000cm} = 0.00585m$$

Considerando que la relación entre el asentamiento diferencial máximo es de 0.004 de acuerdo a la tabla 3.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, entonces:

$$Distorsión = 0.00585 > 0.004$$

Por esta razón es necesario aumentar la carga en los troqueles, por lo que se toma en cuenta la consideración: $\frac{E_0}{R} = 1$; donde R es la precarga total aplicada y E_0 es el empuje de tierras en reposo.

Relaciono y normalizo mis desplazamientos y examino mi distribución de carga para obtenerme distorsión:

$$\frac{x_1}{H} = \frac{7m}{6.5m} = 1.07$$

Con este valor entro a mi perfil de la figura 5.6 y obtengo el desplazamiento:

$$\frac{dv_1}{dvm} = 0.1$$

$$dv_1 = (0.1)(13cm) = 1.3cm$$

Considerando la estructura aledaña al jardín con $L = 10m$

$$\frac{x_2}{H} = \frac{10m + 7m}{6.5m} = 2.61$$

Obteniendo el desplazamiento de la figura 5.6 se tiene:

$$\frac{dv_2}{dvm} = -0.15$$

$$dv_2 = (-0.15)(13cm) = -1.95cm$$

La diferencia entre nuestros desplazamientos es: $3.25cm$

$$Distorsión = \frac{3.25cm}{1000cm} = 0.00325m$$

Considerando que la relación entre el asentamiento diferencial máximo es de 0.004 de acuerdo a la tabla 3.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, entonces:

$$Distorsión = 0.00325 < 0.004$$

∴ Los desplazamientos obtenidos son aceptables

5.2.2 Revisión de la seguridad de la excavación mediante falla por subpresión.

Para garantizar la estabilidad del fondo de la excavación se estimó el gasto de bombeo a extraerse para un flujo confinado para cada uno de los pozos:

$$q = \frac{2\pi k_1 d_1 (d_0 - y_0)}{\ln\left(\frac{R_s}{r_0}\right)}$$

$$q = \frac{2\pi(.0001\text{m/s})(0.2\text{m})[6.8\text{m} - 3.3\text{m}]}{\ln\left(\frac{102\text{m}}{0.2\text{m}}\right)}$$

$$q = .00007055\text{m}^3/\text{s}$$

Para obtener la altura piezométrica máxima del cono de abatimiento que garantizará la seguridad de nuestra excavación; se obtuvieron las respectivas ordenadas de cada pozo para cada cuatro puntos localizados en las zona de mayor probabilidad de falla.

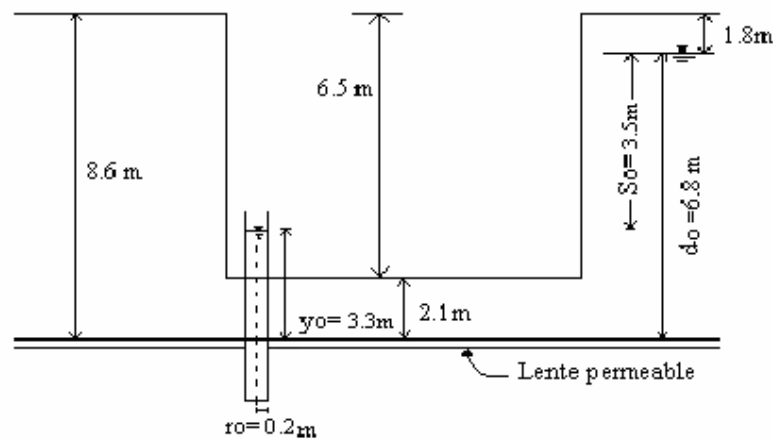


Fig.5.7. Diagrama de la Excavación

$$y = d_0 - \sum \frac{q_i}{2\pi d_1 k_1} \ln\left(\frac{R_s}{r_i}\right)$$

El abatimiento en el pozo para el estrato confinado es igual al debido al propio pozo más el abatimiento provocado por el resto de los demás pozos.

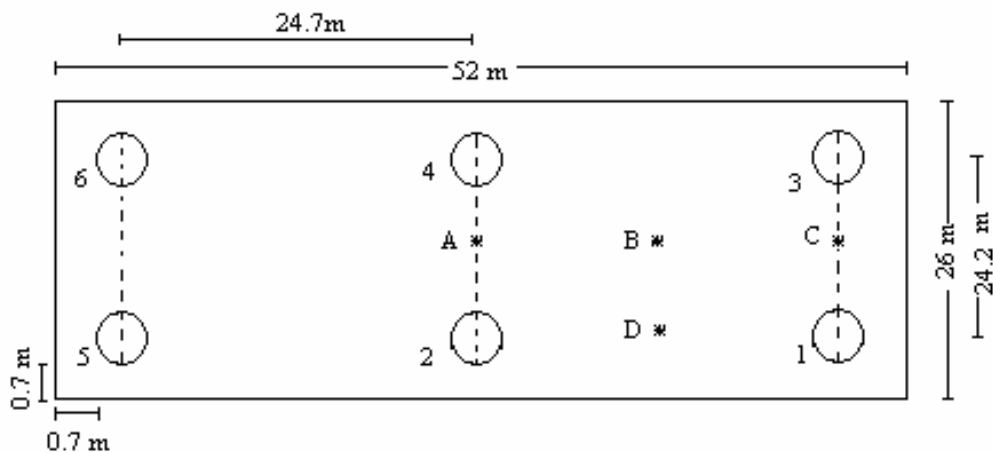


Fig.5.8. Pozos para el abatimiento del nivel freático

$$y_i = d_0 - \frac{1}{2\pi k_1 d_1} \left(q_1 \ln \frac{R_{s1}}{r_1} + q_2 \ln \frac{R_{s2}}{r_2} + q_3 \ln \frac{R_{s3}}{r_3} + q_4 \ln \frac{R_{s4}}{r_4} + q_5 \ln \frac{R_{s5}}{r_5} + q_6 \ln \frac{R_{s6}}{r_6} \right)$$

El gasto es el mismo para cada uno de los pozos al igual que el radio de influencia R_s .

r (m)	A	B	C	D
r ₁	27.5045	17.28966	12.1	12.35
r ₂	12.1	17.28966	27.5045	12.35
r ₃	27.5045	17.28966	12.1	27.1691
r ₄	12.1	17.28966	27.5045	27.1691
r ₅	27.5045	37.52	50.86	37.05
r ₆	27.5045	37.52	50.86	44.25

Fig.5.9. Valores de los radios de los pozos respecto a los puntos estratégicos seleccionados

Las ordenadas que se obtuvieron fueron las siguientes:

$$y_A = 1.463147m$$

$$y_B = 1.691292m$$

$$y_C = 2.153384m$$

$$y_D = 1.906547m$$

Elegimos la ordenada que representa el valor crítico donde puede presentarse nuestra falla, de manera que:

$$y = 2.153384m$$

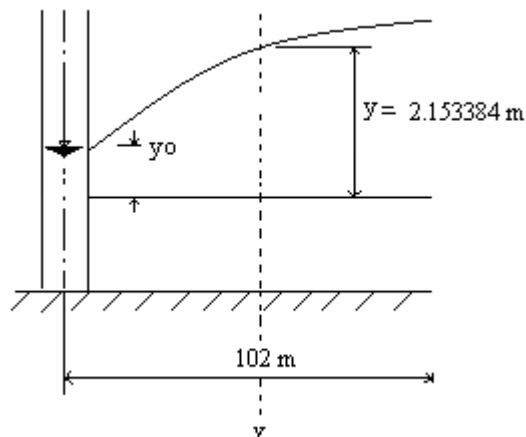


Fig.5.10. Altura piezométrica y cono de abatimiento

Comprobando que no existe falla por subpresión:

$$\gamma_{arcilla} = 13.2kN / m^3$$

$$pd = \gamma_{arcilla} D$$

$$pd = (13.2kN / m^3)(2.1m) = 27.72kPa$$

Calculando la presión en la base del estrato obtenemos:

$$\gamma_w = 9.81kN / m^3$$

$$U_{base} = y\gamma_w$$

$$U_{base} = (2.153384m)(9.81kN / m^3) = 21.1246kPa$$

Calculando la presión vertical obtenemos:

$$P = \gamma_{arcilla} D$$

$$P = (13.2kN / m^3)(2.1m) = 27.72kPa$$

Por lo tanto:

$$U_{base} < P$$

$$21.1246kPa < 27.72kPa$$

∴ No existe falla por subpresión

Calculando el factor de seguridad:

$$FS = \frac{U_{vertical}}{U_{base}}$$

$$FS = \frac{27.72kPa}{21.1246kPa} = 1.312$$

5.2.3 Revisión de la seguridad de la excavación mediante falla de fondo por resistencia al corte.

La revisión de este tipo de falla tiene como finalidad evitar un asentamiento del terreno que provoque el levantamiento del fondo de la excavación, para ello se tomarán en cuenta los siguientes parámetros:

Se propone la sobrecarga en la superficie del terreno:

$$q = 30 \text{ kPa}$$

Se conoce la longitud y el ancho de la excavación y se propone como valor para la longitud de la pata del muro:

$$H_p = 3 \text{ m}$$

Se calcula la profundidad de desplante del muro:

$$H_m = H + B$$

$$H_m = 6.5 \text{ m} + 26 \text{ m} = 32.5 \text{ m}$$

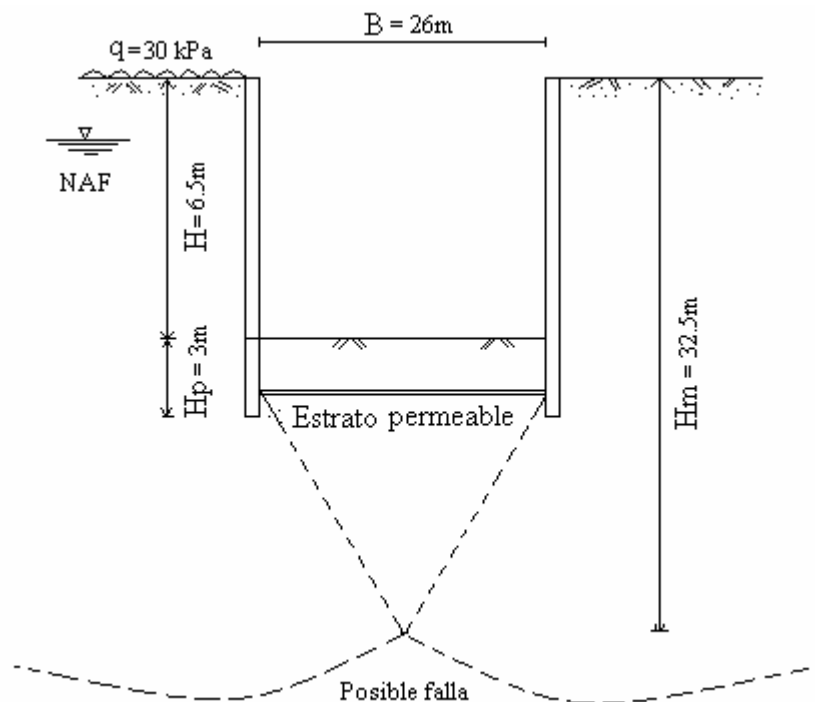


Fig.5.11 Geometría de la excavación donde puede ocurrir falla de fondo

Comprobando las siguientes relaciones:

$$\frac{H_m}{B} = \frac{32.5m}{26m} = 1.25 \leq 2$$

$$\frac{B}{L} = \frac{26m}{52m} = 0.5 \leq 1$$

Se calcula el Factor de seguridad de falla de fondo, obteniendo previamente el valor de capacidad de carga, mediante las siguientes expresiones:

$$N_c = 5.14 \left(\frac{1 + 0.2H_m / B}{1 + 0.2B / L} \right)$$

$$N_c = 5.14 \left(\frac{1 + 0.2(32.5m) / 26m}{1 + 0.2(26m) / (52m)} \right) = 5.84$$

Se considera la relación:

$$\frac{H_p}{L} = \frac{3m}{52m} = 0.057 < 0.5$$

Esta relación nos permite tomar en cuenta la influencia de la profundidad de la pata del muro en la estabilidad del fondo de la excavación; pero en este caso es despreciable al ser menor que 0.5.

Realizando el cálculo del factor de seguridad

$$FS = cu \left(\frac{N_c + 2H_p / L}{\gamma H + q} \right)$$

Considerando cu del fondo

$$cu_f = 25kPa$$

Obtenemos un promedio ponderado:

$$\gamma = \frac{(15.5kN / m^3)(2.1m) + (14.3kN / m^3)(2.7m) + (13.2kN / m^3)(1.7m)}{2.1m + 2.7m + 1.7m} = 14.4kN / m^3$$

$$FS = cu \left(\frac{N_c + 2H_p / L}{\gamma H + q} \right)$$

$$FS = 25kPa \left(\frac{5.84 + 2(3m) / 52m}{(14.4kN / m^3)(6.5m) + 30kPa} \right) = 1.2045$$

5.2.4 Revisión de la seguridad de la excavación mediante empuje de tierras sobre el ademe de las paredes del corte

El empuje del suelo sobre las paredes de la excavación dependerá del coeficiente de estabilidad N_b ; para ello se consideran los siguientes datos:

Se obtuvo el promedio ponderado para el peso volumétrico del suelo comprendido entre la superficie y el fondo de la excavación; así como para la resistencia al corte del suelo.

$$\gamma = \frac{(15.5kN / m^3)(2.1m) + (14.3kN / m^3)(2.7m) + (13.2kN / m^3)(1.7m)}{2.1m + 2.7m + 1.7m} = 14.4kN / m^3$$

$$cu = \frac{(28kPa)(2.7m) + (26kPa)(1.7m)}{2.7m + 1.7m} = 27.23kPa$$

H m	γ kN/m ³	q kPa	cu kPa	ko	m	cu fondo kPa
6.5	14.4	30	27.23	0.5	0.4	25

Donde:

k_0 : Coeficiente de permeabilidad

m : Valor medio del suelo en la Ciudad de México

Calculando el coeficiente de estabilidad considerando una sobrecarga de 30 kPa se obtiene:

$$N_b = \frac{\gamma H + q}{cu}$$

$$N_b = \frac{(14.4kN / m^3)(6.5m) + 30kPa}{27.23kPa} = 4.53$$

El valor obtenido nos indica que en el fondo de la excavación se forma una zona plástica. En este caso se toma como base una teoría de falla para calcular las presiones.

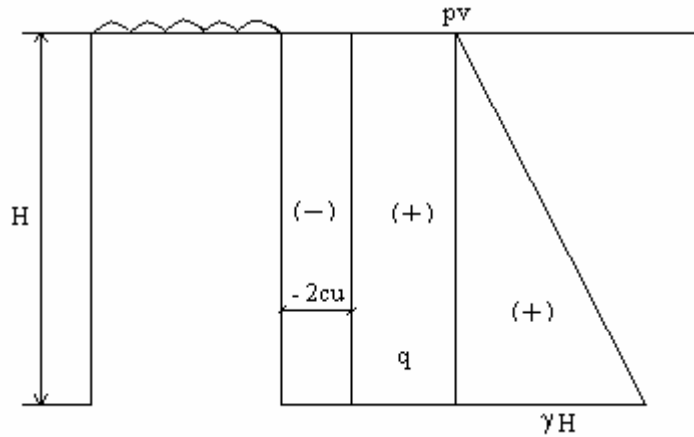


Fig.5.12 Cálculo de presiones

$$p_a = p_v - 2cu$$

$$E_a = -2cuH + qH + \frac{1}{2}\gamma H^2$$

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 + (q - 2cu)H$$

$$E_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2$$

Igualando nuestras expresiones:

$$\frac{1}{2}K_a\gamma H^2 = \frac{1}{2}\gamma H^2 + (q - 2cu)H$$

$$K_a = 1 + \frac{(q - 2cu)H}{\frac{1}{2}\gamma H^2}$$

$$K_a = 1 + \frac{2(q - 2cu)}{\gamma H}$$

$$K_a = 1 + \frac{2(q - 2mcu)}{\gamma H}$$

Obteniendo el coeficiente de empuje en reposo:

$$K_a = 1 + \frac{2[30\text{kPa} - (2)(0.4)(25\text{kPa})]}{(14.4\text{kN/m}^3)(6.5\text{m})} = 1.213$$

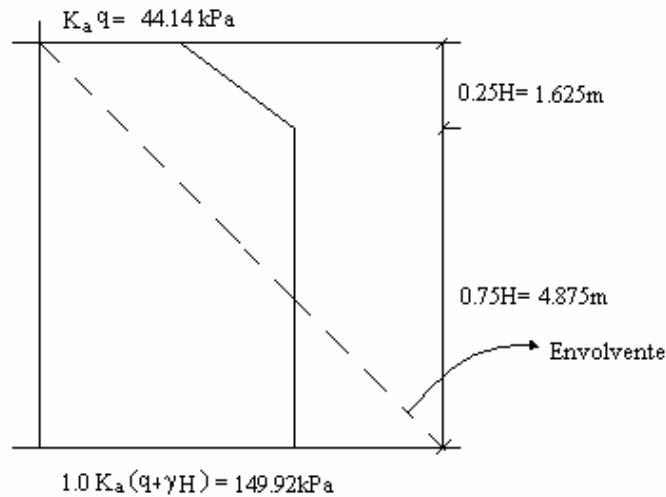


Fig.5.13 Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación $Nb > 4$

Estrato m	h_o m	Profundidad Superficie m	Profundidad Inferior m	γ KN/m ³	NAF m	q kPa
1	1.8	0	1.8	15.5	1.8	30
1	0.3	1.8	2.1	15.5	1.8	30
2	2.7	2.1	4.8	14.3	1.8	30
3	1.7	4.8	6.5	13.2	1.8	30
3	2.1	6.5	8.6	13.2	1.8	30
4	4.8	8.6	13.4	13.9	1.8	30
5	3.6	13.4	17	11.8	1.8	30

Fig.5.14 Cálculo del empuje sobre ataguías

Estrato m	γh_o kPa	p_v kPa	γ_w kN/m ³	u kPa	p_v' kPa	K_o	$K_o p_v'$ kPa	ph kPa
	0	30		0	30	0.5	15	15
1	27.9	57.9	9.81	0	57.9	0.5	28.95	28.95
1	4.65	62.55	9.81	2.943	59.607	0.5	29.8035	32.7465
2	38.61	101.16	9.81	29.43	71.73	0.5	35.865	65.295
3	22.44	123.6	9.81	46.107	77.493	0.5	38.7465	84.8535
3	27.72	151.32	9.81	66.708	84.612	0.5	42.306	109.014
4	66.72	218.04	9.81	113.796	104.244	0.5	52.122	165.918
5	42.48	260.52	9.81	149.112	111.408	0.5	55.704	204.816

Fig.5.15 Cálculo de presiones

Capítulo 6

Conclusiones

Se ha presentado un panorama general sobre los aspectos más importantes a considerar en la estabilidad de los sistemas de excavación.

Uno de los aspectos fundamentales en una excavación es el procedimiento constructivo empleado, ya que de él depende en gran medida su comportamiento.

Las excavaciones que requieren las obras de ingeniería generalmente alcanzan profundidades superiores a las del nivel freático, de modo que la presencia del agua dificulta y encarece los trabajos; por esta razón es de gran importancia dejar la excavación en seco para profundizarla y trabajar en ella de forma cómoda y eficiente, esto se logra bajando el nivel freático en toda el área de la excavación.

Al inicio se dieron a conocer las características de los diferentes tipos de suelo con el objetivo de identificar las necesidades de la obra y así poder llevar a cabo un adecuado abatimiento del nivel freático que se vea reflejado en los tiempos y costos de la obra.

Dependiendo de la permeabilidad del suelo se elige el sistema de bombeo, y se establecen puntos estratégicos que permiten determinar la zona más susceptible donde puede ocurrir una falla por subpresión, con ello se debe cumplir para garantizar la seguridad, que la presión en la base del estrato debe ser menor a la presión vertical.

La seguridad de la excavación no solo dependerá de un solo tipo de falla, sino de otros aspectos tales como la revisión de la falla de fondo, con la cual se puede analizar las condiciones que pueden evitar un asentamiento del terreno que provoque el levantamiento del fondo de la excavación considerando principalmente parámetros como la sobrecarga en la superficie del terreno, la profundidad de desplante del muro, la longitud de la pata del muro y la longitud y el ancho de la excavación.

Además se puede predecir el empuje que ejerce el suelo sobre las paredes de la excavación basada en el coeficiente de estabilidad que indica el comportamiento del suelo, para después conocer las presiones a las que se encuentran sometidas las paredes de la excavación.

Los movimientos alrededor de nuestra obra están orientados a efectos de parámetros que incluyen la distribución de las cargas, la geometría de la excavación, la rigidez que presenta el muro y a la distribución de la resistencia al corte del suelo.

El ejercicio del capítulo cinco tuvo como finalidad la aplicación de los diferentes parámetros que se expusieron en la tesis y que resultan fundamentales en el análisis de nuestra excavación, pues nos permiten determinar la estabilidad del sistema mediante la aplicación de expresiones matemáticas basadas en ciertos criterios que se fundamentan en estudios para la modelación del problema usando un enfoque que hoy en día permite aplicar estos razonamientos al análisis de nuestro sistema de excavación.

Consecuentemente, en el análisis de este tipo de obras es preciso que sean tomados en cuenta y de manera específica, además de las características geotécnicas y geométricas, los procedimientos constructivos que se utilizarán.

Referencias Bibliográficas

- 3 Juárez Badillo, E y Rico Rodríguez, A. “*Mecánica de suelos: Teoría y Aplicación de la Mecánica de suelos*”. Tomo II. Ed. Noriega.
- 4 Juárez Badillo, E y Rico Rodríguez, A. “*Mecánica de suelos: Flujo de agua en suelos*”. Tomo III. Ed. Noriega.
- 5 Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos “*Manual de Construcción Geotécnica: Abatimiento del nivel freático para la Construcción*”, México 2002.
- 6 Romo Rodríguez M y Magaña R “*Reunión Nacional de Mecánica de Suelos: Procedimiento para el cálculo de Movimientos en el terreno inducidos por excavaciones apuntaladas*”. Vol.1, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Xalapa 1994.
- 7 GOLDER, H.Q. “Floating Foundations”, Golder Associates
- 8 Deméneghi Colina, A; Puebla Cadena, “*Estabilidad de Sistemas de Excavación*”. División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM.
- 9 State of the Art Volume Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering “*Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations*”, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1969.
- 10 Tamez. E, Santoyo. E, Mooser. F, “*Manual de Diseño Geotécnico*”, Vol 1, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Secretaria General de Obras, Departamento del Distrito Federal, 1987.
- 11 Normas Técnicas Complementarias (NTC) del RCDF para Diseño y Construcción de Cimentaciones, México, 2004.
- 12 Alberro, J, “*Mediciones efectuadas en las excavaciones*”, Revista Ingeniería, julio-septiembre 1970.
- 13 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
- 14 Terzaghi, K y Peck, R. B. “*Soil mechanics in engineering practice*”, 2da Ed, Wiley, 1967.
- 15 Zeevaert, L, “*Foundation engineering for difficult subsoil conditions*”, Ed. Van Nostrand Reinhold. 1973.
- 16 Deméneghi Colina, A; Puebla Cadena, M; Sanginés García H. “*Apuntes de cimentaciones*”. División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM.