



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO GEOTECNICO DE UNA EXCAVACION PROFUNDA

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. CESAR ALEJANDRO GARCIA FELIX

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA**

MÉXICO, D.F.

ENERO 2017

AGRADECIMIENTOS

Primeramente le doy gracias al Programa Único de Especializaciones de Ingeniería por a verme brindado la oportunidad de seguir desarrollándome en esta gran institución, así como en mi vida personal y profesional

A mi director de tesina, el M.I. Agustín Demeneghi Colina por su esfuerzo y dedicación, quien con sus conocimientos, su experiencia, su paciencia y su motivación ha logrado en mí que pueda concluir este trabajo.

A los sinodales de tesina: M.I Héctor Sangines Garcia, M.I Juan Luis Umaña Romero, M.I Carmelino Zea Constantino y al M.I Héctor Alfredo Legorreta Cuevas, por compartirme sus consejos y observaciones en la revisión de éste trabajo de tesina.

Y finalmente a mis Padres, Hermanos y Amigos por su apoyo incondicional en todo momento, ya que sin su confianza que depositaron en mí no pudiera lograr este objetivo importante en mi vida.

Contenido

INTRODUCCIÓN	1
Objetivo.....	2
Alcances	2
CAPÍTULO I TEORIAS SOBRE EMPUJES DE TIERRA	3
1.1 Estados plásticos de Equilibrio	3
1.2 Teoría de Rankine para suelos friccionantes con relleno horizontal.....	6
1.3 Influencia de Sobrecargas en la magnitud del empuje de tierras	9
1.4 Teoría de Coulomb.....	11
CAPÍTULO II CONTROL DEL FLUJO DE AGUA Y FILTRACIONES EN EXCAVACIONES	13
2.1. Métodos de bombeo	14
2.1.2. <i>Zanjas y cunetas</i>	14
2.1.2. <i>Tablaestacado y bombeo abierto</i>	14
2.1.3. <i>Zanjas y pozos profundos</i>	15
2.1.4. <i>Sistema de pozos-punta</i>	15
2.1.5. <i>Drenaje con pozos profundos</i>	17
2.1.6. <i>Drenaje horizontal</i>	18
2.1.7. <i>Sistemas de abatimiento por vacío</i>	18
2.1.8. <i>Drenaje por electro-ósmosis</i>	19
2.1.9. <i>Métodos misceláneos para el abatimiento de agua</i>	20
2.2. Tipos de bombas utilizadas	20
2.2.1. <i>Bombas sumergibles</i>	21
2.2.2. <i>Bombas de pozos-punta</i>	21
2.2.3. <i>Bombas tipo eyector</i>	21
2.3. Métodos para el abatimiento de agua en suelos por medio de pozos de bombeo	21
2.3.1. <i>Introducción</i>	21
2.3.2 <i>Determinación del gasto en un pozo de bombeo</i>	22
CAPÍTULO III SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES	25
3.1. Tipos de excavaciones.....	25

3.1.1	<i>Excavaciones a cielo abierto</i>	25
3.1.2	<i>Excavaciones entibadas o ademadas</i>	25
3.2.	Principales tipos de elementos de soporte	26
3.2.1.	<i>Tablaestacas</i>	26
3.2.1.1	<i>Forma de trabajo</i>	28
3.2.2.	<i>Ataguías</i>	29
3.2.3.	<i>Muros colados in situ y muros prefabricados</i>	32
3.3.	Técnicas de excavación, apuntalamiento y anclaje	33
3.3.1.	<i>Método del núcleo central</i>	33
3.3.2.	<i>Apuntalamiento pared a pared</i>	33
3.3.3.	<i>Uso de la subestructura como sistema de soporte</i>	33
3.3.4.	<i>Otras técnicas</i>	33
CAPÍTULO IV TIPO DE FALLAS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS		34
4.1	Tipos de falla en arena (Cortes Apuntalados)	34
4.1.1	<i>Excavaciones arriba del nivel de aguas freáticas</i>	34
4.1.2	<i>Excavaciones abajo del nivel de aguas freáticas</i>	34
4.2	Estabilidad de las paredes de la excavación.....	35
4.2.1	<i>Criterio de Peck (1969)</i>	35
4.2.2	<i>Criterio de Zeevaert (1973)</i>	38
4.2.3	<i>Criterio de Tamez (2001)</i>	40
4.3	Falla de fondo.....	41
4.4	Estabilidad de la pata del muro	47
4.4.1	<i>Criterio de Zeevaert (1973)</i>	47
4.4.2	<i>Criterio de Tamez (2001)</i>	48
4.5	Falla de fondo por subpresión	49
4.6	Movimientos del terreno aledaño a la excavación	51
CAPÍTULO V APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO		55
5.1	Características del proyecto.	55
5.2.	Falla por subpresión	63
5.3.	Estabilidad de las paredes de la excavación.....	68
	<i>Criterio de Peck, 1969</i>	68
	<i>Criterio de Zeevaert (1973)</i>	70

<i>Criterio de Tamez</i>	74
<i>Largo plazo</i>	77
5.4. Falla de fondo.....	79
<i>Criterio de Alberro</i>	79
<i>Criterio de Tamez</i>	80
5.5. Estabilidad de la pata del muro	81
<i>Criterio de Zeevaert (1973)</i>	81
<i>Criterio de Tamez</i>	83
5.6. Movimientos del terreno aledaño a la excavación	84
CONCLUSIONES	89
REFERENCIAS	92

INTRODUCCIÓN

Las obras de infraestructura requieren frecuentemente la ejecución de excavaciones, puede tratarse de operaciones relativamente simples, como en el caso de excavaciones para alojar zapatas para la cimentación de una edificación o tuberías de conducción de agua o drenaje para una población, pero cuando se trata de obras muy importantes la excavación resulta en general más delicada, sobre todo cuando se combinan condiciones de gran profundidad con la presencia de suelos inestables, como en el Valle de México. Realizar este tipo de excavaciones por métodos tradicionales puede, en muchos casos, no ser posible o resultar excesivamente costoso.

Las excavaciones profundas son realizadas con más frecuencia de lo que uno cree ya que la necesidad de buscar sitios para la construcción en zonas urbanas muy pobladas como la Ciudad de México y a la limitación del área del proyecto, las excavaciones profundas se han convertido en una gran opción, se han realizado en grandes edificaciones los cuales pueden contar con ciertos niveles de sótanos en los cuales sus profundidades pueden variar dependiendo del tipo de proyecto o en la economía si lo permite, es por esta razón que el ingeniero geotecnista se ha dado la necesidad de emplear nuevos métodos de excavación que cumplan con las condiciones más adecuadas para las excavaciones y sus sistemas de contención adecuado.

Es común, por otra parte, que en las excavaciones exista la necesidad de abatir el nivel freático y controlar las filtraciones, para poder construir subestructuras. Esta operación también es delicada. Así, en el valle de México, se sabe que el bombeo realizado para controlar las filtraciones puede ocasionar procesos de consolidación que a su vez generan asentamientos diferenciales y daños en las estructuras vecinas.

Objetivo

Analizar los aspectos primordiales (falla por subpresión, falla de fondo, falla por pateo, estabilidad de las paredes de la excavación y movimiento del terreno aledaño a la excavación) que llevan al diseño geotécnico de una excavación profunda realizada en la Zona III de Lago.

Alcances

Los alcances de esta tesina incluyen:

- i) Diseño de sistema de bombeo
- ii) Estabilidad de las paredes de excavación (criterio de Peck, Zeevaert y Tamez)
- iii) Falla de fondo (criterio de Tamez, Alberro y Demeneghi)
- iv) Falla por pateo (criterio de Tamez y Zeevaert)
- v) Movimientos del terreno aledaño a la excavación

CAPÍTULO I TEORIAS SOBRE EMPUJES DE TIERRA

El empuje de tierras es la fuerza por unidad de área que ejerce el suelo sobre un elemento estructural. Su valor depende de las propiedades físicas del suelo, de la interacción suelo – estructura en la interface y de la magnitud y características de las deformaciones en el sistema suelo–estructura. Depende también de la naturaleza de la cual derive su resistencia el suelo, la cual varía de acuerdo a su relajación con el tiempo “creep”, así como de sus cambios físicos o químicos.

A diferencia de los muros de contención de gravedad, los empujes de tierra sobre muros milán o tablestacas no depende del tipo de suelo, más bien son función de la interacción suelo–estructura y esta a su vez de los movimientos que se desarrollen entre ambos, por lo tanto el problema matemático es altamente indeterminado

Los estados de esfuerzos que se desarrollan dentro de la masa de suelo y que son de interés en el diseño de muros milán o tablestacas, son los estados: en reposo, activo y pasivo. El empuje de tierras sobre cualquier estructura de retención puede variar de un estado inicial de esfuerzos conocido como estado en reposo, K_0 , a un estado límite mínimo como el activo, K_a , o a un estado límite máximo como pasivo, K_p .

Las bases de diseño de sistemas de retención se fundamentan en el conocimiento de los estados límite de falla de una masa de suelo, teniendo como fundamento teórico los aportes de Coulomb (1776) con base en su ley de resistencia al esfuerzo cortante y la Teoría de Rankine (1857) basada en sus estados plásticos de falla.

Pese a que estas teorías fueron propuestas hace más de 100 años, su aplicación sigue estando vigente hoy en día, pese a las incertidumbres que envuelven a las hipótesis con las cuales están definidas, diversas estructuras de soporte que fueron diseñadas por medio de dichas teorías, siguen trabajando óptimamente conforme pasan los años.

1.1 Estados plásticos de Equilibrio

El estado de esfuerzos en el que se encuentra una masa de suelo en condiciones naturales o de equilibrio queda definido por los esfuerzos principales σ_v y σ_h , los cuales se caracterizan por no inducir deformaciones que lo lleven a la falla.

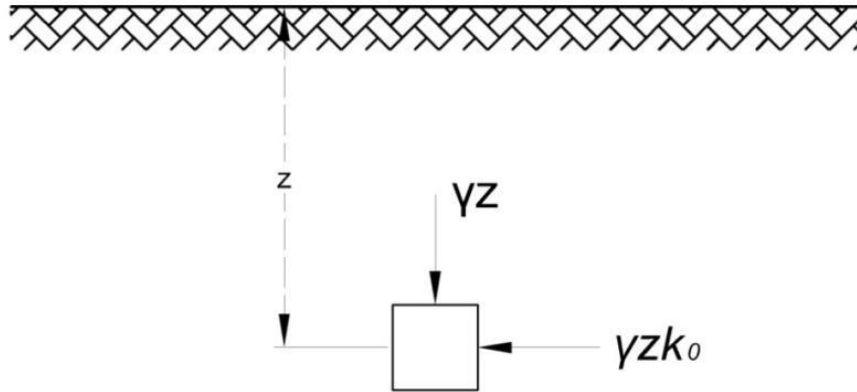


Figura. 1.1 Condición de reposo del Material

A dicho estado de esfuerzo Rankine lo definió como estado en reposo del material, definiendo un coeficiente de proporcionalidad entre ambos esfuerzos, conocido como coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 Fig. 1.1, cuya magnitud es función directa del ángulo de fricción interna (Jaky, 1944).

$$K_0 = 1 - \sin \bar{\varphi} \quad \text{ec. 1.1}$$

Tabla. 1 Valores típicos del coeficiente de K_0

Material	Relacion de Poisson		K_0	
	μ			
Arcilla arenosa	0.2	0.35	0.25	0.538
Arcilla saturada	0.45	0.5	0.818	1
Limo	0.3	0.35	0.429	0.538
Limo saturado	0.45	0.5	0.818	1
Arena suelta	0.2	0.35	0.25	0.538
Arena densa	0.3	0.4	0.429	0.667
Arena fina	0.25		0.333	
Arena gruesa	0.15		0.176	

Partiendo de estas condiciones iniciales, Rankine analizó los estados de esfuerzo que se encuentran en estado inminente de falla definiéndolos como estados plásticos, distinguiendo así dos estados plásticos de falla:

1. *Estado Activo*: La masa de suelo se somete a una condición de alivio de esfuerzos, en el cual el esfuerzo normal aplicado (presión vertical) permanece constante y el esfuerzo de confinamiento se va reduciendo hasta alcanzar la falla, tal y como se representa en el semicírculo No. 2 de la Fig. 1.2.

2. *Estado Pasivo*: La masa de suelo se lleva a la falla por medio de un aumento de esfuerzos horizontales manteniendo el esfuerzo normal aplicado constante, tal y como se representa en el semicírculo No.3 de la Fig. 1.2.

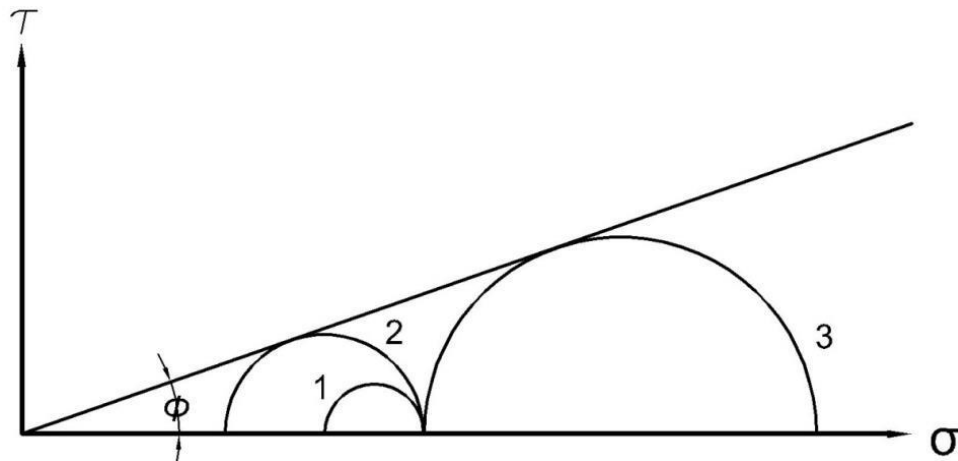


Figura.1.2 Estados plásticos en el Diagrama de Mohr

Una analogía que muestra físicamente cómo se desarrollarían los estados límite de falla en la interacción del sistema: **estructura de soporte-masa de suelo** se muestran en la Fig. 1.3.

Para ello, toda estructura de soporte que no esté restringida por algún elemento estructural que limite su desplazamiento en su parte superior, puede ceder lo suficiente para que la masa de suelo desarrolle cualquiera de los estados descritos anteriormente.

La condición en reposo Fig. 1.3 (a) se caracteriza por que el muro no sufre desplazamiento alguno con respecto a la vertical, ya que con fines prácticos el muro no sufre empuje alguno por la masa de suelo.

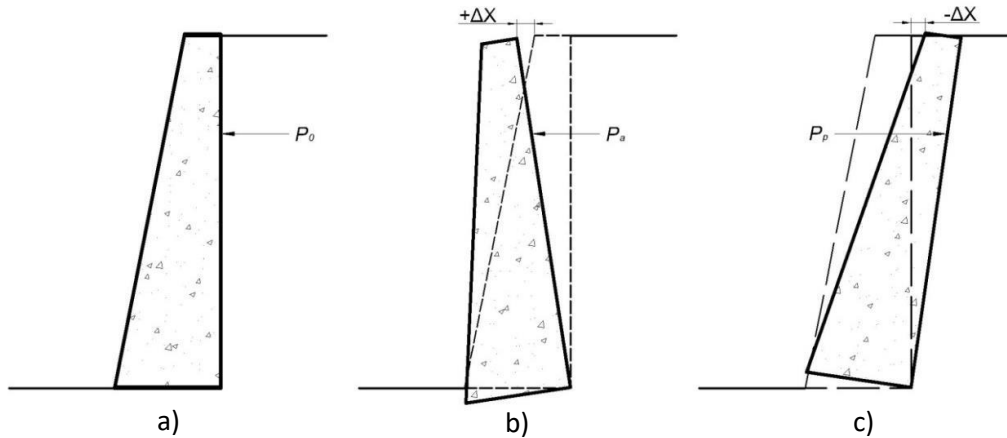


Figura. 1.3 Tipos de movimiento de una estructura de soporte

El estado activo se desarrolla cuando la estructura de soporte cede ante la acción del empuje de la masa de suelos, existiendo un desplazamiento ($+\Delta x$) con respecto a la vertical Fig. 1.3 (b).

Por su parte el estado pasivo se desarrolla cuando la masa de suelos falla ante el empuje generado por la estructura de soporte que sufre un desplazamiento ($-\Delta x$) con respecto a la vertical, que es el caso que describe la Fig. 1.3 (c).

Esta analogía permite concluir que un muro de contención debe diseñarse sólo para soportar la condición de empuje activo, que representa íntegramente la función a la cual trabaja éste, que es de retención, ya que si se diseñara para soportar ambas condiciones de empuje, su diseño sería antieconómico.

1.2 Teoría de Rankine para suelos friccionantes con relleno horizontal

Las hipótesis en las cuales se sustenta la Teoría de Rankine para el desarrollo de sus estados plásticos de falla son:

1. El muro debe de ser “liso”; es decir, debe ser nulo el coeficiente de fricción entre el muro de contención y el suelo de relleno.
2. El tipo de movimiento necesario para que se pueda desarrollar un estado “plástico” es un ligero giro del muro en torno a su base.
3. Los estados “plásticos”, tanto activo como pasivo, se desarrollan por completo en toda la masa del suelo.

Bajo estas condiciones Rankine pensó que, ante el empuje del relleno, el muro cede y se desplaza, lo que disminuye la presión del relleno a valores abajo del correspondiente al “reposo”; esto hace que la masa de suelo desarrolle su capacidad de auto sustentación, por medio de los esfuerzos cortantes que se generan. Si el muro cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser la activa, valor mínimo que no se puede disminuir aun cuando el muro ceda más a partir del instante de su aparición.

Esta condición de empuje mínimo, queda definida por el **coeficiente activo de empuje de tierras**, el cual es igual a:

$$k_a = \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{ec. 1.2}$$

De manera análoga se podría razonar para el caso en que el muro se desplace hacia su respaldo bajo una fuerza exterior suficiente como para que llegue a desarrollarse la presión pasiva.

La condición de empuje máximo a su vez se define por el **coeficiente pasivo de empujes de tierras**, el cual es el inverso del K_a :

$$k_p = \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{ec. 1.3}$$

La magnitud del empuje que ejerce un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical en un suelo puramente friccionante es igual:

Empuje Activo:

$$E_a = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad \text{ec. 1.4}$$

Empuje Pasivo:

$$E_p = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p \quad \text{ec. 1.5}$$

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β respecto a la horizontal, la magnitud del empuje activo y pasivo se definen por las siguientes expresiones:

Empuje Activo con relleno inclinado:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad \text{ec. 1.6}$$

Empuje Pasivo con relleno inclinado:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad \text{ec. 1.7}$$

La distribución de presiones que desarrolla el material en función de su pendiente se observan en la Fig.1.4, las cuales pueden ser concentradas en sistemas equivalentes de fuerzas concentradas que actúan en el centroide del diagrama a $H/3$.

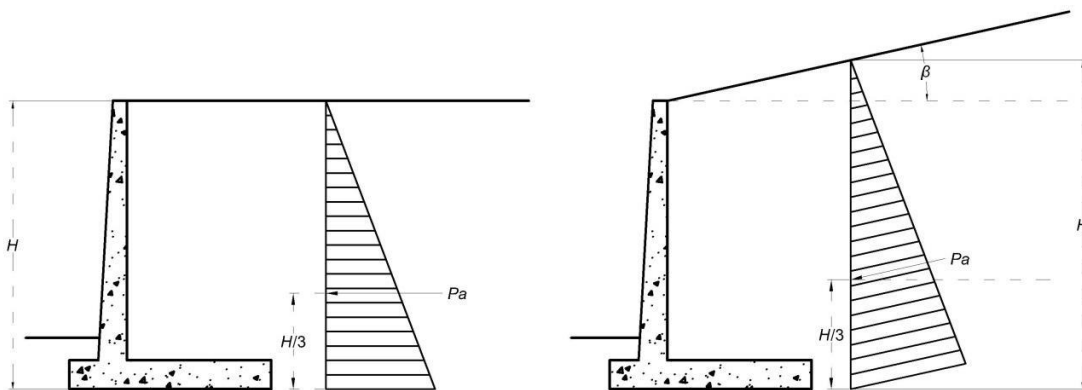


Figura. 1.4 Condiciones de pendiente del Relleno

Una extensión de la teoría de Rankine, permite determinar la magnitud del empuje generado en un material puramente cohesivo ecuaciones 1.8 y 1.9.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad \text{ec. 1.8}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad \text{ec. 1.9}$$

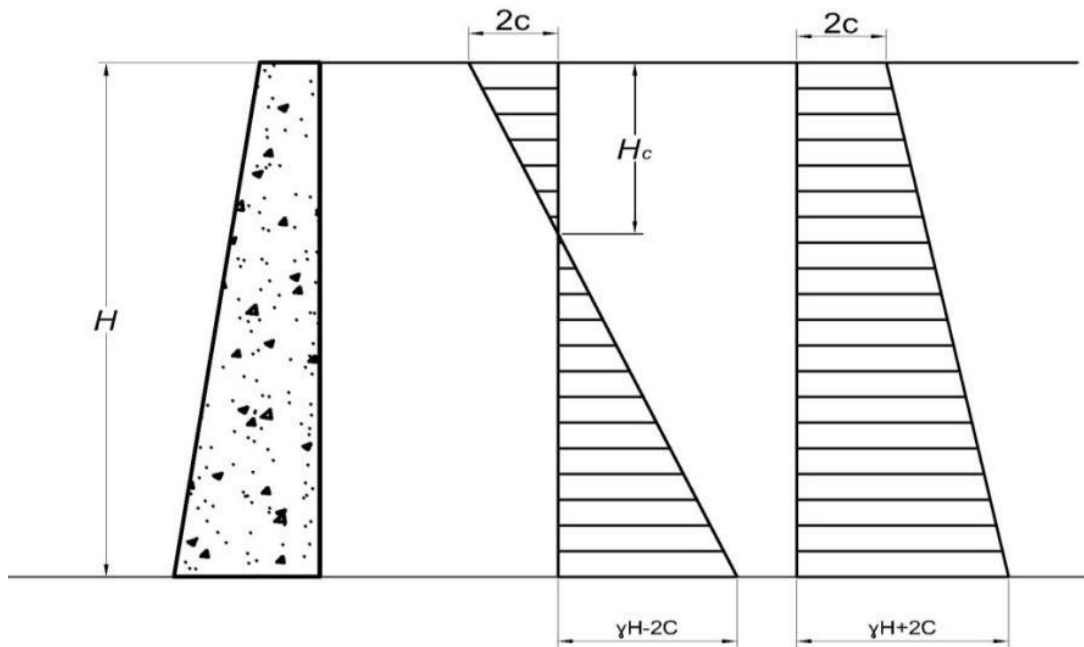


Figura. 1.5 Distribución de presión de un relleno puramente cohesivo

La Fig. 1.5 muestra la distribución de presiones a lo largo de un muro que contiene un relleno puramente cohesivo. En este caso, a determinada altura teóricamente, el muro no sufre empuje alguno, debido a que por la naturaleza del relleno se desarrolla un estado de esfuerzos de tensión, los cuales no actúan a favor de la inestabilidad.

Es importante recordar que la “cohesión” de las arcillas no existe como propiedad intrínseca, sino que es una propiedad variable, expuesta a cambiar con el tiempo, sea por que la arcilla se consolide o se expanda con absorción de agua, es por ello que depende del criterio del proyectista cómo manejar su interacción en el empuje de tierras (Juárez Badillo, 2013).

1.3 Influencia de Sobrecargas en la magnitud del empuje de tierras

Diversas son las condiciones de carga que pueden aplicarse sobre la superficie del relleno, un caso práctico de interés es el que resulta de considerar la superficie de relleno horizontal, sometida a una sobrecarga uniformemente distribuida de valor q .

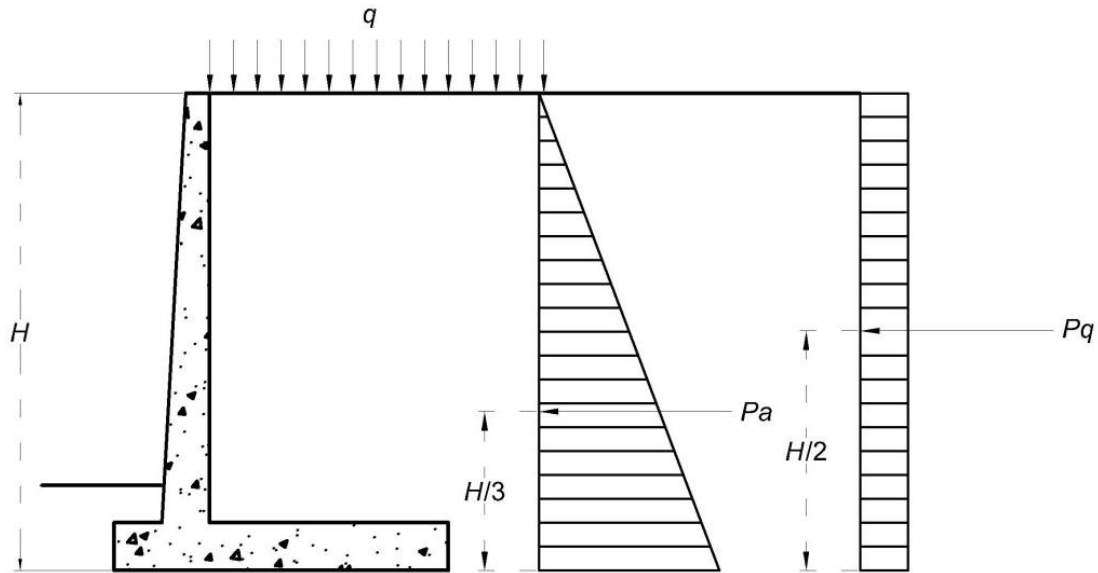


Fig. 1.6 Distribución de esfuerzos generados por una sobrecarga q

Partiendo de la condición de estado activo, al aplicar la sobrecarga q , el esfuerzo vertical queda definido por:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 + q \quad e. c 1.10$$

Y el esfuerzo horizontal en:

$$\sigma'_3 = \sigma_1 + \Delta\sigma_3 \quad e. c 1.11$$

Por tanto, la relación de esfuerzos verticales y horizontales podrá definirse como:

$$\frac{1}{N_\phi} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_3}{\sigma_1 + q} \quad e. c 1.12$$

De donde:

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_\phi} + \frac{q}{N_\phi} \quad e. c 1.13$$

$$\Delta p_h = \Delta\sigma_3 = \frac{q}{N_\phi} = K_a q \quad e. c 1.14$$

Por tanto, el empuje generado por la sobrecarga es igual Fig. 1.6:

$$E_q = K_a * q * H$$

e. c 1.15

1.4 Teoría de Coulomb

Coulomb en el año de 1776 propuso una de las primeras bases teóricas para calcular los empujes generados por rellenos friccionantes sobre muros de retención.

Su teoría supone que al ceder el muro ante la acción del empuje de la masa de suelo retenida, se produce el deslizamiento de una cuña del terreno delimitada por el cuerpo del muro y una superficie de falla definida como plana Fig. 1.7.

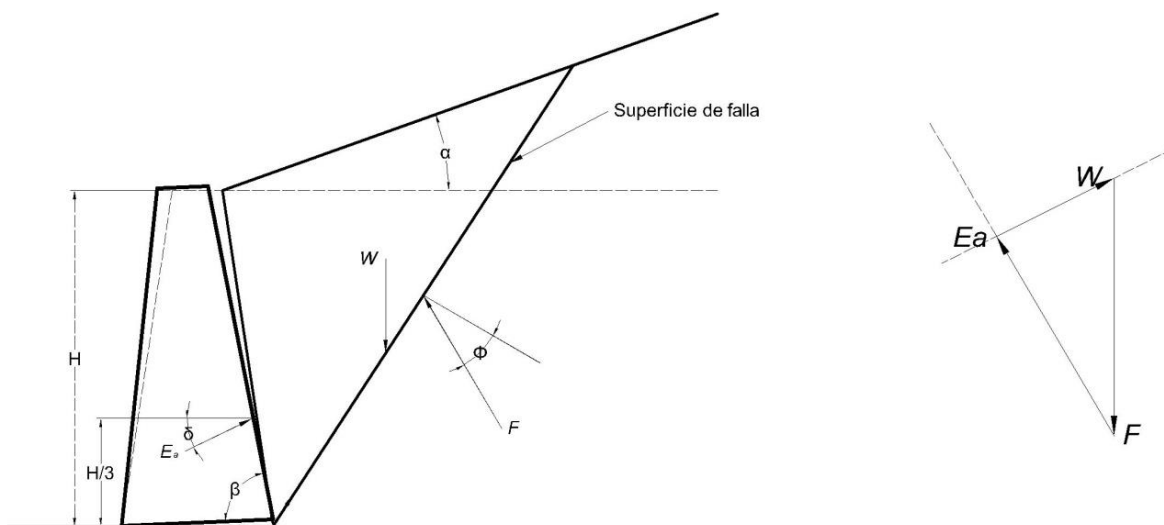


Figura. 1.7 Interacción del Sistema de fuerzas en el instante del deslizamiento

En el instante del deslizamiento el sistema de fuerzas que se genera en la cuña, está conformado por:

1. **W** -Fuerza por unidad de peso que favorece el deslizamiento, en función del ángulo (θ) entre la horizontal y la superficie de falla propuesta con magnitud y dirección conocidas.
2. **F**- Resistencia al esfuerzo cortante del material que no desliza, con dirección definida por el ángulo de fricción interna del material (Φ).
3. **Ea** -Resistencia del muro de contención en dirección del coeficiente de fricción (δ) que se desarrolla entre el material del muro y el material retenido.

Del análisis del sistema de fuerzas, el problema se limita a determinar el plano crítico de deslizamiento que genera el empuje máximo en el muro, el cual queda definido por:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin(\beta + \phi)^2}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad e. c 1.16$$

La ecuación (1.16) se puede reducir a:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad e. c 1.17$$

Donde K_a se denomina coeficiente de empuje activo de tierras, y el cual considera la fricción que se desarrolla en el instante del deslizamiento:

$$K_A = \frac{\sin(\beta + \phi)^2}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad e. c 1.18$$

Para el cálculo de la condición pasiva se define el coeficiente de empuje pasivo de tierras el cual es igual a:

$$K_p = \frac{\cos(\beta + \phi)^2}{\cos^2 \beta \cos(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\beta - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad e. c 1.19$$

Es importante señalar que, para el cálculo de la condición pasiva por medio de la teoría de Coulomb, ésta queda limitada a coeficientes de fricción $\delta < \Phi/3$ debido a que la superficie de falla dista de ser completamente plana.

Por otra parte se debe tener en cuenta que la teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre la estructura de soporte, pues la cuña de suelo que empuja al muro se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, de cuya distribución no se especifica nada.

CAPÍTULO II CONTROL DEL FLUJO DE AGUA Y FILTRACIONES EN EXCAVACIONES

La construcción de edificios con uno o más sótanos o de cuartos de máquinas o de otras obras subterráneas, eventualmente incluye excavaciones bajo el nivel de aguas freáticas; estas excavaciones requieren el abatimiento de ese nivel por debajo del de desplante para prevenir la erosión o la falla de los taludes o para disminuir la presión sobre elementos de soporte provisionales, y también para asegurar condiciones de trabajo en seco, que permitan eficiencia y rapidez durante la construcción.

En algunos casos puede requerirse excavar en sitios en donde existe un estrato permeable bajo otro estrato prácticamente impermeable; en esos casos, si no se alivia la presión excesiva, puede presentarse la falla de fondo por subpresión.

El abatimiento del nivel freático también puede ser utilizado para incrementar la presión efectiva del suelo, disminuyendo la expansión que se presentará por descarga durante la excavación, lo que puede resultar muy importante en sitios como la zona de Lago de la ciudad de México.

El agua del suelo debe manejarse por medio de un sistema de bombeo adecuado al tamaño y profundidad de la excavación, a las condiciones geológicas del sitio y a la secuencia estratigráfica de cada lugar.

Un abatimiento diseñado, instalado y operado apropiadamente facilitará la construcción:

Bajando el nivel del agua e interceptando la infiltración, evitando que el agua emerja por las paredes o por el fondo de la excavación.

- Incrementando la estabilidad de las paredes excavadas.
- Previendo la erosión del material en las paredes o en el fondo de la excavación.
- Reduciendo las cargas laterales en el tablaestacado o ademe.
- Mejorando las características de la excavación y las tensiones en suelos arcillosos.
- Previendo la ruptura o empuje del fondo de una excavación.

Para un diseño adecuado de un sistema de bombeo es siempre recomendable realizar una prueba de bombeo para la determinación de:

- Permeabilidad media o transmisibilidad y radio de influencia.
- Gradiente horizontal probable, cuyo efecto puede ser importante en estructuras vecinas o en pozos de abastecimiento de agua.
- Las eventuales dificultades de instalación de los pozos, para el diseño y selección del procedimiento constructivo.
- El gasto que se puede extraer de un pozo.
- Cualquier condición imprevista que pueda afectar el abatimiento.

2.1. Métodos de bombeo

2.1.2. Zanjas y cunetas

Cuando se tienen pequeñas excavaciones y en algunos tipos de suelos (densos, bien graduados o cementados) es posible, permitir la infiltración de agua por las paredes y el fondo de la excavación y recolectarla en cunetas y zanjas, de las cuales puede ser bombeada posteriormente (Fig 2.1).

Existen serias desventajas cuando el agua infiltrada es recolectada en cunetas abiertas y posteriormente bombeada sin tener la precaución de utilizar filtros. En este caso, puede presentarse el ablandamiento y desprendimiento de las partes bajas de los taludes. Asimismo, en aquellas zonas donde el suelo contiene lentes de arena fina o limo, el agua puede ocasionar la erosión del subsuelo y asentamientos de la superficie adyacente del terreno o desprendimiento de los taludes. La velocidad de la excavación puede volverse lenta como resultado de tener que esperar a que los taludes y el suelo se drenen. En aquellas zonas donde se tienen taludes poco inclinados y la infiltración no es muy grande, los taludes y el fondo de la excavación pueden estabilizarse cubriéndolos con una arena o grava bien graduada.

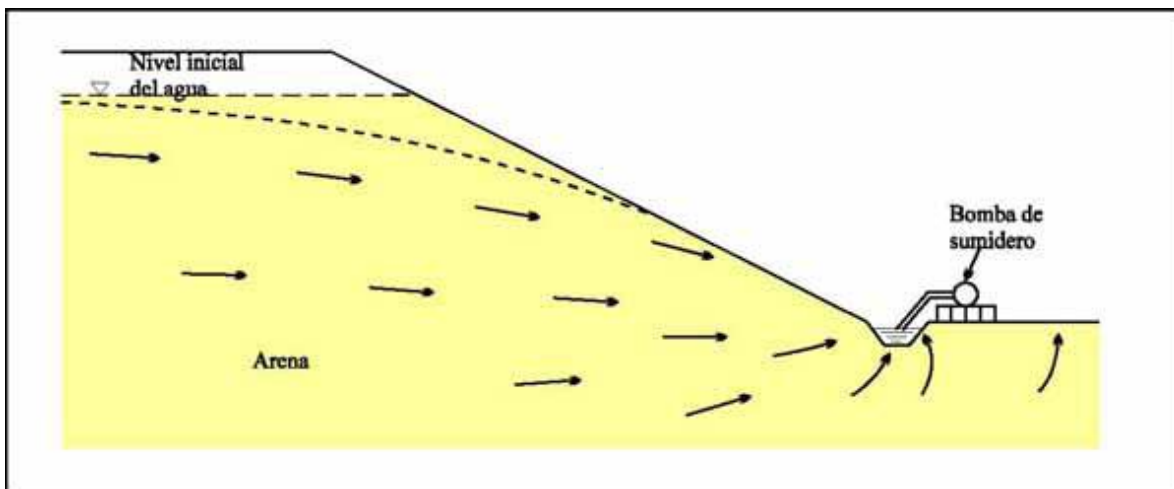


Figura 2.1 Captación del agua de filtración en cunetas abiertas y zanjas

2.1.2. Tablaestacado y bombeo abierto

En este método de bombeo, el agua de infiltración es forzada a entrar por el fondo de la excavación en el área encerrada por el tablaestacado (Fig 2.2). De esta forma, el nivel del agua baja mucho más rápido adentro que afuera de la excavación. Si la pérdida de carga es grande, las fuerzas de infiltración en el fondo de la excavación pueden ocasionar que el suelo cambie con rapidez, perdiendo su resistencia al esfuerzo cortante, y dando lugar a cargas excesivas en el fondo removido, con la posibilidad de un colapso brusco. Otra desventaja de este método es que el suelo queda mojado y su manejo se torna difícil.

Si se cubre de manera apropiada el fondo de la excavación con una capa-filtro de arena y grava graduadas, se facilita la construcción y el bombeo al exterior del agua de infiltración.

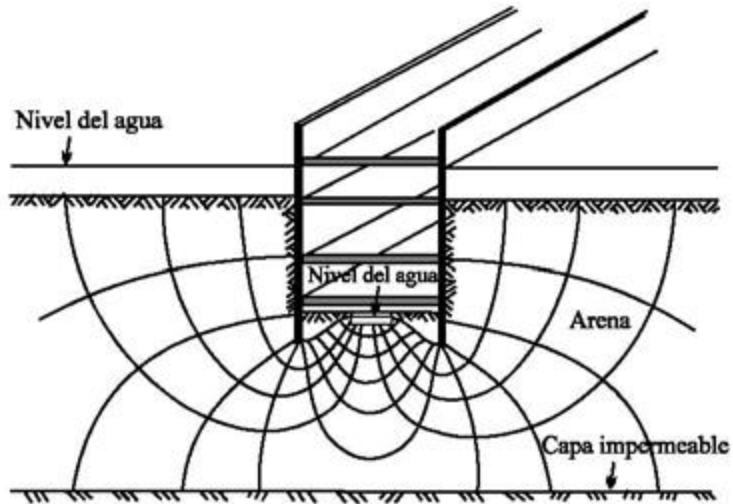


Figura 2.2 Desagüe por bombeo de una excavación tablaestacado

2.1.3. Zanjas y pozos profundos

Las zanjas tablaestacadas fueron uno de los primeros métodos utilizados para abatir el nivel del agua. Sin embargo, son ineficientes, costosas de excavar y trabajan satisfactoriamente sólo en materiales relativamente gruesos. En sustitución de las zanjas tablaestacadas, es preferible utilizar pozos profundos, con o sin filtros de grava.

2.1.4. Sistema de pozos-punta

Los pozos-punta son pequeños pozos con pantallas de aproximadamente 5 a 7.5cm de diámetro y de 1m de longitud. Son fabricados de láminas de latón o de acero inoxidable, con cada uno de los extremos cerrados o con su propio sistema de inyección de agua a presión (self-jetting) (Fig 2.3).

Un sistema de pozos punta es un conjunto de líneas o círculos de este tipo de pozos, instalados a 1 a 4m alrededor o a lo largo de una excavación, y ligados a un colector común de 15 a 30cm de diámetro, a su vez conectado a un pozo-punta de bombeo (una bomba de vacío y centrífuga combinadas). Una instalación típica de uno de estos sistemas se muestra en la Figura 2.4.

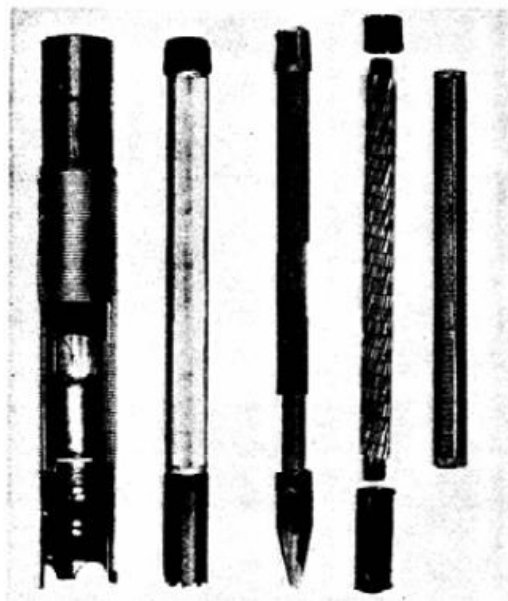


Figura 2.3 Pozos punta del tipo self-jetting

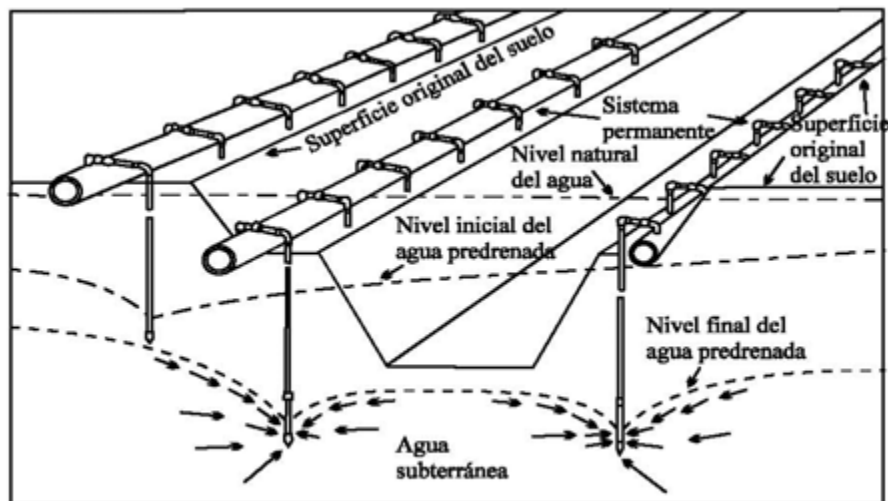


Figura 2.4 Instalación típica de un sistema de pozos punta

El uso de pozos-punta constituye uno de los métodos más comunes para abatir el nivel del agua durante la construcción de una estructura. Los sistemas de pozos punta son adecuados cuando el sitio donde se va a construir es accesible y el estrato saturado que se pretende drenar no es muy profundo. Los pozos-punta son prácticos y económicos para desaguar pequeñas excavaciones. Por esto, se utilizan con frecuencia en aquellos suelos donde no es necesario abatir demasiado el nivel del agua y para trabajos de cortes abiertos en suelos saturados.

Asimismo, los pozos punta pueden usarse para desaguar excavaciones profundas con cortes abiertos, instalando filas de pozos punta a cada 4.5m de elevación aproximadamente, como se ilustra en la Figura 2.5.

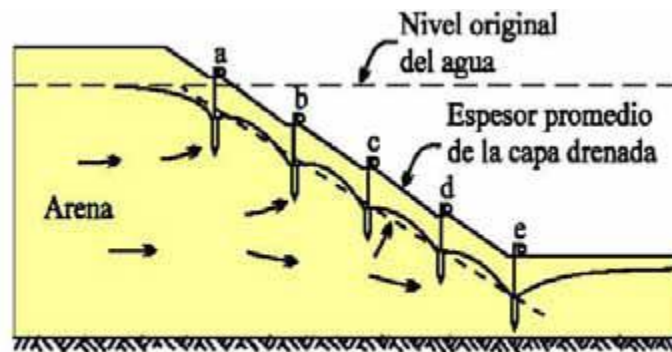


Figura 2.5 Drenaje de un corte abierto profundo por medio de un sistema de pozos punta

El espesor medio de la parte más externa del talud drenado por este método no es mayor de 4.5 m aproximadamente. Si la profundidad del corte es mayor de 12 a 15m, la estabilidad del talud debe analizarse teniendo en cuenta las fuerzas de filtración debajo de la zona drenada.

2.1.5. Drenaje con pozos profundos

El empleo de pozos profundos es otro método conveniente para abatir el nivel del agua del terreno en suelos:

- Donde la formación se vuelve más permeable con la profundidad, o la excavación penetra o está delimitada por arena o suelos granulares más gruesos.
- Donde se tiene un espesor suficiente de materiales permeables abajo del nivel al que el agua debe abatirse, para una adecuada instalación de pozos y bombas.

En contraste con los pozos-punta, este sistema de abatimiento consiste de pozos profundos y bombas sumergibles o de turbina que pueden instalarse fuera de la zona de construcción. Sin embargo, en este tipo de pozos también pueden utilizarse bombas eyectoras.

En el control del flujo de agua para la construcción del sistema colectivo metro, se han utilizado con éxito estas bombas en pozos poco profundos de 6 a 18 m, controlando extracciones de agua subterránea de hasta 0.5 L/ min. Para abatir el nivel del agua de una excavación, los pozos profundos se pueden utilizar solos, o bien, en combinación con un sistema de pozos-punta como se muestra en la Figura 2.6.

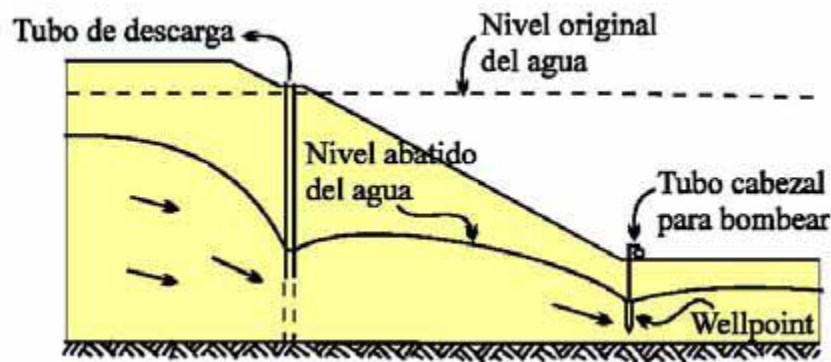


Figura 2.6 Desague de una excavación profunda por medio de pozos profundos y pozos punta

Los pozos profundos que se utilizan para abatir el nivel del agua, generalmente se colocan con un espaciado de 6 a 60 m centro a centro, dependiendo de la profundidad a que se tenga que abatir el nivel freático, de la conductividad hidráulica del estrato saturado y del radio de influencia. Frecuentemente los pozos profundos tienen un diámetro de 15 a 45cm y una longitud de 6 a 17m.

En aquellas zonas donde el área por ser desaguada consiste de limos o arenas limosas delimitados por un estrato más permeable, se puede interceptar la infiltración hacia la excavación y bajar el nivel del agua mediante una combinación de drenes verticales de arena (instalados alrededor de la parte superior de la excavación) y de pozos profundos (instalados a la profundidad de la arena). Los drenes de arena permiten abatir el nivel freático de la parte superior del suelo; asimismo, el bombeo en el estrato de arena localizado por debajo del suelo (acuífero semiconfinado o confinado) produce reducción en la presión de poro, provocando el drenaje vertical del acuitardo y el abatimiento del nivel piezométrico.

2.1.6. Drenaje horizontal

En aquellos suelos en los que no se quiere utilizar cortes abiertos y el empleo de pozos profundos es inadecuado, el nivel del agua puede abatirse utilizando un *sistema de drenaje Ranney*. Este sistema consiste de diversos tubos perforados horizontales, proyectados de uno o más pozos de concreto reforzado. Los tubos perforados pueden extenderse 60m o más en cualquier dirección. Generalmente, el agua del terreno que fluye dentro del pozo se bombea hacia fuera por medio de una bomba de turbina. Este sistema no es recomendable para abatir el nivel del agua en suelos estratificados.

2.1.7. Sistemas de abatimiento por vacío

Aquellos suelos, como los limos finos ($D_{10} \leq 0.05$ mm) con un bajo coeficiente de permeabilidad ($10^{-4} \leq k \leq 10^{-5}$ cm /s) no pueden ser drenados exitosamente por métodos de gravedad, debido a que las fuerzas de capilaridad ocasionan que el agua quede atrapada en los poros del suelo. En estos casos, el suelo puede ser estabilizado mediante un pozo de vacío o un sistema de pozos-punta.

El sistema de abatimiento por vacío consiste de pozos o pozos-punta y un tubo más elevado rodeado con un filtro de arena (Figura 2.7). La parte superior de estos pozos se sella con bentonita o material impermeable. Si se mantiene un vacío en el pozo y en el filtro de arena, el gradiente hidráulico produce un flujo hacia el pozo o pozo punta (especialmente en suelos estratificados); asimismo, el

suelo en la vecindad de los pozos se estabiliza debido a la presión atmosférica, la cual tiende a prevenir la filtración en toda la excavación e incrementa la presión efectiva en los granos del suelo, así como, la resistencia al corte. Para abatir el nivel del agua en este tipo de suelos, es generalmente adecuado instalar los pozos o pozos-punta lo más cercano posible.

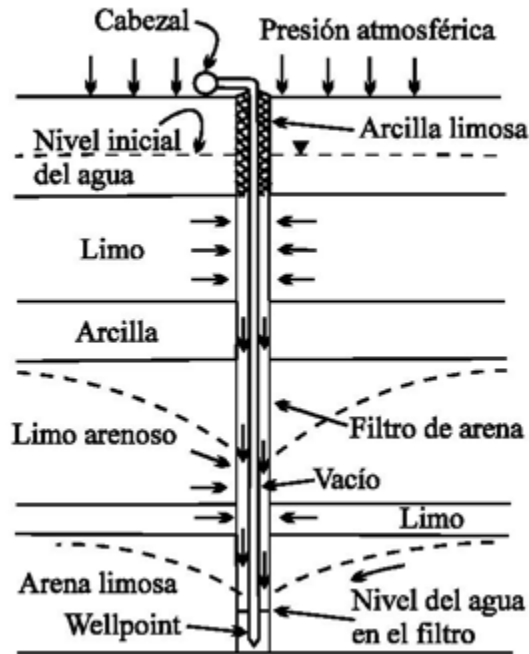


Figura 2.7 Sistema de drenaje por vacío

2.1.8. Drenaje por electro-ósmosis

La mayoría de los suelos que requieren de un abatimiento de agua, pueden ser abatidos por alguno de los métodos descritos anteriormente, sin embargo, existen algunos limos, limos arcillosos y arenas limo-arcillosas finas que no pueden ser drenados de manera exitosa por alguno de los métodos anteriores; no obstante, sí pueden ser drenados por pozos o pozos punta en combinación con un flujo electrosmótico.

Este método de drenaje es conocido como *electro-osmótico* o *método de drenaje eléctrico*. La aplicación del electro-ósmosis para el abatimiento del nivel freático en suelos fue estudiada por el Dr. Leo Casagrande. Si dos electrodos se colocan en suelos saturados y se hace pasar entre ellos una corriente eléctrica, el agua contenida en el suelo se desplaza del electrodo positivo (ánodo) al electrodo negativo (cátodo). Haciendo un pozo en el cátodo, el agua puede extraerse por bombeo. De esta manera, el agua del suelo fluye hacia los pozos (la cual, de otra forma saldría por los taludes excavados y reduciría la estabilidad de la masa de suelo), con esto, se incrementa la resistencia al corte del suelo y la estabilidad de los taludes. De acuerdo con Casagrande, el coeficiente de permeabilidad

electrosmótico k_e , o la razón por flujo electro-osmótico, es aproximadamente igual para las arcillas, los limos y las arenas. Casagrande determinó que para fines prácticos se puede considerar que la mayoría de los suelos tiene un $k_e = 0.5 \times 10^{-4}$ cm/s para un gradiente de 1 volt/cm, por lo que el gasto extraído por electroósmosis puede ser evaluado con la siguiente expresión:

$$Q_e = \frac{z\pi k_e H E}{\ln \left(\frac{L_1}{r_w} \right)} \quad e. c 2.1$$

dónde:

Q_e	Gasto extraído por electroósmosis.
K_e	Coefficiente de permeabilidad electrosmótico.
H	Profundidad de los pozos con respecto al nivel freático.
L_1	Separación entre dos pozos contiguos
E	Diferencia de potencial
r_w	Radio del pozo.

Un aspecto importante que se ha observado, es que en suelos muy compresibles, el drenaje por electroósmosis no tiene la misma eficiencia que en otros suelos debido a la aparición de grietas alrededor de los electrodos.

2.1.9. Métodos misceláneos para el abatimiento de agua

En algunos suelos gruesos, como las gravas, se ha preferido utilizar inyecciones de ciertas mezclas de materiales para controlar el agua en una excavación. Algunas de estas mezclas son:

- Mezcla de bentonita y cemento Pórtland.
- Gel de sílice.
- AM-9 o similares (productos comerciales que tienen una viscosidad similar a la del agua, que les permite penetrar exitosamente en suelos arenosos finos).

Para que las mezclas funcionen correctamente, los vacíos del suelo deben ser lo suficientemente grandes para que la mezcla sea introducida con facilidad y se obtenga un muro más o menos continuo.

Otro método que puede ser empleado para controlar el agua subterránea es el congelamiento de una zona del suelo alrededor del área a ser excavada. Sin embargo, este es un procedimiento costoso y que requiere una instalación y diseño experto. En arcillas blandas como las del valle de México, la congelación puede afectar la estructura del suelo y reducir su resistencia.

2.2. Tipos de bombas utilizadas

En general, las bombas que se utilizan para realizar el abatimiento se deben seleccionar con una capacidad mayor que para condiciones de operación normal. La capacidad extra es necesaria para

manejar el incremento de caudal que se tiene al inicio del abatimiento, así como, para manejar el agua de lluvia que llega a la excavación adicionalmente. Se han desarrollado diversos tipos de bombas, que pueden ser usadas específicamente en el abatimiento del nivel freático en excavaciones. Algunas de ellas se describen brevemente a continuación.

2.2.1. Bombas sumergibles

Estas bombas se utilizan en procedimientos de bombeo de achique cuando existen pequeñas infiltraciones o agua de lluvia en la excavación y el sistema de bombeo para abatir el nivel freático no las puede expulsar. Tales bombas (tipo becerro) son de baja eficiencia (usualmente 50 a 60 %); las unidades son robustas y por lo tanto, requieren pozos de gran diámetro. Existen en el mercado unidades con potencia mayor que 100 HP para corriente directa o trifásica. El motor sumergible se sella y usualmente funciona dentro de aceite. Están diseñadas para manejar pequeñas cantidades de sólidos en suspensión, pero si el agua contiene cantidades significativas de arena angulosa, se produce abrasión rápida de los impulsores y difusores, ocasionando pérdida de su capacidad.

2.2.2. Bombas de pozos-punta

Las bombas de pozos-punta (well-point) constan de una unidad centrífuga para bombear el agua, de una unidad de vacío para impulsar el aire y de una cámara de aire flotante para separar el aire del agua. Su potencia disponible comercial varía entre 20 a 250 HP. Debido a que este tipo de bombas opera continuamente con vacíos importantes, es susceptible de dañarse por efecto del fenómeno de cavitación.

2.2.3. Bombas tipo eyector

Los eyectores son bombas fluido-dinámicas que utilizan la energía de un fluido (primario) para mantener un caudal de otro fluido (secundario) mediante un salto de presión. Algunas de sus características son que carecen de partes móviles, no precisan mantenimiento, trabajan con todo tipo de fluidos, son confiables en su funcionamiento y pueden instalarse en cualquier posición.

Los sistemas eyectores son particularmente efectivos en suelos finos donde se requiere un bombeo de pequeños volúmenes de agua y para los cuales la baja eficiencia de los eyectores no es una desventaja.

2.3. Métodos para el abatimiento de agua en suelos por medio de pozos de bombeo

2.3.1. Introducción

Para el buen diseño de las redes de bombeo y condiciones de flujo subterráneo, es necesario conocer algunas propiedades hidrológicas del medio, las cuales se determinan mediante pruebas de bombeo, de permeabilidad, y pruebas geofísicas para conocer indirectamente la estratigrafía del

suelo; además esta información se complementa con el muestreo directo, muestras de canal, muestras de penetrómetro o shelby, etc.

La aplicación que tiene la estimación de las condiciones de filtración logradas mediante pozos de bombeo es múltiple, en particular cuando se trata de abatir el nivel freático por medio de ellos (SMMS, 1989), por ejemplo para realizar una excavación en seco o para determinar los coeficientes de permeabilidad *in situ*. A continuación se presentan en forma breve los distintos métodos que existen para evaluar las condiciones de flujo inducidas mediante pozos, primero para pozos individuales y posteriormente para sistemas de varios pozos.

2.3.2 Determinación del gasto en un pozo de bombeo

Consideremos el pozo de la figura 2.8 (Zeevaert, 1973). El gasto de bombeo q vale

$$q = 2\pi r y k_0 \left(\frac{dy}{dr} \right) + 2\pi r d_1 k_1 \left(\frac{dy}{dr} \right) + 2\pi r d_2 k_2 \left(\frac{dy}{dr} \right) + \dots \dots$$

Integrando

$$q \int \left(\frac{dy}{dr} \right) = 2\pi k_0 \int y dy + 2\pi r d_1 k_1 \int y dy + 2\pi r d_2 k_2 \int dy + \dots + c \quad e. c 2.2$$

Tenemos las siguientes condiciones de frontera (figura 2.8): para $r = R_0$, $y = d_0$. Reemplazando en la ecuación 2.2

$$C = q \ln R_0 - \pi k_0 d_0^2 - 2\pi r d_0 \sum k_i d_i$$

Es decir

$$q \ln(R_0/r) = \pi k_0 (d_0^2 - y^2) + 2\pi (d_0 - r) \sum k_i d_i \quad e. c 2.3$$

El gasto de bombeo en un pozo de radio r_0 lo obtenemos haciendo $r = r_0$ en la ecuación 4

$$q = \frac{\pi k_0 (d_0^2 - y_0^2) + 2\pi (d_0 - r) \sum k_i d_i}{\ln(R_0/r)} \quad e. c 2.4$$

Distinguimos dos casos de interés en sistemas de bombeo:

$$a) k_1 = k_2 = \dots \dots \cong 0 \quad \text{flujo no confinado}$$

La ecuación 2.4 queda

$$q = \frac{\pi k_0 (d_0^2 - y_0^2)}{\ln(R_0/r)} \quad e. c 2.5$$

La forma del cono de abatimiento se obtiene despejando y de la ecuación 2.3

$$y = \sqrt{d_0^2 - \frac{\ln(R_0/r)}{\pi k_0}} \quad e. c 2.6$$

b) $k_0 \cong 0$ *flujo confinado*

La ecuación 2.4 queda

$$q = \frac{2\pi (d_0^2 - y_0^2) \sum k_i d_i}{\ln(R_0/r_0)} \quad e. c 2.7$$

La forma del cono de abatimiento se obtiene despejando y de la ecuación 2.3

$$y = d_0 - \frac{\ln(R_0/r)}{2\pi \sum k_i d_i} \quad e. c 2.8$$

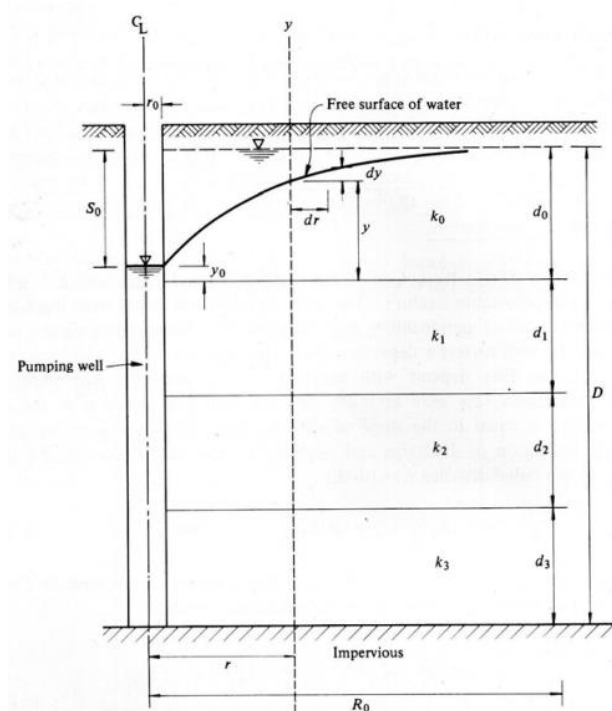


Figura 2.8 Pozo de bombeo (Zeevaert, 1973)

Si existen varios pozos de bombeo, se puede demostrar que la ordenada del cono de abatimiento vale (Mansur y Kaufman, 1962)

$$y = d_0 - \frac{\sum_{j=1}^{n_p} q_j \ln(R_{0j}/r_j)}{2\pi \sum_{j=1}^{n_p} k_j d_j} \quad e. c 2.9$$

Donde n_p = número de pozos de bombeo y n_e = número de estratos

El radio de influencia R_0 de un pozo de bombeo se puede estimar aproximadamente con la fórmula de Sichardt (Zeevaert, 1973)

$$R_0 = C_s s_0 \sqrt{k} \quad e. c 2.10$$

donde

- R_0 Radio de influencia del pozo, en centímetros
- s_0 Nivel dinámico dentro del pozo (distancia vertical entre el nivel piezométrico a una distancia R_0 y el nivel del agua dentro del pozo, figura 2.8), en centímetros
- k Coeficiente de permeabilidad, en cm/s
- C_s Es un coeficiente en $(s/cm)^{1/2}$, que vale 300 para pozos y 200 para zanjas o líneas de pozos

Las ecuaciones 2.4 a 2.9 son válidas para estratos permeables donde el pozo abarca el espesor completo del estrato. Para casos donde la perforación penetra sólo parte del espesor del estrato, el lector puede consultar el artículo de Mansur y Kaufman (1962).

CAPÍTULO III SISTEMAS DE CONTENCIÓN EN EXCAVACIONES

La cimentación de la mayor parte de las estructuras se desplanta a una profundidad importante debajo de la superficie del terreno y es común que se requiera la excavación del suelo o roca hasta el nivel de desplante. En suelos permeables ubicados abajo del nivel freático, es necesario desaguar el lugar para proceder a la construcción. Las excavaciones profundas en suelos blandos presentan por otra parte un difícil reto para los ingenieros (Auvinet y Romo, 1998).

Se han desarrollado una gran variedad de técnicas de construcción y de sistemas de soporte para las excavaciones.

3.1. Tipos de excavaciones

3.1.1 Excavaciones a cielo abierto

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino y dejando simplemente taludes adecuados, siempre que exista el espacio suficiente para ello. La inclinación de los taludes es función del tipo de suelo o roca, de la homogeneidad de las capas y su competencia, del flujo de agua, de las vibraciones, de las condiciones climáticas, de la profundidad de la excavación y del tiempo que esta vaya a permanecer abierta. El talud máximo que un suelo puede presentar depende de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo. Si existe arcilla blanda abajo del nivel de la base de la excavación, es necesario tomar las precauciones necesarias para evitar la expansión del fondo. Las arcillas duras desarrollan comúnmente grietas cerca de la superficie del terreno, las cuales, si se llenan de agua, pueden ocasionar fallas en los taludes, debido a que la presión hidrostática reduce el factor de seguridad de los mismos.

3.1.2. Excavaciones entibadas o ademadas

Es común que las edificaciones por construir se extiendan hasta los linderos de la propiedad o sean adyacentes a predios en los que ya existen estructuras. Bajo estas circunstancias, las paredes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente requieren algún tipo de sistema de soporte. Para estos fines, se han desarrollado diversos tipos de ademes, tales como los muros tipo Berlín, muros colados in situ (muros Milán), pilotes secantes, muros prefabricados, tablaestacas, ataguías, pantallas plásticas, etc., los cuales se combinan con algún sistema de apuntalamiento o anclaje.

3.2. Principales tipos de elementos de soporte

3.2.1. Tablaestacas

Los muros tablaestacados están formados por una línea de elementos planos hincados en el suelo e interconectados. Son estructuras flexibles, cuya estabilidad se deriva del anclaje que se desarrolla en la parte empotrada del elemento, o se logra con un sistema de tirantes y bloques de anclaje, o bien, por el soporte proporcionado por un sistema de puntales.

En el pasado, los muros tablaestacados se construían de madera; sin embargo, en la actualidad, se utilizan principalmente tablaestacas de concreto reforzado o metálicas.

Estas últimas presentan una alta relación entre resistencia y peso. Los tipos de tablaestacas metálicas comúnmente empleados, son lo que se muestran en la Figura 3.1. Las tablaestacas en forma de Z son las que tienen mayor resistencia. Por consiguiente, en excavaciones poco profundas, se utilizan comúnmente las tablaestacas de los tipos (a) y (b), y para excavaciones más profundas o para aquellas en las que se espera tener presiones muy grandes, se emplean tablaestacas del tipo (c).

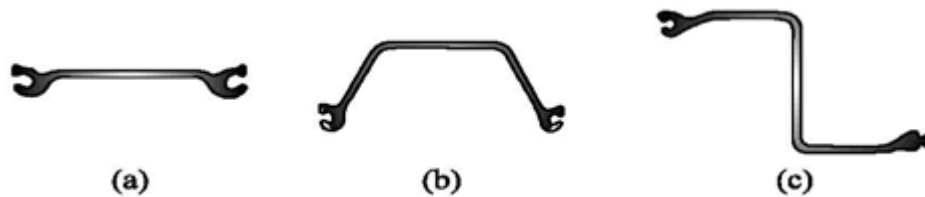


Figura 3.1 Tipos de tablaestacas metálicas comúnmente empleadas

Cuando se encuentran dificultades para instalar las tablaestacas, puede requerirse una perforación previa a su colocación. El flujo de agua y/o la intrusión de suelo blando a través de juntas entre los elementos adyacentes puede ser un problema (Auvinet y Romo, 1998).

En la Figura 3.2 se muestra un sistema común de colocación de entibamiento. Se hinca el tablaestacado previamente a la excavación; al avanzar la excavación se colocan contra el tablaestacado elementos horizontales denominados largueros, y apoyados contra ellos (en sentido transversal) otros elementos denominados puntales. Estos puntales pueden colocarse horizontalmente de lado a lado de la excavación, o bien, pueden ser inclinados y apoyarse en el fondo (Figura 3.3); sin embargo, para el empleo de éstos últimos, se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para que proporcione un soporte adecuado a los miembros inclinados. Los puntales pueden ser de madera o metálicos. Se han empleado también, para el soporte de los muros tablaestacados, sistemas de anclaje que quedan sujetos en el terreno detrás de la entibación. Una de las ventajas de utilizar anclajes, es que mantienen la excavación libre de obstáculos, lo que facilita la construcción.

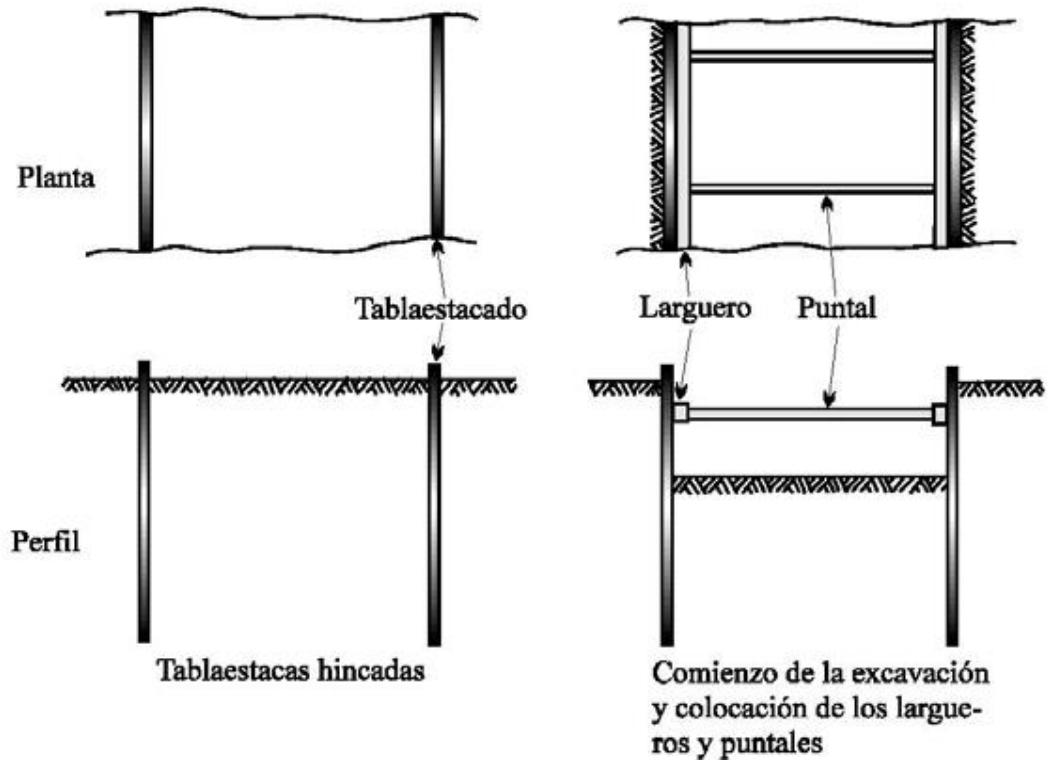


Figura 3.2 Excavación entibada mediante tablaestacas

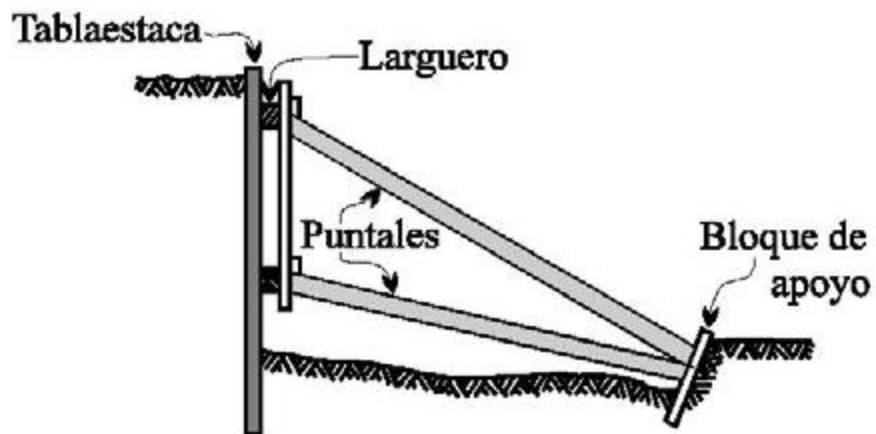


Figura 3.3 Excavación con puntales inclinados

3.2.1.1 Forma de trabajo

Los mecanismos de resistencia de una tablestaca son función directa de la resistencia pasiva que se desarrolla debajo de la línea de dragado de la excavación, la cual conforme incrementa su profundidad tenderá a desarrollar un nivel de deformaciones mayor. Es por ello que al definir un rango de deformaciones admisibles, se determina la forma de trabajo de una tablestaca, clasificándose en:

- a) **Voladizo:** Recomendadas para una altura de 6 m o menos.
- b) **Ancladas:** Recomendadas para alturas mayores de 6 m.

Las tablestacas en voladizo actúan como una viga ancha arriba de la línea de dragado sujeta a una distribución de presión activa, que se desarrolla por el giro de la tablestaca.

Debajo de la línea de dragado, el efecto del giro de la tablestaca define la condición de empuje, compuesta por componentes activa y pasiva variando según la profundidad.

La Fig. 3.4 muestra la variación de la distribución de presiones de dos tablestacas empotradas en un estrato arenoso, en presencia de nivel freático y en ausencia del mismo.

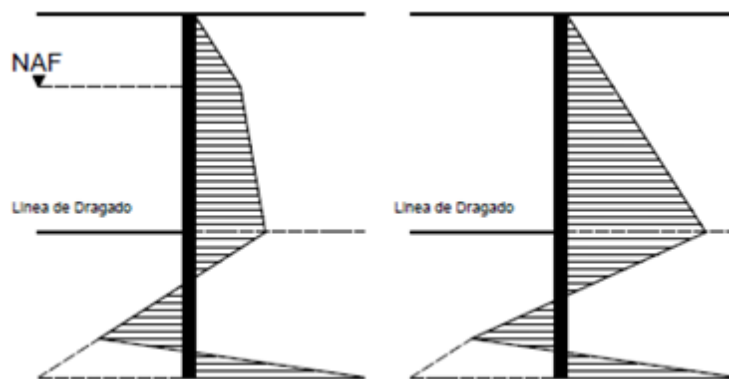


Figura 3.4 Distribución de presiones de una tablestaca empotrada en material arenoso

En el caso de la Fig. 3.5 nos muestra la variación de las distribuciones de presiones en una tablestaca empotradas en un estrato arcilloso.



Figura 3.5 Distribución de presiones de una tablestaca empotrada en material arcilloso

Por su parte las tablestacas ancladas, tienen su origen en la necesidad de contener excavaciones de gran profundidad, y ante el grado de deformaciones a las que tienden estar sometidas, se complementa su estabilidad global con el aporte en resistencia por medio de anclas, las cuales reducen la profundidad de penetración requerida por las tablestacas y su área de la sección transversal,

Los tipos comunes de anclas que se usan generalmente son:

1. Placas y muertos de anclaje.
2. Anclajes Directos.
3. Pilotes verticales de anclaje.
4. Vigas de anclaje soportadas por pilotes inclinados.

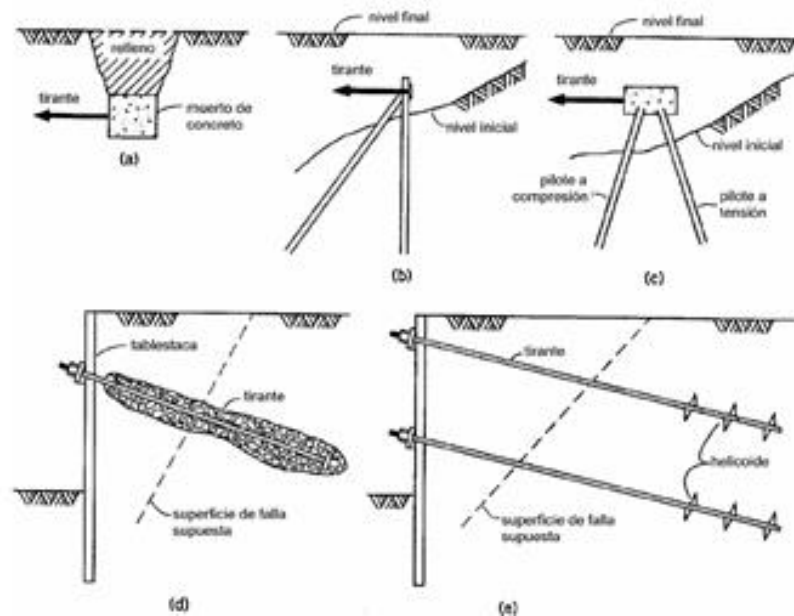


Figura 3.6 Sistemas de anclaje para soporte de tablestacas

3.2.2. Ataguías

Las ataguías son muros provisionales que se emplean para proteger una excavación en zonas inundadas o cauces. Una de sus más importantes funciones es permitir que la obra se lleve a cabo en un lugar seco.

Existen distintos tipos de ataguías:

- a) Entramados de madera
- b) Ataguías de doble pared
- c) Ataguías celulares
- d) Ataguías de pared sencilla

a) Entramados de madera

Son sistemas de ataguías relativamente económicos. Construidos en tierra, pueden llevarse flotando hasta el sitio deseado y luego hundirse mediante lastres de piedra.

El lado del agua puede cubrirse con tabloncillos para hacerlo impermeable (Figura 3.7).

Para lograr una mayor impermeabilidad, pueden utilizarse dos filas de entramados para apoyar dos caras de recubrimiento de madera dentro de los cuales se apisona arcilla para formar un muro de lodo. El diseño de los entramados de madera debe garantizar una amplia seguridad contra volteo y deslizamiento.

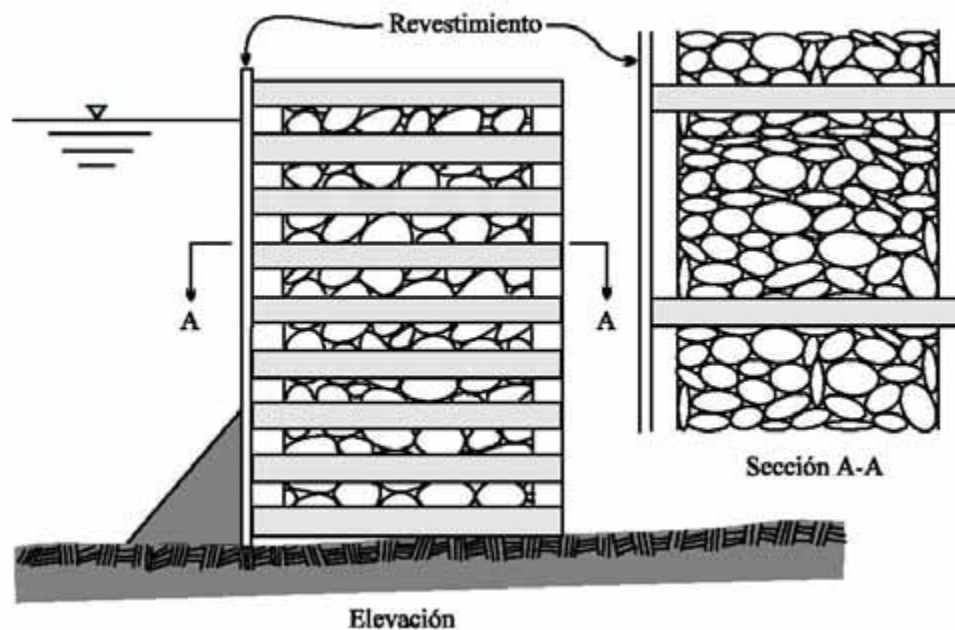


Figura 3.7 Entramado de madera con lastre de piedra

b) Ataguías de doble pared

Para encerrar grandes áreas, pueden erigirse en el agua ataguías de doble pared.

Constan de dos filas de tablaestacas atirantadas entre sí. El espacio interior se llena con arena (Figura 3.8). Estas ataguías son generalmente más impermeables que las de una sola pared y pueden utilizarse a mayores profundidades. Para una mayor estabilidad, puede colocarse un espaldón contra la cara exterior de la ataguía.

Además, se le debe dar protección contra la erosión. Si la ataguía descansa sobre roca, puede colocarse también un espaldón del lado interior, si es necesario para evitar el deslizamiento, el volteo o esfuerzos cortantes excesivos. Sobre arena, se debe colocar un espaldón amplio, para que el agua siga líneas de corriente largas antes de entrar a la ataguía. O bien, en lugar de utilizar un espaldón más amplio, pueden espaciarse más las paredes de la ataguía. Aunque esto es más costoso, tiene la ventaja de que la parte superior del relleno puede utilizarse para la instalación de la edificación y el equipo de construcción.

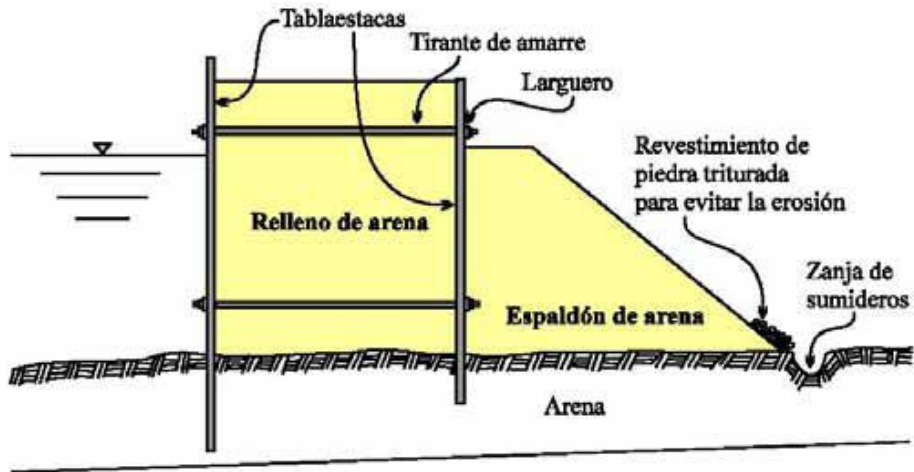


Figura 3.8 Ataguía de doble pared

c) Ataguías celulares

Se utilizan en la construcción de presas, esclusas, muelles y pilas de puentes. Son adecuadas para encerrar grandes áreas en aguas profundas. El ancho medio de una ataguía celular sobre roca debe ser de 0.7 a 0.85 veces la altura del agua exterior (Figura 3.9d). Al igual que las ataguías de doble pared, cuando están construidas sobre arena, las ataguías celulares deben tener un amplio espaldón en el interior.

Las celdas se forman con tablaestacas de acero unidas. Un tipo de celda consta de arcos circulares conectados por diafragmas rectos (Figura 3.9a). Otro tipo consta de celdas circulares conectadas por arcos circulares (Figura 3.9b). Otro tipo es el de trébol, que consta de grandes celdas circulares subdivididas por diafragmas rectos (Figura 3.9c). Estas celdas se rellenan con arena. La resistencia al corte interno de la arena contribuye sustancialmente a la resistencia de la ataguía. Por esta razón, no es conveniente rellenar una ataguía con arcilla o limo.

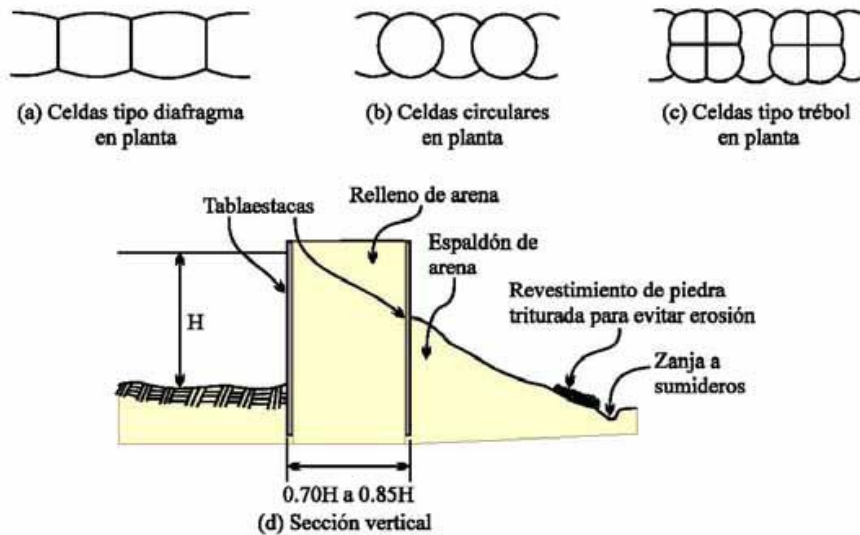


Figura 3.9 Ataguía celular de tablaestacas

d) Ataguías de pared sencilla

Forman un encerramiento con una sola fila de tablaestacas. Si no hay problemas de agua, se construyen con pilotes en hilera (cantiliver verticales) con tablonces horizontales de madera. Cuando se tiene presencia de agua, la ataguía puede construirse con tablaestacas. Aún cuando requieren menos material por unidad que las ataguías celulares o de doble pared, las de pared sencilla generalmente requieren arriostramiento en el interior.

3.2.3. Muros colados *in situ* y muros prefabricados

Los muros-diafragma colados en el lugar (o muros “Milán”) son paredes de concreto colado en trincheras estabilizadas con lodo. Los muros diafragma fueron introducidos en la ciudad de México para la construcción de las primeras líneas del sistema del metro en 1967 y han recibido una gran aceptación desde entonces (Auvinet y Romo, 1998).

Los muros prefabricados colocados en trincheras estabilizadas con lodo, son una alternativa de los muros diafragma, que está volviéndose muy popular. Los elementos de los muros prefabricados se colocan en una trinchera estabilizada con una lechada de bentonita-cemento. Las principales ventajas de esta técnica son la calidad de la superficie de la pared y su menor espesor final comparado con los muros diafragma. Su principal limitación es el peso de los elementos prefabricados.

Los muros Milán y prefabricados son particularmente útiles en obras que se realizan en espacios limitados en zonas urbanas, en donde no se permiten los altos niveles de ruido y vibraciones ocasionadas por el hincado de tablestacas o pilotes; en excavaciones en las que se requiere el abatimiento del nivel freático limitado y controlado para no inducir efectos negativos por bombeo y en consecuencia, fenómenos de pérdida de presión de poro y hundimientos diferenciales con daños de las estructuras aledañas a la excavación. Asimismo, son muy útiles en excavaciones que presentan paredes verticales.

Los principales usos de estos muros son los siguientes:

- Como estructura de retención en excavaciones
- Como elementos de lastre para contrarrestar la subpresión a la que pueden estar sometidos los cajones de cimentación.
- Como elementos de capacidad de carga en cimentaciones profundas.
- Como pantallas plásticas impermeables.
- Como estructuras aislantes de ruido y vibración.
- Se le utiliza en la construcción de pasos a desnivel, lumbreras, estacionamientos y bodegas subterráneas.

La construcción de edificaciones con varios niveles de sótanos, en zonas urbanas, implica la ejecución de excavaciones cada vez más difíciles. El valor que poseen los terrenos justifica el empleo de procesos especiales que garanticen la seguridad de las excavaciones. Dentro de estos procesos, el muro colado *in situ* ocupa una posición primordial y el muro prefabricado es una alternativa.

3.3. Técnicas de excavación, apuntalamiento y anclaje

3.3.1. Método del núcleo central

Esta técnica consiste en recurrir a elementos de soporte verticales tales como tablaestacas de acero o de concreto a lo largo del límite exterior del área de construcción, y excavar sólo la parte central de la misma, dejando una berma perimetral. Se construye entonces la parte central de la subestructura y se colocan los puntales progresivamente entre la parte construida y las tablaestacas, lo que permite remover tramos de la berma. Se construye entonces el resto de la subestructura. En suelos blandos, esta técnica se limita generalmente a excavaciones anchas de no más de 6 m de profundidad, debido a los problemas de estabilidad de la berma. También puede usarse con muros Berlín y muros diafragma.

3.3.2. Apuntalamiento pared a pared

El apuntalamiento pared a pared se usa cuando el espacio horizontal existente no es suficiente para usar el método del núcleo central y para excavaciones muy profundas. Para apuntalar la estructura, generalmente se utilizan puntales tubulares.

En algunos casos, se han usado muros transversales colados en el lugar como estructura de soporte. Estos muros son parcial o totalmente demolidos durante la excavación y la construcción de la subestructura (Ponce, 1985).

3.3.3. Uso de la subestructura como sistema de soporte

En un número limitado de casos, la propia subestructura se ha usado como sistema de soporte. Esto requiere construir muros tablaestacados o colados en trincheras, antes de que la excavación se inicie y realizar la excavación en forma subterránea mientras la subestructura está construyéndose de la superficie del suelo hacia abajo.

3.3.4. Otras técnicas

Existen otras técnicas, tales como subestructuras pre-coladas hincadas por inducción de falla del suelo en la base del muro perimetral. Esta técnica, conocida como del pozo indio, ha sido sólo parcialmente exitosa en la ciudad de México debido a la alta sensibilidad de la arcilla (Marsal, 1959), pero puede ser útil en otras condiciones.

CAPÍTULO IV TIPO DE FALLAS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS

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

4.1 Tipos de falla en arena (Cortes Apuntalados)

4.1.1 Excavaciones arriba del nivel de aguas freáticas

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

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

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

4.1.2 Excavaciones abajo del nivel de aguas freáticas

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

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

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

4.2 Estabilidad de las paredes de la excavación

Cuando no existen colindancias, la excavación se puede realizar usando taludes en la periferia de la misma. La revisión de la seguridad se lleva a cabo empleando las técnicas de estabilidad de taludes usuales en mecánica de suelos. Cuando existen colindancias se requiere usar alrededor del perímetro del predio un ademe formado por un muro Milán, tablaestaca o por una ataguía, troqueladas o ancladas a diferentes niveles del corte. Como el muro se apuntala inicialmente en su parte superior, el desplazamiento en esta zona es pequeño, y ocurren desplazamientos mayores en la parte inferior de la ataguía. La distribución de la presión es como se muestra en la figura 4.1. Observamos que esta distribución ya no sigue la ley de aumento lineal de presión con la profundidad.

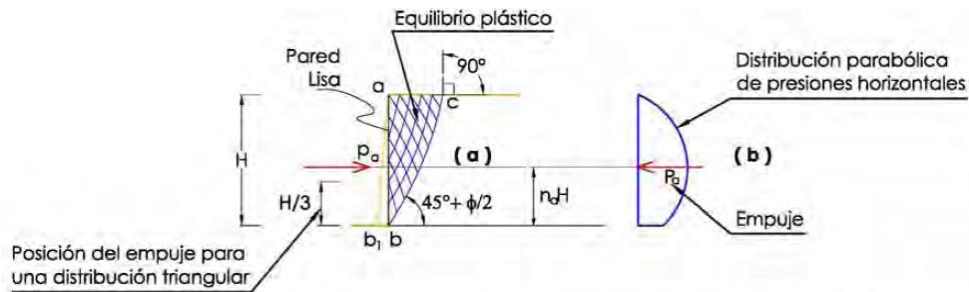


Figura 4.1 Distribución de presión sobre un ademe troquelado (Terzaghi y Peck, 1967)

4.2.1 Criterio de Peck (1969)

El empuje del suelo sobre el ademe de las paredes de una excavación, en un suelo arcilloso, depende del coeficiente de estabilidad N_b , definido como (Peck, 1969)

$$N_b = \frac{\gamma H + q}{c_u} \quad e. c 4.1$$

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

Sin tomar en cuenta la resistencia del suelo ubicado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación, se demuestra teóricamente que, para un problema bidimensional, el suelo empieza a plastificarse cerca del fondo cuando $N_b = 3.14$, y que la falla ocurre cuando $N_b = 5.14$. Para un problema tridimensional, el valor de N_b que corresponde a la falla varía entre 6.2 y 9.1, de acuerdo con las dimensiones de la excavación (Alberro, 1970). Por lo anterior, para magnitudes de N_b

menores o iguales que 4.0, el suelo se puede tratar como un material elástico, calculando la presión horizontal sobre el ademe con el método del coeficiente de empuje en reposo K_0 (figura 4.2)

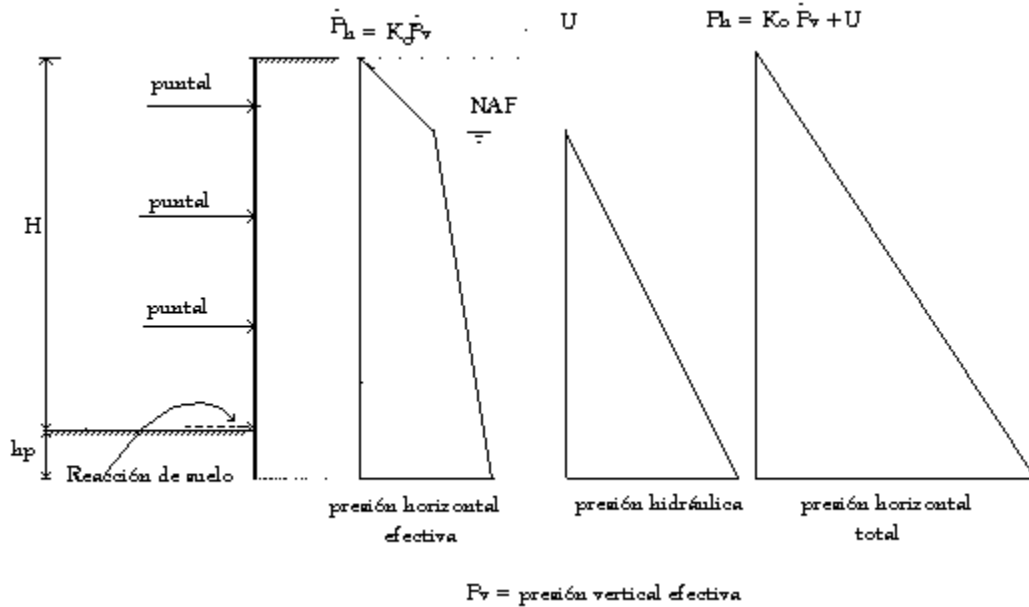


Figura 4.2 Presiones horizontales sobre el ademe de la excavación $N_b \leq 4$

Para valores de N_b mayores que 4.0 se forma cerca del fondo de la excavación una zona plástica, cuyas dimensiones aumentan al incrementarse N_b , hasta alcanzar la falla de fondo. Se requiere en este caso basarse en una teoría de falla para calcular las presiones laterales. Con la teoría de Rankine, sin considerar la sobrecarga q , la presión horizontal activa a profundidad H está dada por

$$P_{a0} = \gamma H - 2c_u \quad e. c 4.2$$

Y el empuje total horizontal

$$E_{a0} = \frac{\gamma H^2}{2} - 2c_u H \quad e. c 4.3$$

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

$$E_a = K_a \frac{\gamma H^2}{2} \quad e. c 4.4$$

$$\text{con } K_a = 1 - \frac{4c_u}{\gamma H} \quad \text{e. c 4.5}$$

La ecuación 17 se puede poner

$$K_a = 1 - m \frac{4c_u}{\gamma H} \quad \text{e. c 4.6}$$

Donde la magnitud de m depende de la clase de suelo.

Peck (1969) ha proporcionado valores para el cálculo del empuje de tierras sobre excavaciones ademas, basados en observaciones reales. En la figura 4.3 se muestra el diagrama recomendado para suelos arcillosos; para la arcilla de la ciudad de México se recomienda una magnitud de m del orden de 0.4.

La presión horizontal debida a la sobrecarga se calcula

$$P_{aq} = \frac{q}{N_\phi}$$

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

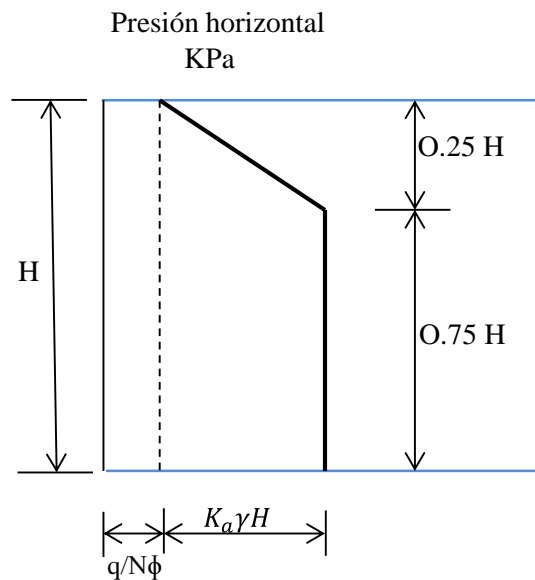


Figura 4.3 Criterio de Peck (1969)

Para otras clases de suelo, como arenas o arcillas firmes fisuradas, Terzaghi y Peck (1967) proponen los diagramas de presión mostrados en la figura 4.4.

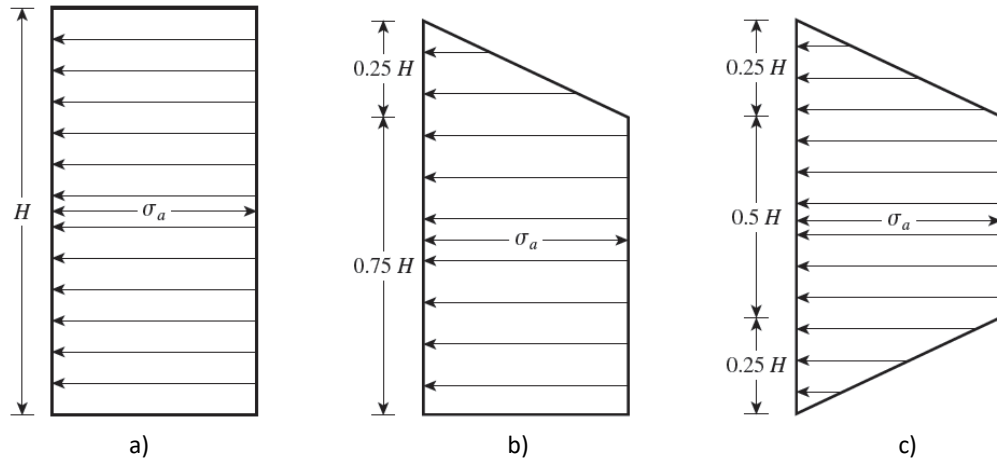


Figura 4.4 Diagrama de presión aparente sobre ademes de excavaciones; a) cortes en arena; b) cortes en arcilla suave a media; c) cortes en arcillas firmes, (Terzaghi y Peck, 1967)

4.2.2 Criterio de Zeevaert (1973)

El método de Zeevaert (1973) consiste en el diagrama de presión indicado en la figura 4.5, donde

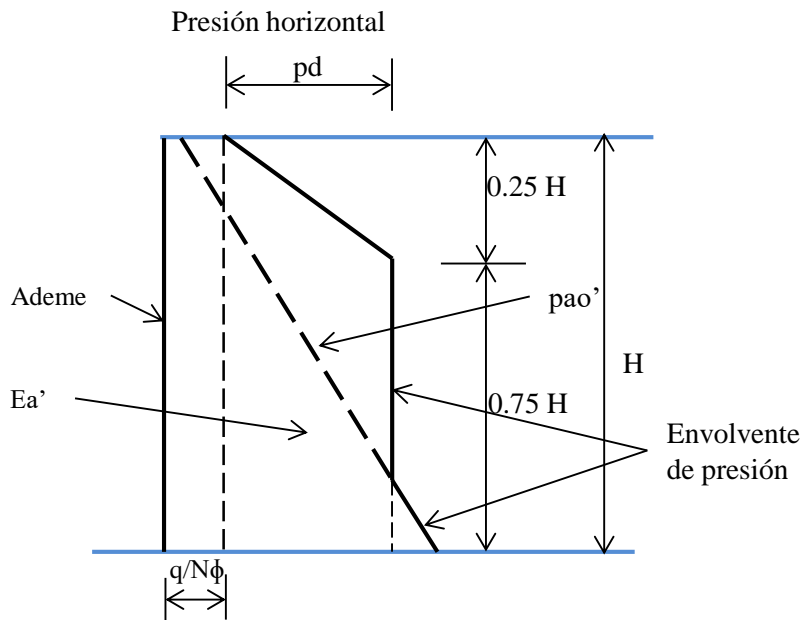


Figura 4.5 Presión horizontal efectiva sobre el ademe de una excavación, criterio de Zeevaert (1973)

$$P'_{ao} = \frac{P'_v}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \quad e.c 4.7$$

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad e.c 4.8$$

$$E'_a = 1.1 \sum_0^H \left(\frac{P'_{vo}}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \right) (\Delta z) = 1.1 \sum_0^H (P'_{ao}) (\Delta z) = 1.1 E_A^* \quad e.c 4.9$$

$$E_A^* = \sum_0^H (P'_{ao}) (\Delta z)$$

pvo' es la presión efectiva inicial en el subsuelo (sin considerar ni la excavación, ni la sobrecarga q)
De acuerdo con la figura 4.5

$$E'_A = \frac{H + 0.75H}{2} P_d = 0.875H(P_d)$$

Por lo tanto

$$P_d = 1.14 \frac{E'_A}{H} \quad e.c 4.10$$

A las presiones anteriores se deben sumar los empujes hidráulicos debidos al agua del subsuelo.

4.2.3 Criterio de Tamez (2001)

Tamez (2001) propone el diagrama de presión horizontal mostrado en la figura 4.6, en el cual

$$P_{ao} = \frac{P_{vo}}{N_{\phi}} - \frac{2c}{\sqrt{N_{\phi}}} \quad e. c 4.11$$

$$E_{at} = 1.1 \sum_0^{H_m} \left(\frac{P_{vo}}{N_{\phi}} - \frac{2c}{\sqrt{N_{\phi}}} \right) (\Delta z) \quad e. c 4.12$$

$$E_{ar} = 1.28 E_{at} \quad e. c 4.13$$

De acuerdo con la figura 4.6

$$E_{ar} = \frac{H_m + 0.7H_m}{2} p_{rm}$$

$$E_{ar} = \frac{2E_{ar}}{1.7H_m} = \frac{E_{ar}}{0.85H_m} = \frac{1.28E_{at}}{0.85H_m} \quad e. c 4.14$$

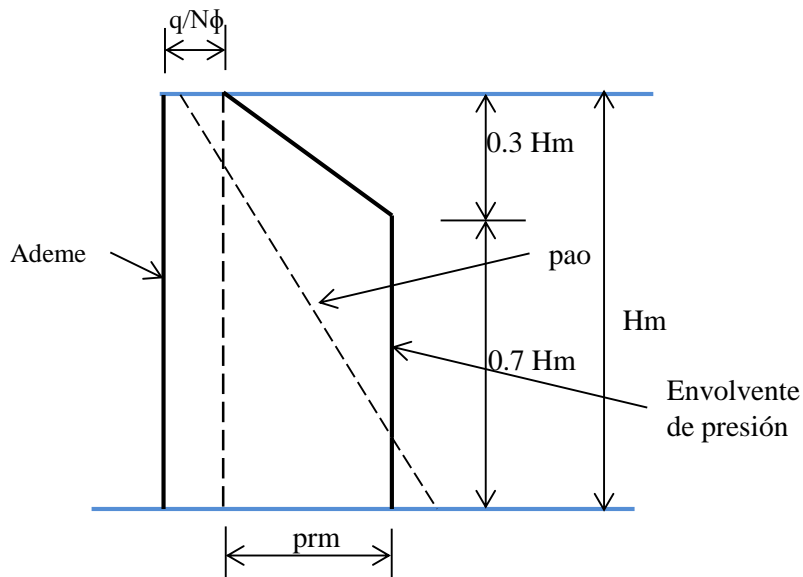


Figura 4.6 Criterio de Tamez (2001)

4.3 Falla de fondo

La estimación de la probable falla de fondo de una excavación (figura 4.7) se puede llevar a cabo con el número de estabilidad bajo el fondo del corte, definido como

$$N_b = \frac{\gamma H + q}{c_{ub}} \quad e. c 4.15$$

Donde c_{ub} es la resistencia al corte no drenada bajo la base de la excavación (Peck, 1969).

Para un corte de longitud infinita, la teoría de la plasticidad indica que se forma una zona plástica cerca de las esquinas inferiores cuando N_b alcanza el valor de 3.14. La zona plástica se expande al aumentar N_b , hasta que N_b iguala el valor crítico $N_{cb} = 5.14$. Por lo tanto, se puede prever que para valores de N_b menores que 3.14, los levantamientos del fondo del corte serán básicamente del tipo elástico y de relativamente pequeña magnitud. Conforme aumenta la profundidad de excavación se incrementa N_b y la expansión del fondo aumenta notablemente, hasta que se presenta la falla cuando $N_b = N_{bc} = 5.14$.

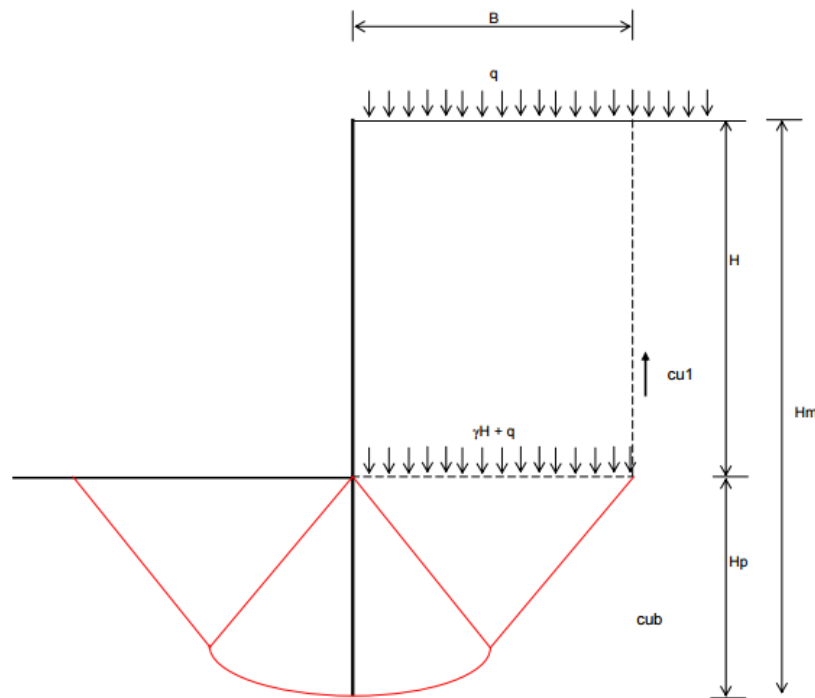


Figura 4.7 Falla de fondo por resistencia al corte

Si la forma de la excavación es rectangular, N_{cb} es mayor que 5.14, variando usualmente entre 6.5 y 7.5. También la zona plástica se inicia para magnitudes de N_b algo mayores que 3.14 (Peck, 1969).

Por otra parte, Alberro (1987) utiliza la teoría de las líneas de deslizamiento para el estudio de la estabilidad del fondo de un corte. Define el factor de seguridad de la siguiente forma

$$F.S = N_c \frac{c_u}{\gamma H + q} \quad e. c 4.16$$

$(\gamma H + q)$ es la presión vertical total al nivel del fondo de la excavación. N_c es el coeficiente de estabilidad, el cual es función de la precarga sobre el ademe de la excavación, como se muestra en la figura 4.8. Es evidente la influencia de la precarga en la estabilidad del fondo de la excavación: en efecto, si el sistema de ademado y apuntalamiento no es correcto (pateo del muro, precarga insuficiente en la parte superior del corte, etcétera), no es extraño que en esas condiciones en el valle de México gran número de fallas de fondo haya ocurrido en excavaciones con ademes deficientemente precargados, o protegidas por tablaestacas metálicas relativamente flexibles. Resulta además fundamental asegurarse que, aún en condiciones desfavorables de temperatura ambiental (temperaturas bajas durante la noche), las cargas que transmiten los puntales al ademe sean suficientes para mantener un factor de seguridad superior a uno y prevenir con ello la falla de fondo por esta causa (Alberro, 1987).

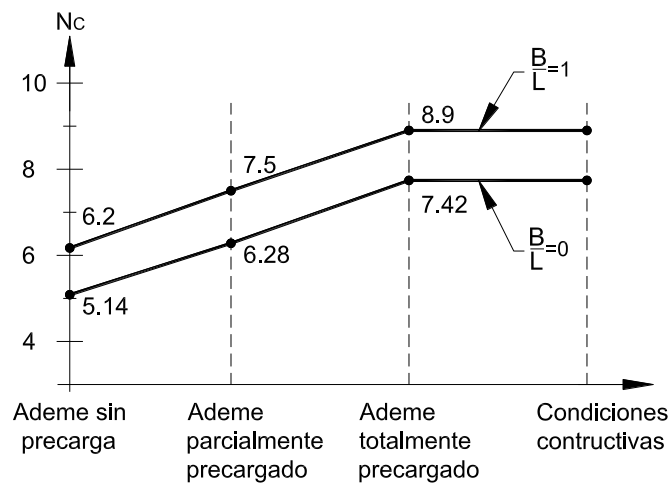


Figura 4.8 Coeficiente de estabilidad. Falla de fondo de una excavación (Alberro, 1987)

Por su parte, Tamez (2001) propone la siguiente expresión para la valuación del factor de seguridad contra falla de fondo

$$F.S = \frac{5.14c_u \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right)}{\gamma H + q} \quad e. c 4.17$$

donde

- B Ancho de la excavación,
- H Altura de la excavación
- L Longitud de la excavación
- c_u Resistencia al corte no drenada
- $\gamma H + q$ Presión vertical total

Para tomar en cuenta la influencia de la pata del muro en la estabilidad del fondo del corte (figura 4.9; Tamez, 2001), sea M_r el momento resistente del muro Milán y supongamos una reacción uniforme p_{em} entre muro y suelo; tomando momentos con respecto a un eje que pase por el tercer nivel de troqueles (punto A), obtenemos

$$P_{em} h_m \frac{h_m}{2} = M_r$$

$$P_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2} \quad e. c 4.18$$

Por otra parte, el momento resistente de un ademe de concreto reforzado de ancho h vale

$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r) \quad e. c 4.19$$

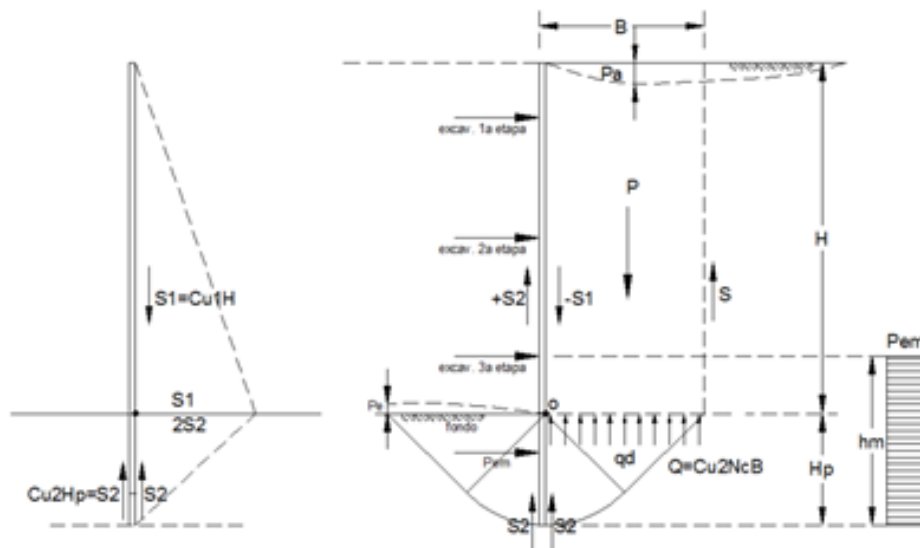


Figura 4.9 Análisis de falla de fondo (Tamez, 2001)

Tamez considera además la fricción entre muro y suelo de la siguiente forma (figura 4.9): la fricción negativa entre suelo y ademe $-S_1$ debe ser equilibrada por las fuerzas de fricción positiva $+2S_2$. El máximo valor de $-S_1$ estará limitado por la menor de las dos siguientes cantidades

$$S_1 = c_{u1} H$$

O

$$2S_2 = 2c_{ub} H_p$$

$$c_{u2} = c_{ub}$$

Cuando ambas magnitudes sean iguales, se tendrá el máximo valor posible S_{1max} , y la profundidad máxima H_{pmax} necesaria para que la pata alcance la condición de equilibrio, es decir

$$S_{1\max} = c_{u1}H = 2c_{ub}H_{p\max}$$

Por lo tanto

$$h_{p\max} = \frac{Hc_{u1}}{2c_{ub}} \quad e. c 4.20$$

Por lo anterior, para cualquier magnitud de $H_p < H_{p\max}$, el valor de S_1 estará limitado por la longitud H_p , y

$$S_1 = 2c_{ub}H_p$$

La presión media ascendente p_{s1} , generada por la reacción positiva del muro $+S_1$, sobre el prisma de suelo, será (Tamez, 2001)

$$P_{s1} = \frac{S_1}{B} = \frac{2c_{ub}H_p}{B} \quad e. c 4.21$$

Las presiones p_{em} (ecuación 4.18) y p_{s1} (ecuación 4.21) se oponen a la falla del fondo del corte, por lo que se pueden agregar al numerador de la ecuación 4.17, quedando ésta

$$F.S = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u + 2c_{ub} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma H + q} \quad e. c 4.22$$

donde

B	Ancho de la excavación,
H	Altura de la excavación
L	Longitud de la excavación
h_p	Longitud de la pata
c_{ub}	Resistencia al corte no drenada
M_r	Momento resistente admisible
$\gamma H + q$	Presión vertical total

Por otro lado (Deméneghi, 2013), propone el siguiente procedimiento simplificado para el análisis de la falla de fondo en un suelo cohesivo:

Sea la figura 4.10. La fuerza resistente vertical por adherencia en la cara I es

$$C_{fI} = H_m L c_{u1}$$

Mientras que en las dos caras II

$$C_{fII} = 2H_m B c_{u1}$$

donde F_{R1} y F_{R2} son factores de resistencia para las caras laterales.

La fuerza resistente total por adherencia lateral vale

$$C_f = H_m c_{u1} (L + 2B)$$

La capacidad de carga última por fricción lateral será

$$q_f = \frac{C_f}{BL} = H_m c_{u1} \left(\frac{1}{B} + \frac{2}{L} \right) \quad e. c 4.23$$

Para la valuación de la capacidad de carga resistente del suelo bajo del desplante del ademe, usamos la fórmula de Skempton

$$q'_d = (2 + \pi) c_{ub} \quad e. c 4.24$$

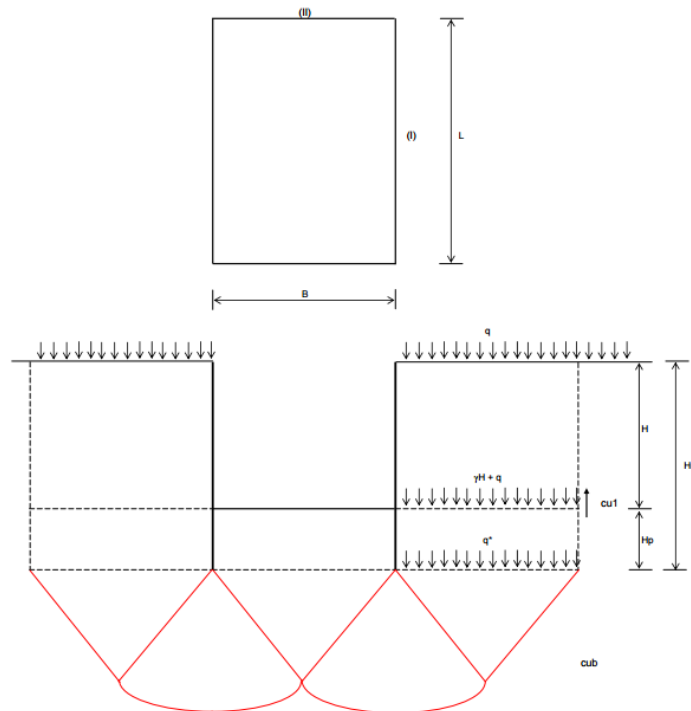


Figura 4.10 Capacidad de carga. Falla de fondo

Tomamos en cuenta además la contribución de las caras laterales de la superficie de falla (figura 4.11). Conservadoramente tomamos sólo el triángulo 1. La fuerza C_{f1} vale

$$C_{f1} = \frac{1}{2} \frac{\sqrt{2}}{2} B \frac{\sqrt{2}}{2} B c_{ub} = \frac{1}{4} B^2 c_{ub}$$

Y el momento resistente con respecto a un eje que pasa por el punto A

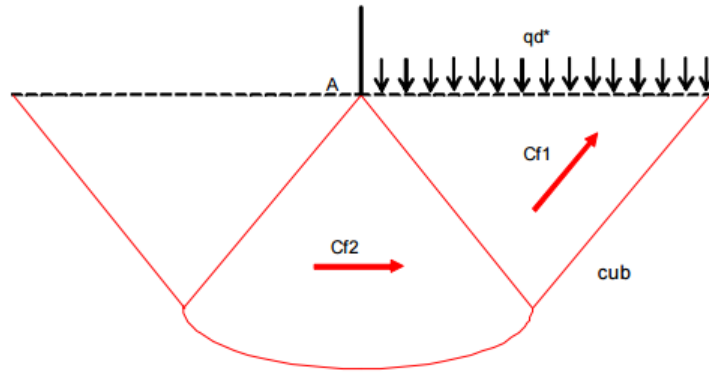


Figura 4.11 Caras laterales de la superficie de falla

$$M_{R1} = \left(\frac{1}{4}B^2c_{ub}\right)\left(\frac{2}{3}\right)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}B\right) = \frac{\sqrt{2}}{12}c_{ub}B^2$$

El momento resistente del sector circular es

$$dM_{R2} = [(pd\theta)dp]c_{ub}\rho$$

$$M_{R2} = c_{ub} \int_0^{\frac{\sqrt{2}}{2}B} \rho^2 d\rho \int_0^{\frac{\pi}{2}} d\theta = \frac{\sqrt{2}}{24}\pi c_{ub}B^3$$

Tomando momentos en la figura 4.11 con respecto a un eje que pasa por el punto A, y considerando las dos caras II de la figura 4.10

$$q_d^*(BL)\frac{B}{2} = 2M_{R1} + 2M_{R2} = \frac{\sqrt{2}}{6}c_{ub}B^3 + \frac{\sqrt{2}}{12}\pi c_{ub}B^3 \quad e. c 4.25$$

$$q_d^* = \frac{\sqrt{2}}{3}c_{ub}\frac{B}{L} + \frac{\sqrt{2}}{6}\pi c_{ub}\frac{B}{L} = \frac{\sqrt{2}}{6}c_{ub}\frac{B}{L}(2 + \pi) \quad e. c 4.26$$

La capacidad de carga última, bajo el nivel de desplante del ademe, es la suma de las capacidades dadas por las ecuaciones 4.24 y 4.26

$$q_d = (2 + \pi)c_{ub} \left(1 + \frac{\sqrt{2}B}{6L}\right) = 5.14c_{ub} \left(1 + 0.236\frac{B}{L}\right) \quad e. c 4.27$$

Considerando ahora ambas contribuciones del suelo, por arriba y por abajo del desplante de la tablaestaca, la capacidad de carga última del terreno será la suma de las capacidades de las ecuaciones 4.23 y 4.27

$$q_d = 5.14c_{ub} \left(1 + 0.236 \frac{B}{L} \right) + H_m c_{u1} \left(\frac{1}{B} + \frac{2}{L} \right)$$

La presión vertical neta que actúa al nivel de desplante de la tablaestaca es

$$q^* = \gamma H + q \quad e. c 4.28$$

(Despreciamos la presión debida a la altura H_p porque actúa a ambos lados de la superficie de falla.)

El factor de seguridad contra la falla de fondo lo definimos

$$FS = \frac{q_{df}}{q^*} \quad e. c 4.29$$

$$F. S = \frac{5.14c_{ub} \left(1 + 0.236 \frac{H}{B} \right) + H_m c_{u1} \left(\frac{1}{B} + \frac{2}{L} \right)}{\gamma H + q} \quad e. c 4.30$$

4.4 Estabilidad de la pata del muro

4.4.1 Criterio de Zeevaert (1973)

Designemos con E_p' la reacción resultante sobre el muro Milán. Tomando momentos con respecto a un eje que pasa por el tercer nivel de troqueles (punto B, figura 4.12)

$$E_p' y_p = E_a y_a - M_r$$

$$E_p' = \frac{E_a y_a - M_r}{y_p} \quad e. c 4.31$$

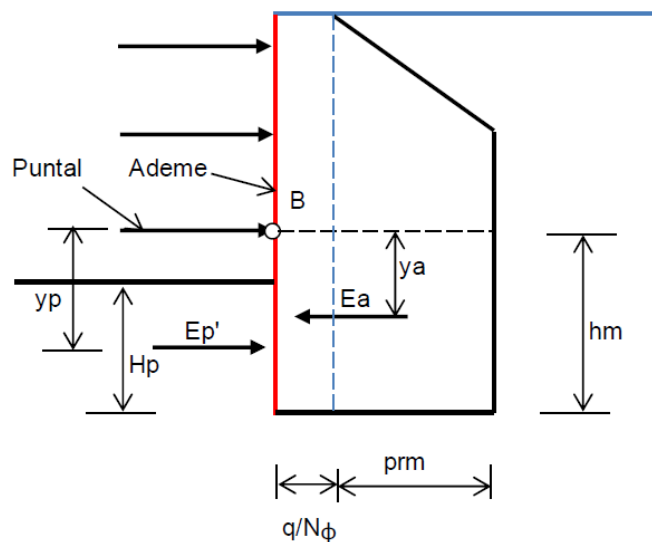


Figura 4.12 Estabilidad de la pata

El empuje activo lo calculamos (Tamez, 2001)

$$E_a = \left(p_{rm} + \frac{q}{N_\phi} \right) h_m \quad e. c 4.32$$

(No es necesario agregar el empuje del agua, pues el valor de p_{rm} se obtiene tomando la presión activa total, con el peso volumétrico saturado del suelo).

El empuje pasivo vale

$$E_p = p_p H_p \quad e. c 4.33$$

donde la presión pasiva p_p la podemos valorar (Tamez, 2001)

$$P_p = 3.57c_{ub} + 0.5\gamma_n H_p \quad e. c 4.34$$

El factor de seguridad se define de la siguiente forma

$$FS = \frac{E_p}{E_p'} \quad e. c 4.35$$

4.4.2 Criterio de Tamez (2001)

El factor de seguridad contra falla de la pata se expresa como

$$FS = \frac{p_p + p_{em}}{p_{rm} + \frac{q}{N_\phi}} \quad e. c 4.36$$

Siendo

p_p	presión pasiva del suelo en la cara interior de la pata
p_{em}	presión media equivalente al momento resistente del muro
p_{rm}	presión activa redistribuida en la cara exterior de la pata, dada por la ecuación 4.14 (véase también la figura 4.6)
$\frac{q}{N_\phi}$	presión activa debida a la sobrecarga (figura 4.6)

La presión pasiva vale

$$P_p = 3.57c_{ub} + 0.5\gamma_n H_p \quad e. c 4.37$$

γ_n es el peso volumétrico del suelo comprendido en la zona de la pata

Sea M_r el momento resistente del muro Milán y supongamos una reacción uniforme p_{em} entre muro y suelo, como se muestra en la figura 4.9; tomando momentos con respecto a un eje que pase por el tercer nivel de troqueles (punto A), obtenemos

$$P_{em} h_m \frac{h}{m} = M_r$$

$$P_{em} = \frac{2M_r}{h^2_m} \quad e. c 4.38$$

Tomando en cuenta el efecto tridimensional con la relación B/L y reemplazando en la ecuación 4.36 arribamos a

$$F. S = \frac{3.57c_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) + 0.5\gamma_n H_p \frac{2M_r}{h^2_m}}{h^2_m + \frac{q}{N_\phi}} \quad e. c 4.39$$

4.5 Falla de fondo por subpresión

Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio. Este mecanismo de falla por subpresión se presenta en la figura 4.13

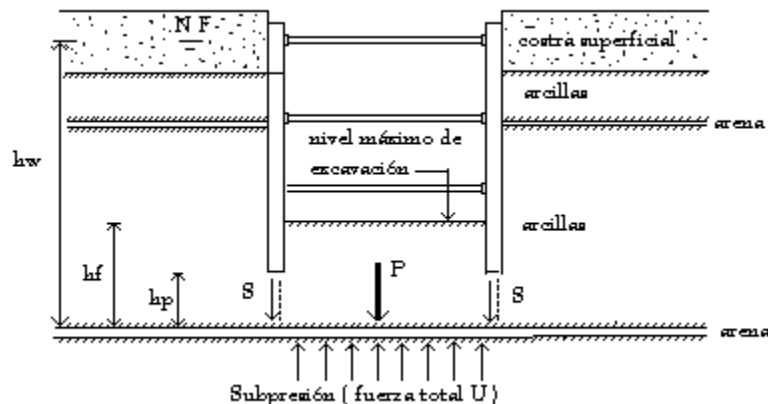


Figura 4.13 Mecanismo de falla de fondo por subpresión

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

La falla incipiente se presenta cuando

$$\gamma m h f = \gamma w h w \quad e. c 4.40$$

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

$$\gamma m h w + s = \gamma w h w \quad e. c 4.41$$

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

$$\gamma m h f / F_S = \gamma w h w \quad e. c 4.42$$

De donde

$$F. s. = \gamma m h f + s / \gamma w h w \quad e. c 4.43$$

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

$$F. s. = \gamma m h f B L + 2 C (B h f + L h p) / \gamma w h w B L \quad e. c 4.44$$

Donde

C	Valor medio de la resistencia al corte no drenado de la arcilla hasta una profundidad igual a Hm+B
Nc	Factor de estabilidad
Hm	Profundidad de desplante del muro
Hp	Longitud de la pata del muro
B	Ancho de la excavación
L	Longitud del tramo a excavar
$\gamma H e$	Presión total inicial al nivel máximo de excavación
p	Valor de las presiones de sobrecarga en la superficie

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

4.6 Movimientos del terreno aledaño a la excavación

Romo, Rodríguez y Magaña (1994) presentan un procedimiento para estimar los movimientos del terreno aledaño a un corte. El método simplificado de predicción que proponen consiste en calcular el desplazamiento vertical máximo en la superficie vecina a la excavación, correspondiente a un caso base, el cual se obtiene a partir de la figura 4.14. El desplazamiento vertical para un corte diferente al caso base se valúa como

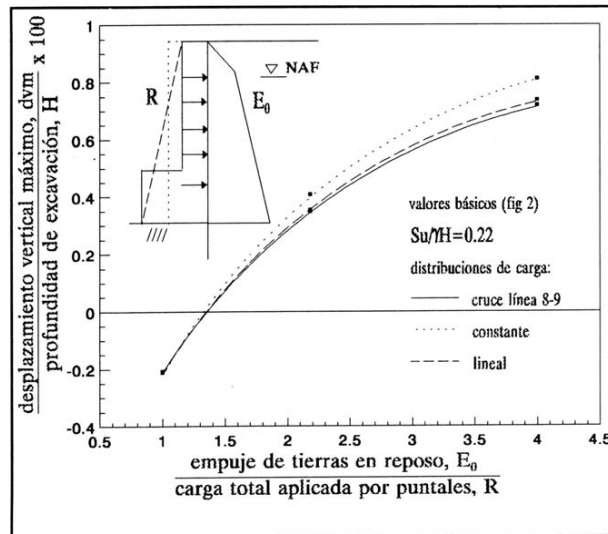


Figura 4.14 Desplazamiento vertical máximo Romo *et al* (1994)

La fig. 4.14 muestra la relación normalizada entre el desplazamiento vertical máximo (dvm/H, donde H es igual a la profundidad de excavación) contra la relación E₀/R. En ella se aprecia que para relaciones E₀/R = 1 se presentan bufamientos y que conforme la relación crece, los movimientos verticales cambian de bufamientos a asentamientos.

Se observa también que los desplazamientos verticales crecen conforme la relación E₀/R lo hace; ello es debido a que, la reacción proporcionada al suelo por medio de los puntales, disminuye. A su vez, se aprecia que la distribución de carga constante produce mayores movimientos.

Es importante hacer notar que dicho crecimiento depende del valor del coeficiente Su/γH (donde Su es la resistencia al corte no drenada del suelo promedio hasta una profundidad de H/B y γ es el peso volumétrico saturado del suelo).

$$\frac{d_{vm}}{H} \perp_{cc} = \frac{d_{vm}}{H} \perp_{cb} (\alpha_{cu} \alpha_H \alpha_{EIH}) \quad e. c 4.45$$

$$\frac{d_{vm}}{H} \perp_{cb} = \text{desplazamiento vertical máximo correspondiente al caso base, calculado con la figura 4.14}$$

$$\frac{d_{vm}}{H} \perp_{cc} = \text{desplazamiento vertical máximo para cualquier caso}$$

Los coeficientes α toman en cuenta la influencia de la resistencia al corte del suelo (figura 4.15), de la geometría del corte (figura 4.16) y de la rigidez del Muro (figura 4.17), respectivamente. El desplazamiento vertical en la superficie adyacente a la excavación se obtiene a partir de la figura 4.18.

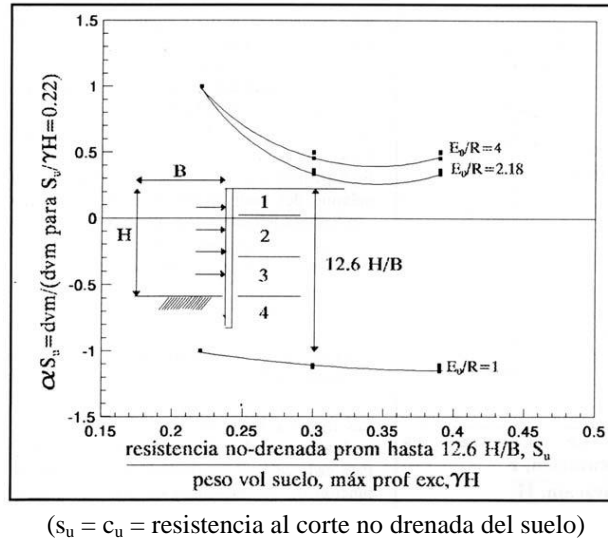


Figura 4.15 Efecto de la resistencia al corte Romo *et al* (1994)

Los factores que conducen a la inestabilidad de una excavación apuntalada dependen sobre todo del sistema de apuntalamiento y de las condiciones del suelo. Para condiciones no-drenadas, una excavación profunda en arcillas pasa por diversas etapas críticas que pueden definirse en términos del parámetro $S_u/\gamma H$.

De acuerdo con lo anterior, la relación entre los máximos desplazamientos verticales E_0/R y el coeficiente $S_u/\gamma H$ indicada en la fig. 4.15 presentan tendencias interesantes. Primero, las relaciones E_0/R igual a 2.18 y 4 tienen poca influencia en el movimiento cuando el coeficiente $S_u/\gamma H$ es mayor que aproximadamente 0.30. En este caso el suelo es estable y el sistema de apoyo tiene un efecto mínimo.

Sin embargo, cuando el coeficiente $S_u/\gamma H$ es menor, el sistema de apoyo tiene gran influencia; bajo estas circunstancias, la fuerza aplicada por el sistema de apoyo sirve como el mejor elemento estabilizador.

Cuando el coeficiente $S_u/\gamma H$ cae debajo de 0.20, los movimientos crecen muy rápidamente, de tal manera que el sistema se torna inestable, desarrollándose grandes zonas de plastificación del suelo debajo del fondo de excavación.

Para la relación E_0/R igual a 1 se observa que la influencia del coeficiente $S_u/\gamma H$ no es significativa para reducir los bufamientos; esto es debido a que la carga aplicada por los puntales es grande, lo cual proporciona estabilidad al sistema.

Sin embargo, aplicar cargas tan grandes resulta muchas veces impráctico y de gran riesgo cuando la estratigrafía del sitio presenta estratos blandos en la superficie, lo cual provocaría bufamientos de una magnitud importante y zonas de plastificación en la superficie del terreno.

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

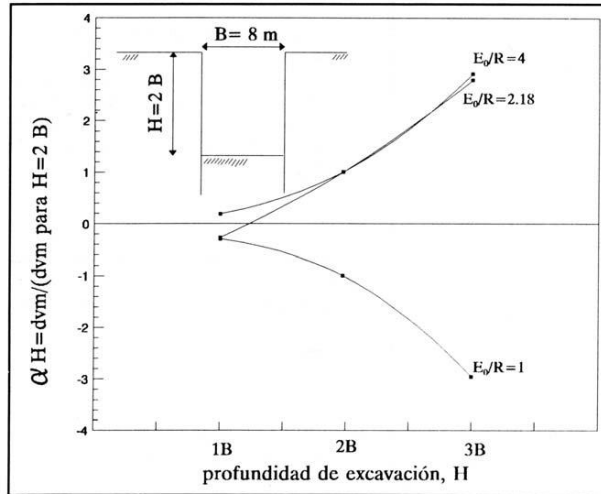


Figura 4.16 Efecto de la geometría Romo *et al* (1994)

La relación entre dvm , E_0/R y la profundidad de excavación se muestra en la figura 4.16. Se observa que los movimientos se incrementan conforme la profundidad de excavación aumenta.

Las tendencias de la fig. 4.16 indican que la relación E_0/R tiene poca influencia en el asentamiento máximo cuando la profundidad de excavación no es grande. Por el contrario si la profundidad de excavación crece, la influencia de la relación E_0/R es importante para reducir los movimientos. Un resultado notable en la fig. 4.16 es que si la relación E_0/R disminuye, es decir, la precarga total en los puntales aumenta, los desplazamientos decrecen significativamente.

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

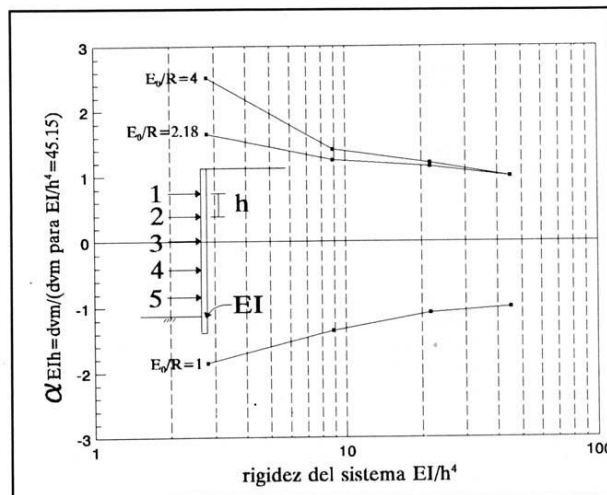


Figura 4.17 Influencia de la rigidez del sistema Romo *et al* (1994)

Los efectos de la rigidez del muro y de la separación de puntales en el comportamiento de los movimientos del terreno se ilustran en la fig. 4.17. El factor de normalización es definido como la relación de la rigidez a la flexión del muro, EI (donde E es el módulo del concreto) dividido por el promedio de la separación entre puntales, h^4 . El término EI/h^4 es la rigidez del sistema de apoyo.

Los resultados de la fig. 4.17 demuestran un hecho importante; incrementando la rigidez a la flexión del muro o disminuyendo la separación entre puntales, los movimientos en el suelo disminuyen. Este efecto es una función de la relación E_0/R , siendo más significativo para relaciones E_0/R altas que para relaciones bajas.

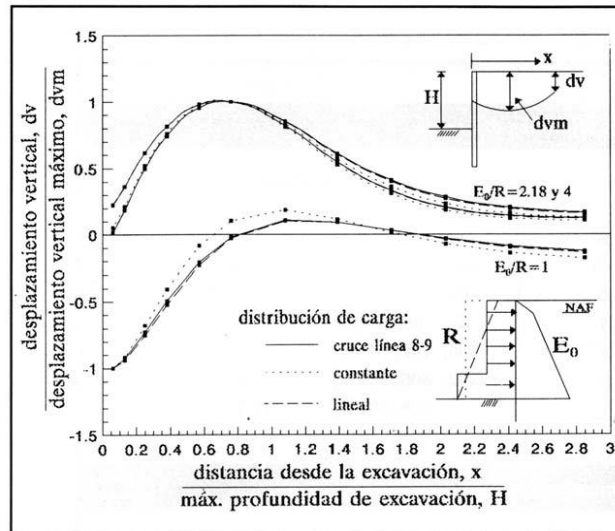


Figura 4.18 Desplazamiento vertical de la superficie aledaña al corte Romo *et al* (1994)

La figura 4.18 muestra que los patrones de asentamiento detrás del muro varían dependiendo del valor de la relación E_0/R (empuje de tierra / reacción de puntales). Para cada relación E_0/R se presentan tres curvas, las cuales representan la distribución considerada de precarga en los puntales. Se puede apreciar que el máximo asentamiento se presenta a una distancia entre 0.7 y 0.8 de la profundidad de excavación, El resultado de la figura 4.18 permite evaluar los movimientos detrás del muro, con lo que se definen las distorsiones en las edificaciones aledañas a la excavación

CAPÍTULO V APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO

El siguiente ejemplo está encaminado a resaltar la importancia de una buena estructura de contención como lo es el muro Milán u otra para prevenir: el empuje lateral, la presión hidrostática, la falla de fondo y todas aquellas solicitaciones a que es sometida una excavación profunda durante la construcción de cualquier cimentación.

Los criterios expuestos anteriormente se expondrán a través del siguiente caso de un edificio de 6 niveles y tres sótanos ubicado en la Zona III de lago (Figura 5.1). Además se opta por usar un muro Milán como el elemento de contención para los análisis de la excavación.

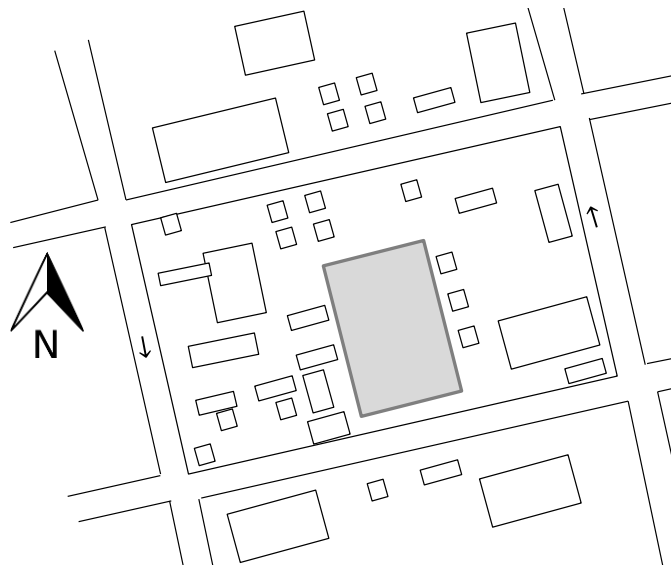


Figura 5.1. Ubicación de la zona de estudio

5.1 Características del proyecto.

A partir del estudio realizado se definirán las condiciones estratigráficas para determinar el tipo óptimo de cimentación, su profundidad de desplante; por otro lado, se propondrá el sistema de retención para la estabilización de la excavación lo cual es un muro Milán; todo lo anterior cumpliendo el reglamento de construcciones del Distrito Federal.

Información existente.

Se realizó un estudio de Mecánica de Suelos para el sitio en cuestión, obteniendo los parámetros geotécnicos necesarios para los análisis realizados y para la elaboración del modelo geotécnico, según los requerimientos; se realizara una excavación con las siguientes características 30 m de ancho y 34 m de largo, y una profundidad de 11 m, posterior a la realización de un muro Milán el cual estará desplantado a una profundidad de 16.5 m.

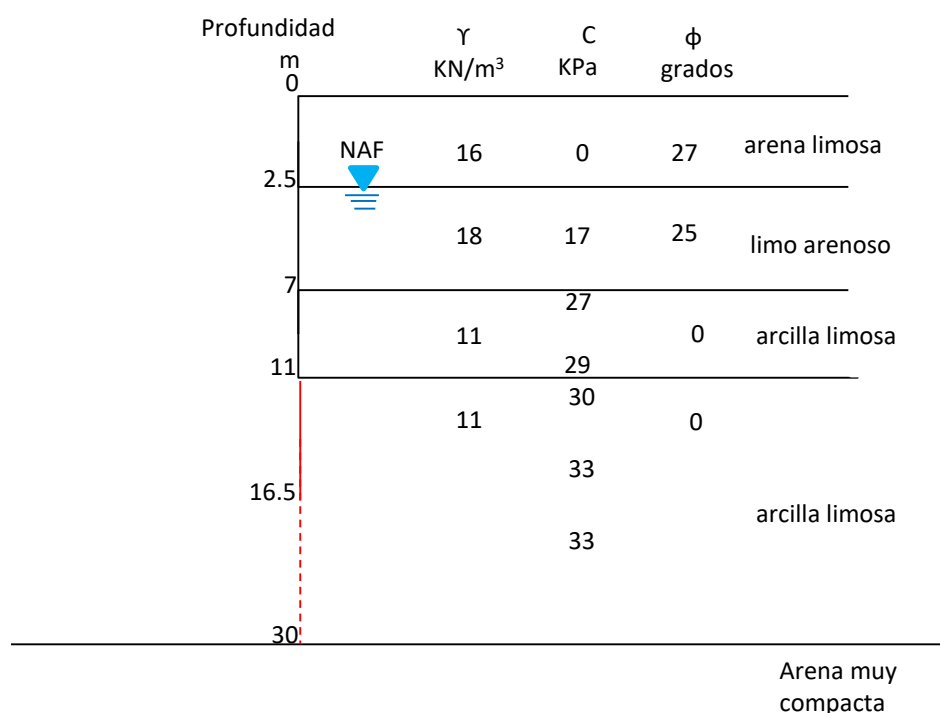


Figura 5.2. Modelo geotécnico empleado para los análisis

Descripción del proyecto.

El conjunto se desplantará en una superficie de 1020 m², está integrado por un edificio que tendrá 3 niveles de sótanos para estacionamientos que ocuparán la totalidad del terreno, planta baja y 5 pisos. La profundidad máxima de excavación con relación al nivel de banquetta será de 11.0 m, además del cajón de cimentación (sobre compensado) este será complementado por pilas de sección circular desplantadas a 28.0 m de profundidad a partir del nivel de terreno existente, es decir, la pilas tendrán una longitud efectiva de 16.0 m.

Procedimiento constructivo

Contención perimetral con muro Milán

Tomando en cuenta el estado de las construcciones colindantes, y la presencia de los sótanos, se utilizará el procedimiento constructivo en forma ascendente/descendente ("Top-Down"). La contención perimetral se realizará mediante muro Milán colado in situ de 60 cm de espesor, garantizando un empotramiento de $0.5H$, donde H es la altura máxima de excavación

La secuencia constructiva para efectuar la excavación y construcción del muro milán consiste en:

- a) Los trabajos se iniciarán con la construcción del brocal, para ello será necesario excavar toda la superficie del terreno hasta -1 m con una retroexcavadora modelo 580 super M;
- b) El brocal será de concreto reforzado con malla electrosoldada 6-6/10x10, se recomienda también que el brocal se mantenga acuñado con puntales de madera,
- c) Una vez construido el brocal se iniciará la excavación de la zanja de 0.6 m de ancho, longitud máxima de 4 m y profundidad de 16.5 m con almeja hidráulica modelo k2200.
- d) Durante la excavación con almeja, para estabilizar la zanja, será necesario que durante la excavación se emplee lodo bentonítico (el lodo debe ser controlado por las siguientes especificaciones: Densidad, Viscosidad Marsh, Viscosidad plástica y punto de cedencia, Rendimiento, Filtración, Contenido de arena, Potencial hidrógeno)
- e) El lodo estabilizador debe sustituir progresivamente el material extraído de la excavación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de aquél muy cercano al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes.
- f) En obra se tendrá una instalación tal que permita producir el lodo bentonítico necesario para la construcción del muro Milán.
- g) Una vez concluida la excavación se debe limpiar el fondo de la zanja para eliminar los detritus que se desprenden de la almeja; los mecanismos para la realización de la limpieza pueden ser mediante aire a presión (air-lift), o con una bomba eléctrica sumergible.
- h) Terminada y limpia la zanja, se procede con la colocación del acero de refuerzo. Estará formado por dos lechos de varilla, cubriendo la longitud y profundidad de cada tablero. El izado del acero de refuerzo se hará mediante balancines; una vez que el armado se encuentra en posición vertical, se colocan los centradores (pollos) necesarios que permitan que el armado se deslice dentro de la zanja.
- i) El descenso del armado se debe realizar lentamente y de manera constante, plomeando verticalmente el armado y haciendo coincidir los centros de zanjas y parrilla
- j) Se colocarán dos juntas soletanche, con los dos lados hembra

k) Las juntas son posicionadas dentro de la zanja antes que el acero de refuerzo y de iniciar el vaciado de concreto, por lo que deben estar en posición firme dentro del terreno, y penetrar por lo menos 10 cm en el fondo de la excavación.

l) Se procederá con el colado ($f'c=250 \text{ kg/cm}^2$) mediante el empleo de tubería tipo tremie, cuyo diámetro interno sea por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto. En la parte superior de las líneas se acopla a una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo entre los 60 y 80 grados.

m) El diámetro idóneo para estas tuberías es de 10" y el espesor de la pared de 8 mm. Con la finalidad de ejecutar con rapidez las maniobras de acoplamiento y desacoplamiento de la tubería, es necesario contar con un dispositivo especial llamado "trampa" para apoyarla y sujetarla.

n) Al iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la excavación para que permita la salida de la cámara inflada, después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la línea debe permanecer siempre embebida en el concreto fresco por lo menos 1.0 m.

o) Es conveniente realizar la operación del colado en el menor tiempo posible y sin discontinuidades o interrupciones. El concreto debe ser premezclado, el revenimiento mínimo del concreto debe ser de 18 cm.

p) El proceso de llenado de la zanja con concreto es de abajo hacia arriba y por ello en la parte superior se encuentra la capa de contacto entre el lodo y concreto, el concreto alterado debe rebosar en la superficie y se debe retirar para deshacerse de la parte contaminada

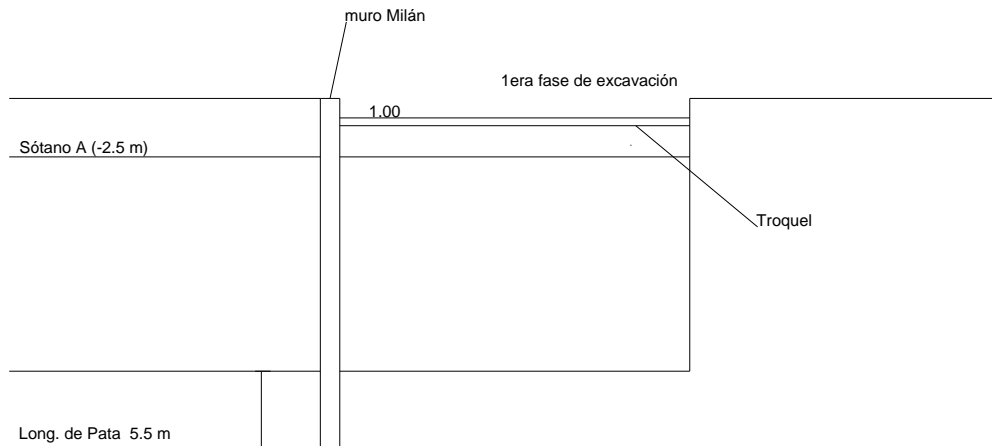


Figura a) Nivel de excavación para el sótano A

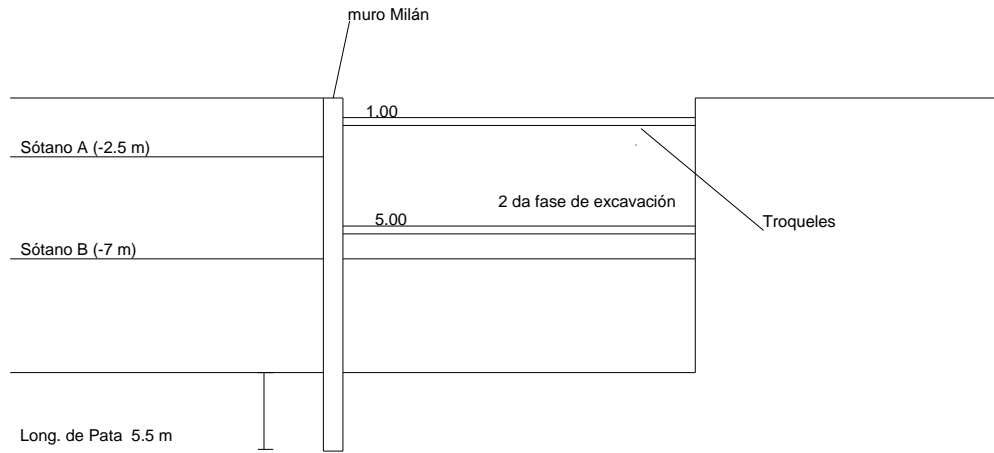


Figura b) Nivel de excavación para el sótano B

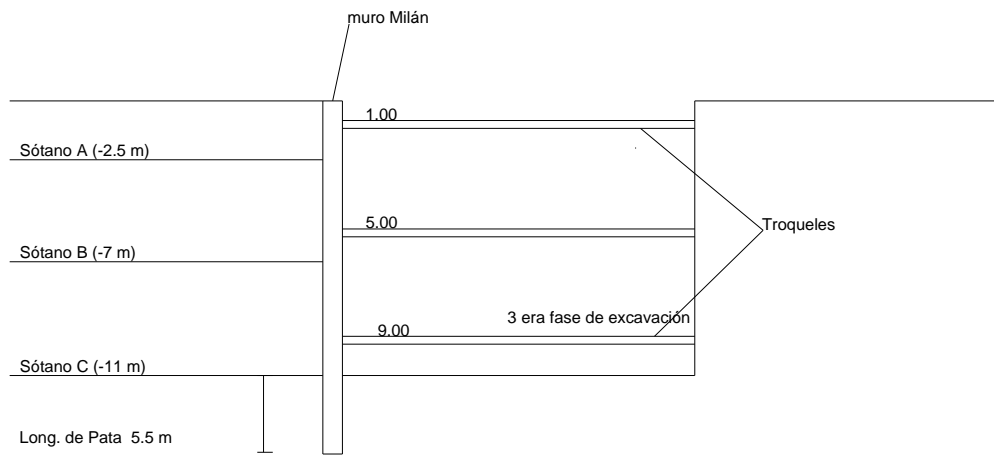


Figura c) Nivel de excavación para el sótano C

Construcción de pilas de cimentación e instalación de columnas de acero

El procedimiento de construcción que se utilizara será con colados de forma descendente, por lo que se requiere que antes de iniciar los trabajos de excavación, se tengan las columnas y sus apoyos (pilas), y la contención perimetral formada por el muro Milán. Las traveses de entresuelo se ligarán al muro Milán, funcionando como sistema de troquelamiento

Equipo de perforación. Una vez construido el muro Milán, y después del trazo y ubicación de las pilas de cimentación, se iniciarán los trabajos de perforación utilizando perforadoras montadas en camión o en dragas. Asimismo se escogerá la herramienta idónea (botes cortadores y brocas cilíndricas), que servirán para cortar los diferentes tipos de estratos. El diámetro de las pilas será de 0.9 m para las perimetrales y de 1.0 m para las pilas centrales.

Manejo de lodo bentonítico. Debido a la presencia de nivel freático y que algunos estratos presentan inestabilidad, será necesario que durante la perforación se emplee lodo bentonítico (también podrá utilizarse un polímero).

Término de la perforación. El desplante de las pilas de cimentación será a 28.0 m de profundidad, el fondo de la perforación debe estar libre de azolves que impidan la correcta colocación del armado. Concluida la perforación se procederá a la instalación del acero de refuerzo, que debe armarse e instalarse apegándose a las instrucciones señaladas en los planos estructurales; será lo suficientemente rígido para que en el izaje y colocación en el fuste no sufra deformaciones

Colado de pilas de cimentación. El colado de las pilas de cimentación se realizará empleando una o varias tuberías "tremie".

Empotramiento de las columnas dentro de las pilas. Durante su colado se preparará también la columna metálica respectiva. Se hace hincapié del registro de colado en la utilización de retardante de fraguado en el concreto, permitiendo el tiempo para la instalación de la columna. Llegado el concreto a su cota superior de proyecto se retirará la línea tremie y detrás de esto se procede a colocar dentro del fuste la columna metálica, empotrándola en el concreto fresco con retardante, por lo menos una longitud de dos metros (esta longitud podrá modificarse en función de lo establecido por el estructurista).

Dicha columna podrá ser maniobrada con un equipo que tenga la capacidad para soportar el peso propio de la columna y la longitud de pluma suficiente que permita izarla e instalarla con exactitud.

Construcción de Pozos. Los pozos se perforarán en las áreas donde se haya concluido el colado de las pilas de cimentación y se evitará que coincidan con la traza de las contratrabes, se utilizarán máquinas rotatorias que se equiparán con brocas del tipo de aletas, inyectando agua como fluido de perforación; esta metodología permite evitar el remoldeo en las paredes del pozo; el diámetro debe ser de 20.0 cm. Una vez alcanzada la profundidad especificada, se procederá a lavar el pozo hasta que el agua de retorno salga limpia o sea, libre de arena o lodo. Terminado lo anterior, en la perforación se coloca el ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 10.0 cm de diámetro interior, con ranuras y estará provisto en el fondo de una tapa de PVC del mismo diámetro. Además estará forrada de tela "mosquitera" perfectamente sujeta al mismo tubo y a todo lo largo del mismo

El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará en toda la longitud del pozo, con gravilla lavada previamente, la que será de tamaños variables entre 5 y 10 mm. Normalmente durante el desarrollo del pozo, el filtro perimetral tenderá a acomodarse, por lo que hasta que se estabilice deberá ser rellenado con gravilla.

Esta actividad se debe apoyar con una brigada de topografía, la que verificará la verticalidad, centrado y niveles durante toda la operación. Terminada esta actividad, se substituirá el fluido estabilizador que quedó en el fuste de la perforación por arena, esto con la finalidad de darle confinamiento a la columna estructural instalada.

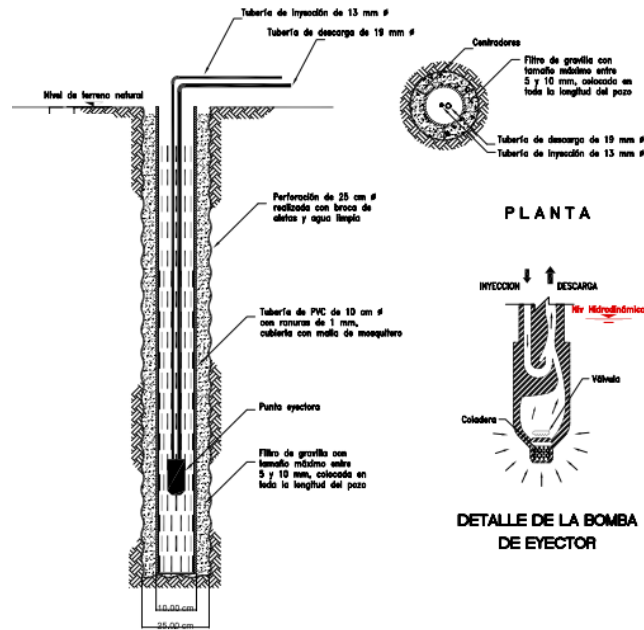


Figura d) Detalle de pozo de bombeo

Secuencia constructiva

La secuencia para efectuar la excavación y construcción de la cimentación, formada por las pilas que recibirán las columnas. De manera breve consiste en:

1. Excavación a -1 m y retiro de los restos en franjas alternas de 2.5 m; relleno con material controlado y compactado para la construcción del brocal
2. Excavación con almeja, habilitado del acero de refuerzo y colado del muro Milán.
3. Perforación y colado de pilas de cimentación, empotrando en ellas las columnas metálicas correspondientes a los sótanos;
4. Instalación del sistema de bombeo;
5. Inició de excavación hasta alcanzar -2.5 m, para enseguida proceder al colado de la losa del sótano A;
6. Excavación hasta el nivel -7m de profundidad para el colado de la losa del sótano B
7. Excavación del núcleo central hasta alcanzar el nivel de -11 m, dejando una berma-talud perimetral; la berma se irá removiendo una vez que se implementen los troqueles correspondientes, que reaccionarán contra la losa de fondo construida en el núcleo central, para posteriormente construir la franja perimetral.

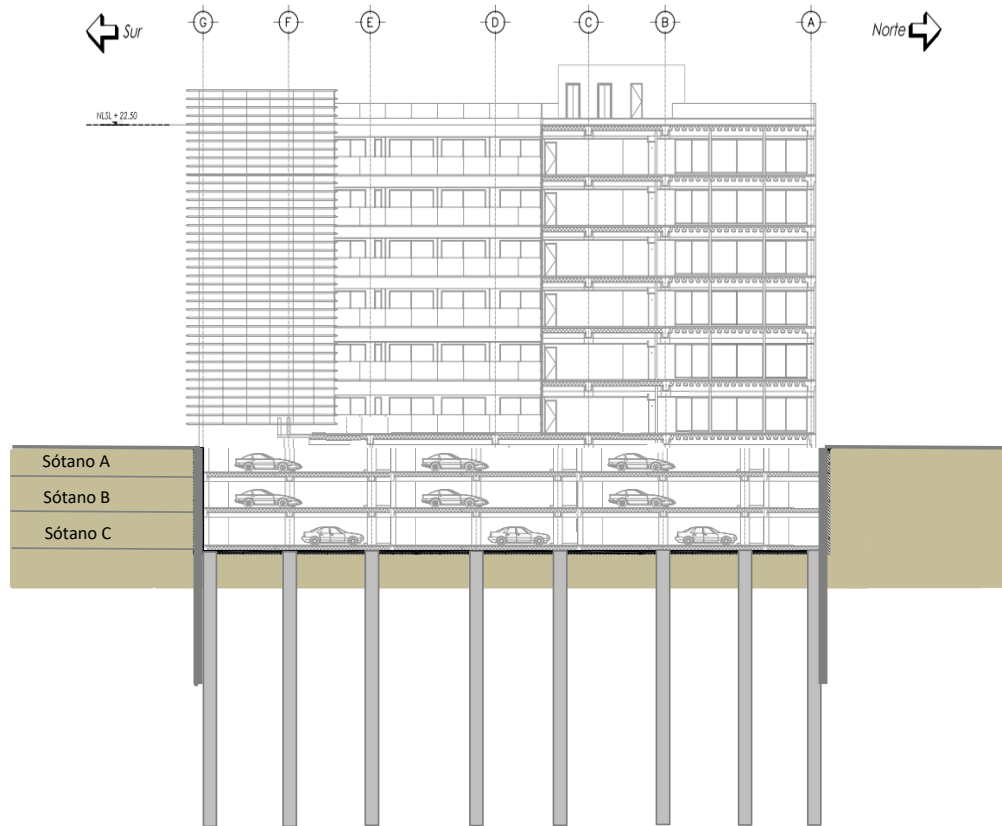


Figura 5.4. Corte transversal del edificio y solución de cimentación

5.2. Falla por subpresión

Para el caso analizado (fig 5.5), se revisara si hay falla por subpresión y en el caso que ocurra este se propondrá el sistema de bombeo de la excavación, de tal forma que no ocurra falla por subpresión en el fondo del corte, se considera una condición hidrostática del agua del subsuelo, la excavación tiene unas dimensiones de planta de 30 por 34 m, figura 5.7. El estrato permeable tiene un espesor de 20 cm, y el diámetro de los pozos de bombeo es de 20 cm.

Ahora se considera lo indicado en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal en el cual se enuncia que para que no ocurra falla por subpresión se debe de cumplir lo siguiente:

$$\frac{\gamma_w h_w}{\gamma_{sat}} = \frac{9.81(14 - 2.5)}{11}$$

$$10.3m > h = 3m$$

Donde

h_w Es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w Es el peso volumétrico del agua

γ_{sat} Es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable

Por lo tanto no se cumple la desigualdad ocasionando falla por subpresión, lo que se procede a hacer es proponer un factor de seguridad de 1.5 y se propone además el siguiente sistema de bombeo que se muestra en la figura 5.6 y 5.7, la ordenada del cono de abatimiento, en cualquier punto de la excavación debe de ser menor que:

$$F_S = \frac{\gamma_{sat} h}{\gamma_w y}$$

$$y = \frac{\gamma_{sat} h}{\gamma_w (F_S)}$$

$$y = \frac{11(3)}{9.81(1.5)} = 2.24m$$

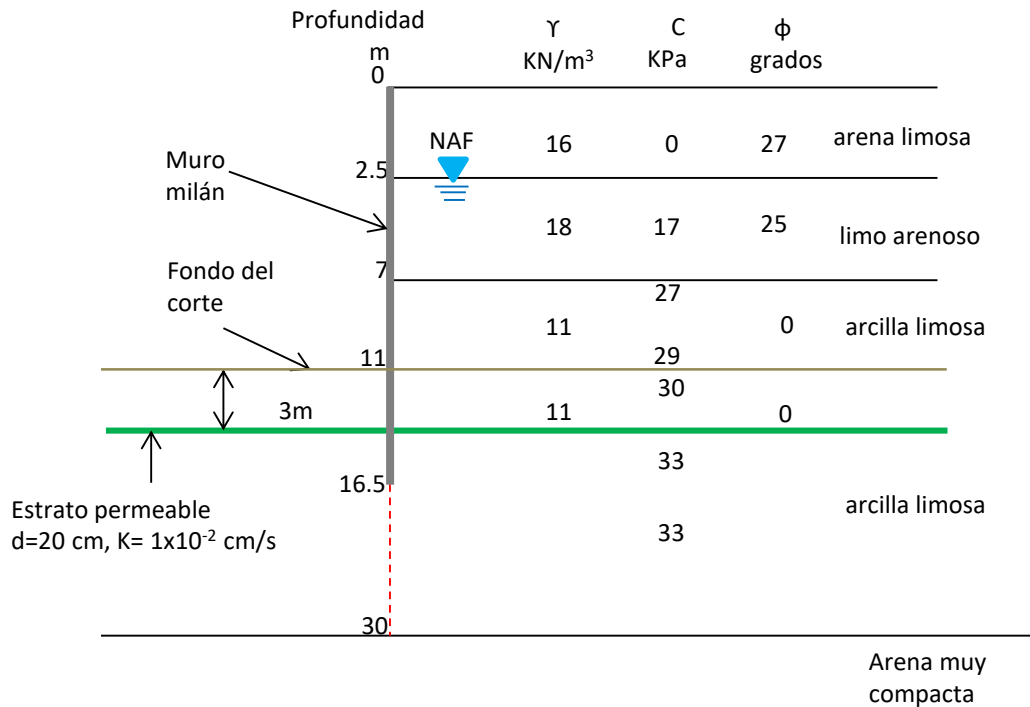


Figura 5.5. Características de la excavación

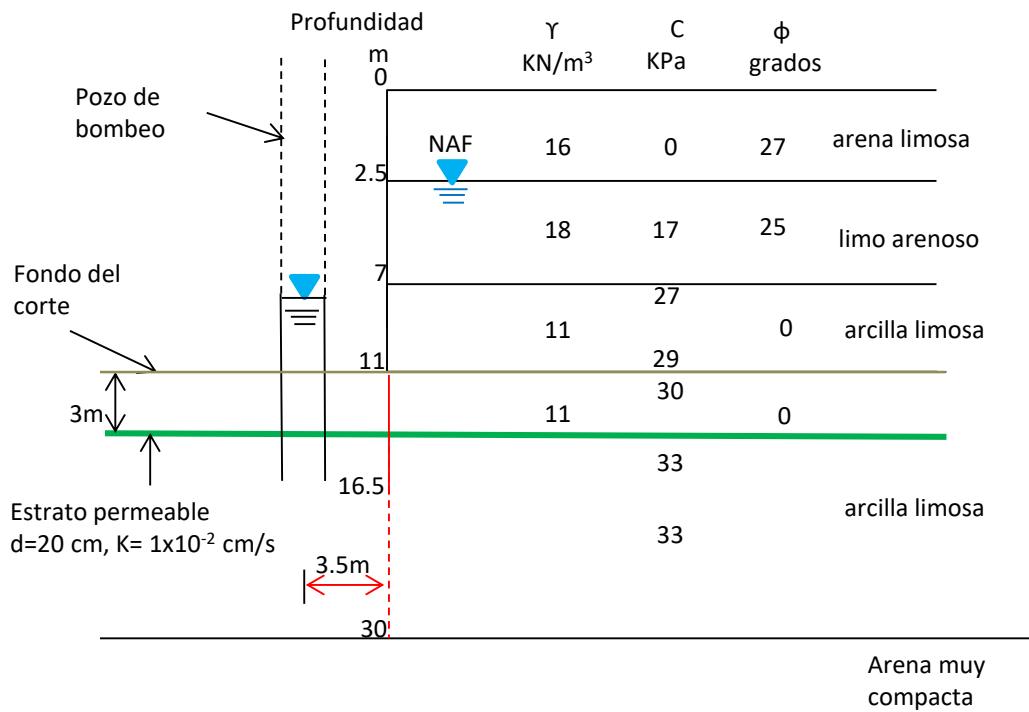


Figura 5.6. Pozo de bombeo, elevación

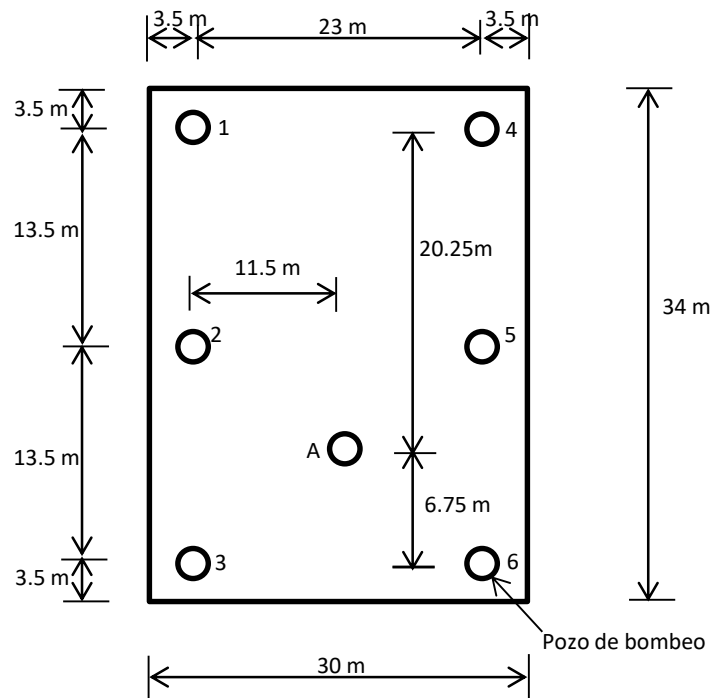


Figura 5.7. Pozos de bombeo, planta

Lo planteado se puede resolver mediante aproximaciones sucesivas, se propone un mismo gasto de bombeo en cada pozo, y revisamos que la ordenada del cono de abatimiento en toda el área de la excavación sea menor que 2.24 m ó 224 cm, se tomaran como ejemplo los puntos “1” y “A” de la planta de bombeo.

La ordenada del cono de abatimiento la encontramos con la ecuación 2.9

$$y = d_0 - \frac{\sum_{j=1}^{n_p} q_j \ln\left(\frac{R_{0j}}{r_j}\right)}{2\pi \sum_{i=1}^{n_e} k_i d_i}$$

Comparando las figuras 2.8 y 5.6 obtenemos

$d_0 =$	1150cm
$S_0 =$	926cm
$y_0 =$	224cm
$d =$	20cm
$r_0 =$	10cm

Después se analiza con la ecuación de Sichardt (e.c 2.10) para el cálculo de la distancia de influencia del pozo, conservadoramente tomamos

$$S_0 = 1150 - 224 = 926\text{cm}$$

$$R_0 = 300(926)\sqrt{0.01} = 27772.17\text{cm}$$

En la siguiente tabla se muestra el cálculo de la suma de los logaritmos naturales de la ecuación 2.9, tomamos como primera aproximación $q = 70 \text{ cm}^3/\text{s}$ y se sustituye en la ecuación 2.9.

$$y = 1150 - \frac{70(20.176)}{2\pi(0.01)(20)} = 26.11 \text{ cm} < y_{max} = 224 \text{ cm}$$

Por lo tanto no ocurre falla por subpresión en el punto “1”

Tabla 5.1 Calculo de las distancias al pozo 1

pozo	r_j m	r_j cm	R_{0j} cm	R_{0j}/r_j	$\ln(R_{0j}/r_j)$
1	0.1	10	27772.1713	2777.21713	7.92920467
2	13.5	1350	27772.1713	20.5719787	3.02392989
3	27	2700	27772.1713	10.2859894	2.33078271
4	23	2300	27772.1713	12.0748571	2.49112536
5	26.6692707	2666.92707	27772.1713	10.4135473	2.34310759
6	35.4682957	3546.82957	27772.1713	7.83013976	2.05798036
				$\Sigma =$	20.1761306

Se procede de forma análoga para el punto “A”, y reemplazando en la ecuación 2.9

$$y = 1150 - \frac{70(17.1024)}{2\pi(0.01)(20)} = 197.32 \text{ cm} < y_{max} = 224 \text{ cm}$$

Tabla 5.2 Calculo de las distancias al punto A

pozo	rj m	rj cm	Roj cm	Roj/rj	ln(Roj/rj)
1	23.287604	2328.7604	27772.1713	11.9257315	2.47869838
2	13.3346354	1333.46354	27772.1713	20.8270946	3.03625477
3	13.3346354	1333.46354	27772.1713	20.8270946	3.03625477
4	23.287604	2328.7604	27772.1713	11.9257315	2.47869838
5	13.3346354	1333.46354	27772.1713	20.8270946	3.03625477
6	13.3346354	1333.46354	27772.1713	20.8270946	3.03625477
				Σ=	17.1024158

Por lo tanto no ocurre falla por subpresión en el punto “A”, el factor de seguridad queda

$$Fs = \frac{\gamma_{sat} h}{\gamma_w y}$$

$$Fs = \frac{11(300)}{9.81(197.32)} = 1.7 > 1.5$$

Por lo tanto se cumple

5.3. Estabilidad de las paredes de la excavación

Criterio de Peck, 1969

Se procederá a calcular la presión horizontal sobre el muro Milán de la excavación de la siguiente figura; se considera una sobrecarga de 30 kPa en la colindancia.

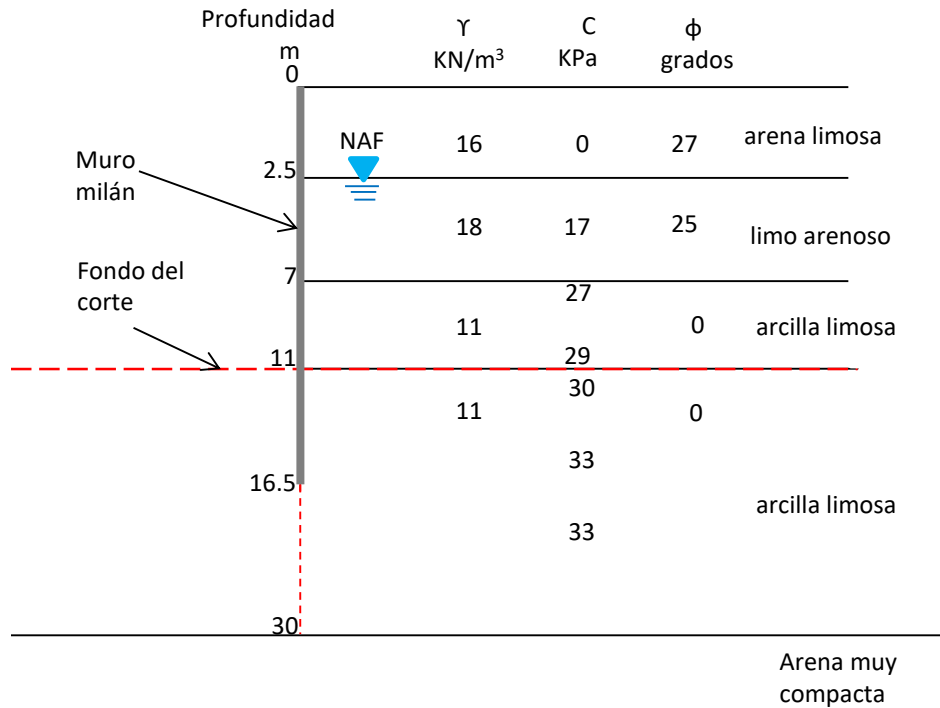


Figura 5.8. Características de la excavación

Se calcula el número de estabilidad N_b e.c 4.1

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

$$\gamma H + q = 16(2.5) + 18(4.5) + 11(4) + 30 = 195 \text{ kPa}$$

$$N_b = \frac{195}{30} = 6.5 > 4$$

Por lo tanto se usan las ecuaciones 4.4 y 4.6

$$c_u = \frac{(17 + 28 + 31.5)}{3} = 25.5 \text{ kPa}$$

$$k_a = 1 - 0.4 \frac{4(25.5)}{165} = 0.7527$$

$$E_a = 0.7527 \frac{15(11^2)}{2} = 683.10 \text{ kN}$$

$$1.0k_a\gamma H = 0.7527(165) = 124.2 \text{ kPa}$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{27}{2}\right) = 2.66$$

Usando el diagrama de la figura 4.3 obtenemos el diagrama de presión horizontal mostrado en la figura 5.9, el empuje total horizontal vale

$$E_h = 11.27(11) + \frac{(11 + 8.25)}{2} (124.2) = 1319.35 \text{ KN/m}$$

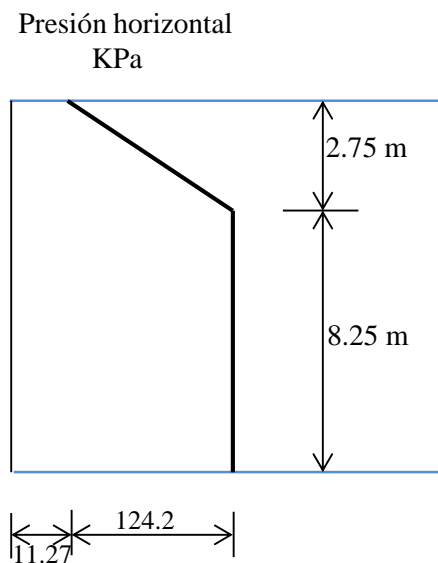


Figura 5.9. Diagrama de presión horizontal sobre el muro (criterio de Peck, 1969)

Criterio de Zeevaert (1973)

El método de Zeevaert consiste en el diagrama de presión indicado en la figura 4.5, se procede a calcular los diagramas de presión horizontal sobre el muro Milán de la excavación, también se considera una sobrecarga de 30 kPa en la colindancia.

En las siguientes figuras 5.10 y 5.11 se muestran los diagramas de presiones verticales y el diagrama de presión activa efectiva P'_{ao} este último se obtiene de la siguiente forma

Para $z=2.5$ m

Estrato 1

$$N_{\phi} = \tan^2 \left(45^{\circ} + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^{\circ} + \frac{27^{\circ}}{2} \right) = 2.66$$

$$P'_{ao} = 40 \left(\frac{1}{2.66} \right) = 15.02 \text{ kPa}$$

Estrato 2

$$P'_{ao} = \frac{P'_v}{N_{\phi}} - \frac{2c}{\sqrt{N_{\phi}}}$$

$$N_{\phi} = 2.46$$

$$P'_{ao} = \frac{40}{2.46} - \frac{2(17)}{\sqrt{2.46}} = -5.43 \text{ kPa}$$

Las presiones inferiores se calculan en forma similar

$$E'_A = 1.1 E_A^*$$

Donde E_A^* es el área del diagrama de variación de P'_{ao} con la profundidad (sin considerar las presiones negativas), de la figura 5.11

$$E_A^* = \frac{15.02(2.5)}{2} + \frac{9.53(2.005)}{2} + \frac{22.855 + 23.615}{2} (4) = 121.271 \text{ kN/m}$$

$$E'_A = 1.1 (121.271) = 133.39 \text{ kN/m}$$

$$P_d = 1.14 \frac{E'_A}{H} = 1.14 \frac{133.39}{11} = 13.825 \text{ kPa}$$

Los diagramas redistribuidos, de acuerdo con la figura 4.5, se muestran a continuación, para el cálculo de la presión horizontal efectiva p_h donde la presión p_{ao}' es mayor que p_d , se toma p_{ao}' , la presión horizontal total p_h se obtiene sumando a la efectiva la presión hidráulica, el empuje total sobre el muro vale 695.758 kN/m

$$E_h = \frac{11.27 + 26.291}{2}(2.5) + \frac{26.02 + 70.17}{2}(4.5) + \frac{79.20 + 137}{2}(4) = 695.758 \text{ kN/m}$$

estrato #	de m	a m	espesor m	γ kN/m ³	pvo kpa	uw kPa	pvo' kPa
NTN	0	0	0	0	0	0	0
arena limosa	0	2.5	2.5	16	40	0	40
limo arenoso	2.5	7	4.5	18	121	44.145	76.855
arcilla limosa	7	11	4	11	165	83.385	81.615

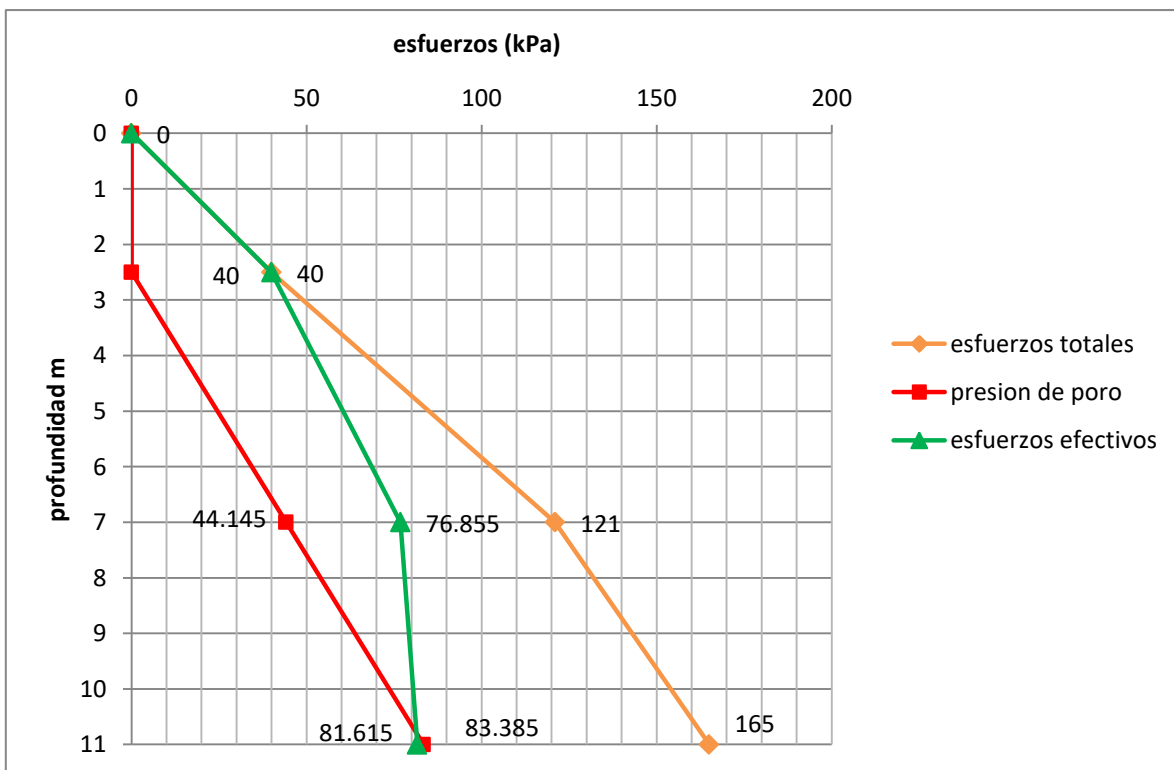


Figura 5.10. Diagrama de presiones verticales

Estrato #	Profundidad (m)	pao' kPa
1	2.5	15.0209922
	2.5	-5.42604818
2	7	9.53186747
	7	22.855
3	11	23.615

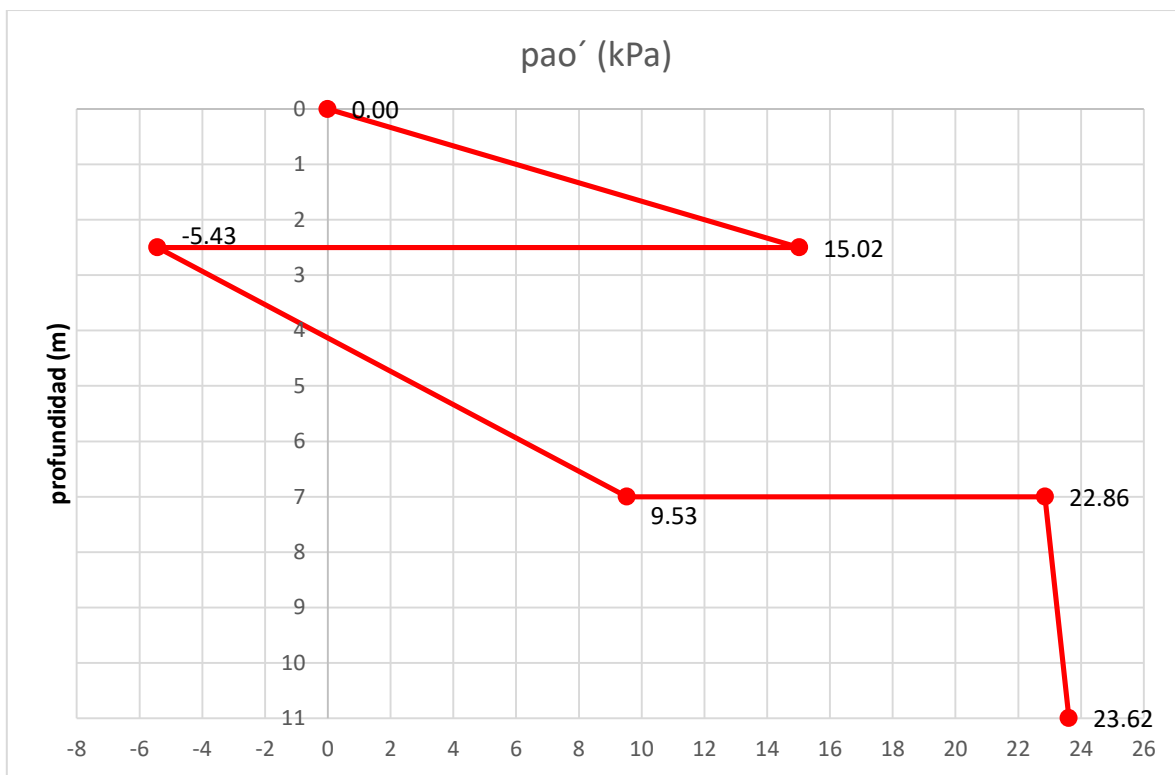


Figura 5.11. Diagrama de presión activa efectiva

Estrato #	Profundidad (m)	ph' kPa
NTN	0	11.27
1	2.5	26.290922
	2.5	26.0201228
2	7	26.0201228
	7	35.050122
3	11	53.615

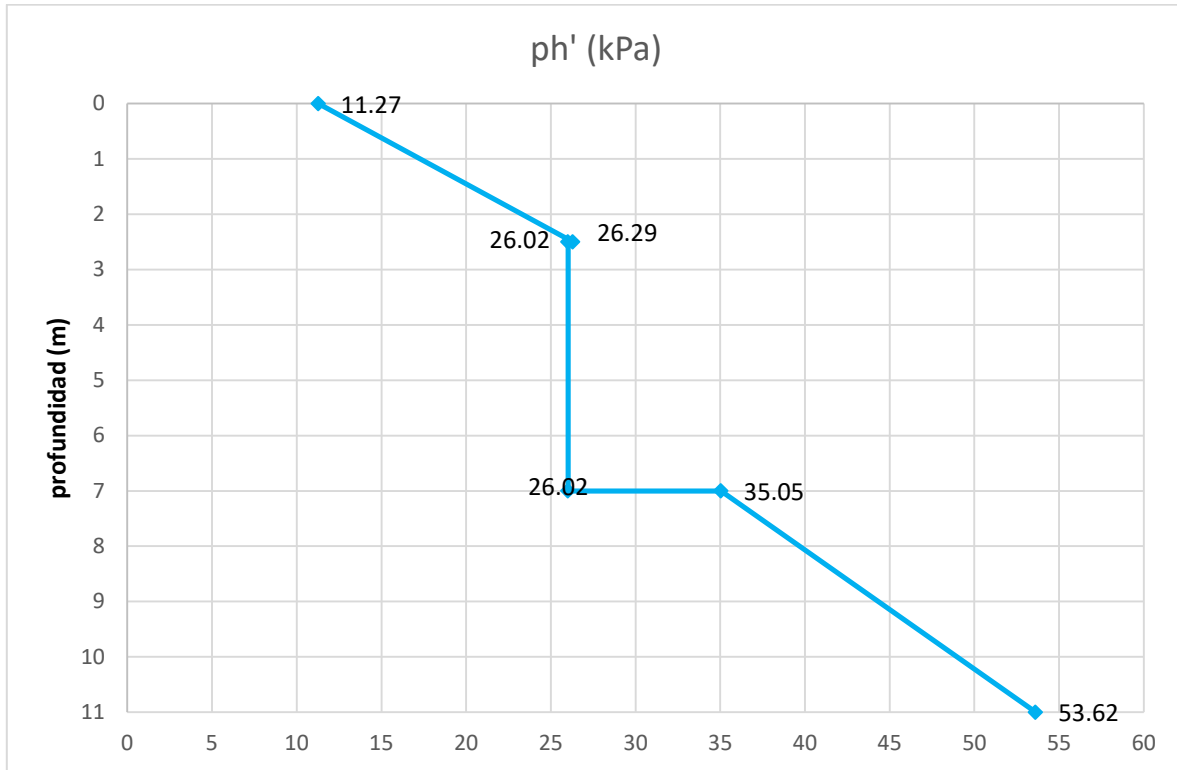


Figura 5.12. Diagrama redistribuido

Estrato #	Profundidad (m)	ph kPa
NTN	0	11.27
1	2.5	26.290922
	2.5	26.0201228
2	7	70.1651228
	7	79.195122
3	11	137

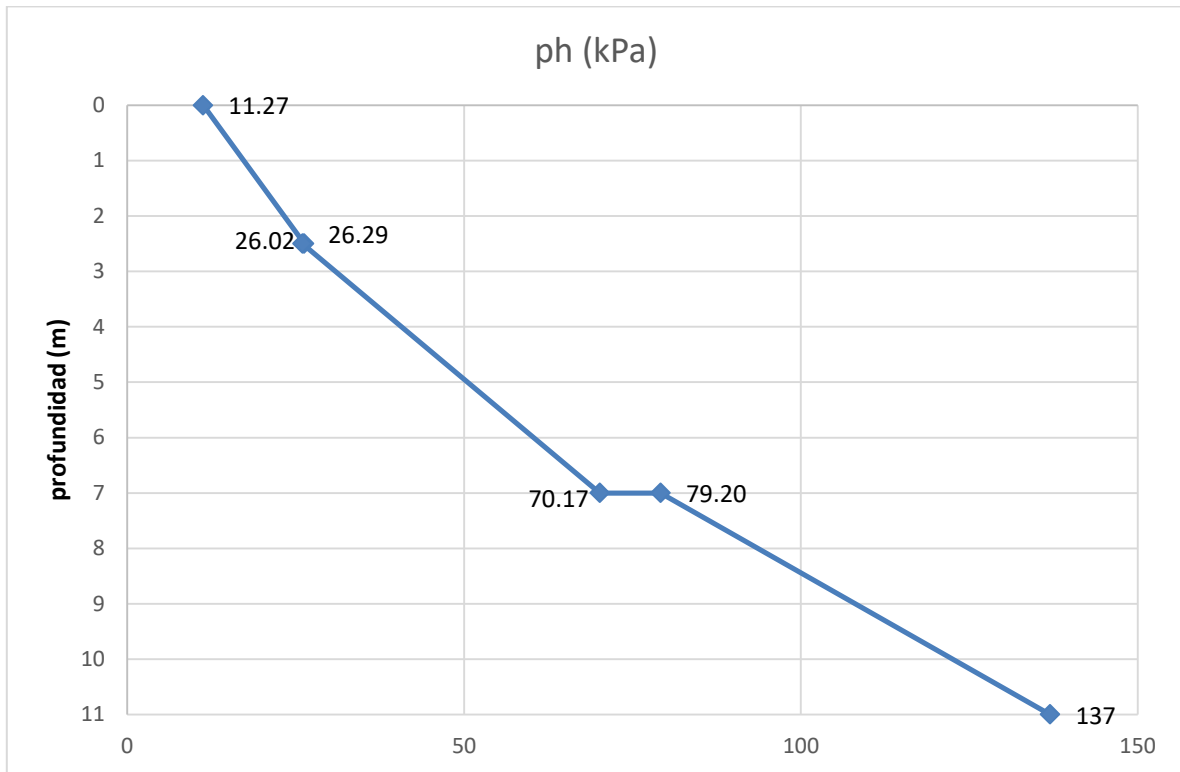


Figura 5.13. Diagrama redistribuido más la presión hidráulica

Criterio de Tamez

Se calculará los diagramas de presión horizontal sobre el muro de la excavación de la figura 5.8, se considera una sobrecarga de 30 kPa en la colindancia.

En la figura 5.14a se exhibe el diagrama de presión activa total sobre el ademe de la excavación, el cual se obtiene de la siguiente forma.

Para $z=2.5\text{m}$

Estrato 1

$$N_{\phi} = \tan^2 \left(45^{\circ} + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^{\circ} + \frac{27^{\circ}}{2} \right) = 2.66$$

$$P_{ao} = 40 \left(\frac{1}{2.66} \right) = 15.02 \text{ kPa}$$

Estrato 2

$$P_{ao} = \frac{P_{vo}}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}}$$

$$N_\phi = 2.46$$

$$P_{ao} = \frac{40}{2.46} - \frac{2(17)}{\sqrt{2.46}} = -5.43 \text{ kPa}$$

Las presiones inferiores se calculan de forma similar

El empuje activo sobre el muro, E_{at} vale

$$E_{at} = \frac{15.02(2.5)}{2} + \frac{27.448(3.445)}{2} + \frac{67 + 107}{2}(4) + \frac{105 + 159.5}{2}(5.5) = 1141.43 \text{ kN/m}$$

$$p_{rm} = \frac{1.28(1141.43)}{0.85(16.5)} = 104.2 \text{ kPa}$$

Profundidad (m)	ph kPa
0	0
2.5	15.0209922
2.5	-5.42604818
7	27.4484917
7	67
11	107
11	105
16.5	159.5

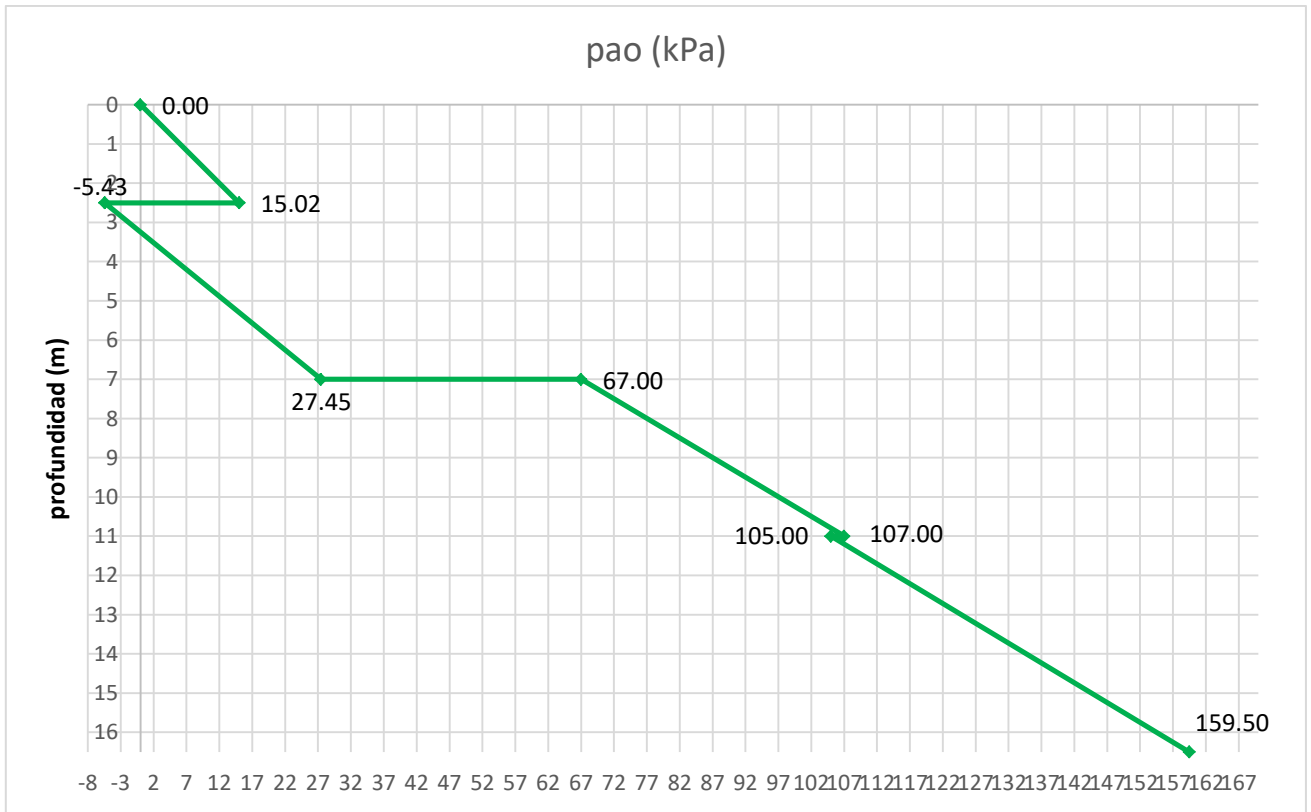


Figura 5.14a. Diagrama de presión activa p_{ao}

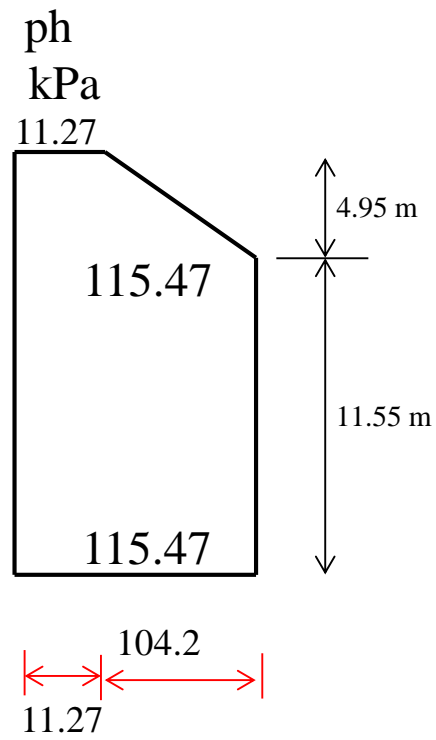


Figura 5.14b. Diagrama de presión horizontal total

En la figura 5.14b se muestra el diagrama de presión activa redistribuida, de acuerdo con el criterio de Tamez de la figura 4.6

El empuje total activo redistribuido sobre el muro Milán, al nivel del fondo de la excavación (H=11m) es:

$$E_{At} = 11.27(11) + \frac{(11 + (11 - 2.5))(104.2)}{2} = 1139.61 \text{ kN/m}$$

Largo plazo

A largo plazo existe la posibilidad de que los diagramas de presión sobre el muro Milán tiendan a la condición de empuje en reposo, en las figuras 5.15 se muestran los diagramas correspondientes a la presión para este caso, usando un coeficiente de presión en reposo de $k_0 = 0.5$, la presión total horizontal p_h se obtiene sumando los diagramas de $k_0 p'_{vo}$, $k_0 q$ y U_w . El empuje total horizontal resulta de 834.32 kN/m, mayor inclusive que el empuje hallado con el criterio de Zeevaert.

Por lo anterior es conveniente hacer el diseño estructural del muro Milán con lo que resulte más desfavorable de usar entre el o los criterios de redistribución del empuje activo y el diagrama de presión horizontal en reposo.

Tabla 5.3 Calculo de las presiones en reposo

estrato	profundidad m	$k_0 * p'_{vo}$ kPa	$k_0 * q$ kPa	u_w kPa	p_h kPa
NTN	0	0	15	0	15
1	2.5	20	15	0	35
2	7	38.4275	15	44.145	97.5725
3	11	40.8075	15	83.385	139.1925

$$E_h = \frac{15 + 35}{2}(2.5) + \frac{35 + 97.57}{2}(4.5) + \frac{97.57 + 139.19}{2}(4) = 834.32 \text{ kN/m}$$

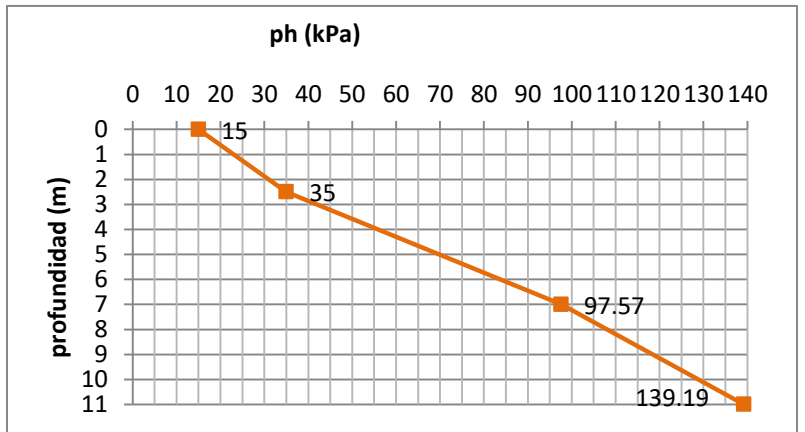
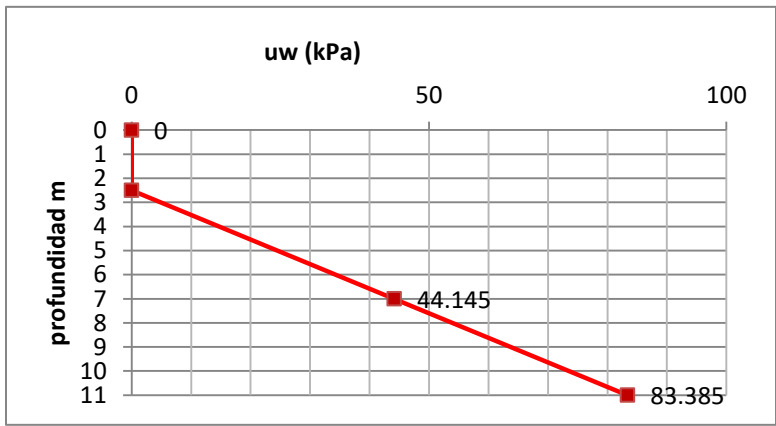
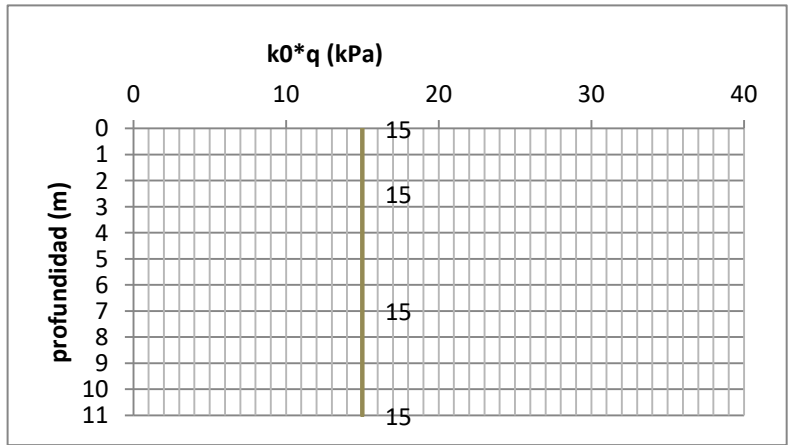
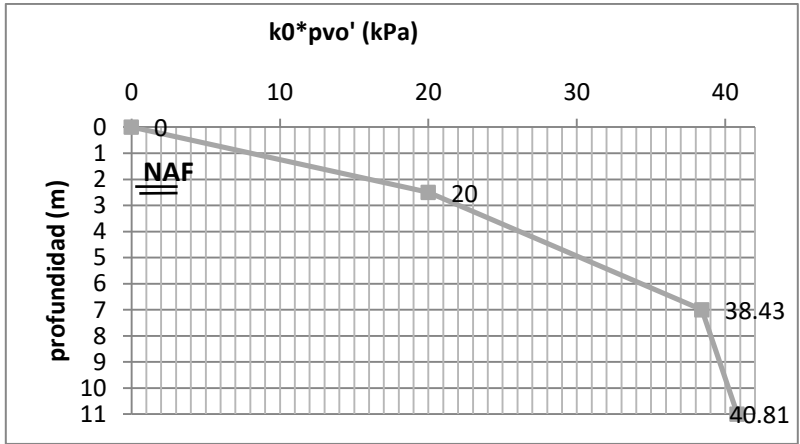


Figura 5.15. Diagramas de presión en reposo

5.4. Falla de fondo

Criterio de Alberro

Se calculara la falla de fondo del caso analizado figura 5.16, con un ademe totalmente cargado, se considerara una sobrecarga de 30 kPa en la colindancia

Se procede de la siguiente manera:

$$\frac{B}{L} = \frac{30}{34} = 0.882$$

Interpolando en la figura 4.8 anterior: $N_c=8.46$

$$\gamma H + q = 195$$

Se sustituye en

$$F. S = N_c \frac{c_u}{\gamma H + q}$$

$$F. S = 8.46 \frac{25.5}{195} = 1.11$$

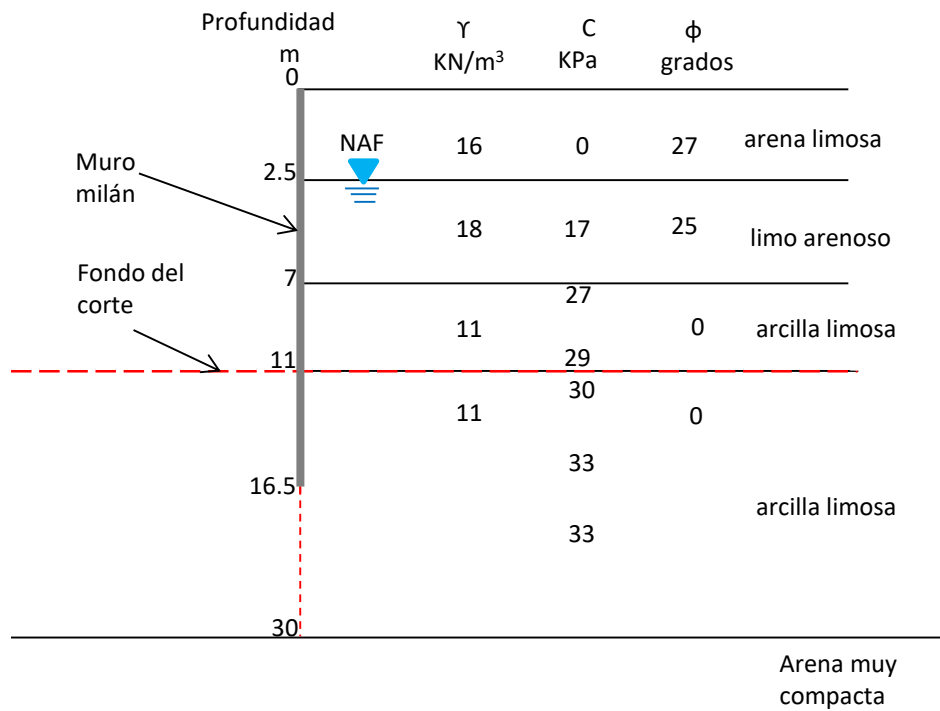


Figura 5.16. Características de la excavación

Criterio de Tamez

Se procede a calcular el factor de seguridad contra la falla de fondo figura 5.16, con un ademe totalmente cargado, se considera una sobrecarga de 30 kPa en la colindancia, y además las siguientes propiedades en el muro

h=	60cm
r=	7.0cm
p=	0.01
Fy=	4200 kg/cm ²
Fr=	0.7
hm=	7.5m

donde

- M_r Momento resistente admisible,
- A_s Área de acero, por metro lineal, en cm²
- F_R Factor de reducción de resistencia
- f_y Limite elástico del acero
- h Espesor de la sección de concreto, en cm
- r Recubrimiento del acero, en cm

$$A_s = 0.01(60)(100) = 60\text{cm}^2$$

$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r)$$

$$M_r = 60(0.7)(4200)(60 - 2(7.0)) = 8114400 \text{ kg.cm} = 811.44 \text{ kN.m}$$

$$F.S = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_{ub} + 2c_{ub} \frac{h_p}{B} + \frac{2M_r}{hm^2}}{\gamma H + q}$$

donde

- B Ancho de la excavación,
- H Altura de la excavación
- L Longitud de la excavación
- h_p Longitud de la pata
- c_{ub} Resistencia al corte no drenada
- M_r Momento resistente admisible
- $\gamma H + q$ Presión vertical total

$$F.S = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{11}{30}\right) \left(1 + 0.2 \frac{30}{34}\right) (29) + 2(31.5) \frac{5.5}{30} + \frac{2(811.44)}{7.5^2}}{195} = 1.25$$

Criterio por Demeneghi

Por otro lado (Demeneghi, 2013), propone el siguiente procedimiento simplificado para el análisis de la falla de fondo en un suelo cohesivo.

Se calculara el factor de seguridad contra la falla de fondo de la excavación figura 5.16, con un ademe totalmente cargado, se considera una sobrecarga de 30 kPa en la colindancia.

$$F.S = \frac{5.14c_{ub} \left(1 + 0.236 \frac{B}{L}\right) + H_m c_{u1} \left(\frac{1}{B} + \frac{2}{L}\right)}{\gamma H + q}$$

$$F.S = \frac{5.14(31.5) \left(1 + 0.236 \frac{30}{34}\right) + 16.5(27) \left(\frac{1}{30} + \frac{2}{34}\right)}{195} = 1.22$$

5.5. Estabilidad de la pata del muro

Criterio de Zeevaert (1973)

Se analizara el factor de seguridad contra la falla de pata de la excavación de la figura 5.17, se considera una sobrecarga de 30 kPa en la colindancia y las siguientes propiedades en el ademe

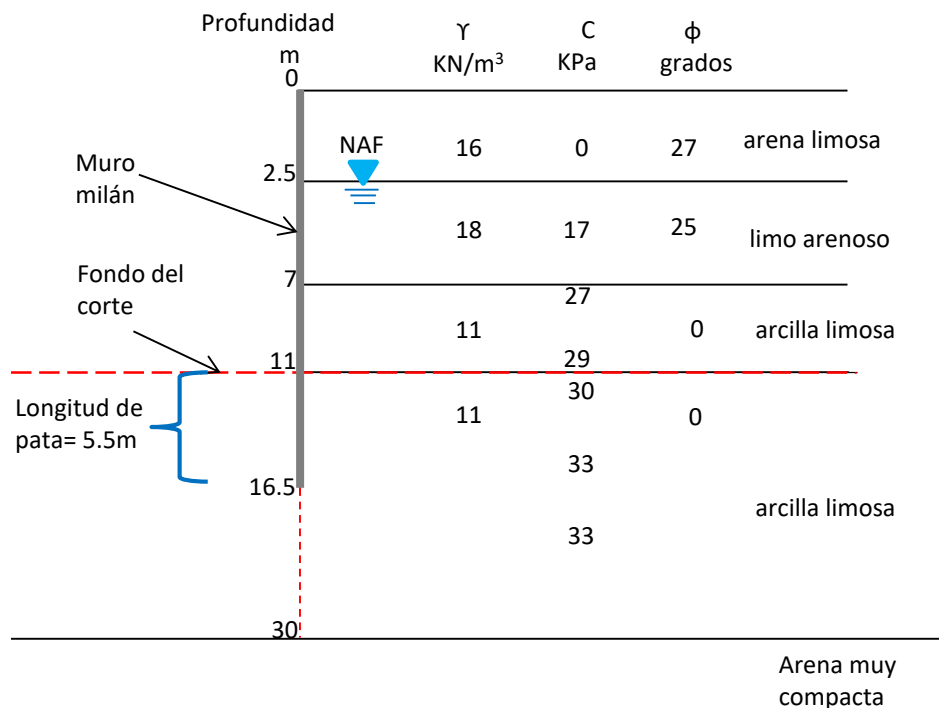


Figura 5.17. Características de la excavación

Tabla 5.4 datos del ademe

h=	60cm
r=	7.0cm
p=	0.01
Fy=	4200 kg/cm ²
Fr=	0.7
hm=	7.5m

Se procede como sigue:

$$P_{rm} + \frac{q}{N_\phi} = 104.2 + 11.27 = 115.47 \text{ kPa} \quad (\text{Véase la figura 5.14b})$$

Se reemplaza en la ecuación 4.32

$$E_a = \left(p_{rm} + \frac{q}{N_\phi} \right) h_m = 115.47(7.5) = 866.025 \text{ kPa}$$

No es necesario agregar el empuje del agua, pues el valor de p_{rm} se obtiene tomando la presión activa total, con el peso volumétrico saturado del suelo. El momento resistente del Muro milán es (e.c 4.19)

$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r)$$

$$A_s = 0.01(60)(100) = 60 \text{ cm}^2$$

$$M_r = 60(0.7)(4200)(60 - 2(7.0)) = 8114400 \text{ kg. cm} = 811.44 \text{ kN.m}$$

Valuamos E_p' e.c 4.31

$$E_p' = \frac{E_a y_a - M_r}{y_p}$$

$$E_p' = \frac{866.025 \left(\frac{7.5}{2} \right) - 811.44}{7.5 - 5.5 + \frac{5.5}{2}} = 512.87 \text{ kN}$$

Para cuantificar el empuje pasivo utilizamos las ecuaciones 4.33 y 4.34

$$P_p = 3.57c_{ub} + 0.5\gamma_n H_p$$

$$P_p = 3.57(30) + 0.5(11)(5.5) = 137.35 \text{ kPa}$$

$$E_p = p_p H_p$$

$$E_p = 137.35(5.5) = 755.43 \text{ kN}$$

Y se determina el factor de seguridad e.c 4.35:

$$FS = \frac{E_p}{E_p'}$$

$$FS = \frac{755.43}{512.87} = 1.47$$

Criterio de Tamez

Se calculara el factor de seguridad contra la falla de pata de la excavación figura 5.17, se considera una sobrecarga de 30 kPa en la colindancia con las siguientes propiedades en el ademe

Tabla 5.5 datos del ademe

h=	60cm
r=	7.0cm
p=	0.01
Fy=	4200 kg/cm ²
Fr=	0.7
hm=	7.5m

$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r)$$

$$A_s = 0.01(60)(100) = 60 \text{ cm}^2$$

$$M_r = 60(0.7)(4200)(60 - 2(7.0)) = 8114400 \text{ kg.cm} = 811.44 \text{ kN.m}$$

$$F.S = \frac{3.57c_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) + 0.5\gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h^2 m}}{P_{rm} + \frac{q}{N_\phi}}$$

$$F.S = \frac{3.57(30) \left(1 + 0.2 \frac{30}{34}\right) + 0.5(11)(5.5) + \frac{2(811.44)}{7.5^2}}{104.2 + 11.27} = 1.60$$

5.6. Movimientos del terreno aledaño a la excavación

Se procede a calcular los desplazamientos verticales diferenciales de la excavación de la figura 5.18, se tomara una relación de empuje total en reposo de $\frac{E_0}{R} = 2.3$ y una relación de rigidez $\frac{El}{h^4} = 14.56 \text{ t/m}^2$, considerar un desplazamiento vertical tolerable máximo de 0.003.

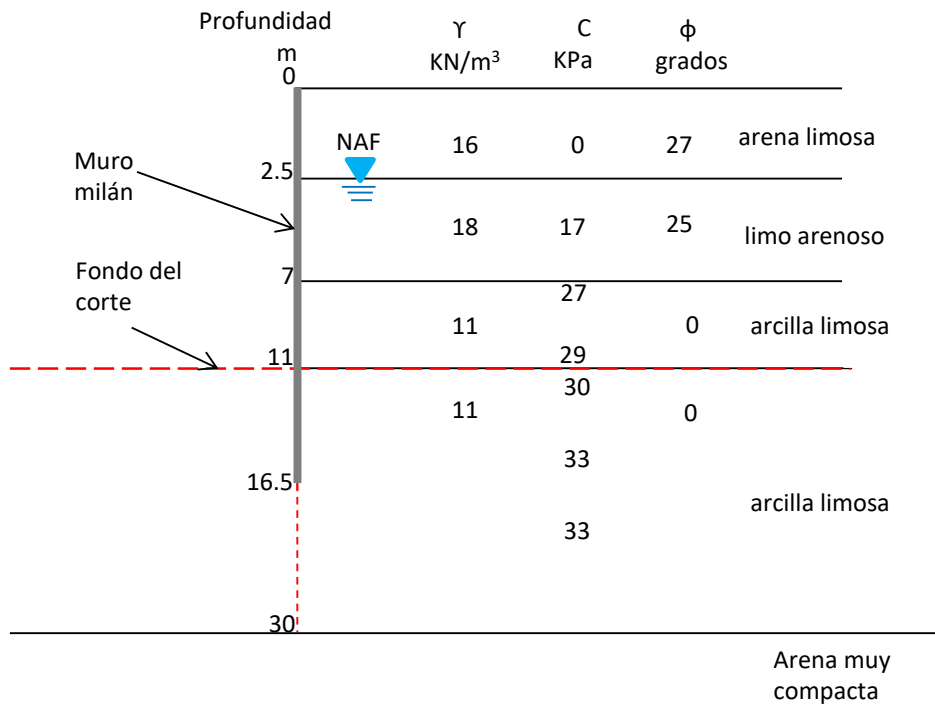


Figura 5.18. Características de la excavación

Para este análisis se empleó el empuje total en reposo al nivel de excavación entre la carga total aplicada de los puntales

$$\frac{E_0}{R} = \frac{85.1 \text{ t/m}^2}{37 \text{ t}} = 2.3$$

Y para la relación de rigidez del sistema se realizó lo siguiente:

$$E_c = 0.14(2400)^{1.5} \sqrt{250} = 260.2644809 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{60(400^3)}{12} = 320 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$EI = 8.328463389 \times 10^{13} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Separación promedio entre puntales, considerando que tenemos tres niveles de puntales

$$h = \frac{11}{4} = 2.75 \text{ m}$$

$$\frac{EI}{h^4} = \frac{8.328463389 \times 10^{13} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2}{275^4 \text{ cm}^4} = \frac{14562.438 \text{ kg/cm}^2}{1000} = 14.56 \text{ t/m}^2$$

Para $\frac{E_0}{R} = 2.3$ de la figura 5.19

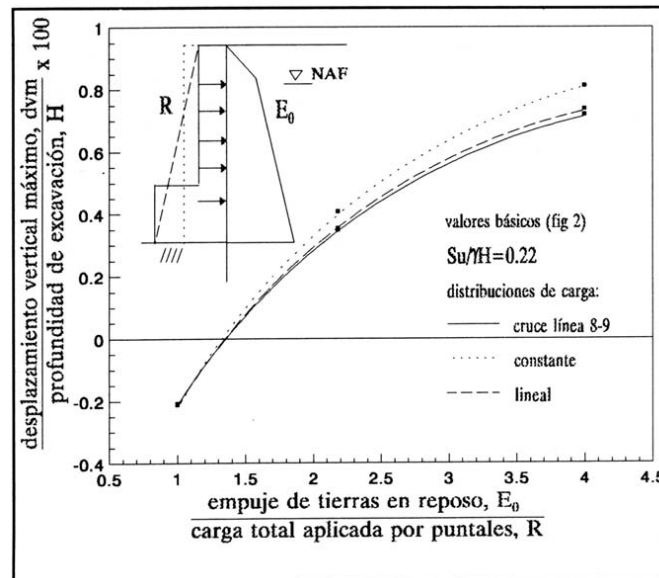


Figura 5.19 Desplazamiento vertical máximo Romo *et al* (1994)

$$\frac{d_{vm}}{H} \perp_{cb} = 0.0039$$

Con $c_u = s_u = 29$ kPa

$$\frac{s_u}{\gamma H + q} = \frac{29}{195} = 0.15$$

De la figura 5.20: $\alpha_{su} = 1$

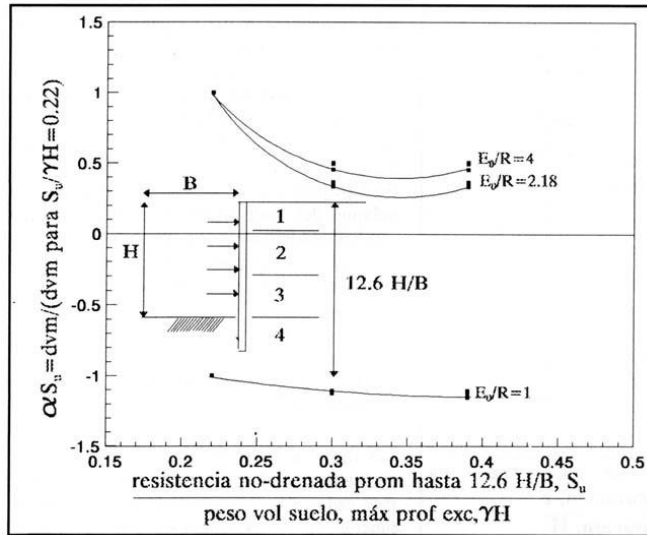


Figura 5.20 Efecto de la resistencia al corte Romo *et al* (1994)

$\frac{H}{B} = \frac{11}{30} = 0.37$ De la figura 5.21, $\alpha_H = -0.4$

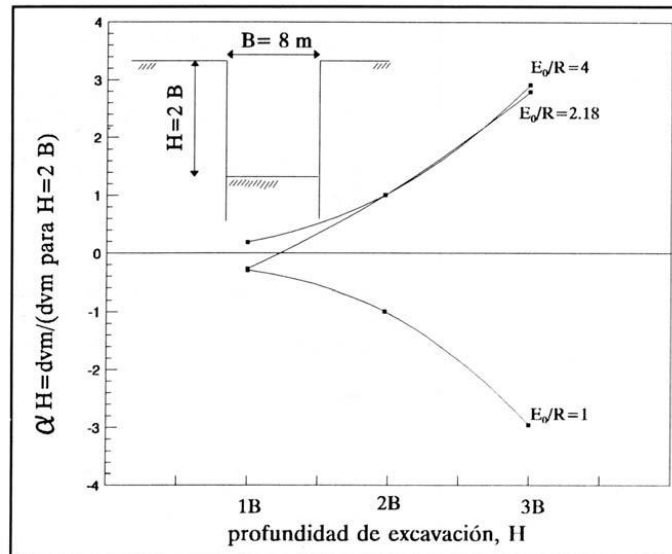


Figura 5.21 Efecto de la geometría Romo *et al* (1994)

Con $\frac{EI}{h^4} = 14.56 \text{ t/m}^2$ entramos en la figura 5.22 y obtenemos $\alpha_{EIH} = 1.22$

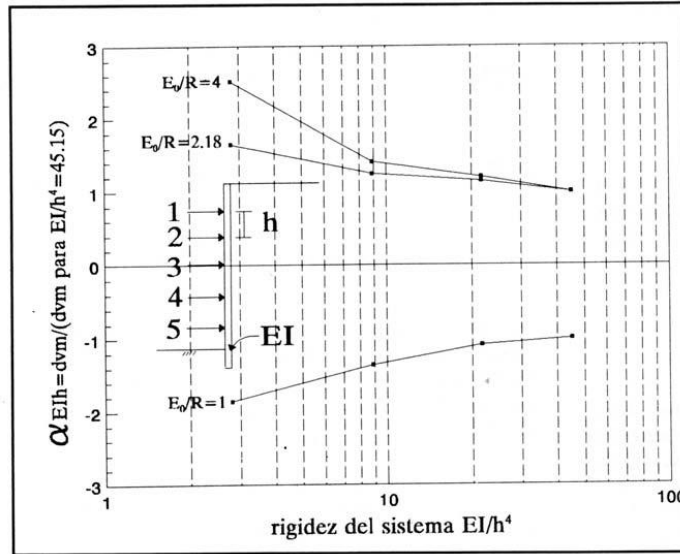


Figura 5.22 Influencia de la rigidez del sistema Romo *et al* (1994)

Reemplazamos valores en la ecuación 4.45

$$\frac{d_{vm}}{H} \perp_{cc} = (0.0039)(1)(-0.4)(1.22) = -0.0019032$$

En la figura 5.23 tomamos

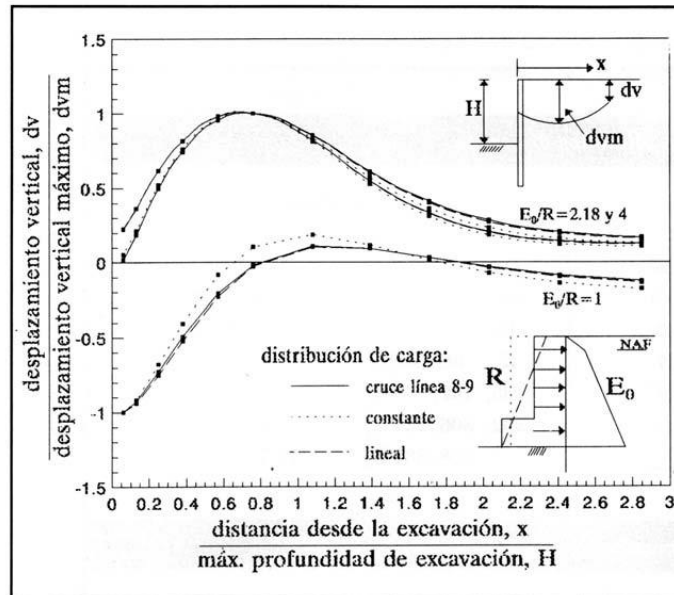


Figura 5.23 Desplazamiento vertical de la superficie aledaña al corte Romo *et al* (1994)

$$x_1 = H$$

$$\frac{\delta_{v1}}{\delta_{vm}} = 0.8 ; \quad \delta_{v1} = 0.8\delta_{vm}$$

$$x_2 = 2H$$

$$\frac{\delta_{v2}}{\delta_{vm}} = 0.3 ; \quad \delta_{v2} = 0.3\delta_{vm}$$

$$\delta_{v1} - \delta_{v2} = 0.5\delta_{vm}$$

$$\frac{\delta_{v1} - \delta_{v2}}{x_2 - x_1} = \frac{0.5\delta_{vm}}{2H - H} = 0.5 \frac{\delta_{vm}}{H}$$

$$\frac{\delta_{v1} - \delta_{v2}}{x_2 - x_1} = 0.5(-0.0019032) = -0.00095$$

(Distorsión angular)

Se debe de cumplir

$$\left| \frac{\delta_{v1} - \delta_{v2}}{x_2 - x_1} \right| \leq 0.003$$

$$\left| \frac{\delta_{v1} - \delta_{v2}}{x_2 - x_1} \right| = 0.00095 \leq 0.003$$

\therefore cumple

CONCLUSIONES

Debido a las restricciones de espacio, las excavaciones profundas en suelos arcillosos de la ciudad de México requieren generalmente de cortes verticales, con necesidad de soportes laterales. Por lo que en varias ocasiones, por razones de plazos, se necesitan de excavaciones de varios cientos de metros de longitud y anchuras de hasta 40m; excavaciones que presentan interesantes problemas y aunado a esto al procedimiento constructivo que es lo que rige en este tipo de excavaciones con lo cual se debe de tener presente por parte del ingeniero geotecnista y constructor para obtener buenos resultados.

Toda excavación provoca alteración de esfuerzos en la masa de suelo que conduce a deformaciones del terreno adyacente, que producen daños a edificaciones vecinas que resultan afectadas por levantamientos, asentamientos, grietas, etc.

Después de realizados todos los análisis de estabilidad necesarios para la realización de la excavación; y con los factores de seguridad que estos análisis nos presentan, se puede concluir lo siguiente:

A).- Falla de fondo por subpresión

En este caso se propuso el sistema por bombeo de la excavación de manera que no ocurriera falla por subpresión en la excavación, se analizó que la ordenada del cono de abatimiento fuera menor a 224cm en cualquier punto de la zona de excavación lo cual se cumplió, obteniendo un factor de seguridad de 1.70 que se considera aceptable.

Además se puede proponer que el sistema de bombeo profundo para el predio en cuestión sea de tipo eyector por encontrarse en una zona de lago, estas bombas deberán tener un tubo de inyección de 13mm y otra de descarga de 19mm, pero con la desventaja que pueda resultar costoso el bombeo, también se recomienda instalar piezómetros para verificar que en el campo, en todo punto y en todo momento, la presión del agua sea menor a la presión del suelo

B).- Estabilidad de las paredes de la excavación

Zeevaert trabaja con presiones efectivas, y luego suma la presión hidráulica, mientras que Tamez trabaja con presiones totales.

Zeevaert incrementa el empuje activo efectivo E_A' en un 10%, mientras que Tamez aumenta el empuje activo total E_{at} en un 28%.

En los criterios empleados se hallaron los siguientes empujes totales sobre el muro Milán, para una altura de corte de 11m.

Método	Empuje total
	kN/m
Peck (1969)	1319.35
Zeevaert (1973)	695.76
Tamez (2001)	1131.61
Diagrama en reposo	834.32

Observamos que en este ejemplo el criterio de Peck es el que da el mayor empuje, mientras que el método de Tamez da un empuje 60% mayor que el que proporciona el método de Zeevaert.

Con lo anterior se recomienda hacer el diseño estructural del muro Milán con lo que resulte más desfavorable de usar entre el o los criterios de redistribución del empuje activo y el diagrama de presión horizontal en reposo.

C).- Falla general de fondo

En cuanto a los criterios de Demeneghi y Tamez empleados para el caso analizado, los factores de seguridad obtenidos son semejantes y se consideran adecuados por $FS \geq 1.2$ para este análisis, pero en el criterio de Alberro da un factor de seguridad bajo y podría ocurrir la falla de fondo.

Método	F.S
Alberro (1987)	1.11
Demeneghi (2013)	1.22
Tamez (2001)	1.25

Se aprecia el efecto de la precarga en los puntales, tanto en el aumento del factor de seguridad contra la falla de fondo, como en la disminución de los desplazamientos verticales en la zona aledaña al corte, también es evidente que con los criterios de Tamez y Demeneghi el aumento del factor de seguridad contra la falla del fondo cuando se toma en cuenta el efecto tridimensional.

Como se ´menciono estos factores se consideran aceptables, y en el criterio de Alberro, se enuncian algunas recomendaciones para prevenir la falla de fondo; modificar las características de la excavación, cambiar el procedimiento constructivo, que la excavación no se haga hasta el nivel máximo de 11m; excavar por partes o en casos especiales cambiar la sección de la excavación de rectangular a otra que se establezca.

D).- Falla por pateo

El empotre del muro Milán es de 5.5 m con las características analizadas; designa un factor de seguridad muy satisfactorio ya que se estableció $FS \geq 1.4$ en este caso; para los análisis se obtuvieron los siguientes factores de seguridad de los criterios analizados

Método	F.S
Zeevaert (1973)	1.47
Tamez (2001)	1.60

Los criterios empleados se consideran aceptables sobre todo el criterio de Tamez ya que el criterio de Zeevaert apenas cumple con lo requerido, por lo siguiente para que el factor de seguridad por parte del criterio de Zeevaert se pudiera incrementar, se tendrían algunas recomendaciones; las cuales son; que se analizara la longitud de la pata para saber si esta se podría disminuir o aumentar, y como medida adicional, debido a que dicha revisión toma en cuenta el momento resistente que se genera justo en el punto donde se coloca el ultimo nivel de puntales, de ser posible, en el diseño estructural se buscará incrementar dicho momento resistente.

E).- Movimientos del terreno aledaño a la excavación

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

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

Así, los movimientos en el terreno son relacionados directamente con la relación empuje de tierras-reacción de puntales y el valor promedio de la resistencia al corte no-drenada.

Esto tiene interés práctico ya que si el desplazamiento vertical máximo (dvm) puede ser estimado, el perfil de asentamientos se puede definir, con lo cual se pueden demarcar las zonas de mayor riesgo en cuanto a daños inducidos a construcciones localizadas a lo largo de las excavaciones.

REFERENCIAS

Alberro, J, “*Mediciones efectuadas en las excavaciones*”, Revista *Ingeniería*, Facultad de Ingeniería, UNAM, julio-septiembre, 1970

Alberro, J, “*Líneas características y estabilidad de las excavaciones en las arcillas del valle de México*”. Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, Vol 1: 323-330, Soc Mex Mec Suelos, México, D F, 1987

Braja, M Das, “*Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*”, 7 edición, 2012

Comisión Nacional del Agua, “*Manual de agua potable alcantarillado y saneamiento*”, Geotecnia en construcción especializada, 2007

Deméneghi, A, “*Comunicación personal*”, 2013

Deméneghi, A y Puebla, M, “*Temas Especiales de Geotecnia, Estabilidad de sistemas de excavación*”, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2015

Espinoza, Vázquez Jesús A, “*Comparación de dos sistemas de retención de tierra en zona de lomas*”, Tesis, UNAM, México

Juárez Badillo, E y Rico, A, “*Mecánica de Suelos*”, tomo II, Limusa, 1976

Mansur, C I y Kaufman, R I, “*Dewatering*”, cap 3 del libro *Foundation Engineering*, ed por G A Leonards , McGraw-Hill, 1962

Manual de Construcción Geotécnica, “*cap. 4 Tablestacas*”; SMIG; 2002

Manual de Diseño Geotécnico, volumen I, “*Comisión de vialidad y transporte urbano*”; 1987

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gobierno del Distrito Federal, 2004

Peck, R B, “*Deep excavations and tunneling in soft ground*”, *State of the Art Volume*, VII Int Conf Soil Mech Found Eng, México, D F, 1969

Reyes, Avendaño Jacinto V, “*Revisión de la estabilidad y cálculo de desplazamientos en excavaciones profundas*”, *Tesis*, UNAM, México, D F, 2006

Romo, M P, Rodríguez, R y Magaña, R, “*Procedimiento para el cálculo de movimientos en el terreno inducidos por excavaciones apuntaladas*”, *XVII Reunión Nal Mec Suelos*, vol I: 135-143, Soc Mex Mec Suelos, Xalapa, Ver, 1994

Tamez, E, Santoyo, E, Mooser, F y Gutiérrez, C E, “*Manual de Diseño Geotécnico*”, Vol 1, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Secretaría Gral de Obras, Depto del Distrito Federal, 1987

Tamez, E, “*Ingeniería de Cimentaciones*”, TGC Geotecnia, México, D F, 2001

Terzaghi, K y Peck, R B, “*Soil Mechanics in Engineering Practice*”, 2nd ed, Wiley, New York, N Y, 1967

Zeevaert, L, “*Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*”, Van Nostrand Reinhold, 1973