



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTADO DEL ARTE EN QUE SE ENCUENTRA
LA TEORIA

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE :

MAESTRIA EN INGENIERIA

P R E S E N T A

DOMÍNGUEZ ZEITLER CARLOS E.

MÉXICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TESIS SIN PAGINACION

762

"ESTADO DEL ARTE EN QUE SE ENCUENTRA LA TEORIA Y APLICACION
DEL EMPUJE DE TIERRA SOBRE TABLESTACAS"

1980

0935

TRABAJO PRESENTADO POR:

Carlos E. ~~Domínguez~~ Zeitler.

*con Mención
de Sueldos*

01149

37

TRABAJO PRESENTADO POR:

Carlos E. Domínguez Zeitler.

*Soc. Mecánica
de Suelos*

INDICE

I.- INTRODUCCION.

- 1.1.- Naturaleza del problema.
- 1.2.- Trabajos previos.
- 1.3.- Objetivo del trabajo.

II.- METODOS DE ANALISIS.

- 2.1.- Métodos analíticos.
 - 2.1.1.- Método de la espiral logarítmica.
 - 2.1.2.- Método propuesto por Dubrova.
 - 2.1.3.- Método propuesto por Brinch-Hansen.
- 2.2.- Métodos semiempíricos.
 - 2.2.1.- Método propuesto por Terzaghi-Peck.
 - 2.2.2.- Método propuesto por Tschebotarioff.
 - 2.2.3.- Método propuesto por Navdock.
- 2.3.- Método del elemento finito.

III.- EVALUACION DE ALGUNOS CASOS PRACTICOS.

IV.- CONCLUSIONES.

V.- ANEXOS I, II, III.

INTRODUCCION.

Al efectuar excavaciones profundas necesarias en las obras civiles resulta indispensable garantizar la estabilidad de las mismas. Por lo general, podemos considerar en estos casos dos alternativas que resultan ser de interés; La primera de ellas es la de utilizar taludes con una pendiente adecuada a las características de resistencia al esfuerzo cortante del suelo y a la profundidad de excavación, adicionalmente se presenta también la posibilidad de hacer uso de tablestacas.

Debido al hecho de que excavaciones temporales fundamentalmente en áreas congestionadas resultan ser cada vez más frecuentes, conduce a que la primera de las alternativas antes mencionadas no sea de uso muy común en la resolución de tal tipo de problema. La construcción cada vez de mayores

edificios así como la construcción de obras de interés público tales como el metro en diversas ciudades del mundo han obligado a que en las últimas décadas las grandes excavaciones hayan tenido una importancia creciente.

El problema de las excavaciones es muy complejo debido a que el mismo esta influenciado por muchos factores, los más relevantes resultan ser:

- 1.- Dimensiones de la excavación.
- 2.- Propiedades mecánicas del suelo.
- 3.- Propiedades hidráulicas.
- 4.- Comportamiento hidrodinámico del agua del subsuelo.
- 5.- Tiempo que permanece la excavación abierta.
- 6.- Secuencia y tiempo de ubicación de puntales.
- 7.- Vecindad de estructuras.

Generalmente estos factores estan relacionados entre si y se unen en la mayoría de los casos al hecho desafortunado de que las condiciones de los suelos en la mayoría de las areas urbanas resultan ser muy difíciles.

Es importante hacer resaltar el hecho de que el estudio del uso de tablestacas en excavaciones profundas no ha recibido la adecuada atención. Quizas la razón más importante es que tal tipo de obra se asocia a construcciones temporales pensando por este motivo que en muchos casos la responsabi-

lidad recae sobre el constructor y no sobre el ingeniero; Sin embargo el ingeniero no solo resulta ser el responsable de la excavación sino además de la vida de los obreros así como tambien de la estabilidad de las obras vecinas.

Uno de los aspectos fundamentales que debe considerar el ingeniero de suelos al efectuar una excavación es la presencia del nivel freático. Por una parte contribuye de manera muy importante en los empujes que se generan sobre la tablestaca, adicionalmente un abatimiento de nivel freático origina un incremento de los esfuerzos efectivos en el suelo. Produciendose consecuentemente un asentamiento en las zonas vecinas. Así pues, al estudiar los empujes sobre una estructura de retención permanente es necesario considerar el caso mas desfavorable es decir la presencia del nivel freático. Lo anterior no resulta ser necesariamente cierto en el caso de excavaciones temporales, en este caso podemos analizar dos situaciones extremas que resulta ser la de considerar ó no la presencia del nivel de aguas freáticas.

Por último resulta de interés enumerar cuales son las actividades fundamentales que el ingeniero de suelo debe verificar durante el proyecto y ejecución de excavaciones de relativa importancia.

- 1.- Explotación del subsuelo.
- 2.- Reconocimiento de las estructuras adyacentes así como de los bienes de servicio.
- 3.- Movimientos permisibles en las estructuras vecinas.

- 5.- Selección del sistema de apuntalamiento.
- 6.- Predicción de movimientos causados por excavación y bombeo.
- 7.- Comparar movimientos estimados con los permisibles.
- 8.- Instrumentar la excavación.

Para cuantificar la importancia del problema que se pretende abordar es necesario iniciar nuestro estudio discutiendo la Naturaleza del problema como se propone en el capítulo 1.

CAPITULO 1.

1.1. Naturaleza del Problema.

Supongamos una masa de suelo con peso propio, limitada por una superficie horizontal y de extensión infinita hacia abajo. Considérese un elemento de suelo de altura dz situado en el interior de dicho semi-espacio de suelo en reposo. En tal condición, la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es:

$$P_v = \gamma z$$

donde γ representa el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el medio. Bajo la presión vertical actuante, el elemento de suelo se presiona lateralmente y se origina así un esfuerzo horizontal, P_h , que, con base a la experiencia, se ha aceptado como directamente proporcional al esfuerzo vertical, así: $P_h = K_v \gamma z$

El factor de proporcionalidad K_v , llamado coeficiente de

presión de tierra en reposo ha sido confirmado por los ensayos en modelos a gran escala, realizados por Terzaghi. El determinó el empuje de tierras sobre una pared inmóvil detrás de la cual el espacio se había rellenado uniformemente, para que no sufriera sollicitaciones previas.

Debido al hecho de que todo plano vertical representa un plano de simetría los esfuerzos horizontales σ_x , σ_y y el esfuerzo vertical σ_z resultan ser esfuerzos principales. Por medio de las ecuaciones básicas de la teoría de la elasticidad y considerando la hipótesis de que no existe deformación lateral se llega a demostrar que la relación K_0 de esfuerzos principales horizontal y vertical debe ser una constante.

A partir de estas condiciones de esfuerzo en reposo se puede llegar a la falla por dos caminos de interés práctico. Primeramente supongamos que el depósito de suelo se expande en dirección horizontal. Cualquier elemento de suelo se comportará como una muestra en una prueba triaxial en la que la presión lateral se reduce mientras que el esfuerzo axial permanece constante. Cuando la presión horizontal disminuya hasta un cierto valor, se movilizará toda la resistencia al corte del suelo. No será posible una mayor disminución a la presión horizontal. La presión horizontal correspondiente a este estado se denomina presión activa y la relación entre la presión horizontal y la vertical se designa como coeficiente de presión activa, representado por el símbolo K_a .

La figura 1 muestra el círculo de falla correspondiente al estado de presión activa en el suelo. A partir del cálculo de los esfuerzos en la falla durante una prueba triaxial se puede llegar a establecer que el cociente entre los esfuerzos horizontal y vertical valen en este caso:

$$K_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \text{Tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$$

Supongamos ahora que el suelo es comprimido en dirección horizontal. Cualquier elemento de suelo se encontrará ahora en el estado de una triaxial fallada aumentando la presión lateral mientras se mantiene constante el esfuerzo vertical. La presión horizontal no puede aumentarse más allá de un cierto valor denominado presión pasiva. La relación entre la presión horizontal y la vertical se denomina cociente de presión pasiva K_p .

La figura 1 muestra también el círculo de falla correspondiente al estado de presión pasiva en el suelo, siendo en este caso la magnitud K_p :

$$K_p = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} = \text{Tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

Así pues, para una presión vertical dada σ_v la presión horizontal puede variar entre los límites $K_a \sigma_v$ y $K_p \sigma_v$. Estos dos esfuerzos límites se denominan esfuerzos conjugados. Los estados correspondientes a estos dos casos extremos se denominan estados de Rankine, las inclinaciones de las líneas de deslizamiento en los dos casos límites se muestran en la figura 2.

El conocimiento de los estados activo y pasivo de Rankine, es importante para solucionar algunos problemas de estabilidad límite en ingeniería de suelo.

En estas condiciones se deduce que en cualquier punto de la masa suelo se verifica la ecuación de Mohr-Coulomb, esto es:

$$\sigma_1 = 2c \sqrt{N\phi} + \sigma_3 N\phi \quad (1)$$

Aquí los esfuerzos principales serán:

a) Caso de empuje activo.

Esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = \sigma_v$

Esfuerzo principal menor $\sigma_3 = \sigma_h$

Sustituyendo en (1) y despejando σ_h resulta:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot \frac{1}{N\phi} - 2c \cdot \frac{1}{\sqrt{N\phi}}$$

b) Caso de empuje pasivo.

Esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = \sigma_h$

Esfuerzo principal menor $\sigma_3 = \sigma_v$

Sustituyendo en (1) resulta:

$$\sigma_h = \sigma_v N\phi + 2c \sqrt{N\phi}$$

Adicionalmente es interesante considerar las deformaciones límites para desarrollar los respectivos estados plásticos en la masa de suelo, esta tiene que sufrir una expansión ó una compresión tal que movilice en todos sus puntos la resistencia al esfuerzo cortante; En estas condiciones la teoría de Rankine es aplicable. Lo anterior implica la condición de ejercer una determinada deformación unitaria má-

xima que corresponde a la movilización de la resistencia al esfuerzo cortante. La magnitud de la deformación es función del grado de compactación del material.

De las pruebas esfuerzo deformación en los suelos se puede conocer la deformación unitaria correspondiente a la resistencia máxima en el momento incipiente de entrar el material en estado plástico.

Así pues, llamado ϵ_1 , ϵ_2 y ϵ_3 las deformaciones unitarias máximas correspondiente a los esfuerzos principales $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ que definen un estado plástico, se puede deducir lo siguiente, haciendo la hipótesis de que en dicho estado el cambio de volumen es despreciable comparado con las deformaciones, esto es:

$$\epsilon_v = 0$$

Por consiguiente:

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 0$$

En la probeta podemos establecer que $\epsilon_2 = \epsilon_3$ de donde:

$$\epsilon_1 = -2 \epsilon_3$$

Así pues determinando en pruebas triaxiales el valor de ϵ_1 se puede calcular el valor de ϵ_3 . Si en un caso práctico suponemos una estructura de retención de altura H, de acuerdo con la teoría de Rankine la cuña de suelo que entra en estado plástico tendrá en la superficie del terreno una dimensión:

$$B = \frac{H}{\sqrt{N\phi}}$$

De esta forma el desplazamiento del muro en su parte su-

terior para lograr el empuje activo de Rankine en el suelo
detrás del muro será:

$$\Delta B = \epsilon_3 \cdot B$$

En el caso de deformación plana $\epsilon_2 = 0$ y resulta $\epsilon_1 = \epsilon_3$, por
consiguiente:

$$\Delta B = \epsilon_1 \cdot \frac{H}{\sqrt{N\phi}}$$

y el giro necesario será:

$$\alpha = \frac{\Delta B}{H}$$

Ilustrando lo anterior podemos considerar que para el caso
de una arena semi-compacta $\epsilon_1 = 0.01$, $\phi = 40^\circ$ y $H = 10.0$ m.

$$\alpha = \frac{0.01}{2.14} = 0.0047$$

Resultando el desplazamiento horizontal: 4.7 cmrs.

de la misma forma para el caso del empuje pasivo se obtiene
que:

$$\Delta B = \epsilon_1 \cdot H \cdot \sqrt{N\phi}$$

Resultando:

$$\Delta B = 21.4 \text{ cmrs.}$$

De lo anterior se desprende que para hacer entrar una masa
de suelo detrás de un muro en estado pasivo de Rankine, es
necesario un giro del muro considerablemente mayor que en
el estado activo, lo anterior se indica gráficamente en la
figura 3.

En todo lo dicho hasta ahora sobre presión de tierra en es-
tructuras de retención, se ha supuesto que la misma puede
desplazarse, sin ninguna limitación, lo suficiente como pa-

ra que se desarrollen en el relleno los estados críticos.

Sin embargo, aun y cuando en muchas estructuras de retención pudiera considerarse que éste es el caso, por lo menos desde el punto de vista práctico, en algunos claramente no lo es. En otros problemas estructurales, tales como ademes ó tablestacas que es el problema que nos ocupa el empuje de tierra juega un papel relevante, las condiciones anteriores no se cumplen ni aun adoptando un criterio simplista. En efecto, en estas estructuras existen puntos cuya deformación esta restringida en alto grado, en las cuales se producen concentraciones de presiones que disminuye, por el contrario, en zonas donde esta menos restringida la deformación (en la figura 4 se muestra las distribuciones de presiones observadas para diferentes modos de deformarse el soporte). En esta redistribución de esfuerzos, debida a las condiciones de deformación impuesta juega un papel muy importante el arqueo de los suelos.

Para visualizar lo anterior supongamos una estructura de retención (figura 5) y consideremos que la misma tiene la posibilidad de desplazarse rotando alrededor de su base (ab) ó de desplazarse de una forma tal que involucre toda su altura (a, b).

Considerando la primera posibilidad de desplazamiento mencionada en la masa de suelo se va a desarrollar un estado activo de Rankine, por consiguiente la distribución de presiones será hidrostática.

Considerando ahora la segunda posibilidad de desplazamiento mencionada se puede observar en la figura 5 que la zona "abc" ha desarrollado su expansión total, sin embargo la zona "bcde" esta aun en un estado inicial de expansión lateral. La expansión en la zona abc origina que la frontera "bc" superior descienda a la posición "d'e'", esto ocasiona que la zona "bcde" tambien descienda. Lo anterior va a originar que se movilice la resistencia friccionante a lo largo de la superficie "ce", a lo largo de la superficie "ae" ya fue movilizadada.

Ya que la cuña superior se encuentra todavia en un estado de expansión incompleta, la fricción a lo largo de "ce" transfiere parte del peso de relleno a la izquierda de "ce"; La reducción de la presión vertical sobre "ae" debido a la fricción desarrollada a lo largo de "ce" es lo que se conoce con el nombre de efecto de arco. Por este efecto la presión lateral en la parte inferior disminuye, debido al hecho de que la presión lateral total permanece constante es necesario que en la parte superior (por arriba de "e,d'") la presión se incrementa. Si la estructura tiene la posibilidad de aumentar su desplazamiento a partir de (a,b) la diferencia entre la distribución real y la hidrostática va disminuyendo.

En estas condiciones de deformación las teorías clásicas de Rankine ó de Coulomb no son aplicables y, por lo tanto para calcular el empuje sobre tablestacas es preciso recurrir a otros métodos de cálculo ó mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural ó en obras reales.

1.2. Trabajos Previos.

Seguidamente se presenta una revisión histórica de los diversos artículos más interesantes que hasta la fecha se han presentado y tratan de estudiar el problema que nos ocupa. En los mismos se presenta una evaluación de los datos de campo obtenidos así como a las conclusiones a las que llegaron sus autores.

Uno de los primeros artículos presentado fue el de Benjamin Baker (1881), el mismo presenta resultados de observaciones de campo de un gran número de estructuras de retención que habían fallado. Manifiesta en su artículo que la teoría de Rankine es una teoría matemática que precisa datos experimentales; Concluye afirmando que su utilidad práctica es dudosa.

En el año de 1908 J.C. Meen presenta un artículo referido a la construcción de las excavaciones en el metro de New York, llegó a la conclusión de que los puntales ubicados en la parte superior de la excavación se encontraban más esforzados que los que actuaban en la cercanía del fondo. Esta conclusión fue apoyada por la mayoría de los ingenieros de la época, se confirmaba entonces el hecho de que parecía no existir semejanza entre la distribución de presiones obtenidas y la de Rankine.

Otro intento para determinar los empujes de tierra sobre tablestacas, también en el metro de New York lo realizó Miller, llegó en sus observaciones a conclusiones similares a las establecidas por Meen en 1908.

Los primeros datos dignos de confianza fueron obtenidos por Spilker en el año de 1936 en las obras del metro de Berlín y por White y Prentis en 1940 en las obras finales del metro de New York. El material del subsuelo resultó ser un material granular y en ambos casos se instrumentaron los puntales correspondientes a diversas secciones para de esta forma determinar las presiones actuantes sobre las estructuras de tablestacas. En este caso el diagrama aparente de empujes se determinó a partir de las medidas de las cargas sobre los puntales colocados en la excavación; Esto se visualiza en la figura 6 anexa.

Posteriormente en el año de 1941 C. Klenner presentó un artículo donde muestra una serie de interesantes datos referente a las obras del metro de Munich y de Berlín. Para determinar el diagrama de empujes aparente sobre la tablestacas utilizó el método indicado en la figura 6.

En el mismo año de 1941 Klenner propone la primera regla empírica para el diseño de tal tipo de estructuras, propone un diagrama de empujes aparente rectangular el cual tiene un área equivalente al diagrama de presión activa de Rankine, este se muestra en la figura 7. Así, establecido el diagrama de empuje sobre la estructura es posible evaluar la carga sobre los puntales.

A partir de los datos obtenidos en el metro de Berlín, Terzaghi en el año de 1941 estableció que el suelo detrás de la tablestaca se encontraba en estado falla, considera que la carga

sobre los puntales debe calcularse con respecto a la resistencia última del suelo. En su análisis establece que la superficie cinemáticamente admisible corresponde a una espiral logarítmica, obtiene a través del cálculo resultados similares a los obtenidos de los datos de campo. De este estudio Terzaghi establece un diagrama de presiones aparente (figura 7) el cual intenta tomar en cuenta la máxima carga que ocurre sobre los puntales.

También en el año de 1941 Bruggen efectúa las primeras mediciones realizadas en un suelo arcilloso en un túnel en Rotterdam; Tschebotarioff en 1951 presenta una discusión de estos resultados, establece que la resistencia última no puede ser utilizada en el diseño.

Los datos obtenidos de la construcción del metro de Chicago fueron analizados por Peck el cual en el año de 1943 presenta un informe donde sugiere un procedimiento de diseño a partir de un diagrama de empuje aparente (figura 8) para el cálculo de la carga sobre los puntales.

En un análisis posterior Wu en el año de 1951 trabajó con los datos obtenidos del metro Chicago. En su estudio Wu llegó a las mismas conclusiones que Peck en el año de 1943 estableció.

Wu establece que el suelo está en estado de falla. El principal argumento para mantener esta afirmación es la consistencia de los resultados obtenidos en diferentes secciones por distintos constructores.

En 1948 Brown presentó un estudio crítico de los datos obtenidos del metro de Chicago, estableció una limitación en el procedimiento propuesto por Peck según Brown los puntales se encuentran sujetos a una carga considerablemente mayor antes de que la excavación alcance la profundidad crítica, de acuerdo con la teoría existe solo una cierta profundidad para cada sección. Así mismo estableció que para mayores profundidades que las analizadas en el metro de Chicago el diagrama de presión aparente sobre la tablestaca se modifica sensiblemente obteniéndose un marcado incremento de carga sobre los puntales.

En el mismo año de 1948 Golder reportó algunos datos de excavaciones efectuadas en la arcilla fisurada de Londres. Estos datos confirmaban el hecho de que el empuje lateral de tal suelo no solo era función de su resistencia al esfuerzo cortante sino además dependía de la posibilidad de deformación de la estructura, concluyó que las reglas de diseño desarrolladas para el metro de Chicago no resultaban aplicables en este caso.

Posteriormente en el año de 1951 Tschebotarioff estudio el empuje de tierras a partir de mediciones de campo efectuadas por él. Sugirió un diagrama de presiones para el caso de estructuras de tablestacas en arena (figura 7), en el mismo se muestra que las mayores presiones se concentran en los puntales superiores. Así mismo, Tschebotarioff sugirió procedimiento para el diseño de tablestacas en arcillas, el diagrama que propone se modifica según las características del material (figura 8).

Skempton y Ward en el año de 1952 presentaron un reporte de mediciones efectuadas en Inglaterra. Este artículo presenta una

Discusión de la posible distribución de presión de tierras en tablestacas, presuponen que una distribución triangular ocurre si se origina cierta deformación en la estructura. En 1955 Ward presenta una discusión de la distribución de presión de tierras tanto en arcillas como en arenas.

En 1955 Lacroix y White presentaron los resultados de las excavaciones de los edificios de Chicago. Confirmaron ellos los resultados que en 1943 había obtenido Peck en las obras del metro de esa ciudad.

Un año después en 1957 Dibiagio y Bjerrun obtienen resultados de excavaciones apuntaladas en arcillas marinas de consistencia rígida, el caso que ellos reportan presenta mucha similitud con el de Golder (1948). Concluyen que existe un incremento de presión con el tiempo, así mismo obtienen observaciones de especial interés durante el invierno en el cual los puntales muestran cargas extremas debido a la expansión del terreno por congelamiento.

En el año de 1963 Endo efectúa algunas mediciones en excavaciones efectuadas en Japón. La carga total sobre los puntales puede ser calculada con razonable aproximación a partir de la posición de Peck. La distribución de presión aparente vario muy poco respecto a las obtenidas en el metro de Chicago.

Posteriormente en el año de 1965 el Instituto Geotécnico Noruego presenta una publicación donde se estudian varias secciones de una excavación efectuada en Oslo. Los resultados

fueron interpretados por Kjoernali, Dibingio y Kane, se llegó a la conclusión de que las cargas sobre los puntales resultaban sorprendentemente elevadas. En tal caso Kane estableció una regla de diseño; Esta recomendación se muestra en la(figura 3).

1.3. Objetivos del trabajo.

Actualmente se posee una cantidad substancial de datos de campo debido al desarrollo de importantes obras en las décadas pasadas. Consecuentemente se dispone de una mejor comprensión de los empujes y movimientos asociados al uso de tablestaca en las excavaciones profundas.

Apoyados en estos resultados se proponen distintos métodos de análisis que tratan de evaluar el comportamiento de dichas estructuras. En algunos casos tal como son los métodos semiempíricos tratan de generalizar los resultados de campo y aplicarlo al caso en estudio dependiendo de las características del suelo.

Así mismo se han propuesto algunas soluciones analíticas, los resultados obtenidos en ciertas ocasiones resulta ser satisfactorio. No obstante el uso generalizado de estos procedimientos no se ha hecho muy popular entre los ingenieros de proyecto.

Por último cabe mencionar la posibilidad de uso del elemento finito, en este caso la determinación correcta de las propiedades mecánicas del suelo, las condiciones de frontera así como el hecho de predecir la secuencia de ejecución de la obra ha relegado el uso de esta herramienta.

En este trabajo se pretende hacer una exposición y análisis de los conocimientos disponibles en la literatura para la resolución del problema de excavaciones profundas apuntaladas

(tablestaca). Adicionalmente para comprobar los resultados obtenidos en los análisis teóricos se presenta la evaluación de algunos casos prácticos de interés publicados recientemente.

En este trabajo se trata de establecer como conclusión cual resulta ser el estado del arte de la teoría y aplicación del empuje de tierras sobre tablestacas, así mismo se establece algunas sugerencias de carácter general. Finalmente en el anexo 1 se indica la resolución de un problema práctico haciendo uso del enfoque propuesto por el Dr. Leonardo Zeevaert en su libro "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions".

CAPITULO II.

En este capítulo se hace una descripción de los métodos disponibles por los ingenieros de proyecto para la evaluación del problema de empuje de tierras sobre estructuras de tablestacas se indican los tres métodos que frecuentemente son utilizados, no obstante los métodos semiempíricos son los que han logrado mayor difusión. La aplicación de los métodos semiempíricos como más adelante se indica debe ser a criterio del ingeniero de proyecto según sean las condiciones que analiza.

Así mismo en el inciso 2.3 se comenta las ventajas y desventajas en la aplicación del método del elemento finito en la resolución de estos problemas. Seguidamente se describen los métodos de análisis.

2.1. Métodos Analíticos.

2.1.1. Método de la Espiral Logarítmica.

Debemos considerar inicialmente una excavación en arena ($c=0$) de altura H , como la mostrada en la figura 9. Se suponen que no obran presiones hidrostáticas sobre la tableta. La posición inicial de la misma corresponde a la línea ab y la ab' representa la posición final. Debido a las condiciones de deformación impuesta a la arena por el sistema de construcción, la superficie de deslizamiento tiene con el plano del papel una traza constituida por una espiral logarítmica de ecuación:

$$r = r_0 e^{tg \phi}$$

La misma corta la superficie del terreno en forma normal. El cálculo de la presión lateral está basado en la hipótesis de que la expansión lateral en la parte baja de la cuña y el correspondiente asiento en la línea superior, es suficiente para desarrollar la resistencia al esfuerzo cortante en la arena.

El punto de aplicación de la presión resultante está ubicado a una altura $\eta_a H$ sobre el fondo, se supone que actúa formando un ángulo δ con la normal al dorso de la tableta. Como resultado del efecto de arco el valor de η_a es mayor de $1/3$, de la experiencia se sabe que la altura dentro de la cual varía el punto de aplicación de la resultante es relativamente estrecha, pues se halla entre 0.45 y 0.55.

El procedimiento de cálculo se desarrolla como sigue. Escogido un punto d en la superficie horizontal del terreno, trácese una espiral logarítmica de ecuación dada que pase por ese punto y por b . Dadas las propiedades de la espiral logarítmica, el centro de esa curva debe quedar en una línea que forme un ángulo ϕ con la superficie horizontal del terreno. Sea O ese centro, la reacción P de las fuerzas normales y de fricción sobre la superficie de deslizamiento pasa por O , dadas las propiedades de la espiral. Entonces tomando momentos respecto a O , solo hay que tomar en cuenta la fuerza W , peso de la cuña y la P , obteniéndose:

$$P \cdot m = W \cdot l$$

de donde:

$$P = \frac{W \cdot l}{m}$$

Puede de esta forma desarrollarse un procedimiento de tanteos, probando diferentes posiciones de la espiral, que producen distintas curvas de deslizamientos. Naturalmente que el empuje de proyecto será el máximo obtenido en los tanteos, lo anterior se ilustra en la figura 10.

La experiencia ha demostrado que el valor P de proyecto obtenido suele ser aproximadamente un 10% mayor que el obtenido aplicando la teoría de Coulomb, haciendo uso del método de Cullman ó Engesser. Esto proporciona un criterio de valuación de empuje que es suficientemente aproximado para análisis preliminares.

Finalmente para el caso de suelos granulares se presenta la figura 11, de ella es posible obtener el coeficiente de la

componente horizontal del empuje de tierras en función del ángulo de fricción y del ángulo de inclinación del empuje.

En suelos cohesivos la ecuación de momentos debe considerar el que a lo largo de la superficie de deslizamiento se desarrollan fuerzas cohesivas. Tomando momentos con respecto al centro O de la espiral el equilibrio requiere que:

$$P \cdot m = w \cdot l - M_c$$

En las que M_c es el momento de las fuerzas de cohesión respecto al centro O, cuyo valor puede calcularse por medio de la ecuación:

$$M_c = \frac{c}{2\tau_g \phi} (r_2^2 - r_1^2)$$

Expresandose entonces el empuje activo como:

$$P_a = \frac{1}{m} \left[w \cdot l - \frac{c}{\tau_g \phi} (r_2^2 - r_1^2) \right]$$

La altura del punto de aplicación de la resultante puede determinarse en forma aproximada basandose en las consideraciones siguientes: La altura de talud vertical del suelo aun estable sin contención, se calcula por la expresión:

$$h_s = \frac{4c}{\gamma} \tau_g (45^\circ + \phi/2)$$

La distribución de esfuerzos esta indicada en la figura 12. La resultante de los esfuerzos tracción esta a una profundidad $h_s/6$. La primera señal del deslizamiento es que en la superficie aparecen grietas de tracción. Para evitar la formación de estas grietas deben colocarse puntales a esa profundidad. Si consideramos un material con $c = 0$ y $\phi = 0$ y por lo tanto también con $h_s = 0$, la distribución de esfuerzos es hidrostática. La resultante se aplica por lo tan-

to en el tercio inferior. La relación h_s/h varía por lo tanto de $1/3$ hasta $5/6$, cuando h_0/H aumenta desde 0 hasta 1. La variación se considera como primera aproximación lineal, en estas condiciones se determina el valor:

$$\eta_a = \frac{h_e}{h} = \frac{1}{3} + \frac{h_s}{h} (5/6 - 1/3).$$

Actualmente no se dispone de un método más exacto para estimar el valor de η_a . Los resultados de las mediciones de presión indican que los valores reales de η_a son un tanto menores que los determinados con la ecuación.

Estos resultados indican que los valores de η_a aumentan con los valores crecientes de h_s/h hallándose más próximos a η_a que a $1/3$, no habiéndose alcanzado nunca este valor límite. En consecuencia, es evidente que el error obtenido por el uso de la ecuación es favorable a la seguridad ya que un aumento de η_a corresponde a un aumento teórico del empuje.

2.1.2. Método propuesto por Dubrova.

G.A. Dubrova en 1963 propone un método analítico que el denomina como "Método de Redistribución de Presión", el planteamiento teórico se presenta como sigue:

Si observamos la figura 13-a, se presenta una estructura de retención que tiene la posibilidad de rotar alrededor del punto medio O. En la figura 13-b se muestra el mecanismo de interacción entre suelo y estructura propuesto por Dubrova, según se razona de la figura la zona superior de la estructura induce un empuje sobre el suelo en la zona (OA), en el suelo sobre la línea (Ob) se desarrolla un estado de empuje pasivo, Así mismo, en la parte inferior de la estructura debido al movimiento originado se desarrolla un estado de empuje activo. En tal situación la distribución de fuerzas a lo largo de la pared no es conocido. Para obviar esta dificultad Dubrova simplemente supone que la condición pasiva solo existe en el extremo superior de la estructura en tanto que la condición activa solo se desarrolla en el extremo inferior de la misma, además supone que ambas se desarrollan simultáneamente.

En estas condiciones, la fuerza resultante F sobre la línea de ruptura que pasa a través del extremo inferior de la estructura (BC) tiene un ángulo de inclinación $(+\phi)$ con la normal, para el estado pasivo la fuerza resultante con la normal forma un ángulo $(-\phi)$. Entre esos dos extremos, se puede asumir que existe un número infinito de líneas de cuasi-rupturas en el cual la orientación de la fuerza F varía desde $(+\phi \Delta -\phi)$ en inclinación. Llamando el ángulo

entre la fuerza y la normal ψ , Dubrova supone que la variación de ese ángulo con "Z" se puede expresar figura (13-C):

$$\psi = \frac{2\phi z}{H} - \phi$$

A lo largo de las líneas de quasi-ruptura Ob, la fuerza resultante F_0 resulta ser normal, quiere decir esto que el punto O no ha sufrido ningún desplazamiento y en este caso $\phi = 0$.

Dubrova establece entonces que la línea de quasi-ruptura hace con la horizontal un ángulo que resulta igual a:

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \frac{dz}{H}$$

Con la definición del ángulo ψ es posible combinar las consideraciones activa y pasiva dentro de una expresión, entonces la fuerza actuante contra la pared se define como:

$$P_a = \frac{\gamma}{2 \cos \psi} \left[\frac{z}{(1/\cos \psi) + \sqrt{\tau_g^2 \psi + \tau_g \psi \tau_g}} \right]^2$$

Si la expresión anterior se deriva con respecto a Z se puede determinar la distribución de presiones con respecto a Z.

$$p_z = \frac{dP}{dz} = \frac{\gamma}{\cos \psi} \left[\frac{z \cos^2 \psi}{(1 + m \sin \psi)^2} - \frac{2z^2 \phi \cos \psi}{H(1 + m \sin \psi)^2} \left(\sin \psi + \frac{1 + m^2}{2m} \right) \right]$$

donde m se define como:

$$m = \left[1 + (\tau_g \psi / \tau_g \psi) \right]^{1/2}$$

Para el caso en que la fricción de la pared se desprecia

$$p_{z0} = \gamma \tau_g^2 (45^\circ - \psi/2) (z - 2z^2 \phi / H \cos \psi)$$

Adicionalmente Dubrova estudió otras soluciones tales como la rotación de la estructura alrededor de su extremo superior, rotación de la estructura alrededor de su extremo in-

ferior así como la traslación pura. Esta última solución la expresa como un promedio aritmético de la rotación en ambos extremos:

$$P_{A'B'} = \frac{1}{2} \left[\sum p^{(2)} A'B + \sum p^{(2)} AB' \right]$$

La solución propuesta por Dubrova resulta ser un intento para cuantificar la distribución de empuje sobre obras de tablestacado. No obstante las condiciones de deformación impuesta a la estructura en el planteamiento de la teoría no resultan ser precisamente las que esta desarrolla. Dubrova considera en su análisis una estructura rígida, sin embargo en la práctica ocurre que las estructuras de tablestacas se alejan mucho de tal condición pudiéndose las mismas deformar de distintas maneras según sean las restricciones impuestas, lo expresado se puede visualizar en la figura 4 anexa.

Adicionalmente en la teoría propuesta por Dubrova existe otra hipótesis la cual no resulta ser necesariamente cierta, supone Dubrova que los estados activos y pasivos se desarrollan simultáneamente (ver condiciones de deformación mostradas en este inciso. No obstante como se demostró en el inciso 1.1 para hacer entrar a una masa de suelo detrás de un muro en estado pasivo es necesario un desplazamiento considerablemente mayor que para desarrollar el estado activo (figura 3).

2.1.3. Método propuesto por Brinch - Hansen.

En 1.953 Brinch - Hansen publica un estudio donde propone una evaluación de empuje de tierras que se desarrolla sobre las estructuras de retención según sea el tipo de movimiento que ocurra en las mismas. Considera que las superficies de ruptura desarrolladas se pueden clasificar en dos grupos:

- a.- Líneas de ruptura donde las zonas de falla están localizadas, ejemplo de ello sería la rotación de la estructura de retención a partir de su extremo superior.
- b.- Las líneas de ruptura donde el criterio de falla se satisface en cualquier punto.

Según Brinch - Hansen superficies de ruptura compuestas pueden teóricamente desarrollarse por composición de las zonas y superficies de ruptura, sin embargo la factibilidad de estos postulados de falla no se han analizado totalmente.

Para el caso de tablestaca supone generalmente que la misma puede rotar alrededor del primer nivel de puntales, sin embargo no descarta la posibilidad de efectuar el análisis considerando rotación en otro punto.

Una vez que ocurre la rotación establece que se desarrolla suficiente movimiento como para originar un estado de fa-

lla en la masa de suelo. Del mecanismo de falla asociado con el estudio de tal tipo de problema Hansen establece que el empuje de tierras viene expresado por:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda + P \cdot H \cdot \beta + C \cdot h \cdot \kappa$$

y el centro de presiones se evalúa como:

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma H^3 \lambda \eta + P \cdot H^2 \cdot \beta \theta + C \cdot H^2 \cdot \kappa \gamma$$

En estas circunstancias los parámetros adimensionales $\lambda, \beta, \eta, \theta, \kappa, \gamma$ son función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ de la rugosidad de la estructura λ así como de la relación q/h (vease figura 15). En estas ecuaciones la cohesión C siempre se supone positiva.

De las condiciones de deformación impuesta el diagrama de empuje indicado por línea punteada nos evalúa el empuje total sobre la estructura, sin embargo el diagrama se transforma en uno trapecial para lo cual Hansen propone que la presión unitaria en el extremo superior e inferior de la estructura se evalúen como:

$$e_t = \frac{6E_2}{H^2} - \frac{2E}{H} \qquad e_f = \frac{4E}{H} - \frac{6E_2}{H^2}$$

El diagrama resultante se muestra en la figura 15.

Finalmente la carga sobre los puntales se evalúa considerando áreas tributarias en el diagrama de empuje.

2.2. Métodos Semiempíricos

2.2.1. Método propuesto por Terzaghi - Peck.

2.2.1.1. Excavaciones en arena.

Las mediciones efectuadas para establecer el diagrama envolvente de empujes para el caso de suelos granulares fueron las que se hicieron: 1.- Metro de Brooklyn (Miller 1.916), 2.- Metro de Berlín (Spilker 1.937) 3.- Metro de Munich (Klenner 1.941) 4.- Metro de New York (White-Prentis 1.940), descripción de las características del subsuelo así como de las secciones analizadas se muestran en el anexo 2.

En este caso se estableció el hecho de que para las condiciones de deformación asociadas con la apertura y apuntalamiento de una excavación a cielo abierto en arena, el empuje total, debiera corresponder al calculado suponiendo que la superficie de deslizamiento es una espiral logarítmica. Para un corte de una profundidad dada H en un material con peso unitario γ , la componente horizontal del empuje total depende de ϕ y del ángulo de fricción δ que forma la horizontal con la dirección del empuje que actúa sobre la tablestaca. En función del material con que esta constituida la tablestaca y de las posibilidades de que la misma se asiente, δ puede variar entre 0 y ϕ . Los valores del coeficiente de empuje activo:

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

calculado por el método de la espiral logarítmica indican

que no difieren en mas de un 15% de los obtenidos con Rankine. Teniendo en cuenta que los valores de ϕ en las arenas existentes en los lugares donde se ejecutaron las excavaciones no fueron determinadas por ensayos y solo se estimaron en función de una descripción de los materiales, resulta aparente que las mediciones de las cargas sobre los puntales no pueden usarse como una base para establecer la superioridad del método de la espiral logarítmica sobre la solución más simple de Rankine.

Un diagrama de distribución aparente se obtuvo para cada una de las secciones analizadas (ver anexo 2). Estos diagramas indican que la distribución aparente de empuje resulta constante con la profundidad. El centro de gravedad se localiza en un promedio de 0.47 H medido desde el fondo de la excavación, con un rango de variación de 0.41 H a 0.55 H. Del valor de $n_a = 0.47$ H como promedio se deduce una variación aproximadamente parabólica del empuje y no cerca de 0.33 H, como como correspondería de una distribución lineal de presiones que aumenta con la profundidad.

Debido a las incertidumbres involucradas en la evaluación de los diagramas de empujes aparentes se puede afirmar que existe la posibilidad de aplicación de cualquiera de los indicados en la figura 16-a. Como cada puntal debe ser calculado para la máxima carga a la que puede llegar a estar sujeto el proyecto de los puntales debe basarse en la envolvente de todos los diagramas aparentes de empuje, determinados en base a las cargas medidas sobre los puntales. En

la figura 16-b esta dibujado el empuje aparente máximo para cada una de las obras. El empuje se calculó convirtiendo en empuje aparente la carga individual máxima que solicitaba a un puntal para un nivel dado. Este empuje aparente se ha expresado en terminos de la cantidad $K_a \gamma H$, en el cual K_a es el coeficiente de presión activa de Rankine. La envolvente más simple corresponde a una presión uniforme, igual a $0.65 K_a \gamma H$, para toda la profundidad de corte. Este procedimiento cubre la máxima carga que puede ocurrir sobre un puntal. El valor más probable para la carga de cualquier puntal individual es aproximadamente el 25% inferior que el máximo.

El diagrama de presiones aparentes para el cálculo se ha establecido sobre la base de observaciones realizadas sobre un número de excavaciones más bien limitado, que variaron en profundidad entre 8.00 y 12.00 mts.

Es importante hacer énfasis que el diagrama de empujes aparentes aquí propuesto para proyectar los puntales no tiene ninguna semejanza ~~contra~~ la distribución real de empujes contra la tablestaca. Se trata solo de un artificio para calcular valores de las cargas que deben de soportar los puntales y que no van a ser excedidas en ningún puntal real de una excavación.

2.2.1.2. Excavaciones en arcillas.

Las mediciones efectuadas para establecer el diagrama envolvente de empujes para el caso de suelos cohesivos son las que corresponden: 1.- Metro de Chicago, 2.- Mediciones reportadas por el Instituto Geotécnico Noruego, 3.- Observaciones reportadas de excavaciones en Inglaterra, 4.- Observaciones reportadas de excavaciones en Jamón, descripción de las características del subsuelo así como de las secciones analizadas se muestran en el anexo 3.

En este caso se establece el hecho de que para las condiciones de deformación asociadas con la apertura y apuntalamiento de un corte en arcilla saturada bajo la condición de $\phi = 0$, se puede calcular bajo la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es un arco circular. Se establece también que el valor de P_a no solo depende de la relación n_a que define el centro de presiones sino también de la relación ca/c , en la cual "ca" se designa como la adherencia desarrollada entre la tablestaca y la arcilla. La teoría indica, sin embargo, que la influencia ca/c es pequeño en comparación con la de n_a . Esto se observa en la figura 17 en la cual el empuje, expresado en terminos de:

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

Se ha calculado bajo la hipótesis de que la superficie de falla es circular para varios valores de ca/c y de n_a . En la figura 17 se muestra que para valores de n_a entre 0.3-0.5 el factor K_a puede calcularse con razonable aproximación con

La expresión de Rankine.

$$K_a = 1 - \frac{4c}{\gamma H}$$

Representado en la figura 17 con línea discontinua.

En la figura 18 muestra que para el caso de suelos cohesivos los empujes calculados coinciden con los medidos dentro de una variación del orden de $\pm 30\%$, en la misma figura se indican cortes efectuados en Oslo (indicados bajo la denominación N3 a N8), para los cuales los empujes calculados resultan mucho menores que los reales. La posible explicación de este fenómeno se supone que radica en el hecho de que la mayoría de los cortes observados se caracterizaban por el hecho de que la profundidad a la cual se podía extender la zona plástica estaba limitada por la presencia de materiales que aumentaban de resistencia con la profundidad. En tales casos, la concordancia entre los valores medidos y calculados del empuje fue satisfactoria. Contrariamente en los cortes realizados en Oslo una masa extensa de arcilla blanda se extendía por debajo del corte. Por lo tanto, las zonas plásticas pudieron desarrollarse sin restricción debajo del fondo de la excavación y la superficie de deslizamiento no tuvo parecido con la que corresponde a la teoría en la que se basa la figura 17.

Para calcular el empuje contra una tablestaca bajo las condiciones anteriores se propone una aproximación la cual modifica el coeficiente K_a incorporando un factor de reducción m que se aplica a la resistencia al esfuerzo cortan-

te C. Se obtiene así:

$$K_a = 1 - m \frac{4c}{\gamma H}$$

Particularmente en el caso de la ciudad de Oslo, donde en el fondo de las excavaciones la zona plástica se pudo formar y para los cuales el número de estabilidad N:

$$N = \frac{\delta H}{c}$$

fue mayor de 4, se encontró un valor de $m = 0.4$ en otros casos para determinar el valor de m es indispensable efectuar mediciones sobre los puntales ó de los empujes laterales que se desarrollan. Teniendo en cuenta que las arcillas normalmente consolidadas se pueden considerar la excepción resulta muy probable que $m = 1.0$.

Finalmente se puede considerar que el diagrama de empuje aparente propuesto en la figura 18'-a se considera como una base razonablemente conservadora para estimar las cargas a utilizar en el proyecto de los puntales de las tablestacas en cortes practicados en arcillas saturadas blandas a medias.

Adicionalmente es necesario señalar el hecho de que dependiendo de la secuencia del procedimiento de construcción se obtendrán distintas cargas sobre los puntales de una misma sección. Este hecho significativo se muestra en la figura 19, cada horizontal en la grafica representa la carga media en los puntales existentes a un mismo nivel. A pesar de que el procedimiento de construcción fue inusualmente uniforme, las

Las cargas sobre los puntales individuales en cada nivel variaron en hasta $\pm 60\%$ del valor medio.

Estas observaciones resultan ser de un gran interés práctico pues si las mediciones se hubiesen limitado a uno ó dos conjuntos de puntales en un corte dado, se hubiese podido llegar a conclusiones erróneas respecto a la validez de la teoría de empuje sobre tablestacas.

Otro hecho de interesante observación es como el tiempo afecta la distribución de empuje y la carga sobre los puntales en cortes efectuados en arcillas. Sin embargo, es difícil obtener valores numéricos de este efecto ya que muchos otros factores actúan simultáneamente.

El incremento y redistribución de la presión de tierra sobre la tablestaca puede ser atribuido a varios factores.

Endo en una excavación para un edificio en Japón explica que el incremento de empujes sobre la tablestaca se puede originar como consecuencia de un fenómeno de relajación de esfuerzos. Explica que la excavación se llevo a cabo por etapas siendo la duración de cada una de ellas de pocos días. Se verificó que los empujes aparentes continúan incrementándose después que la excavación para una cierta etapa se había finalizado. De hecho, manifiesta Endo que la distribución aparente de presiones se incrementa de un 50% a un 70% en un periodo no mayor de 20 a 30 días.

Por último cabe mencionar otro factor importante que resulta ser la temperatura. La temperatura del aire y particularmente el sol pueden tener una marcada influencia en la carga registrada sobre los puntales. Si se verifica un aumento ó una disminución de la temperatura el puntal se puede alargarse ó acortarse. Así pues al originarse un incremento de la longitud del puntal la reacción originada contra la estructura de tablestaca hace que la carga sobre el mismo aumente. Este fenómeno puede visualizarse en la figura 20, corresponde a mediciones realizadas en una excavación efectuada en Japón en 1963.

La importancia del efecto de congelamiento resulta también de interés mencionarla, el mismo se muestra en la figura 21, son los resultados de mediciones efectuadas en Uelandsgate. La zona congelada de suelo detrás de la tablestaca alcanzó 30 cms incrementándose la carga sobre los puntales de 6,2 t/m a 25 t/m. (ver figura 22)

Es de interés mencionar también los cortes efectuados en arcillas duras fisuradas, fundamentalmente este caso se estudio en la arcilla de Londres. En este caso el coeficiente $K_a = 1 - 4c/\gamma H$ resulta negativo si c se determina por medio de ensayos no drenados. No obstante, se desarrollan empujes apreciables. Bjerrun y Kikerdan en el año de 1957 efectuaron mediciones en arcillas fisuradas. Las mediciones se ejecutaron con una diferencia en tiempo de tres meses, de esto se concluyó que el promedio de presión sobre la tablestaca se incremento de 0.42 K/cm^2 a 1.32 K/cm^2 .

Otra conclusión de interés de estos investigadores es que el efecto de la cohesión se disipaba a través del tiempo. De la información disponible, para el proyecto de los puntales se sugirió un diagrama de empuje aparente que resulta ser tentativo y se muestra en la figura 18¹-b. En este caso el incremento y redistribución de la presión de tierra se debe principalmente al hecho de la movilización de la resistencia al esfuerzo cortante, el cual resulta ser quizás el factor más importante para el caso de arcillas figuradas. El incremento gradual de presión en este tipo de material se muestra a partir de los resultados de Uelandsgate en la figura 22.

2.2.1.3. Excavaciones en otros materiales.

Peck en el año de 1.969 efectua mediciones en una excavación realizada en Oakland, California. La estratigrafía de la misma se muestra en la figura 23, se caracteriza por la presencia de estratos de arenas densas, arenas limo-arcillosas, arena y grava etc. En la misma figura 23 se muestra la medición de presiones sobre la estructura de tablestaca, la distribución de empujes crece hasta un máximo valor que se verifica aproximadamente a la mitad de la altura excavada.

El diagrama de empujes aparentes se ha calculado bajo la suposición de que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es debida solo a la fricción. El ángulo ϕ se ha estimado por varios de los procedimientos recomendados para el caso de arenas. En la figura 23 se muestra que el diagrama de empujes aparentes para $\phi = 35^\circ$ considerando el ancho del diagrama como:

$$0.65 K_a \gamma H$$

concuerta razonablemente con los máximos valores determinados en mediciones. Sin embargo para este caso particular Peck estableció la siguiente expresión para evaluar K_a :

$$K_a = \gamma^2 (45^\circ - \phi/2) \left(1 - \frac{4c}{\gamma H \gamma (45^\circ - \phi/2)} \right)$$

Finalmente se concluye que para el caso de materiales con estratigrafía semejante a la mostrada en la figura 23 parece razonable utilizar parámetros evaluados en la condición drenada.

2.2.2. Método propuesto por Tschebotarioff.

Tschebotarioff en el año de 1.953 propone una solución semiempírica para el problema de las tablestacas. Establece una crítica respecto al diagrama de empujes propuesto por Terzaghi - Peck para el caso de arcillas plásticas de Chicago.

Tschebotarioff hace un estudio de los datos obtenidos de la obra del metro de Chicago, afirma que para profundidades menores que las analizadas para establecer el diagrama propuesto por Terzaghi - Peck (figura 3) se obtienen valores de empuje que resultan estar del lado de la inseguridad. De igual forma establece que para profundidades mayores el diseño siguiendo este procedimiento es antieconómico. Por esta razón propone el diagrama de empuje mostrado en la figura 24-a, estos diagramas resultan válidos para el caso de arcillas plásticas en su estado natural así como para el caso de arcillas que presenten falla fragil. En el caso de arcillas plásticas en estado de "Equilibrio Consolidado". (El estado de equilibrio consolidado para un material plástico fue considerado por Tschebotarioff en el año de 1.949, representa una condición de falla incipiente) se ha verificado un valor de $\alpha_0 = 0.5$ bajo una gran variedad de condiciones. En el caso de arcillas de consistencia dura explica que tiene un comportamiento semejante al de un material elástico, sin embargo como resultado de la deformación durante la construcción el mismo se remoldea y tiene un comportamiento plástico.

Así mismo el autor recomienda para obras que se desarrollan en otros lugares la necesidad de efectuar mediciones, de esta manera se puede mejorar el conocimiento de los empujes aparentes desarrollados sobre tablestacas. En caso de obras que no ameriten una instrumentación Tschebotarioff recomienda en la práctica hacer uso del diagrama que resulte más desfavorable (Peck - Tschebotarioff). En la figura 24-b se muestra una comparación de estos para el caso de una arcilla plástica.

2.2.3. Método propuesto por Navdock.

En su manual de diseño "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures" propone un método para la evaluación del diagrama de empujes aparentes sobre tablestacas en material cohesivo. En terminos generales se puede afirmar que el diagrama de empujes resulta similar al propuesto por Terzaghi-Peck solo que en este caso se vé afectado por un factor de reducción.

2.3. Método del Elemento Finito.

En las décadas pasadas se ha presentado un crecimiento muy acelerado en la utilización de los métodos numéricos para la solución de ciertos problemas en ingeniería. La popularidad y difusión de estas técnicas ha sido originada por el desarrollo y disponibilidad creciente de las computadoras.

Terzaghi impartió las bases científicas y matemáticas para el desarrollo de las soluciones en muchos problemas de mecánica de suelos. Con la definición de estas soluciones se han establecido las ecuaciones diferenciales que gobiernan el sistema físico. No obstante en la mayoría de los casos para utilizar esta herramienta es necesario establecer algunas simplificaciones del problema, estas aproximaciones han sido útiles para muchas situaciones prácticas. En el caso de problemas reales que involucren comportamiento no lineal del material, condiciones de esfuerzos in situ, variación espacial y temporal de las propiedades del material, condiciones geométricas, discontinuidades etc. El uso de esta técnica conduce a soluciones en extremo complicadas.

En el caso particular de excavaciones apuntaladas se han realizado algunos intentos (Matlock y Haliburton - 1.965; Hudson y Matlock - 1.967, Palmer y Kenney - 1.972) de predecir a través de programas de elementos finitos muy sofisticados el desarrollo de ciertos aspectos tales como son esfuerzos horizontales, carga sobre puntales, movimientos horizontales, movimientos verticales etc.

No obstante de la experiencia de algunos investigadores (Lambe 1.972) con esta técnica de trabajo, en el caso particular de excavaciones apuntaladas se puede concluir que a partir de la dificultad de seleccionar correctamente los parámetros del suelo, establecer adecuadamente las condiciones fronterizas así como definir la secuencia constructiva hace poco práctica el uso de esta poderosa herramienta en los problemas de rutina.

En la evaluación del caso práctico número uno (inciso 3.1.1) se presentan resultados obtenidos por el Ing. Jesus Alberro en excavaciones efectuadas para el metro de Ciudad de México. En el mismo inciso se presenta una comparación de los datos de campo con los resultados obtenidos a través del uso del elemento finito.

CAPITULO 3.

En este capítulo se presenta la evaluación de cinco casos prácticos que resultaron estar adecuadamente instrumentados. En cada uno de ellos se muestran los datos obtenidos de mediciones de campo y así mismo se establece una comparación con los resultados arrojados por algún método de análisis propuesto en el capítulo 2.

En cada uno de los casos prácticos propuesto se proporciona en la figura correspondiente características estratigráficas de la zona, resumen de los datos obtenidos, método de análisis propuesto y por último una comparación y conclusiones obtenidas en cada caso.

3.1.1. Evaluación del caso práctico No. 1.

En el año de 1.970 el Ing. Jesús Alberro.A desarrolla un proyecto del Instituto de Ingeniería, el mismo es patrocinado por el Sistema de Transporte Colectivo. Se convino en instalar medidores de desplazamientos, para registrar los provocados en el terreno por el proceso de excavación, así como gatos y piezómetros en las estructuras de retención, con el objeto de definir la distribución de los empujes horizontales del terreno. Los resultados se interpretan y discuten con base en resultados obtenidos por el método del elemento finito.

Se establece que el empuje de suelos sobre estructuras de retención obedecen a leyes diferentes, según el valor obtenido para el número de estabilidad N . Sin tomar en cuenta la resistencia del suelo localizado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación, se demuestra teóricamente que, para un problema bidimensional, el suelo empieza a plastificarse cerca del fondo de la excavación cuando $N = 3.14$ y la falla ocurre cuando $N = 5.14$.

Se puede por tanto, considerar que, en el caso de excavaciones de longitud reducida, el problema es esencialmente elástico para valores de N del orden de 4. Si N resulta igual ó superior a seis el problema debe solucionarse por medio de una teoría de falla. Se tratan entonces en este caso dos aspectos:

a.- Excavaciones en arcillas con $N \leq 4$.

Según el razonamiento propuesto resulta razonable tratar el problema mediante la teoría de la elasticidad, los datos de empujes laterales obtenidos en las secciones instrumentadas se analizaran con este criterio.

La figura 25 presenta un corte estratigráfico del terreno en el sitio. La cohesión de la arcilla es igual, en promedio a 2.5 T/m^2 y el número de estabilidad N vale 3.6. La excavación, ademada con dos muros de concreto colado in situ, ha sido apuntalado a 2.4 y 5.50 mts de profundidad. En la figura 26 se muestran los datos de presiones horizontales totales. Los valores de la presión horizontal medida en el gato ubicado en las cercanías de la superficie son más variables, debido a la presencia, a este nivel, de una hilera de puntales que se precargaban de vez en cuando. Para interpretar estos datos de empuje y de acuerdo con las consideraciones anteriores se eligió un ejemplo tipo de excavación y se trato por el método del elemento finito. Los valores de los coeficientes de elasticidad del terreno se eligieron de acuerdo con los resultados de numerosas pruebas de laboratorio como de campo. Las presiones totales horizontales calculadas con este método, suponiendo que el coeficiente de empuje en reposo de la arcilla es igual a 0.5 y que el bombeo, debido a la rapidez de construcción, no disminuye las presiones de poros en ella se presenta en la figura 27.

En consecuencia, parece recomendable, en estos casos, calcular los empujes laterales totales por el método del coe-

ficiente en reposo. La regla dada por Peck, según la cual el empuje total máximo sobre los puntales puede calcularse considerando un empuje lateral máximo, P , variable entre 0.2 y $0.4 \gamma H$, figura 28, es probablemente válida tratándose de arcillas saturadas localizadas por encima del nivel freático. Cuando el nivel freático es superficial, como en el caso de la Ciudad de México, se recomienda utilizar la ecuación:

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

donde: H = Profundidad de excavación
 h = Diferencia de elevación entre nivel freático y el fondo de excavación.
 γ = Peso específico del material saturado.
 γ_w = Peso específico del agua.

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

La reacción total máxima de los puntales en el caso de la regla dada por Peck es igual a $0.35 \gamma H^2$, mientras que considerando que el nivel freático está localizado en la superficie del terreno, se obtiene, que la reacción total máxima de los puntales es igual a $0.3 \gamma_w H^2 + 0.2 \gamma H^2$. Comparando estas expresiones resulta que la reacción total de los empujes propuesta por Peck es inferior a la repre-

sentativa de los datos de medición.

b.- Excavaciones en arcillas con $N > 4$

Cuando el número de estabilidad N es superior a 4, se forma cerca del fondo de la excavación una zona plástica, cuyas dimensiones aumentan al incrementarse N hasta alcanzar la falla de fondo.

En este caso las consideraciones hechas para $N \leq 4$ no son válidas. Es preciso en este caso, basarse en una teoría de falla para calcular las presiones laterales. Con la distribución de presiones aparentes propuesta por Peck, La reacción total de los puntales es igual a:

$$Q = 1.75 \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 - \frac{4c}{\gamma H} \right) \right]$$

Esta reacción Q debe ser por lo menos igual al empuje del agua sobre la estructura de retención. Es preciso verificar, por tanto:

$$1.75 \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 - \frac{4c}{\gamma H} \right) \right] \geq \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

O sea

$$1.75 \left(1 - \frac{4c}{\gamma H} \right) \geq \gamma_w / \gamma$$

Resulta entonces que si la desigualdad anterior no se verifica. La regla empírica de Peck, en este caso, predice un empuje lateral total inferior debido a la sola presencia del nivel freático. Dicho resultado no es digno de confianza, por lo cual se recomendaría modificar esta propues-

ta con el objeto de que el empuje lateral total sea por lo menos igual al empuje del agua.

Para el caso de excavaciones realizadas en Oslo y México con N superior a 4 la carga sobre los puntales no se ajustan a la proposición de Peck. Las mediciones efectuadas muestran que las reacciones en los puntales son superiores a las observadas en otros sitios. Esta distribución excepcional de cargas sobre puntales puede deberse a deflexiones sufridas por la tablestaca antes de colocar cada hilera de puntales.

3.1.2. Evaluación del caso práctico No. 2.

En el año de 1970 el Sistema de Transporte Colectivo propone al Instituto de Ingeniería el proyecto " Revisión de mediciones de carga en puntales en las excavaciones del metro". El mismo fue coordinado por el Ing. Gabriel Auvimet, investigador del citado Instituto.

En este estudio la colocación errática de ciertos gatos de medición y la interferencia de las operaciones de construcción con las mediciones, impidieron dar una interpretación de los resultados. Se estudiaron en total 14 secciones de medición, en las figuras 28-29 se muestran características del perfil estratigráfico de la zona.

El análisis de los datos disponibles se realizó en diferentes etapas:

a.- Los gatos colocados en los puntales reciben una carga correspondiente al empuje del terreno sobre la pared lateral de la excavación. El área de influencia de cada puntal se calculó repartiendo el área total de la pared de acuerdo al número y posición de los puntales.

b.- Escogiendo fechas de mediciones con resultados completos y típicos, se graficaron para cada fila vertical de gatos de medición las máximas cargas totales registradas.

c.- Las gráficas de presiones calculadas actuando sobre la pared a distintos niveles se determinaron dividiendo las

cargas totales por el area asociada a cada puntal.

d.- Finalmente se evaluo el empuje por metro lineal para cada fila vertical de gatos.

Las observaciones realizadas se compararon con las soluciones empiricas propuestas por Terzaghi - Peck. Dos aspectos se estudiaron con especial atención:

- 1.- La distribución de presiones en un plano vertical.
- 2.- La magnitud del empuje total.

En las figuras 30 a 32 se muestran la posición de los perfiles obtenidos respecto a los diagramas de diseño recomendados por Terzaghi-Peck, para las secciones consideradas. Conviene observar que la tercera sección corresponde a un material arenoso para el cual el perfil propuesto por Terzaghi-Peck resulta ser uniforme.

En las figuras 33 a 35 se comparan las magnitudes de los empujes totales por metro lineal observados y calculados a través de la solución empirica propuesta por Terzaghi - Peck.

De los análisis presentados en este estudio se puede concluir que:

a.- El diagrama propuesto por Terzaghi - Peck no constituyen en ninguna forma una envolvente de las presiones máximas registradas. El ancho propuesto para el diagrama por

Terzaghi - Peck es:

$$K_a = 1 - m \frac{c}{\gamma H}$$

En el estado de arte presentado por Peck en el séptimo Congreso Internacional de Mecánica de Suelos propuso reducir el valor del coeficiente m , inicialmente considerado igual a 1 para arcillas blandas, a un valor de 0.4 para tomar en cuenta los resultados de mediciones efectuadas en Oslo. Los resultados presentados muestran que esta reducción no parece suficiente. Los valores de m ajustados para que el diagrama obtenido sea efectivamente la envolvente de las presiones máximas resultan respectivamente 0.09 y 0.15. En el caso de materiales granulares el diagrama propuesto por Peck tampoco resulta constituir una envolvente de presiones máximas registradas. La diferencia observada en este caso es sin embargo menor que la correspondiente a materiales arcillosos.

b.- En las figuras 33 y 34 se muestra que la magnitud del empuje total correspondiente al diagrama de Terzaghi-Peck $m = 0.4$, supuestamente conservador, constituye de hecho una buena estimación del empuje total observado. En el caso de material arenoso figura 35 el diagrama de Terzaghi-Peck resulta francamente conservador para la estimación del empuje total.

3.1.3.- Evaluación del caso práctico No. 3.

Los Ingenieros J.M. Rodriguez y C.L. Flamand de la compañía Solum, S.A. efectuaron una serie de mediciones durante la excavación realizada para la construcción de un sifón en la intersección de una línea del metro con un colector de aguas negras. El sifón presentó una excavación de 7.00 m de ancho, 22.0 m de largo y 11.50 m de profundidad.

En la figura 37 se presenta la columna estratigráfica de la zona, así mismo se indican algunas propiedades mecánicas del subsuelo. En la figura 36 se muestra una disposición de planta de lo que sería la futura excavación.

Los autores concluyeron que la arcilla es normalmente consolidada dentro de la profundidad de influencia de la excavación, con excepción del suelo localizado entre 3.00 y 6.00 mts el cual muestra una preconsolidación por efecto de la desecación.

En la figura 38 se muestra el incremento de las cargas sobre los puntales conforme la excavación progresa. La misma se realizó en tres etapas iniciándose en la parte central y continuándose en las zonas sur y norte respectivamente.

En la figura 39 se indica la evolución de la deformación horizontal y de empuje aparente de tierra sobre la estructura en distintas etapas de la excavación. Adicionalmente se muestra una comparación entre las cargas determinadas sobre

los puntales y las evaluadas siguiendo el criterio de Peck y de Brinch - Hansen. Observando la figura se puede concluir que en las primeras dos etapas se encontró que la envolvente propuesta por Peck era nula mientras que aplicando el criterio de Brinch - Hansen se encontró que el empuje aparente decrece a medida que la profundidad aumenta. Es necesario hacer énfasis como los empujes medidos resultan ser sustancialmente mayores que los calculados principalmente en la segunda etapa. En la tercera y cuarta etapa de excavación se continua la tendencia indicada con anterioridad, la situación más crítica sigue observandose en el segundo puntal.

De estos resultados se puede concluir que las estimaciones teóricas estan muy por debajo de las deducidas a partir de las cargas sobre los puntales. No obstante el criterio de Brinch - Hansen considerando que la tablestaca rota alrededor del primer nivel de puntales da valores mucho mas aceptables que los obtenidos siguiendo el criterio de Peck.

3.1.4.- Evaluación del caso práctico No. 4.

En el año de 1970 Willian Lambe propuso a cuatro ingenieros H.Q. Golder, J.P. Gould, G.P. Tschebotarioff y S.D. Wilson para que ofrecieran una solución al problema de una excavación efectuada en Boston.

En cada caso se les proporcionó un perfil estratigráfico de la zona así como algunas de las propiedades mecánicas del subsuelo, lo anterior se puede observar en la figura 40. Se indicó así mismo que el nivel de aguas freáticas varía entre 6 a 8 fts, este se abatio en la zona interior de la excavación. En la zona exterior conservó su nivel original.

El proceso constructivo consta de las siguientes etapas:

- 1.- Hincado de la tablestaca;
- 2.- Excavación hasta 10.0 ft,
- 3.- Instalación del primer nivel de puntales;
- 4.- Excavación de la profundidad suficiente para que el siguiente nivel de puntales se coloque. Así planteado el problema se solicitó de cada uno de los cuatro ingenieros que evaluaran entre otras cosas la distribución de presiones sobre la tablestaca así como tambien se estimase la carga que actuaba sobre los puntales. La solución propuesta por cada uno de los ingenieros se resume seguidamente.

a.- Solución propuesta por Golder.

La solución propuesta por Golder establece que la estructura de tablestaca se desplaza lo suficiente como para desarrollar un estado de empuje activo en el suelo de relleno detrás de la tablestaca. Este estado de esfuerzo en la ma-

sa de suelo se puede estimar:

Para suelo granular:

$$\bar{T}_h = \gamma H K_a$$

Para suelo cohesivo:

$$\bar{T}_h = \gamma H - 2c$$

deduce de la expresión para suelos cohesivos que no se generan esfuerzos laterales en una profundidad:

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

En la figura 41-a se muestra la interpretación del perfil de suelo propuesta por Golder, en la figura 41-b se indica la distribución de esfuerzos efectivos horizontales estimada por Golder, la misma como se muestra en el diagrama fue reemplazada por una distribución de esfuerzos horizontales equivalentes, la adición de la presión hidrostática nos proporciona el diagrama de esfuerzos totales. Para calcular la carga sobre los puntales, Golder dibuja un diagrama suavizado (figura 41-c) que tiene un área igual al señalado en la figura 41-b. Este diagrama lo divide en secciones equidistantes entre puntales, cada puntal se supone que soporta una sección de este diagrama de esfuerzos. Las cargas estimadas por Golder sobre cada puntal se muestra en la tabla 1.

b.- Solución propuesta por Gould.

En la figura 42 se muestra la solución propuesta por Gould. Expresa que los esfuerzos efectivos horizontales están en un estado intermedio entre el estado de reposo y el estado activo. Los esfuerzos laterales en el material de relleno y en

el limo se estimaron conservadoramente, no obstante en el "Till" que resulta ser un sedimento heterogeneo no estratificado y que presenta desde fragmentos de roca y abundante gravilla en ocasiones con presencia de algo de arcilla, los esfuerzos se estimaron bajo debido a la alta resistencia al esfuerzo cortante del material. Gould supone que la presión del agua es hidrostática unicamente hasta la base del limo organico, en el till establece que la presión resulta algo menor por el flujo de agua. La presión lateral total la estima sumando a los esfuerzos efectivos horizontales la presión hidrostática. Finalmente las cargas estimadas sobre los puntales por Gould se muestran en la tabla 1.

c.- Solución propuesta por Tschebotarioff.

Tschebotarioff propone en su solución una distribución de empujes mostrada en la figura 43. De la distribución mostrada en la figura 43-a correspondiente a Terzaghi - Peck y haciendo uso de su extensa experiencia Tschebotarioff propone para los esfuerzos horizontales totales el diagrama representado en la figura 43-b.

Entre 0 y 12 fts Tschebotarioff obtiene que los esfuerzos horizontales:

$$\sigma_t = \gamma_t \cdot H \cdot K \quad (K=1.4)$$

En el limo Tschebotarioff usa:

$$\sigma_t = \gamma_t \cdot H \cdot K \quad (K=0.5)$$

Para el till considera que los esfuerzos serian los propuestos por Terzaghi - Peck considerando el peso sumergido más la distribución hidrostática de presiones. Para calcular la carga sobre los puntales Tschebotarioff supone el desarrollo de una junta plástica en cada ubicación de puntales excepto en el superior. Trata a la tablestaca entre cada par de juntas como una viga simplemente apoyada y calcula la carga como se muestra en la figura 43-c- Los resultados se muestran en la tabla 1.

d.- Solución propuesta por Wilson.

Wilson establece dos soluciones posibles a este problema. La predicción A utiliza una distribución triangular para el estado de esfuerzos desarrollados en el limo y en el relleno considerando un peso unitario sumergido y $K = 0.5$. Supone además que el till no genera esfuerzos horizontales, considera aquí solo al empuje del agua, ver figura 44-a.

La predicción B supone que en el relleno y en el limo la distribución de esfuerzos totales es la dada por Terzaghi-Peck, en el till estima la misma distribución anterior ver figura 44-b. Para calcular la carga sobre los puntales supone que se desarrollan juntas plásticas donde estos se ubican, los resultados se muestran en la tabla 1.

Comparación de las soluciones propuestas.

La figura 45 muestra la distribución de empujes laterales sobre tablestacas. Se puede observar que existe una gran

diferencia entre las distribuciones predichas. En general se estableció una distribución de esfuerzo correspondiente a un estado intermedio entre el empuje activo y en reposo no obstante esta distribución en algunos casos se modificó convenientemente debido a los resultados reportados por Terzaghi - Peck en 1.967.

De las soluciones propuestas por algunos miembros del panel surgen algunas interrogantes en lo que respecta a la aplicación de la solución empírica de Terzaghi - Peck:

- 1.- ¿Puede considerarse el relleno, limo y el till como una arena ó como una arcilla?.
- 2.- ¿Como considerar la resistencia S_u en el perfil seleccionado?.
- 3.- ¿Como deben ser manejados los empujes hidrostáticos sobre la tablestaca?.
- 4.- ¿Como se debe considerar apropiadamente un suelo cuyas propiedades se modifican con la profundidad?.

Todas estas preguntas se contestan en el texto del artículo a través del "Juicio ó experiencia del ingeniero". Por ello resulta necesario evaluar el comportamiento de estas estructuras en lugares como el propuesto.

Lambe y Wolfskill en mayo de 1970 efectuaron mediciones para corroborar las estimaciones de los panelistas. En la figura 46 se resumen los valores calculados por los cuatro

ingenieros, adicionalmente se muestra el valor medio y el valor de diseño de las cargas sobre puntales. Se concluye de esta grafica que para cualquier estado de la excavación el valor estimado resulta en promedio aproximadamente la mitad del valor de diseño , evidentemente el procedimiento constructivo influye marcadamente en los datos de campo obtenido. Finalmente y como se muestra en la figura 47 el diagrama de esfuerzos totales horizontales contra la tablestaca se aproxima a una distribución triangular.

3.1.5.- Evaluación caso práctico No. 5.

En 1.972 W. Armento reportó las observaciones de excavaciones efectuadas para el Servicio de Transporte Público de Oakland, California. El suelo está constituido principalmente por una arena arcillosa de densidad media a densa, ocasionalmente se encontraron estratos de arena densa y grava. A una profundidad variable entre 10 y 30 ft se presenta una arcilla orgánica la cual era muy rígida y dura. En la figura 48 se muestran dos perfiles típicos de la zona.

Para efectuar la construcción de las estaciones correspondientes a la calle 12 y 19 (figura 48-a) los ingenieros de diseño debían considerar el empuje generado por el suelo así como por el agua sobre la estructura de retención. Se les dio la libertad de considerar el criterio de diseño más apropiado para tal tipo de construcción. En la figura 49-b se muestra una comparación entre los valores observados y los calculados, correspondiente a la estación de la calle 12 con excepción del puntal ubicado en el nivel 5 el promedio de los valores observados caen dentro de las presiones estimadas a partir del diagrama empírico. El promedio de presiones observadas en el puntal del nivel 5 excede el valor de diseño en 20% aproximadamente, la máxima presión registrada excede al valor de diseño en 33%. Según confirmó el constructor el exceso de presión en este nivel se puede atribuir a una sobre-excavación en la zona. En la figura 49-d se indican los resultados correspondiente a la estación de la calle 19, aparentemente el diagrama de empuje se reduce con respecto a la sección 12, debido a que el material re-

sulta ser mas arcilloso. En esta figura la presión hidrostática propuesta en el tercio inferior del diagrama parece no verificarse, no obstante esto fue propuesto a juicio del ingeniero de proyecto.

De las mediciones efectuadas respecto al empuje de tierra sobre la estructura de retención se observa que no se puede llegar a una generalización de los resultados obtenidos.

CAPITULO 4. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES DE LOS CASOS PRACTICOS.

En esta parte del trabajo se presentan las conclusiones y comentarios acerca de los datos de campo obtenidos y las comparaciones que se hicieron con los métodos de análisis propuestos.

En el primer caso práctico analizado el Ing. Jesus Alberro diferencia para las excavaciones efectuadas en las arcillas del valle de México dos casos de interés. Los mismos se establecen de acuerdo a la magnitud del número de estabilidad. Cuando $N \leq 4$ concluye que la regla dada por Peck, según la cual el empuje total máximo puede calcularse considerando que varía entre 0.2 y $0.4 \sqrt{H}$, es probablemente válida para arcillas saturadas localizadas por encima del nivel freático. En el inciso 3.1.1 el Ing. Alberro propone para es-

te caso una ecuación que recomienda utilizar. De igual forma concluye que en el caso de excavaciones con $N > 4$ la carga sobre los puntales no se ajusta tampoco a la regla empírica propuesta por Peck.

Los investigadores que presentan los casos prácticos segundo y tercero llegan a conclusiones similares a las propuestas por el Ing. Alberro.

Se cree que las razones que conducen a esta discrepancia están ligadas a las condiciones de estabilidad que se producen en el fondo del corte.

A medida que aumenta la profundidad de la excavación a cielo abierto, el peso de los bloques del suelo situado a ambos costados de la misma actúan como una sobrecarga que acciona al nivel del fondo del corte vertical y tiende a desplazar lateralmente hacia la excavación la arcilla situada debajo de ese nivel para provocar la rotura del fondo por levantamiento. Consecuentemente el desarrollo de una zona plástica cerca de los bordes inferiores de la excavación aumentan al incrementarse el número de estabilidad. Así pues, en el caso de excavaciones realizadas en Ciudad de México una masa de arcilla blanda se extiende por debajo del fondo del corte desarrollándose de esta forma zonas plásticas sin restricción alguna. Por ello, los empujes excedieron en mucho a los previstos por la solución empírica de Peck para $m = 1$ y aun para $m = 0.4$.

En el cuarto caso práctico analizado. Se presenta un perfil estratigráfico bastante heterogeneo, según se deduce de las soluciones presentadas las cargas de diseño sobre los puntales resultan el doble del promedio de las cargas estimadas. Así mismo, sería conveniente tratar de hallar una respuesta a las interrogantes que se plantean en el inciso 3.1.4 en caso de tratar de aplicar la solución empírica de Terzaghi - Peck. Particularmente considero que las recomendaciones propuestas por Terzaghi - Peck deben ser aplicadas a casos muy específicos, es decir, a características del subsuelo que se asimilen a los sitios donde estos diagramas se derivaron. Para estas situaciones el profesor Clough sugiere un método donde inicialmente se calcula el empuje total sobre la estructura de retención usando la teoría de Coulomb, posteriormente establece que se ajuste un diagrama a las diversas condiciones de deformación. No obstante aun no se ha proporcionado un método de análisis consistente para calcular los empujes contra una tablestaca en tal situación, es necesario por ello que en situaciones como la presentada se efectue una adecuada instrumentación para obtener de esa forma datos que resulten de interés práctico.

En el ultimo caso presentado, los resultados de campo obtenidos estan por debajo de los calculados aplicando las recomendaciones de Terzaghi - Peck, a excepción hecha de la carga registrada en el puntal 5. El material predominante en esta excavación era una arena limo arcillosa, en estas condiciones el tratar de aplicar el diagrama de Terzaghi - Peck.

para una arcilla puede resultar conservador.

De los casos analizados es de fundamental importancia observar el hecho de que el diseño de las estructuras de tableros esta influenciado por una variedad de factores. En consecuencia se puede afirmar que el estado del arte para predecir el comportamiento de las excavaciones apuntaladas no resulta ser del todo aceptable. Actualmente se puede concluir que el ingeniero proyectista no tiene la certeza de predecir en este problema la carga desarrollada sobre los puntales ni aun los movimientos generados en las zonas vecinas. Este hecho desafortunado esta causado por la dificultad de seleccionar adecuadamente las propiedades mecánicas del subsuelo así como el de predecir los detalles en la ejecución de las obras.

Finalmente es necesario observar que los métodos analíticos proporcionan resultados por lo general muy poco confiables, pues no toman en cuenta una serie de efectos reales, tales como el arqueo, que juegan un papel importante y modifican grandemente la magnitud y distribución de los empujes dados por las teorías. En este sentido para mejorar el estado del arte de los ingenieros en el conocimiento del comportamiento de tal tipo de estructura es necesario instrumentarlas y analizar cuidadosamente la documentación de campo, esto tendría la finalidad primordial de proporcionar nuevas alternativas de diseño. Así pues, se concluye que la creciente importancia de las excavaciones apuntaladas nos obliga definitivamente a que se mejore el estado del arte actual.

ANEXO I.

Como conclusión de los aspectos tratados en la resolución del problema de empuje de tierra sobre estructuras de tablestaca se presentan a continuación los principios teóricos establecidos por el Dr. Leonardo Zeevaert en la resolución práctica de tal tipo de problema.

Según se observa en la figura 50 al ubicar el primer nivel de puntales cercano a la superficie se restringe el desplazamiento horizontal de la tablestaca. No obstante a medida que la excavación progresa se observa una rotación de la tablestaca alrededor del puntal (punto A). Al instalar el segundo nivel de puntales la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo se moviliza resultando que la distribución de presiones en la parte inferior de la tablestaca se puede suponer en concordancia con lo establecido por la teoría de Rankine. Adicionalmente si la tablestaca es rígida y los puntales se colocan de tal forma que los desplazamientos en la superficie se restringen la distribución de presiones en esta zona resulta mayor que la propuesta por la teoría de Rankine.

Al rotar la tablestaca se moviliza la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo, la distribución de presión activa se expresa como:

$$P_2 = \frac{-2C_2}{\sqrt{N\phi}} + \frac{1}{N\phi} \left(\sum_1^2 \gamma_i \Delta z_i + q - u_2 \right)$$

En esta fórmula:

q = Sobrecarga aplicada en la superficie.

γ_i = Peso unitario promedio en cada estrato de espesor Δz .

u_z = Es la presión hidráulica a la misma profundidad.

La distribución de presión de tierras según Rankine en la figura 50 se señala con "pr". Así pues, debido a que el desplazamiento horizontal para los últimos puntales es pequeño debido a la rigidez de la tablestaca la distribución de presión promedio se calcula por medio de:

$$P_a = 1.14 \frac{E'a}{D}$$

donde la presión activa total $E'a$ sin sobrecarga puede calcularse:

$$E'a = 1.1 \int_0^h \left[-\frac{2c}{\sqrt{N\phi}} + \frac{1}{N\phi} \left(\sum_0^z \gamma_i \Delta z_i - u_z \right) \right] \Delta z$$

Aquí C_z y $N\phi z$ son los valores promedio para cada estrato de espesor Δz . Suponiendo entonces un peso unitario así como los parámetros de resistencia al corte uniforme desde la superficie hasta una profundidad dada h , la distribución de presiones contra la tablestaca para propósitos de diseños se muestra en la figura 50 a través de la línea "abcd". Este diagrama representa la presión máxima que se verifica sobre la tablestaca durante la excavación e instalación de puntales. La distribución total de presiones contra la tablestaca se obtiene sumando a lo anterior la presión hidrostática.

Debido a que las condiciones de estabilidad son requeridas al colocar el último nivel de puntales (vease figura 51) la presión activa E_a así como la presión hidráulica u debe e-

valuarse en la sección CE. Esta fuerza es contrarestada en la sección DE de la tablestaca ubicada por debajo de la excavación. En los suelos cohesivos la reacción unitaria P_p se supone uniforme y se puede evaluar considerando el desarrollo de una junta plástica en C, con un momento plástico M_{cp} . Entonces tomando momento en C resulta:

$$E'_p = \frac{E_a y_a + U \cdot y_u - M_{cp}}{y_p}$$

La reacción unitaria del suelo en la sección sera:

$$P_p = \frac{E'_p}{l - \Delta}$$

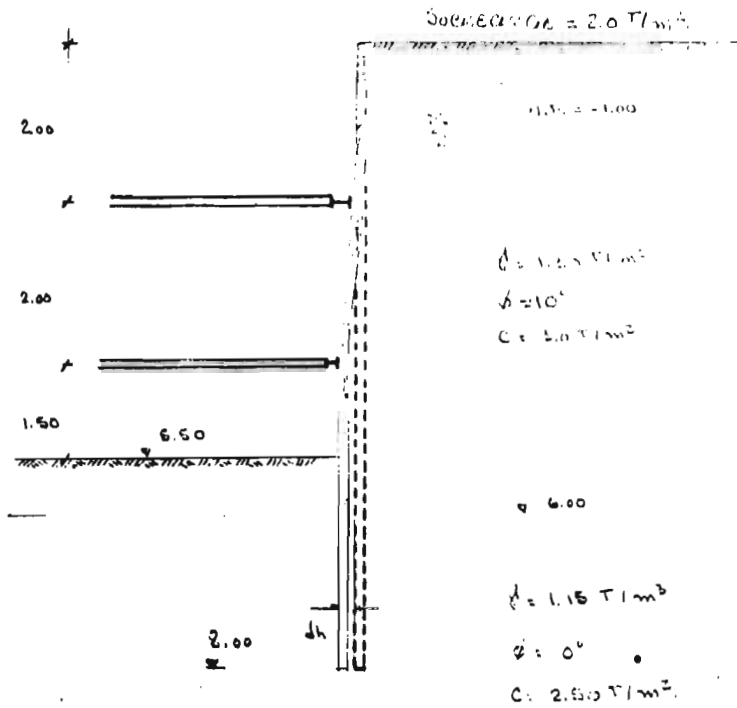
El factor de seguridad contra la falla de fondo debe analizarse para asegurar la excavación, en tal sentido es necesario evaluar la presión pasiva E_p por los métodos corrientes. El factor de seguridad se obtiene de considerar:

$$G_s = \frac{E_p}{E'_p}$$

El factor de seguridad así estimado no debe ser menor de 2 de forma de evitar la falla plástica del fondo.

A continuación se presenta un ejemplo numérico con el objeto de ilustrar lo establecido en este anexo.

EJEMPLO NUMÉRICO - ANEXO I.



En la resolución de este caso se consideran 2 alternativas:

Caso I: Considerando un abatimiento total del nivel freático, esto implica que cerca de la tuberia no existe un flujo vertical al estrato permeable supuesto a 10.0 mts.

Nos aumenta el peso volumetrico del material sumergido a peso volumetrico total

$$V_{total} = V_w + V'$$

Caso II: Reinyectar el agua para mantener los niveles piezometricos, hay que calcular considerando el peso volumetrico sumergido. V' . Para considerar el empuje total hay que adicionarle la presión hidraulica.

Caso I.

CONSIDERANDO AUMENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Prof m.	C T/m ²	ϕ	d_m T/m ³	ESPESOR ESTRATO m
6.00	1.00	10°	1.30	6.00
10.0	2.50	0	1.15	4.00

CÁLCULO DEL EMPUJE SIN CONSIDERAR SOBRECARGA.

PRESIÓN TOTAL (T/m ²)	$-2c/\sqrt{N\phi}$ (T/m ²)	$P_c/N\phi$ (T/m ²)	P_2 (T/m ²)	E_a (T/m)
0.00	-1.40	0.00	-1.40	
7.80	-1.40	2.82	2.42	2.82
11.60	-5.00	11.60	5.60	16.04

ENTONCES

$$E'_a = 1.1 E_a = 1.1 (2.82) = 3.10 \text{ T/m.}$$

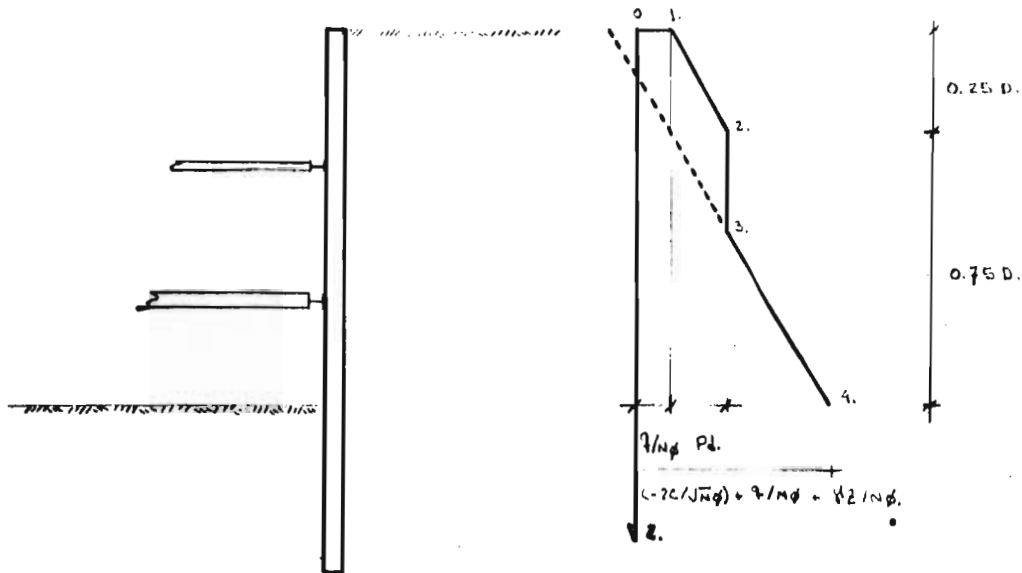
CONSIDERANDO EL DIAGRAMA DE TERZAGHI - PECK:

$$P_d = 1.14 \frac{E_a}{d} = \frac{1.14 (3.10 \text{ T/m})}{5.50} = 0.64 \text{ T/m}^2.$$

TOMANDO EN CUENTA LA SOBRECARGA:

PRESIÓN TOTAL (T/m ²)	$-2c/\sqrt{N\phi}$ (T/m ²)	$P_c/N\phi$ (T/m ²)	$q/N\phi$ (T/m ²)	P_2' (T/m ²)	E_a (T/m)
0.00	-1.40	0.00	0.38	-0.42	
7.80	-1.40	2.82	0.38	4.80	12.05
11.60	-5.00	11.60	0.38	12.58	34.60

El diagrama de esfuerzos a considerar será el indicado por 01234 siempre que se considere el nivel de líneas prácticas de abanico.



Caso II.-

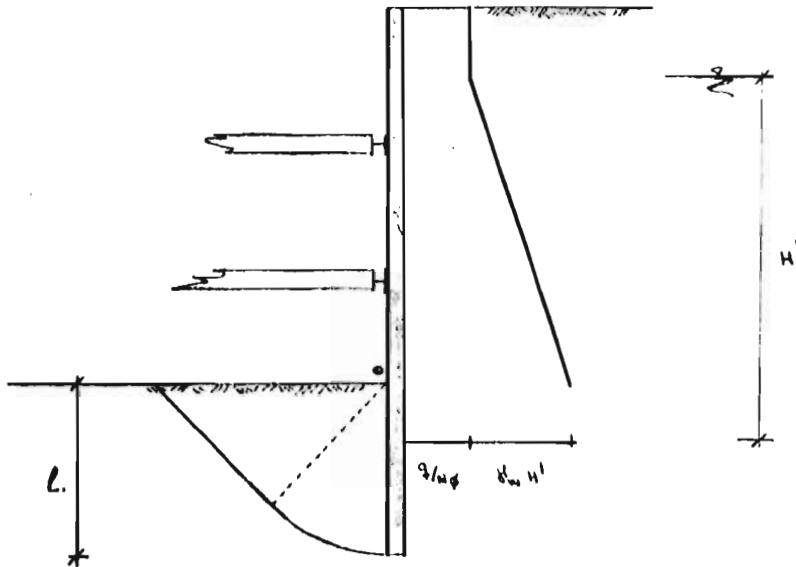
Considerando la alternativa sin abatimiento.

Profundidad (m)	C (T/m ²)	φ	N ¹ (T/m ²)	Espesor Esnat. m.
1.00	1.00	10°	1.30	1.00
6.00	1.00	10°	0.30	5.00
10.00	2.50	0	0.15	4.00

Calculo del Empuje sin considerar sobrecargas.

Presión Total (T/m ²)	-2C/√Nφ (T/m ²)	P1/Nφ (T/m ²)	σ _s (T/m ²)	P ₂ N _u (T/m ²)	E _{as} T/m.
0.00	-1.40	0.00	-1.40	0.00	-1.08
1.30	-1.40	0.64	-0.76	0.00	-1.60
6.00	-1.40	1.52	+0.12	5.00	

Ya que el Empuje Generado por el suelo resulta ser negativo se considera únicamente el efecto producido por el agua más el efecto de la sobrecarga, el Diagrama o Considerar:



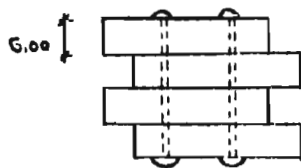
El Empuje pasivo generado por la cuña indicada en la figura anterior se puede evaluar:

$$E_p = \frac{2 + \pi}{2} c l + \frac{\gamma l^2}{3\sqrt{2}} + \frac{\gamma^2 (1 + \sqrt{2})}{4 \sqrt{2}}$$

$$E_p = \frac{2 + \pi}{2} (2.5)(2.50) + \frac{1.15 (2.50)^2}{3\sqrt{2}} + \frac{1.15 (2.50)^2 (1 + \sqrt{2})}{4 \sqrt{2}}$$

$$E_p = 22.50 \text{ T/m l.}$$

Considerando una trabesaca del tipo Wakefield. El momento de flexión será:



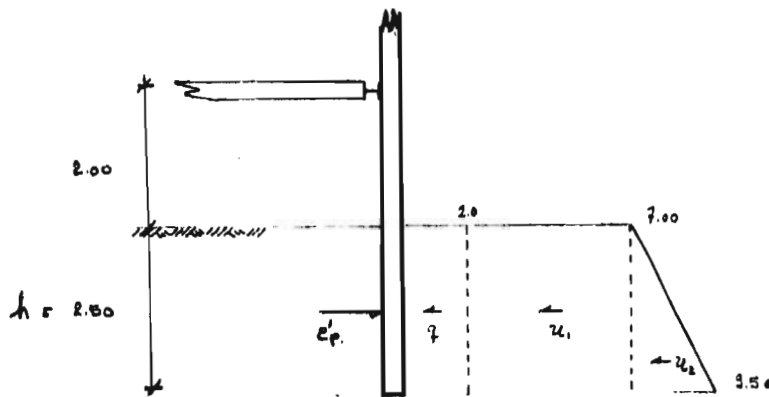
$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 + (6.00 \cdot 40)^3}{12} = 66666.7 \text{ cm}^4$$

Trabajando con $\frac{1}{2} I$ resulta que para $\sigma = 150 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

En este caso

$$M_{ep} = \frac{\sqrt{f} \cdot I}{c} = \frac{150 \cdot (33333.4)}{10} = 5.0 \text{ T/m}$$

Calculo del factor de seguridad considerando que no existe deflexión:



$$y_q = y_{ep} = y_{u1} = 3.25 \text{ m.}$$

$$y_{u2} = 3.67 \text{ m.}$$

$$E_A q = 2.0 \cdot 2.60 = 5.0 \text{ T/m}^2.$$

$$u_1 = 5.0 \cdot 2.50 = 12.50 \text{ T/m}^2$$

$$u_2 = \frac{1}{2} (2.80)^2 = 3.12 \text{ T/m}^2.$$

Resulta entonces que

$$E'p = \frac{E_a \cdot y_a + u_1 \cdot y_{u1} - M_{ep}}{y_p} =$$

$$E'p = \frac{5.0 \cdot 3.25 + 12.50 \cdot 3.25 + 3.12 \cdot 3.67 - 5.0}{3.25} = 15.96$$

El factor de seguridad resulta:

$$G = \frac{E_p}{E'p} = \frac{22.50}{15.86} = 1.40.$$

Calculo del desplazamiento lateral de la tablestaca:

$$\delta h = \beta_0 H h \cdot \frac{E_a}{h} \cdot l = 0.60 H e \frac{E_a}{h} \cdot l$$

$$\delta h = 0.60 (0.032) \cdot \frac{20.62}{2.50} \cdot 3000 = 15.82 \text{ cms.}$$

Considerando

$$H e = 0.032 \text{ cm}^2/\text{kgf}$$

$$l = 30.00 \text{ m}$$

$$H h \approx 0.60 H e.$$

ANEXO II.

II.1.- Metro de Brooklyn.

Este caso fue reportado por Miller (1.916) detalles de la construcción y características del suelo se muestran en la figura II-1. El peso unitario del suelo así como el ángulo de fricción del material no se suministran, estas características se estimaron a partir de la descripción ofrecida. La excavación ejecutada fue de 80 fts de profundidad y poseía 85 fts de ancho. Tanto la tablestaca como los puntales eran de madera. Miller midió la deflexión en los puntales, estimando el módulo de elasticidad de la madera. Determinó presión uniforme promedio que produce la citada deflexión. No obstante de las incertidumbres originadas en las mediciones de las deflexiones de los puntales así como las originadas en la estimación de módulo de elasticidad, la distribución de presión sobre la tablestaca resultó razonablemente correcta.

II.2.- Metro de Berlín.

Los resultados de estos ensayos fueron reportados por Spilker (1.937), características del suelo y de la estructura se muestran en la figura II-2. La estructura de retención se construyó hincando vigas de acero separadas 2.00 mts c/c, posteriormente entre ambas se colocaron tabloncillos de madera. Los puntales así como las riostras usadas en la obra eran acero. Resultado de las mediciones efectuadas en las distintas secciones se muestran en la figura II-3.

II.3.- Metro de Munich.

Resultado de los ensayos fueron reportados por Klenner (1.941), en la figura II-4 se reportan las características del subsuelo. El ancho de la excavación resultó del mismo orden que para el caso del metro de Berlín, de igual forma el procedimiento constructivo en este resultó similar al efectuado en Berlín.

La carga sobre los puntales se midieron en siete estaciones, un resumen de estos resultados se muestra en las figuras II-5 y II-6.

II.4.- Metro de New York.

Este caso reportado por White - Prentis en (1.940) se muestra en la figura II-7. La figura incluye una sección longitudinal donde se muestran la ubicación de los puntales, de igual forma se muestra una sección que da información a las características del suelo. Un resumen de los resultados obtenidos en las distintas secciones se muestran en la figura II-8.

ANEXO III.

III.1.- Mediciones efectuadas en Oslo.

Una descripción completa de las mediciones efectuadas en Oslo fue reportada por el Instituto Geotécnico Noruego. Las mediciones efectuadas en el metro de Oslo (Grønland 1, Grønland 2, Veterland 1, Veterland 2, Veterland 3, Enerhaugen) indican que los empujes aparentes sobre la estructura resultan apreciablemente mayor que los calculados haciendo uso del diagrama propuesto por Terzaghi - Peck. A lo largo de toda la línea del metro la profundidad promedio resultó ser de 11.00 mts. Las figuras III-1, III-2 muestran algunos detalles de la construcción así como características del subsuelo. Diagrama de empujes aparentes de algunas de las secciones instrumentadas se muestran en la figura 3.

III.2.- Mediciones efectuadas en el metro de Chicago.

Durante la construcción del metro de Chicago Peck instrumento del orden de siete secciones, en las figuras III-4, III-5 se muestran detalles de construcción y características del subsuelo de dos de esas secciones. En las figuras III-6 a III-8 se muestra un resumen de los diagramas de empujes aparentes obtenidos.

III.3.- Mediciones efectuadas en Inglaterra.

Golder en 1.948 reporta algunas mediciones de excavaciones efectuadas en Londres. Una sección típica de la zona excavada se muestra en la figura III-9, se muestra en ella

algunos detalles constructivos así como características del subsuelo. La figura muestra algunos resultados de pruebas de compresión sin confinar, a partir de estos resultados el suelo fue dividido en zonas. Diagramas de empuje para estas excavaciones no fueron reportados.

III.4.- H. Building en Japón Osaka.

Este caso fue reportado por Endo (1.963). La excavación presentaba 22.00 mts de profundidad y cubría un area de 50 por 70 mts. La construcción así como las características del subsuelo se muestran en la figura III-10.

El empuje de tierra fue determinado a partir de celdas de presión ubicadas entre la losa y la tablestaca, los resultados de estas mediciones se muestran en la figura III-11.

REFERENCIAS:

1.- Terzaghi Karl, A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations.

Journal, Boston Society of Civil Engineering, April 1936.

2.- Terzaghi Karl, General Wedge Theory of Earth Pressure.

Transactions ASCE, Vol 106, Paper 2099, 1941.

3.- Terzaghi K. and Peck, B, Soil Mechanics in Engineering Practice.

John Wiley(1967).

4.- Tschebotarioff, G. , Retaining Structures in Foundations Engineering.

McGraw Hill Book Company (1962)

5.- Terzaghi, Karl. Theoretical Soil Mechanics.

Wiley and Sons, New York (1956)

6.- Peck, R.B., Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground.

VII ICSMFE, México, 1969.

7.- Flaate, Kaare., Stress and Movements in Connection With

Braced Cuts in Sand and Clay Ph,D, Thesis; University of Illinois, 1966.

8.- Zeevaert, Leonardo, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.

Van Nostrand Reinhold Company, 1973.

- 9.- Brinch - Hansen, J, Earth Pressure Calculation.
Danish Technical Press (1953).
- 10.- Huntington, W.C. Earth Pressure and Retaining Walls
John Wiley (1957)
- 11.- Dubrova, G.A., Interaction of Soil and Structures.
Rechnoy Transport, Moscow (1963)
- 12.- Performande of Earth and Earth-Supported Structures
Proceedings of the Specialty Conference (1972).
- 13.- Teng Wayne, Foundation Design
Prentice - Hall (1.962)
- 14.- Késdi, Arpád., Manual de Mecanica de Suelos.
Ediciones de la Biblioteca de la Universidad Central de
Venezuela (1.975).
- 15.- Lambe, Willian and Whitman, Robert; Soil Mechanics
John Wiley ans Sons, Inc, New York (1969)
- 16.- Golder H.Q, Gould, J.P., Tschebotarioff, G., Wilson,S
"Predicted Performance of a Braced Excavation.
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 96,
1.970.
- 17.- Auvinet Gabriel., Revisión de Mediciones de Carga en
Puntales en las Excavaciones del Metro de Ciudad de Mexico.

Instituta de Ingenieria.(1971).

18.- Lambe Willian, Wolfskill Anthony, Measured performance
of a Braced Excavation.

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 96,1970

19.- Navdocks DM-7 "Design Manual, Soil Mechanics, Foundations
and Earth Structures".

Dept of the Navy, Burean of Yards and Docks, Washington (1962)

20.- Analysis and Design of Building Foundations.

Envo Publishing Company, Inc (1975).

21.- Alberro, J, Mediciones efectuadas en las excavaciones
del metro.

Revista de Ingenieria, Julio-Septiembre (1972).

22.- Rodriguez, M y Flamand C. "Strut Loads Recorded in a Deep
Excavation in Clay". VII ICMFE (1969)

23.- Lee, I.K. Soil Mechanics, Selected Topics

Butterworths, London (1968)

24.-Winterkorn, Hans; Fang, Hsai Foundation Engineering Hand-
Book.

Van Nostrand Reinhold Company (1.975)

25.- Peck, Hanson, Thorhburn Foundation Engineering.

John Wiley Comp. (1973)

26.- Engineering News - Record, "Office Building Bordering Excavations Tilts Backward, October 17, 1968.

27.- Engineering News Record, "French Build Vertical Earth Retaining Walls" April 3, 1969.

28.- Gould, James P., "Lateral Stresses on Rigid Permanent Structures" State - of the Art Report for 1970 Cornell Specialty Conference, 1970.

29.- Kuesel, Ghomas R., "Bart Subway Construction: Planning and Costs", Civil Engineering, March 1969.

30.- Lacroix, Y., "Supported Temporary Excavation in Urban Areas", W.C.A. Geotechnical Bulletin, April 1969.

31.- Silvestri, J. Paul and J. D. Riffel, "Bracing and Forming: Key to Fast Subway Construction", Civil Engineering December 1968.

32.- Sowers, George B. and George F. Sowers, "Failures of Bulkhead and Excavation Bracing" Civil Engineering, January 1967.

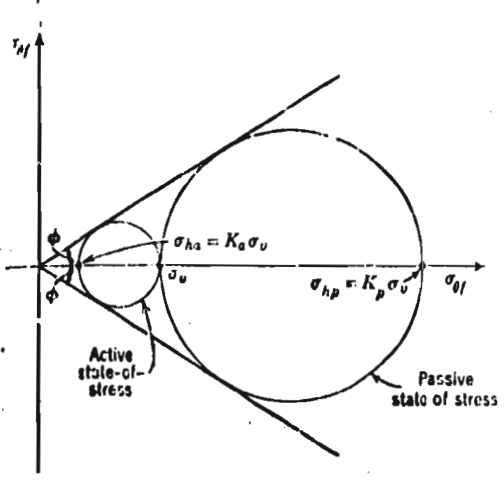


Fig. 1

Fig. 13.5 Rankine states of stress for geostatic conditions

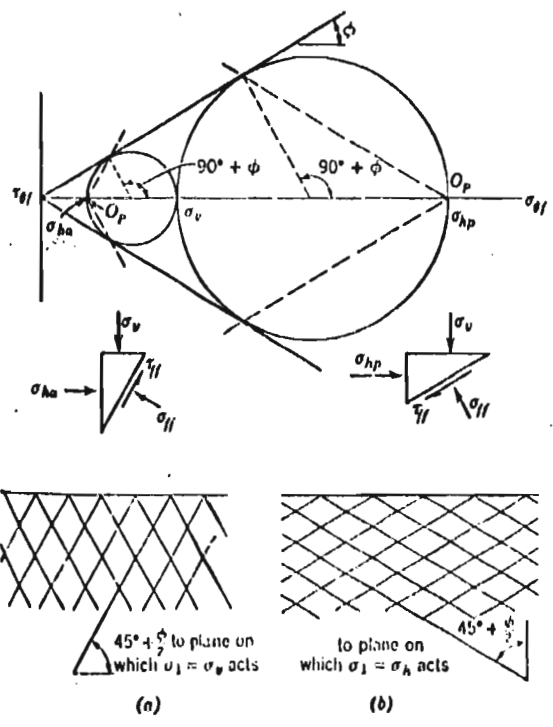


Fig. 2

Fig. 13.6 Orientation of slip lines for Rankine states. (a) Active state. (b) Passive state.

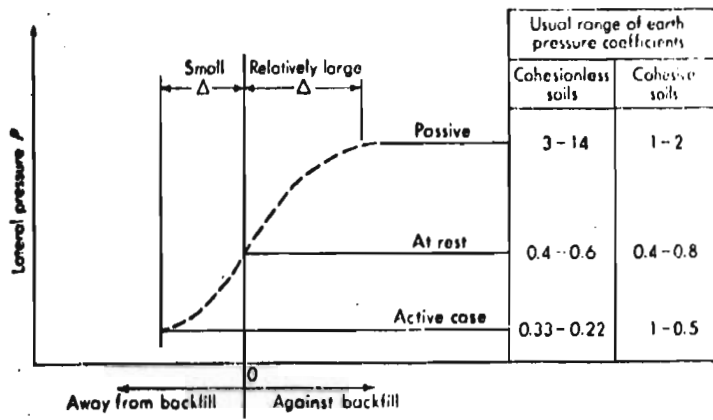


Fig. 3

Fig. 6-3 Illustration of active and passive pressures with usual range of values for cohesionless and cohesive soil.

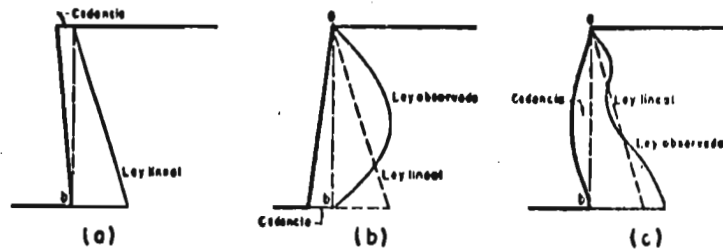


Fig. 4

FIG. IV.1.4. Distribuciones de presión observadas para diferentes modos de deformarse al soporte

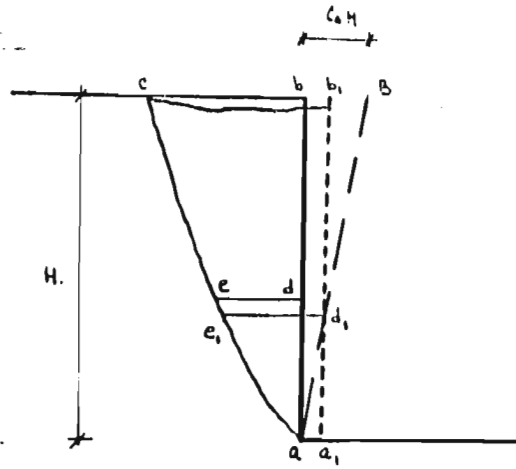


Fig. 5

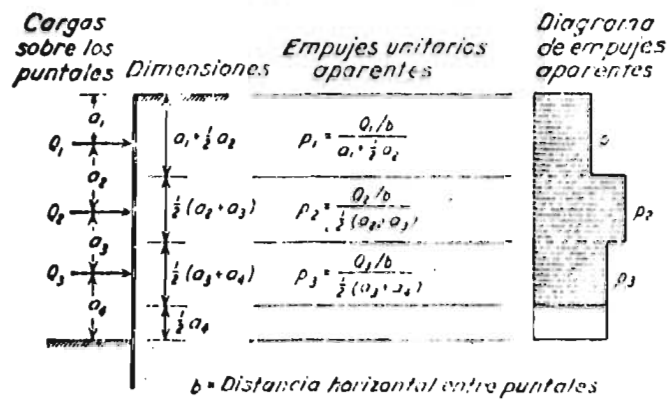
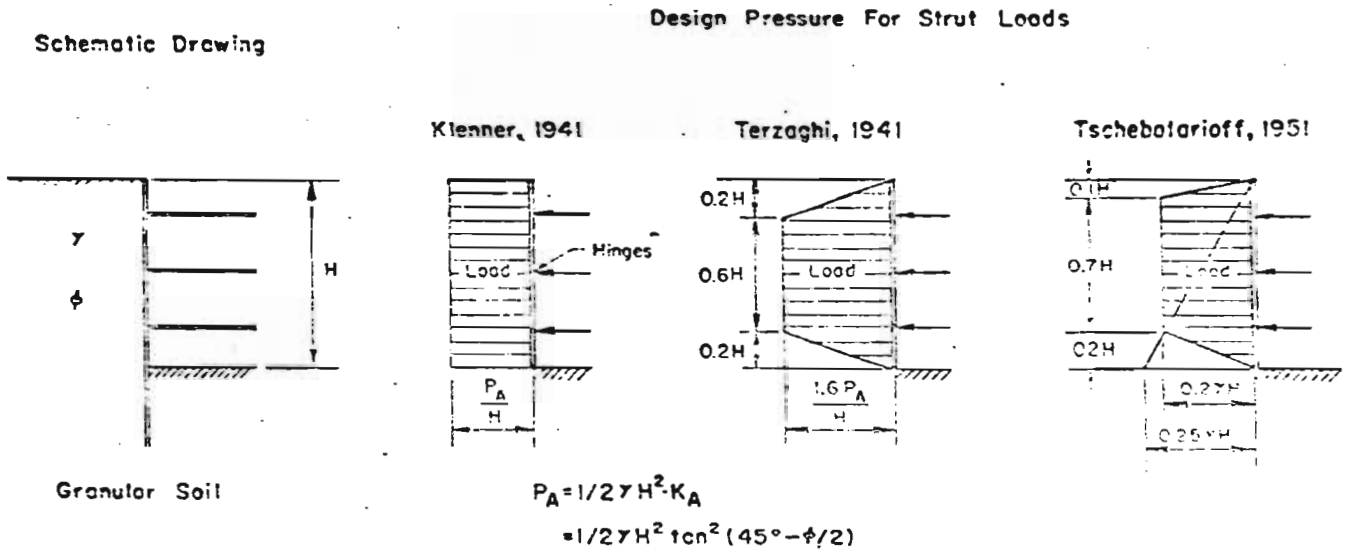


Fig. 6.3. Método para determinar el diagrama aparente de empuje partiendo de la medida de las cargas Q que actúan sobre los cordales de una excavación a cielo abierto.

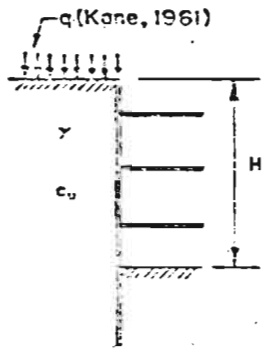
Fig. 6

FIG. 7



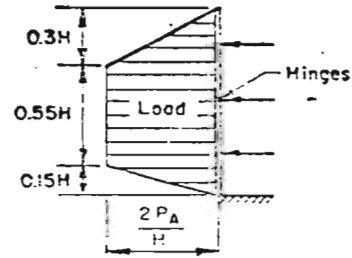
Design Pressure For Strut Loads

Schematic Drawing



Cohesive Soil

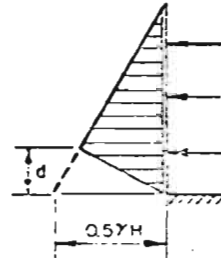
Peck, 1942



$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$

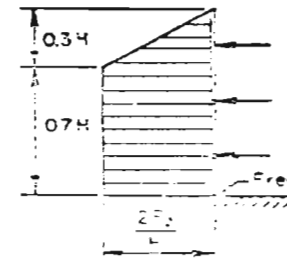
$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c_u H$$

Tschebotarioff, 1951



Stiff Clay: $d = 0.4H$
 Medium Clay: $d = 0.25H$
 Soft Clay: $d = 0$

Kane, 1961



$$P_A = K_A (\frac{1}{2} \gamma H + c_u H)$$

$K_A = \text{theoretical } K_A \text{ at } H_f (\text{failure})$

Fig. 8

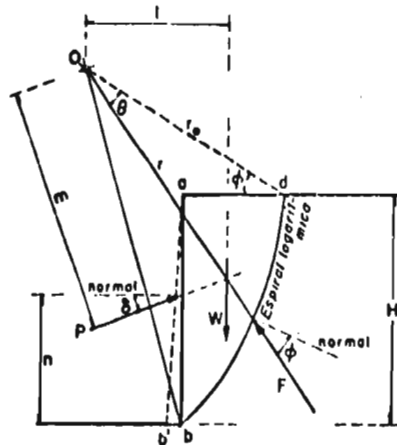


Fig. 9

FIG. IV-1.1 Método de la espiral logaritmica para el cálculo de empuje en ademes

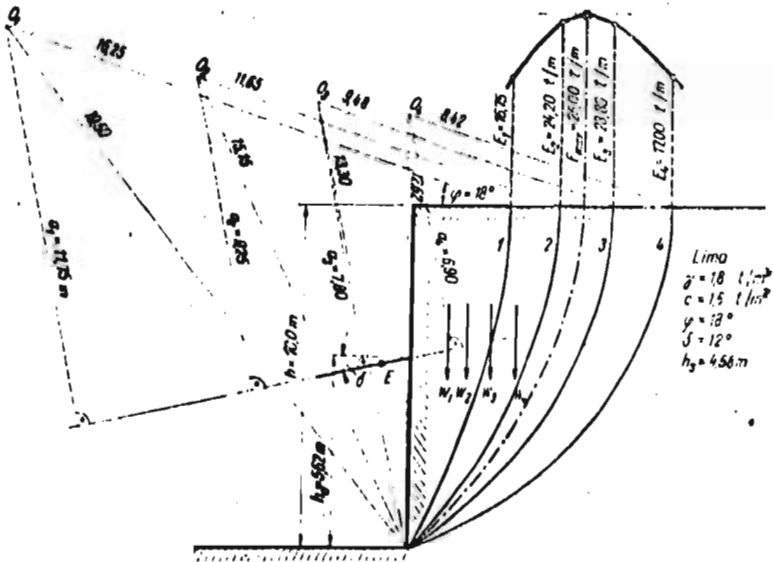


Fig. 399. Empuje de tierras en suelo cohesivo para el caso de una rotación del muro alrededor de su extremo superior.

Fig. 10

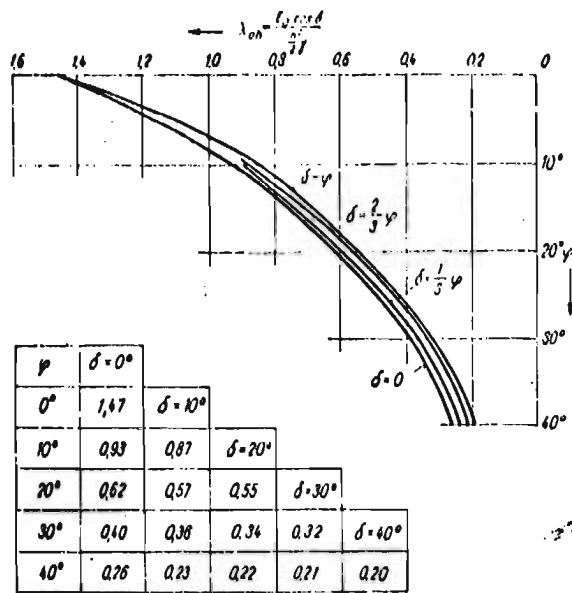


Fig. 11

Fig. 397. Coeficientes del componente horizontal del empuje de tierras para el caso de una rotación del muro alrededor de su extremo superior.

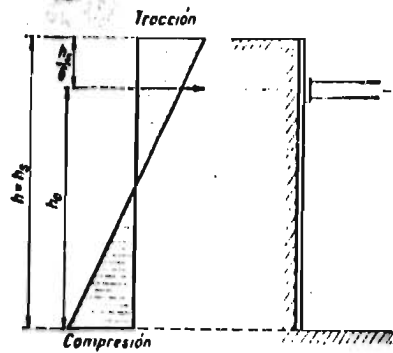


Fig. 12

Fig. 398. Altura del punto de aplicación de la fuerza en suelos cohesivos.

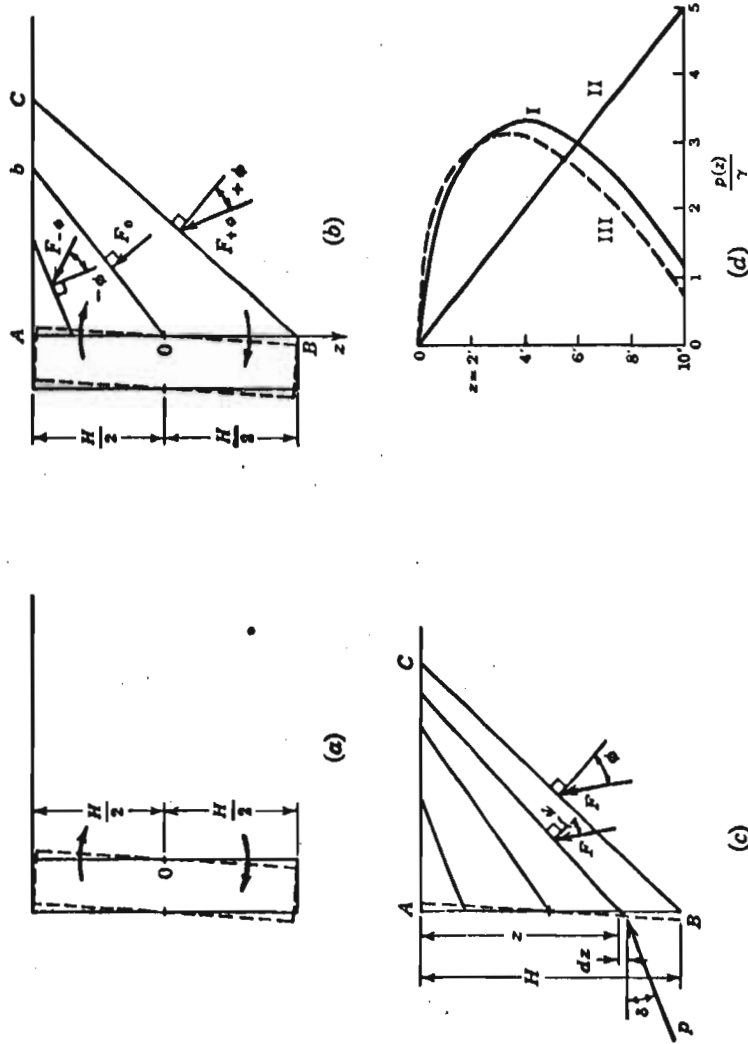
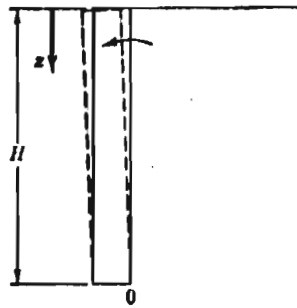


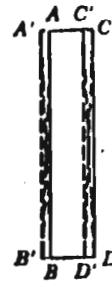
Fig. 5-16 (After Dubrova [69]).

Fig. 13

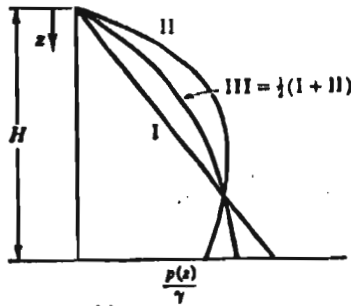
Fig. 5-19



(a)



(b)



(c)

Fig. 5-20 (After Dubrova [99].)

Fig. 14

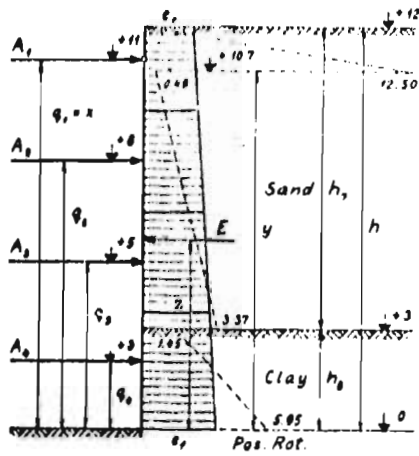


Fig. 15

Fig. 76A: Braced wall in stratified earth

Fig. 16

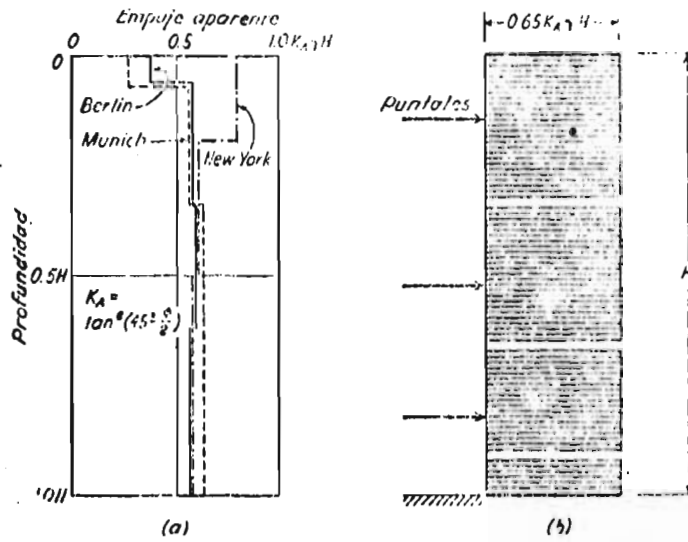


Fig. 48.5. (a) Diagramas envolventes del empuje aparente en mediciones realizadas sobre codales de excavaciones a cielo abierto en arena; (b) diagrama de empuje aparente propuesto para el cálculo de los puntales de las excavaciones a cielo abierto en arena.

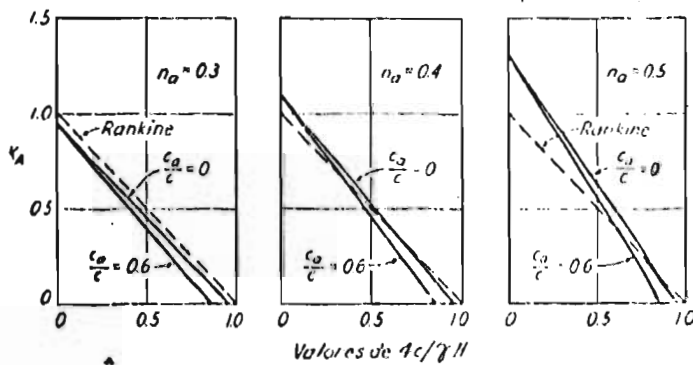
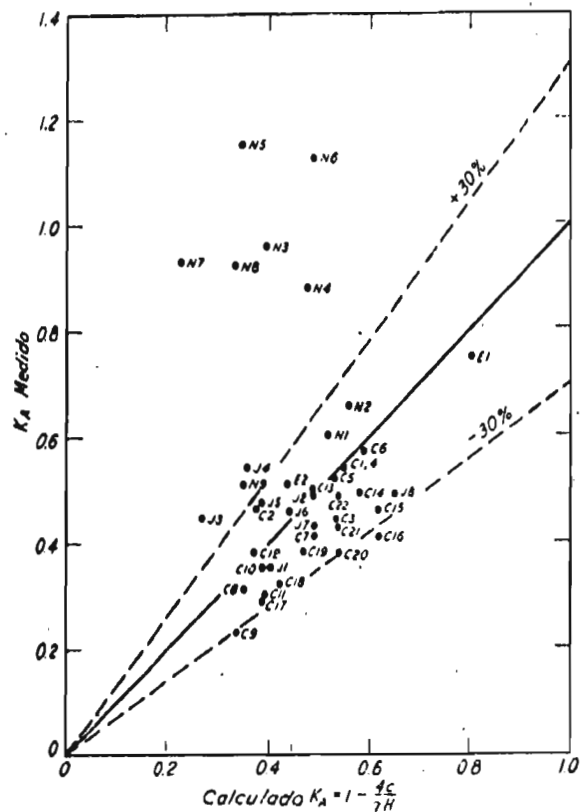


Fig. 17

Fig. 48.8. Valores del coeficiente de empuje $K_a = P/P_0 \gamma H^2$ para suelos arcillosos, calculados en la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es circular (líneas llenas) y por medio de la teoría de Rankine (líneas punteadas).



- Japón:**
 J1 Tokyo T-Bay (Enso 1961)
 J2 Tokyo Metro (Ishihara and Kasa 1961)
 J3-7 Tokyo M-Bay (Enso 1963)
 J8 Osaka M-Bay (Enso 1963)
- Chicago:**
 C1-6 Metro SIA (Fock 1949)
 C7 Metro 508
 C8 Metro 505
 C9 Metro 501
 C10,11 Metro CSI
 C12-16 Metro (D'Almeida and Berman 1951)
 C17,18 Indiana Steel Bridge (Harris 1951)
 C19-22 Harris Trust (White 1956)
- Osaka:**
 O1,2 Granlana 2 (NOI 1965)
 O3,4 Vateria 1 (NOI 1962)
 O5,6 Vateria 2 (NOI 1962)
 O7,8 Vateria 3 (NOI 1962)
 O9 Enerhaugen (NOI 1962)
- Inglaterra:**
 E1 Poole Power Sta (Mojica 60)
 E2 Sheerness (Stempson and Warr 1951)

Fig. 18.9. Comparación entre los empujes medidos en excavaciones a cielo abierto practicadas en arcillas blanda a medias y los empujes calculados con la teoría de Rankine (según Flute, 1966).

Fig. 18

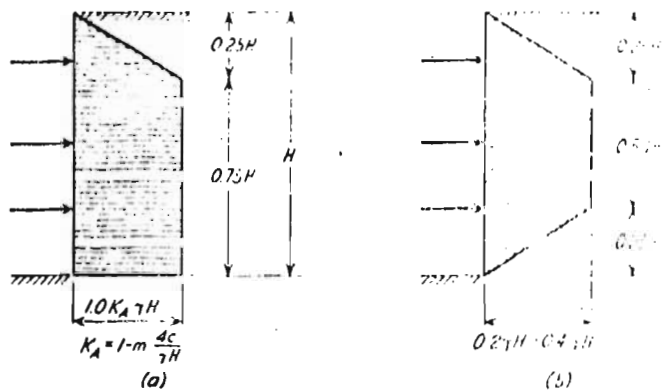


Fig. 13'

Fig. 48.11. Diagramas de empuje aparente para el cálculo de codales de estas excavados en suelos arcillosos. (a) Diagrama para arcillas blandas a medias y el valor de m se toma igual a uno, salvo cuando para arcillas efectivamente blandas y consolidadas $N = \gamma H/c$ excede de 3, en cuyo caso $m < 1$; (b) diagrama tentativo para arcillas resistentes fisuradas; se puede usar una presión menor solo cuando la deformación lateral se mantiene en un mínimo y el periodo de construcción es corto.

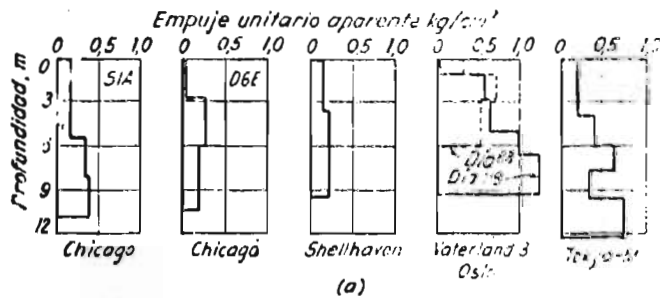


Fig. 19

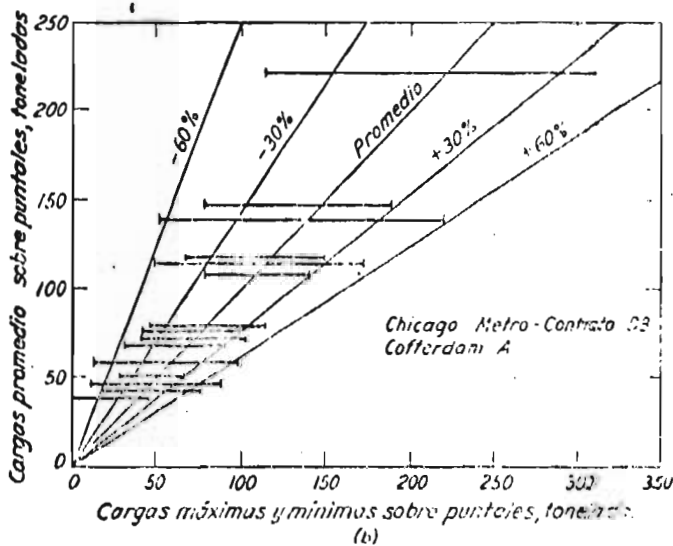
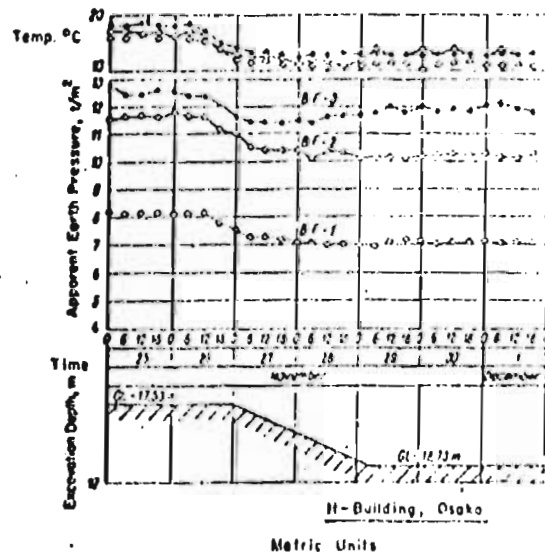
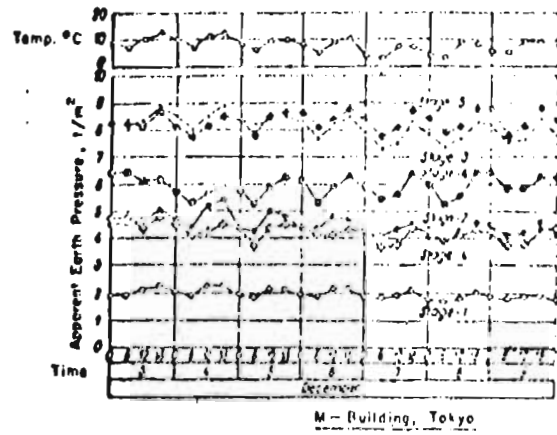


Fig. 48.6. (a) Diagramas representativos del empuje aparente, obtenidos midiendo las cargas sobre conjuntos de puntales en varias localidades con depósitos de arcilla blanda a media; (b) variación de la carga sobre los puntales en una excavación a cielo abierto en Chicago; cada segmento horizontal representa el promedio, el mínimo y el máximo de la carga medida sobre 8 codales a la misma altura e idéntico avance de la excavación.



Figures from Endo (1963)

Figure 44. Japanese cuts, variation in shear loads with temperature.

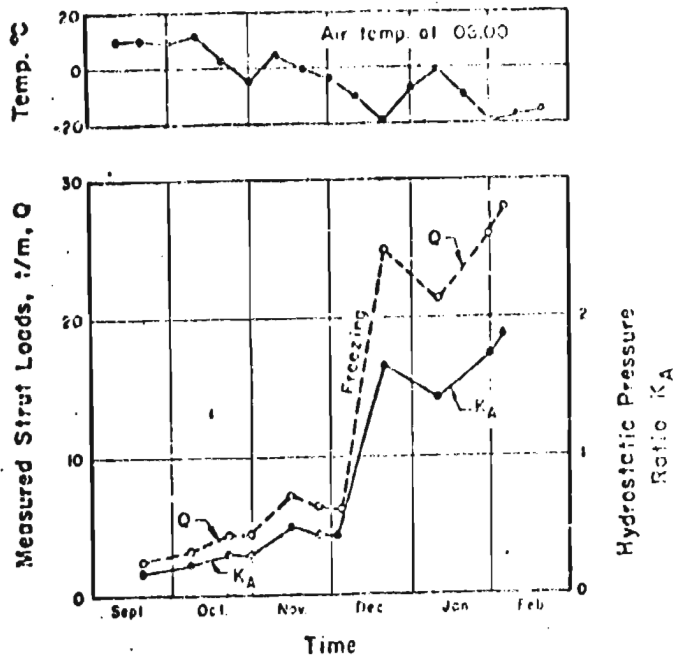


Fig. 21

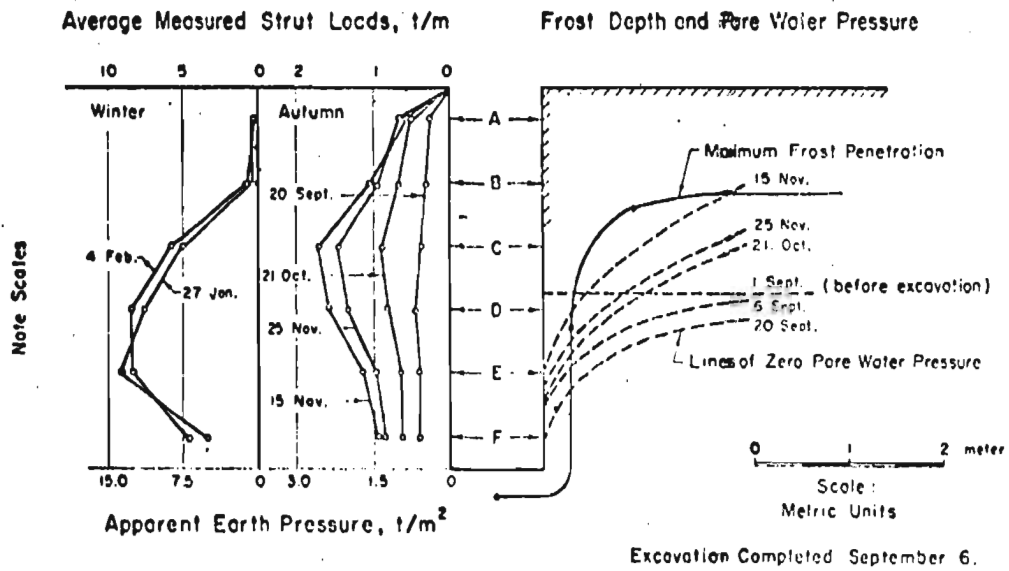


Fig. 22

Figure 90. Uelandsgate trench, strut loads, apparent earth pressure and frost penetration.

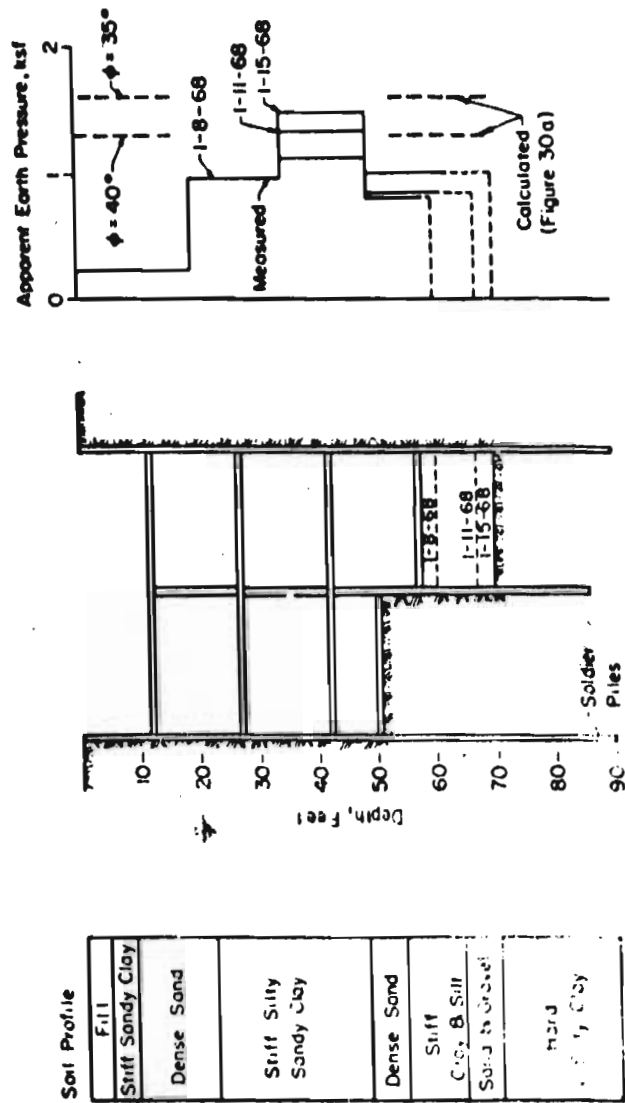


Fig. 23

Fig. 34. Soldier Piles in Cut in Dense Clayey Sands and Stiff Sandy Clays in Oakland, California

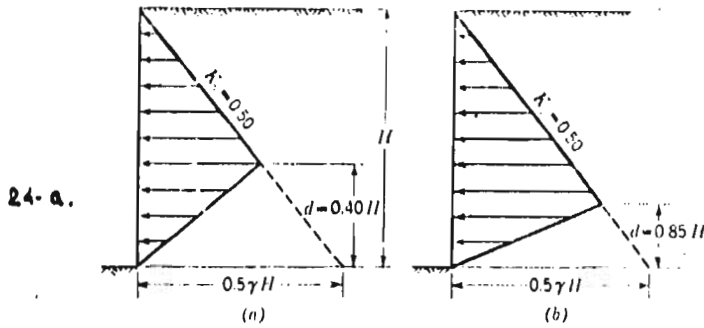


Fig. 5-18. Neutral-earth-pressure ratio method. Lateral-earth-pressure diagrams proposed for the design of braced open cuts in plastic clay. a, stiff clay; b, medium clay. For soft clays $d = 0$. [After Tschoboroff (15).]

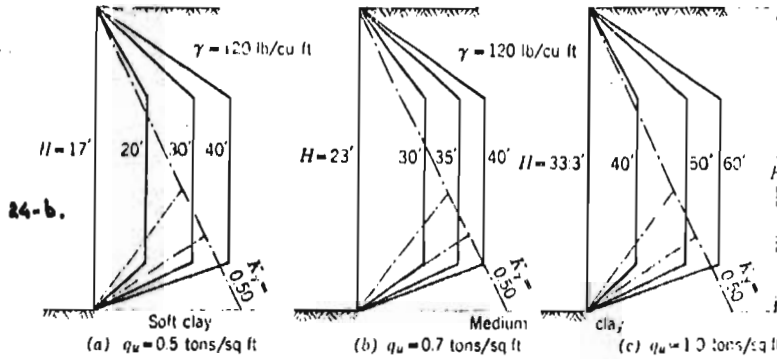


Fig. 24

Fig. 5-19. Comparison of lateral-earth-pressure diagrams for the design of braced open cuts in plastic clay: full lines, based on the ultimate strength of the clay; dash-dotted lines, based on limit values of the neutral lateral-earth-pressure ratio. [After Tschoboroff (16).]

Fig. 25

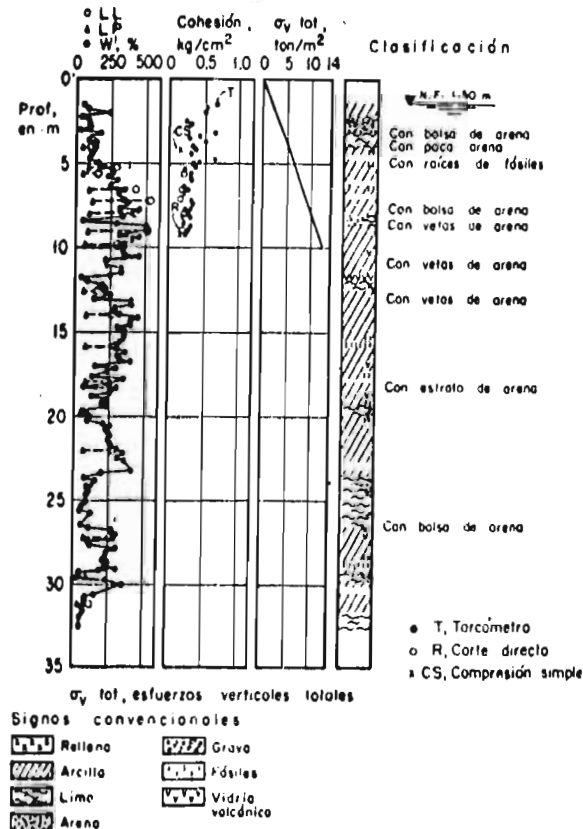


Fig. 6. Presentación gráfica de los ensayos. Luisa Medellín

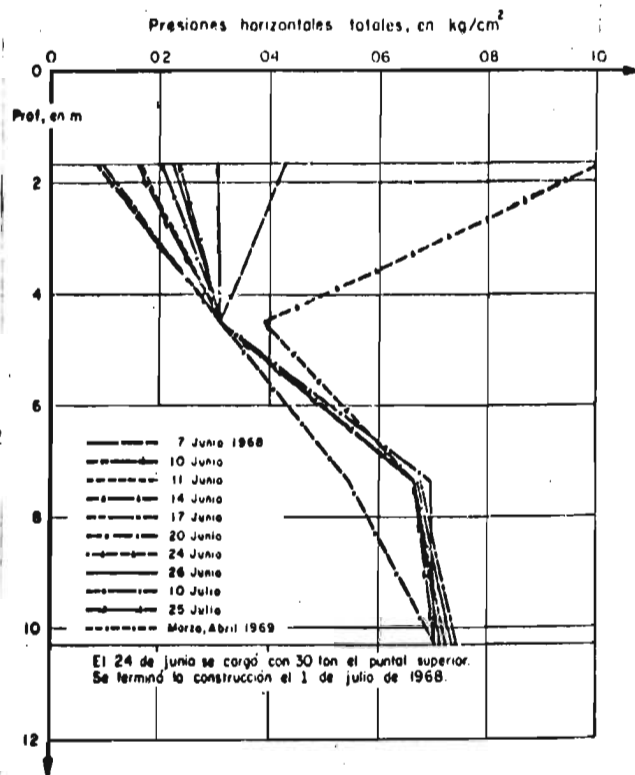


Fig. 26

Fig 10. Presiones horizontales totales. Losa Medellín

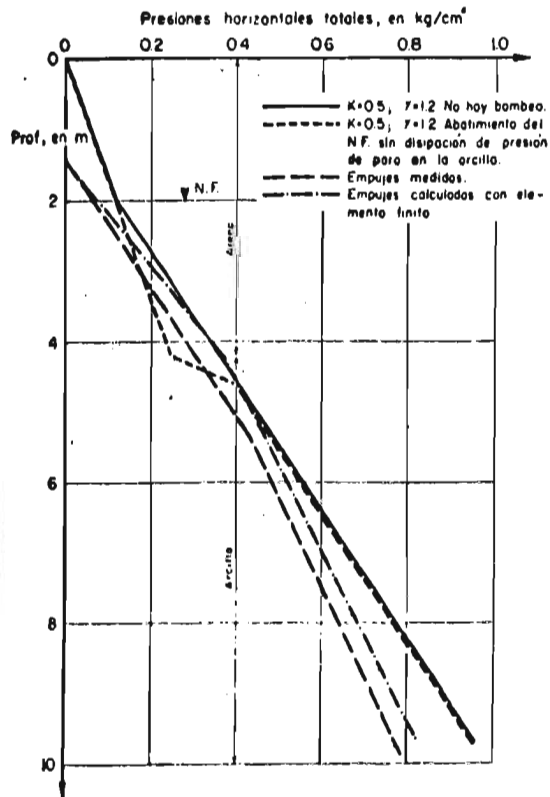


Fig. 27

Fig 23. Empujes totales sobre los muros del cajón del Metro

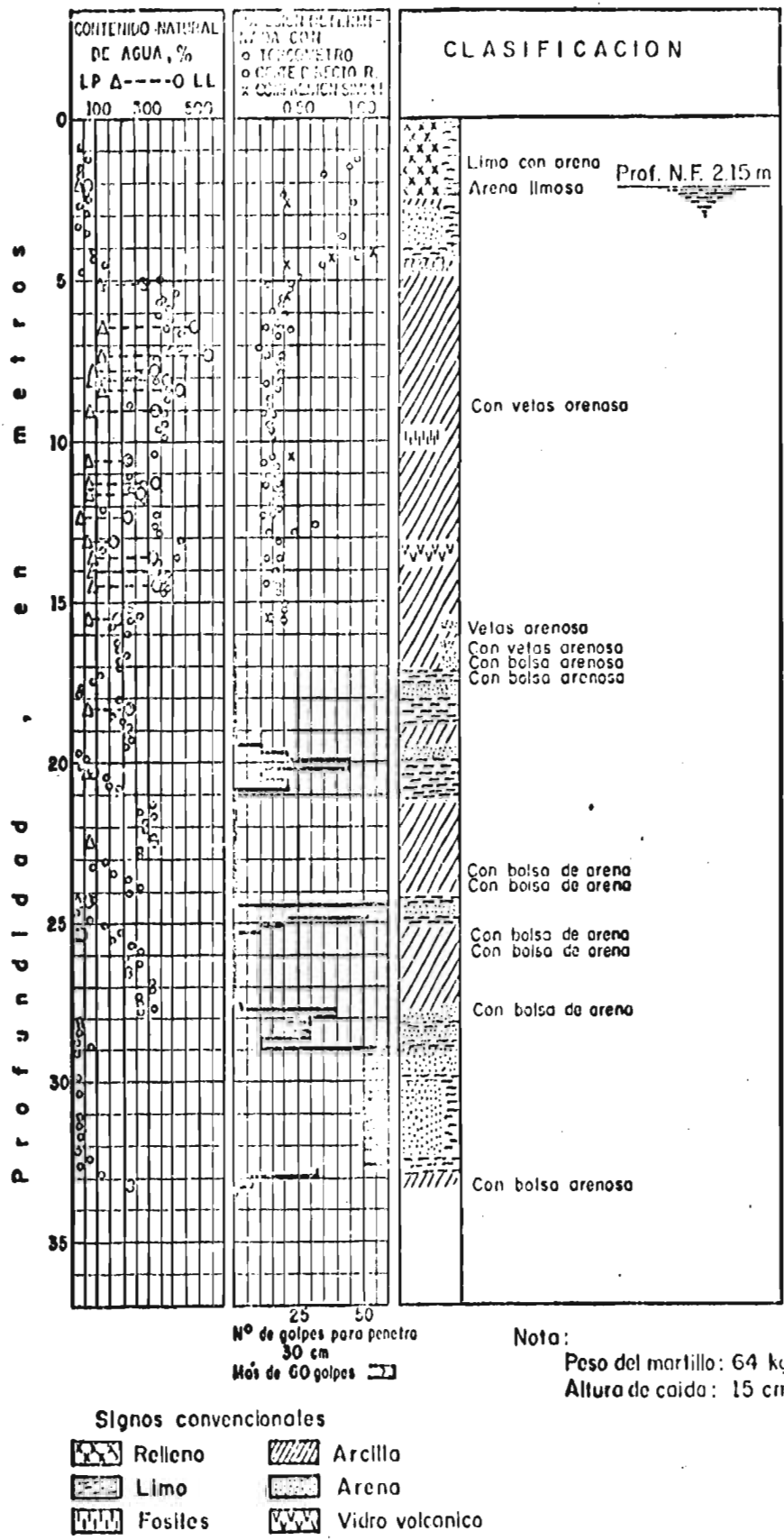
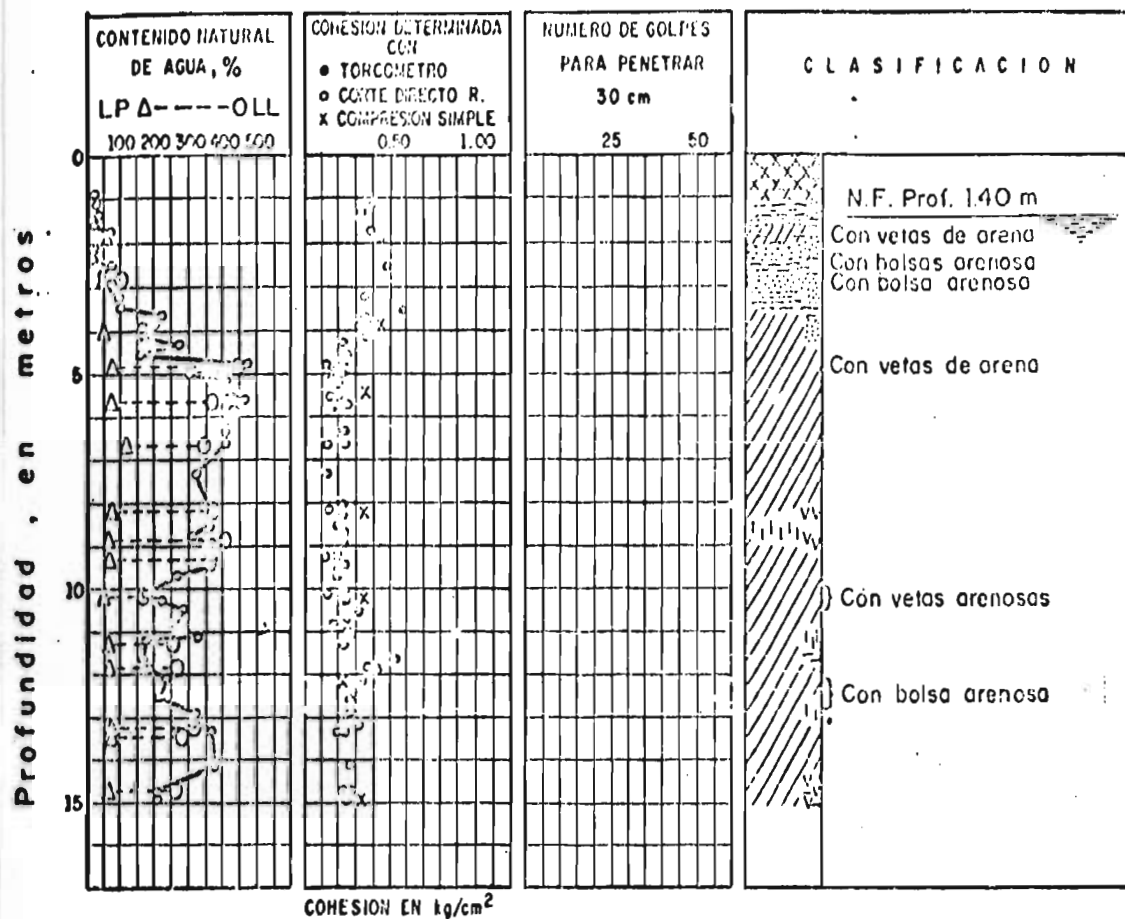


Fig. 28

Fig I-1 Sitio 1 Corte Estratigráfico



Signos convencionales :

-  Relleno
-  Arcilla
-  Limo
-  Arena
-  Grava
-  Fosiles
-  Vidrio volcanico

Nota :

Peso del martillo : 64 kg
 Altura de caída : 75 cm

Fig II-1 Sitio 2 Corte Estratigráfico

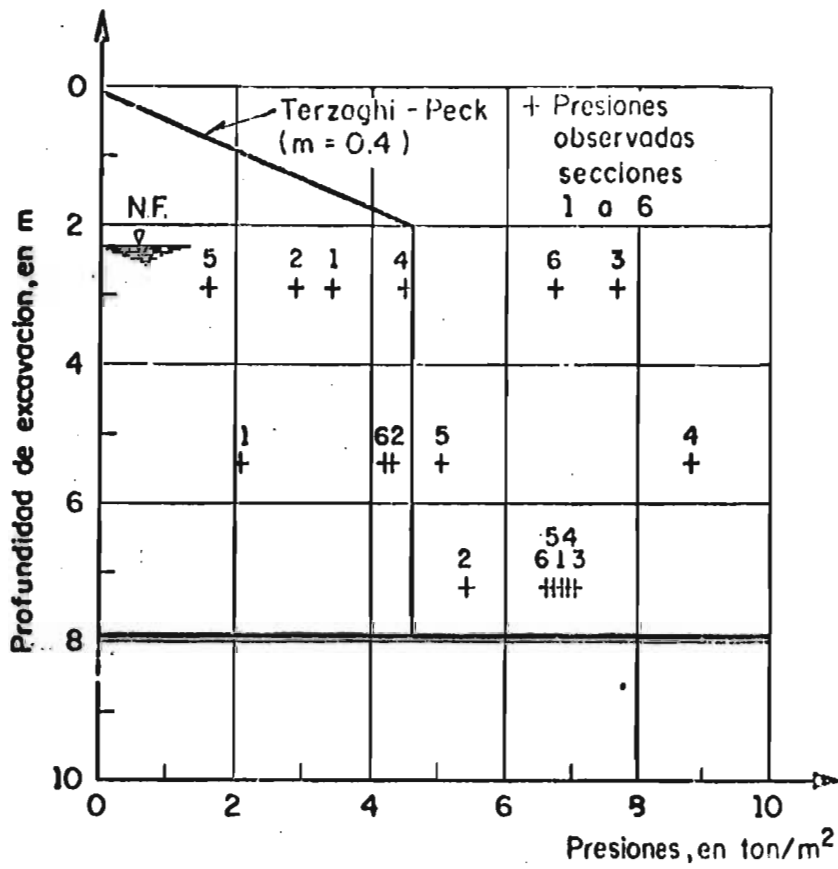


Fig 1. Perfiles de presiones observadas y calculadas (Calle Zarco esq. Nonoalco)

Fig. 30

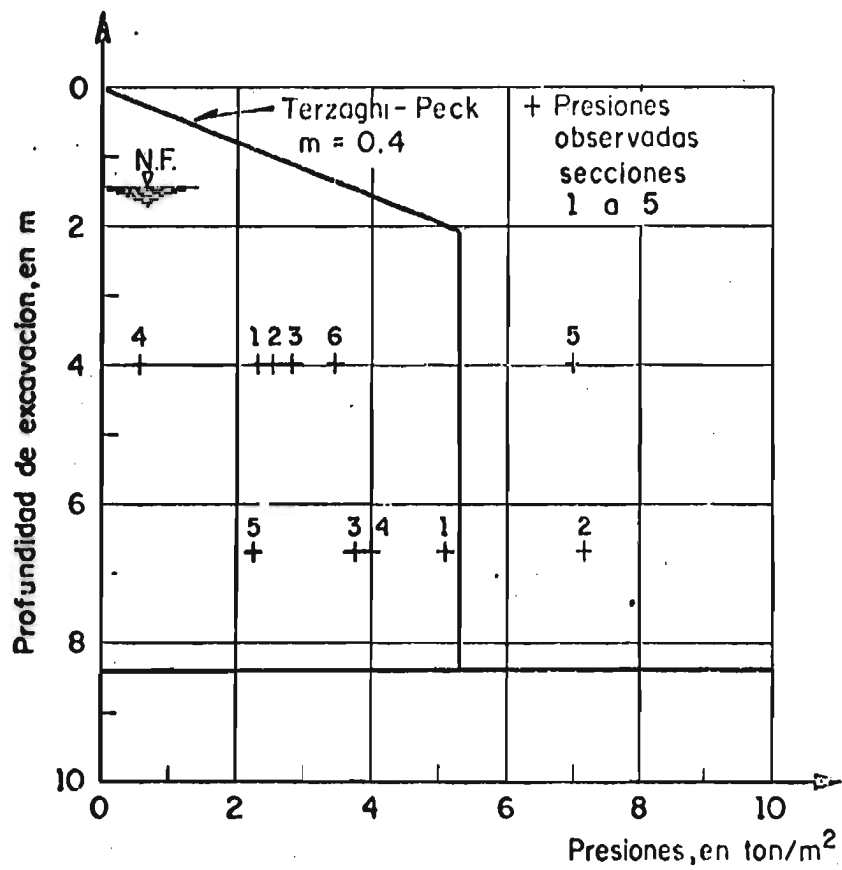


Fig 2 Perfiles de presiones observadas y calculadas (Calle Zarco entre Camelia y Degollado)

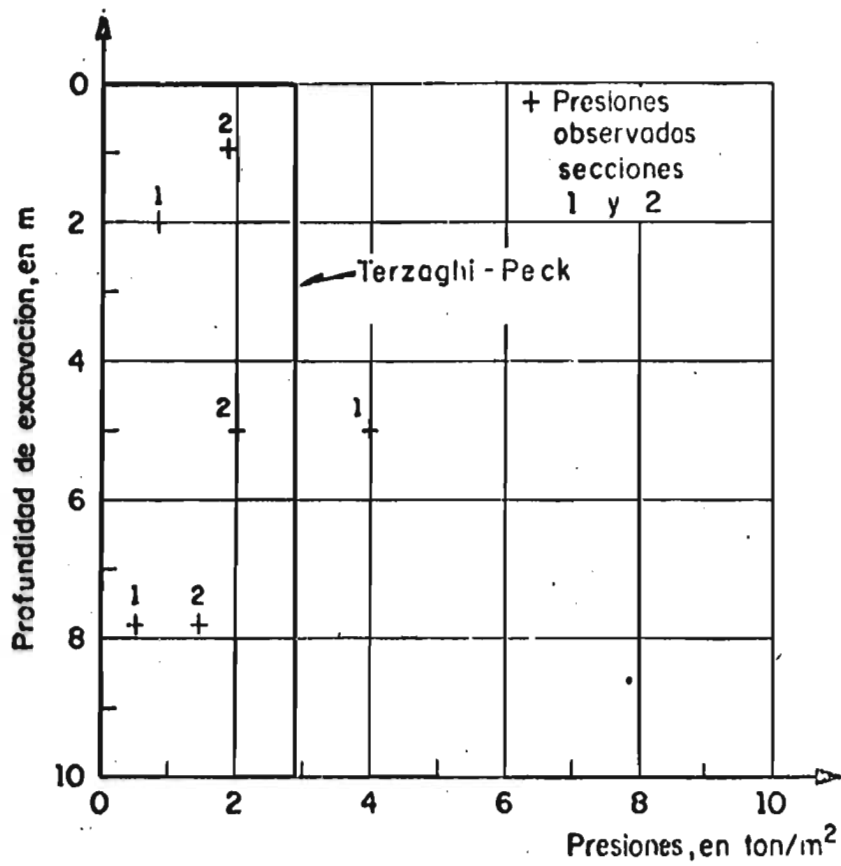


Fig 3 Perfiles de presiones observadas y calculadas
(Calle Tacuba entre Motollnia e Isabel La Católica)

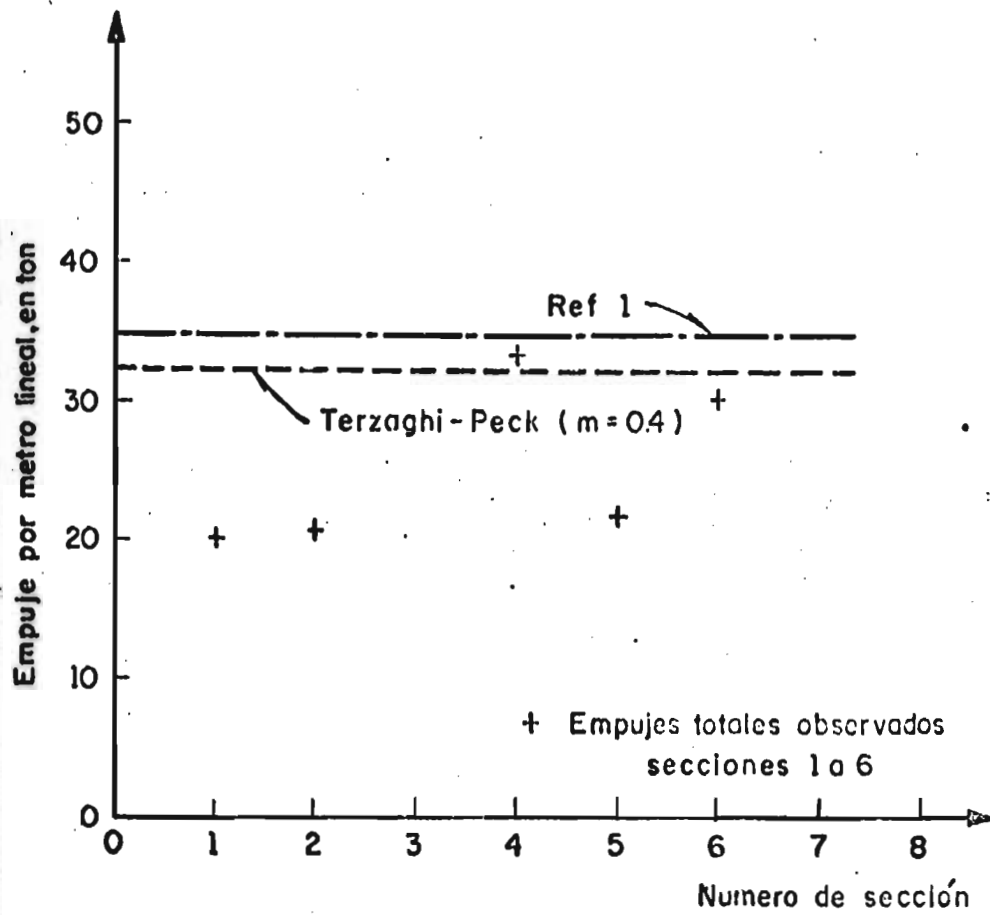


Fig 4 Empujes totales observados y calculados
(Calle Zarco esq. Nonoalco)

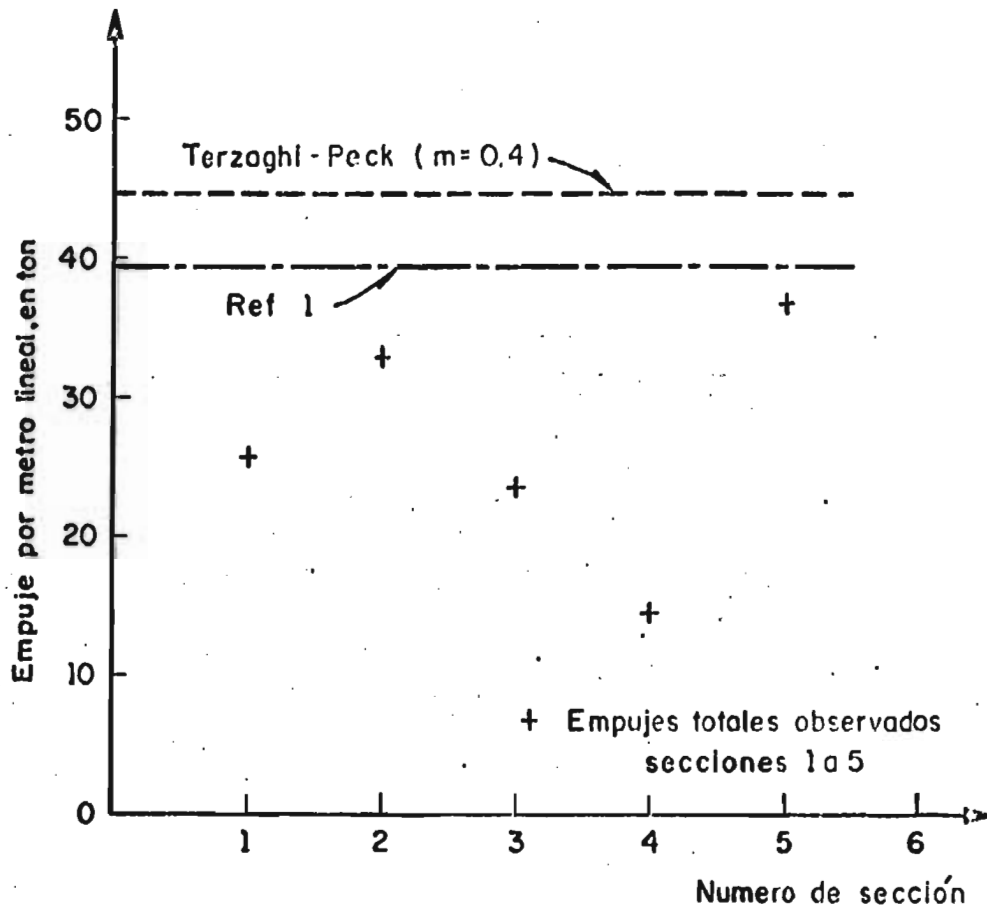


Fig 5 Empujes totales observados y calculados
(Calle Zarco entre Camelia y Degollado)

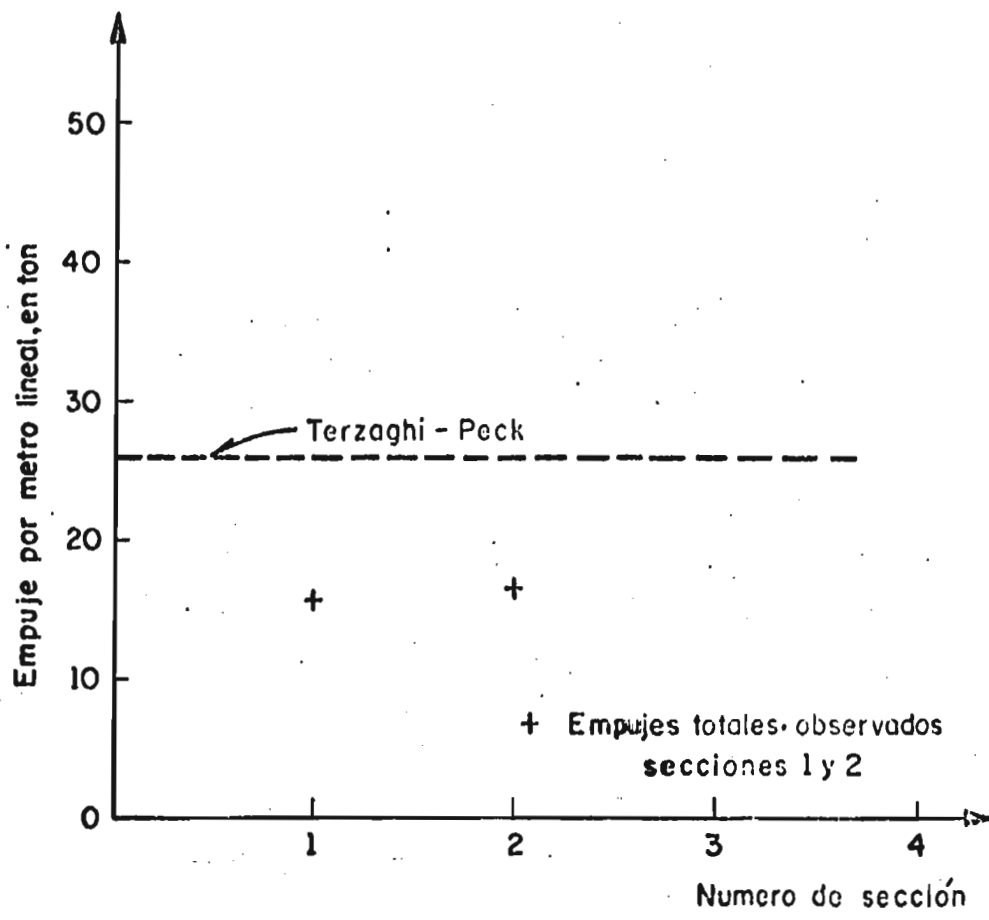


Fig 6 Empujes totales observados y calculados (Calle Tacuba entre Motolinia e Isabel la Catolica)

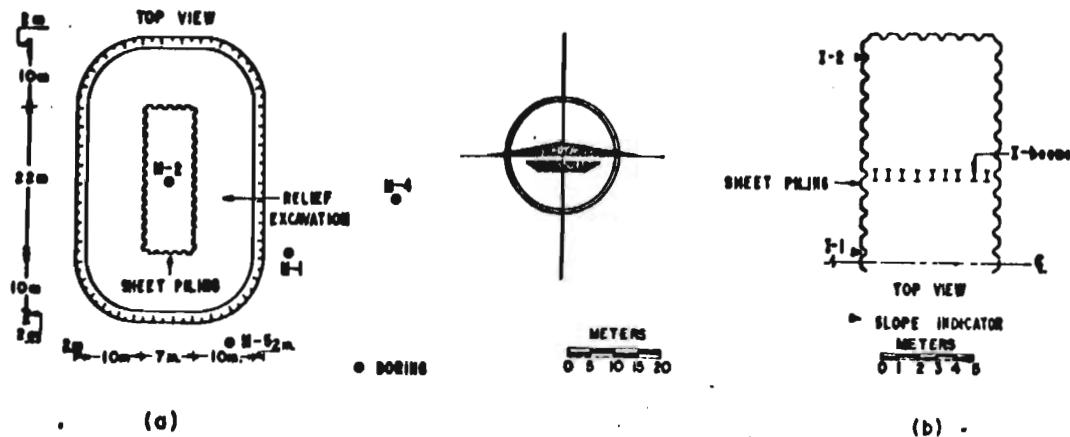


FIG. 2. (a) SITE LAYOUT AND LOCATION OF SOIL BORINGS.
(b) LOCATION OF SLOPE INDICATORS.

Fig. 36

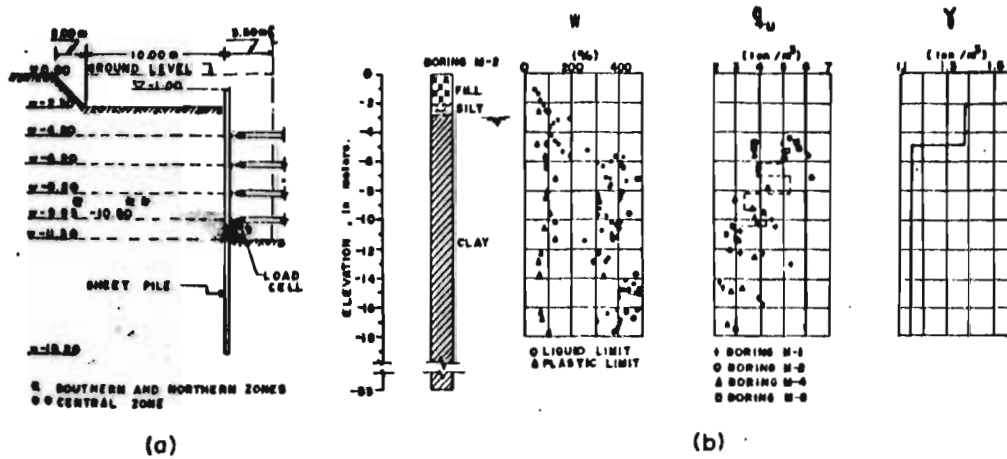
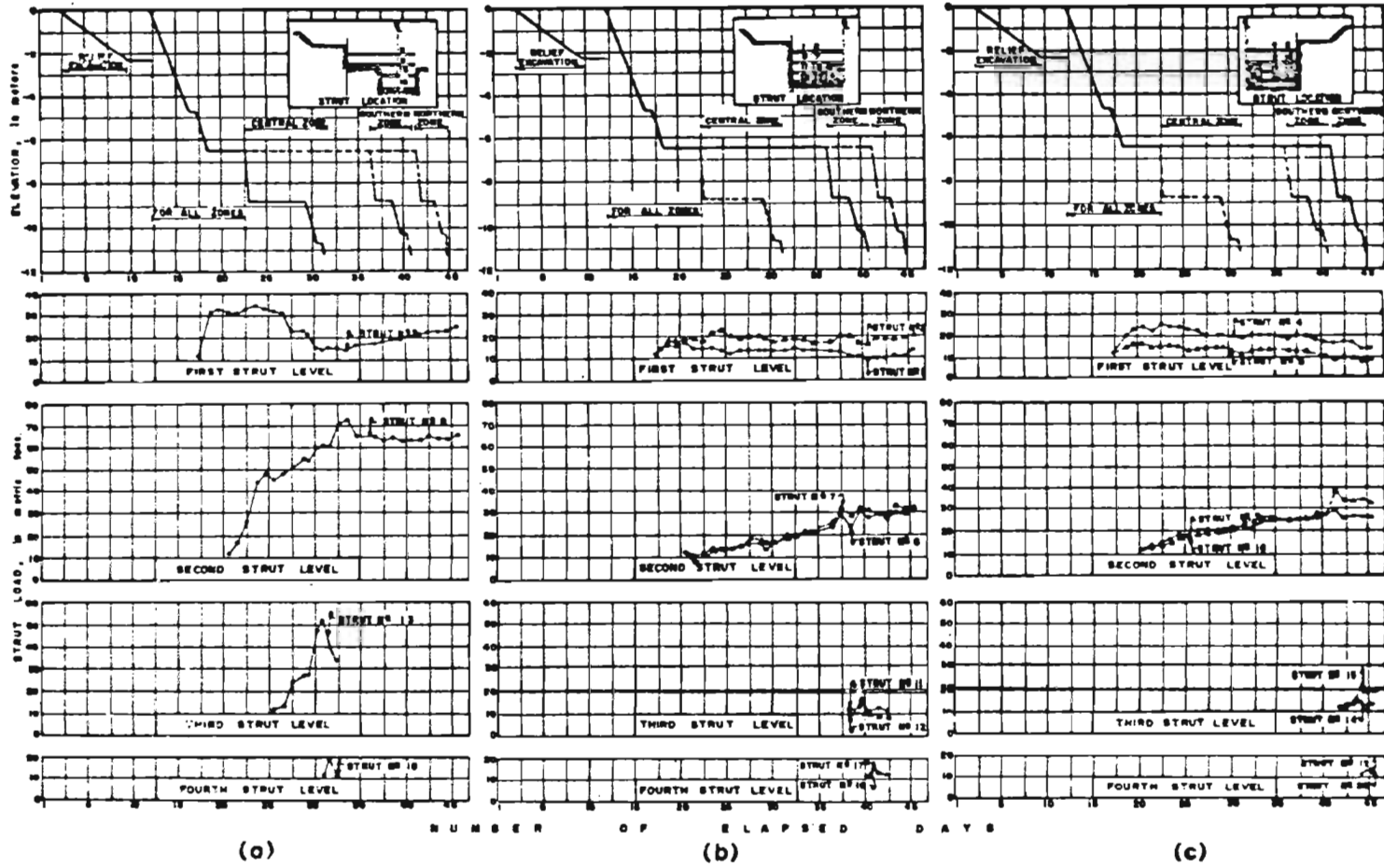


FIG. 3. (a) CROSS SECTIONAL VIEW OF EXCAVATION.
(b) SOIL PROFILE AND SOIL PROPERTIES.

Fig. 37

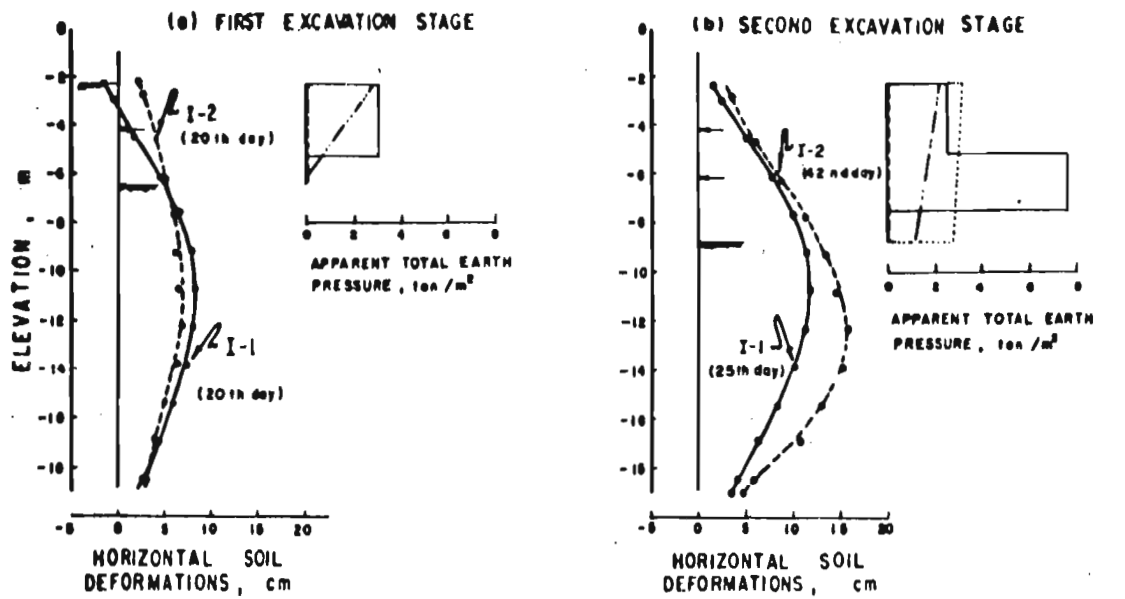


RODRIGUEZ and FLAMMAND

FIG. 5. EXCAVATION PROGRESS AND STRUT LOADS.

- (a) CENTRAL ZONE.
- (b) SOUTHERN ZONE.
- (c) NORTHERN ZONE.

STRUT LOADS



LIST OF SYMBOLS

- Strut
- Measured envelope less surcharge
- - - Envelope proposed by Peck (1967)
- Envelope proposed by Brinch Hansen:
- - - With rotation around 1st strut level.
- · - · - With rotation around 2nd strut level

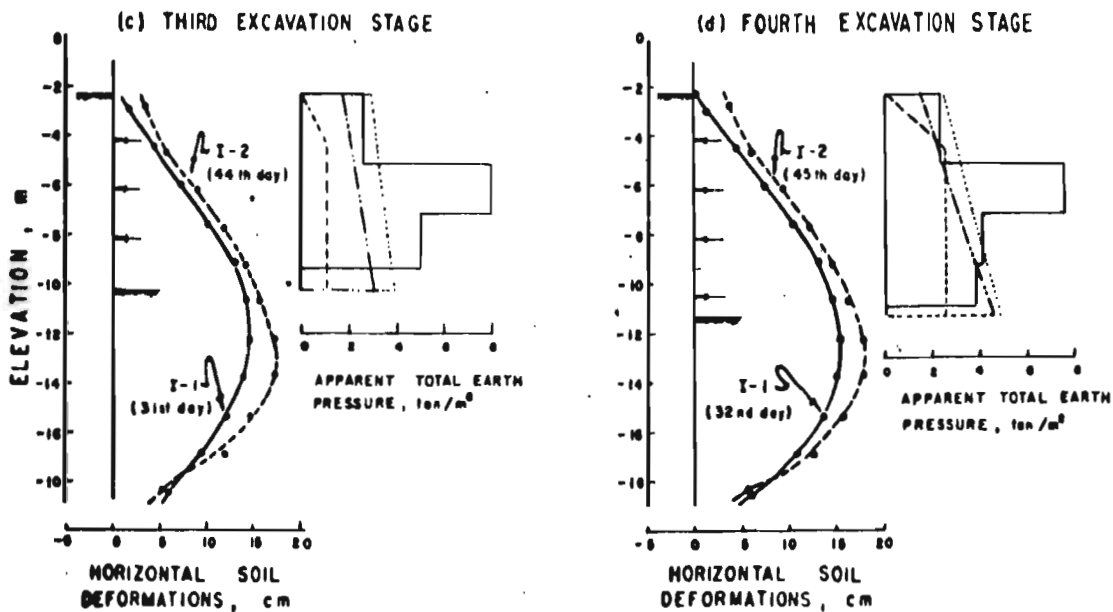


FIG. 6. HORIZONTAL SOIL DEFORMATIONS AND TOTAL APPARENT EARTH PRESSURE MEASURED IN THE MAIN EXCAVATION STAGES.

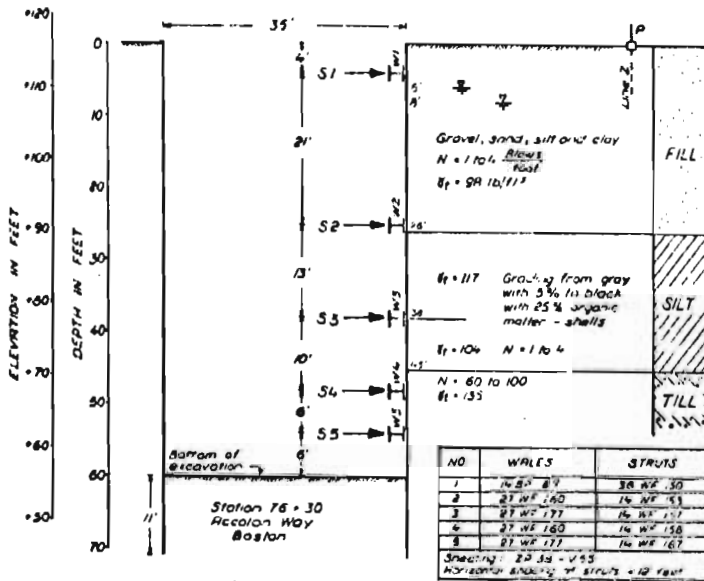


FIG. 1.-CROSS SECTION OF BRACED EXCAVATION

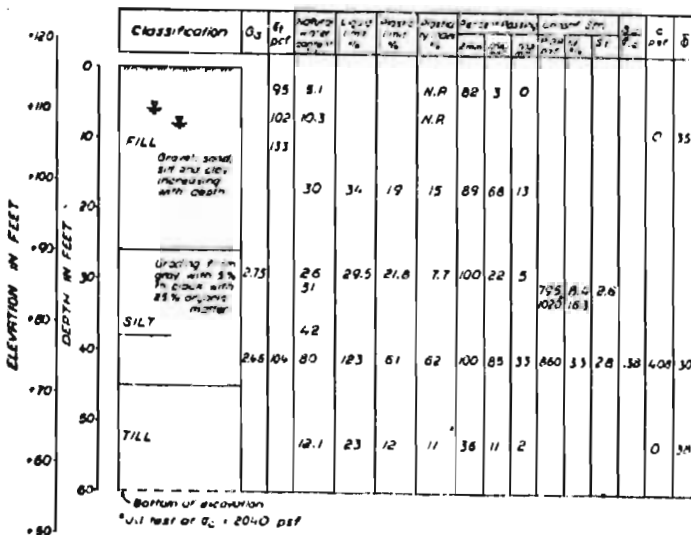


FIG. 2.-SOIL PROFILE-AT BRACED EXCAVATION

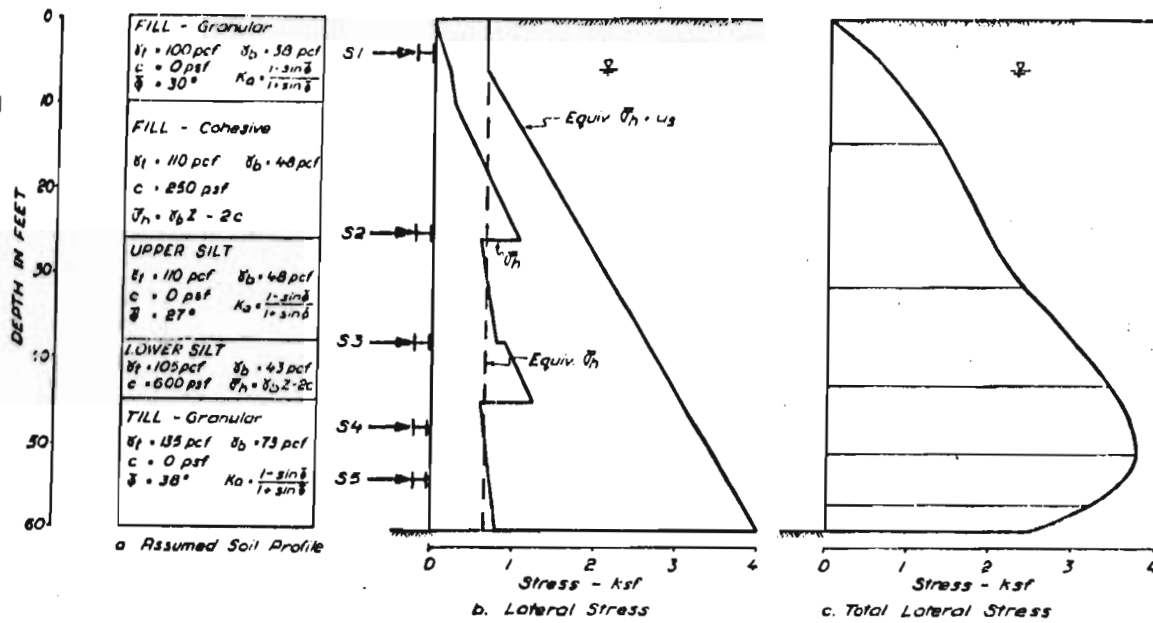


FIG. 3.—PREDICTION BY GOLDER

Fig. 41

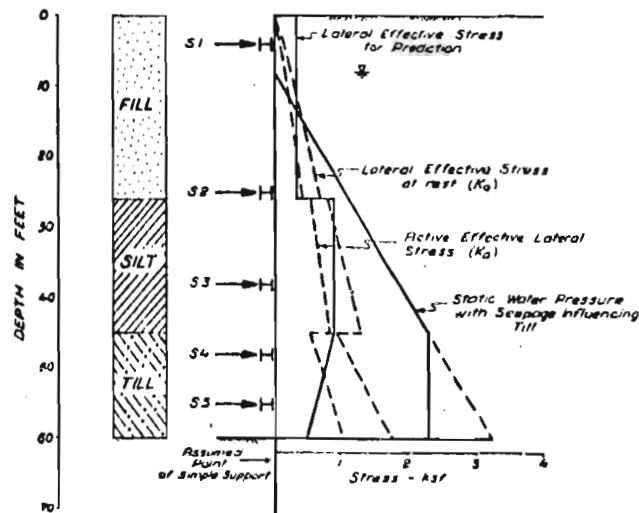


FIG. 4.—PREDICTION BY GOULD

Fig. 42

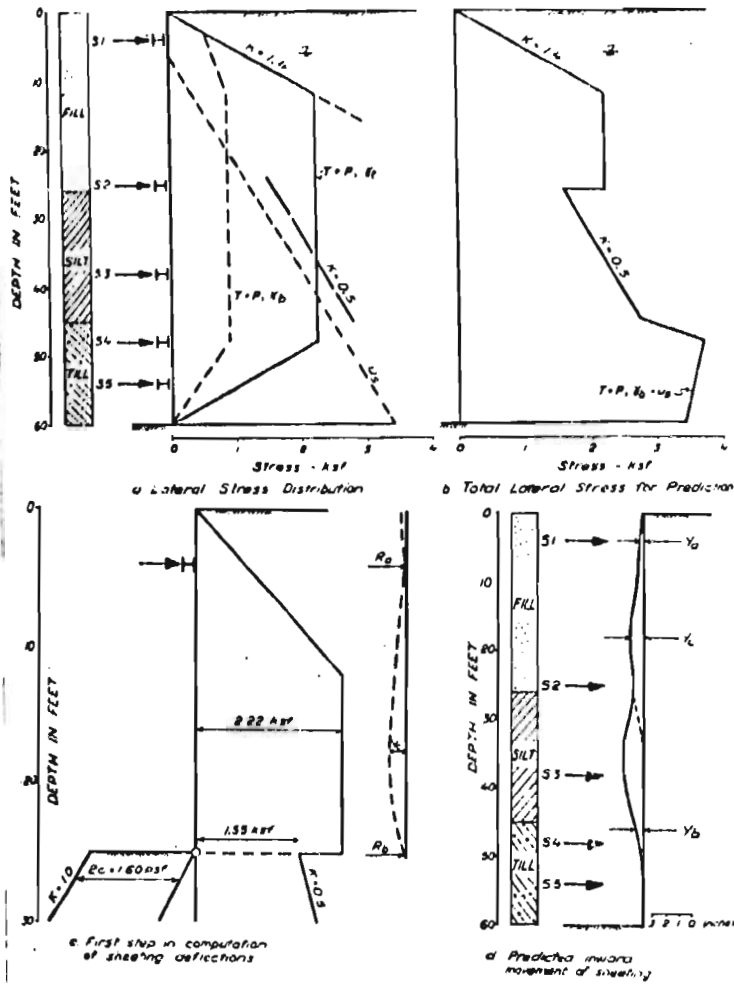


Fig. 43

FIG. 5.—PREDICTION BY TSCHIBOTARIOFF

TABLE 1.—PREDICTED STRUT LOADS, IN KIPS

Strut (1)	Golder (2)	Gould (3)	Tschibotarioff (4)	Wilson	
				A (5)	B (6)
S1	141	96	200	96	278
S2	367	288	370	338	555
S3	391	348	320	386	360
S4	342	432	315	272	246
S5	266	180	260	213	213
$\Sigma \sigma_h$, in kips	1,497	1,365	1,458	1,305	1,651
$(\Sigma \sigma_h / \Sigma \sigma_h) \times 100$	27	20	25	25	41

Tabla 1

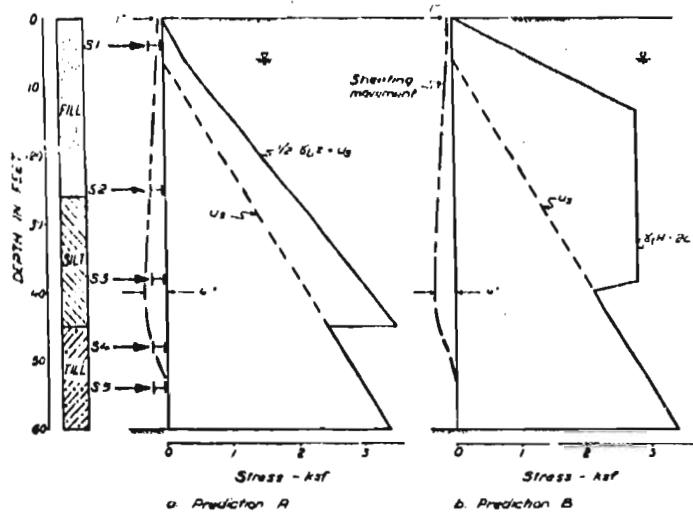


Fig. 44

FIG. 6.—PREDICTION BY WILSON

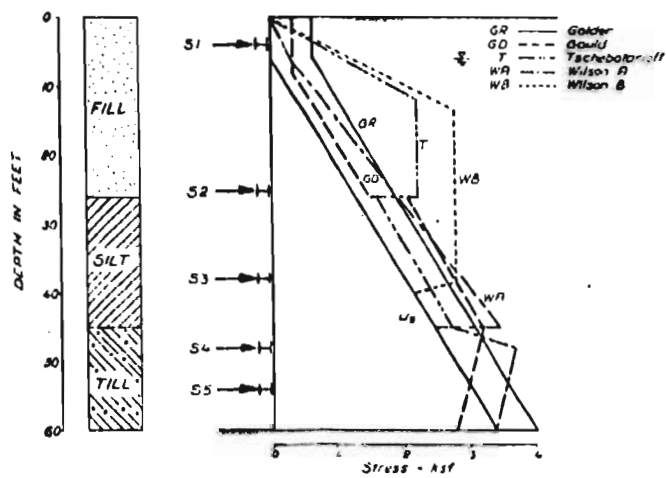


Fig. 45

FIG. 7.—PREDICTED DISTRIBUTIONS OF TOTAL LATERAL STRESS ON SHEETING

Fig. 46

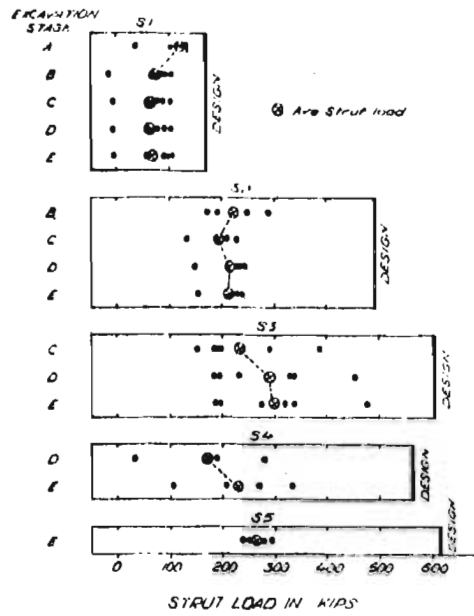


FIG. 14.-STRUT LOADS

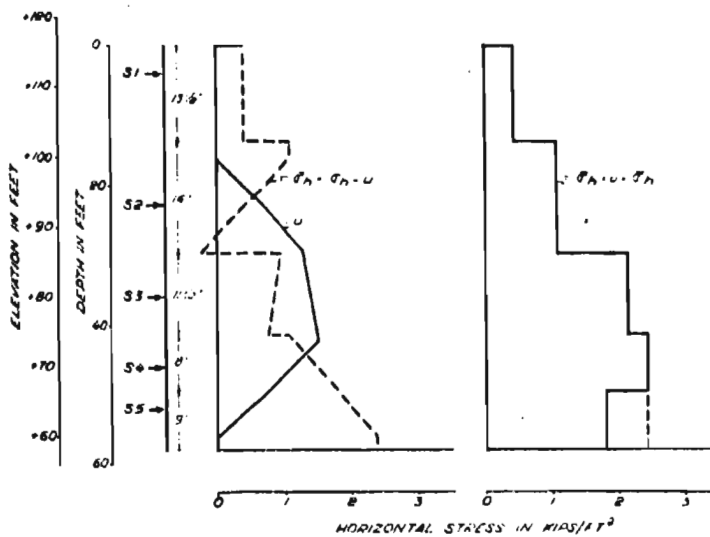


Fig. 47

FIG. 17.--APPARENT HORIZONTAL STRESSES ON WALL.

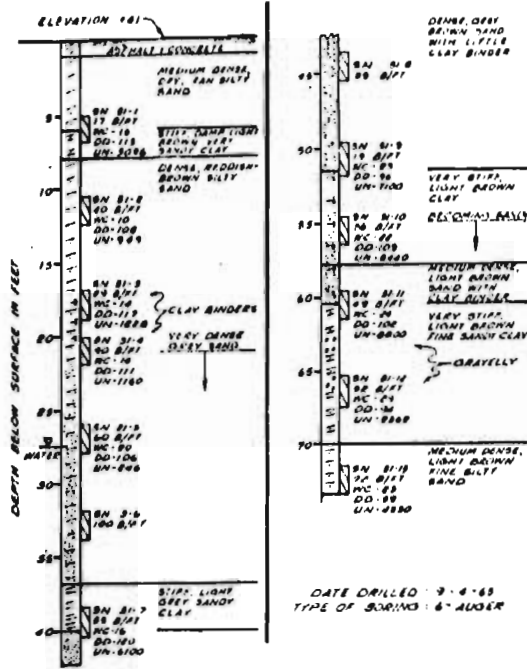


FIGURE 2. LOG OF BORING K004-31

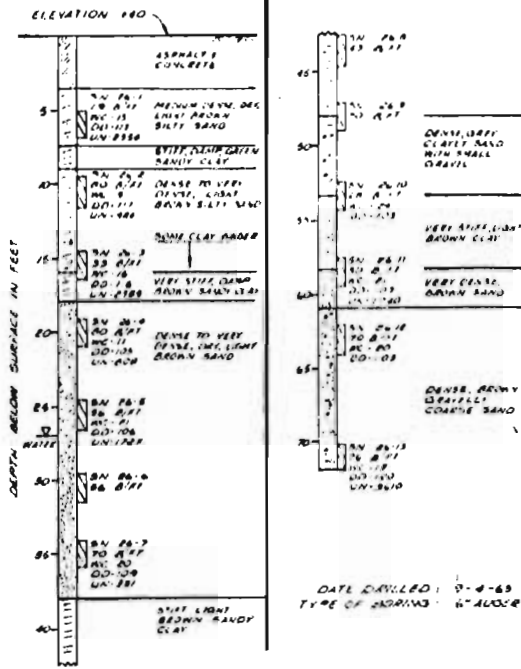


FIGURE 3. LOG OF BORING K004-26

Fig. 48

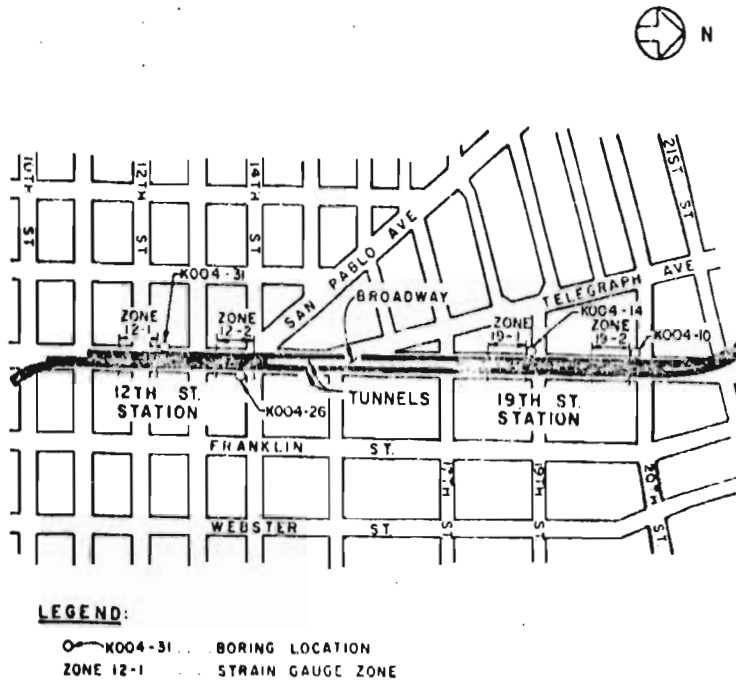


Fig. 48-a

FIG. 1. GENERAL CONSTRUCTION SITE PLAN

Fig. 49-a

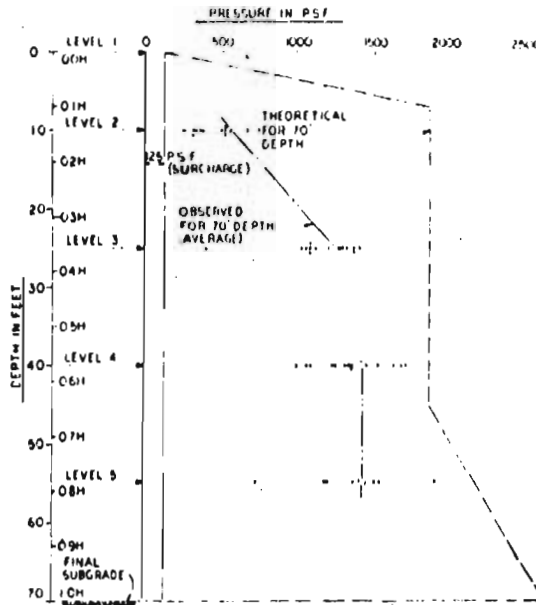


FIGURE 14. ZONE 19-1 LATERAL PRESSURE DIAGRAMS
(ZONE WITH MEZZANINE WING EXTENSIONS)

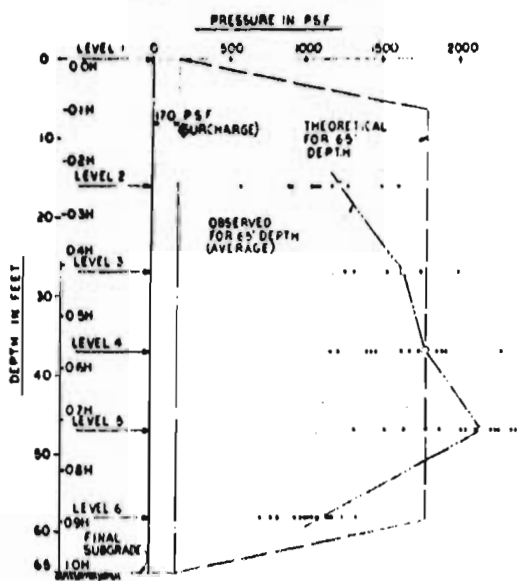


Fig. 49-b

FIGURE 12. ZONE 12-1 LATERAL PRESSURE DIAGRAMS
(ZONE WITH MEZZANINE WING EXTENSIONS)

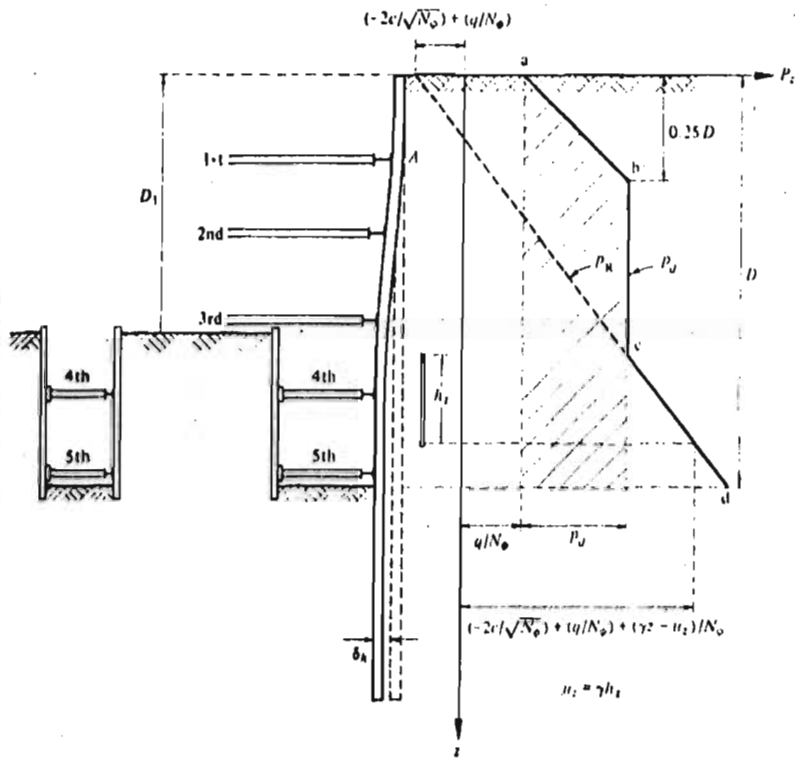


Fig. 1-XI.3 Earth pressures on sheet-pile wall.

Fig. 50.

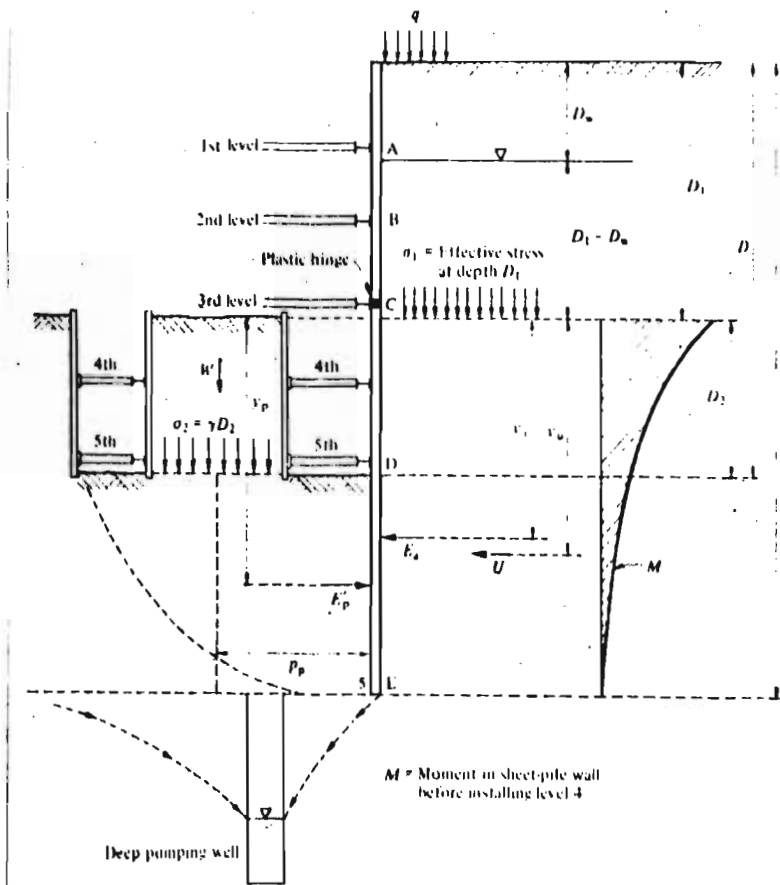
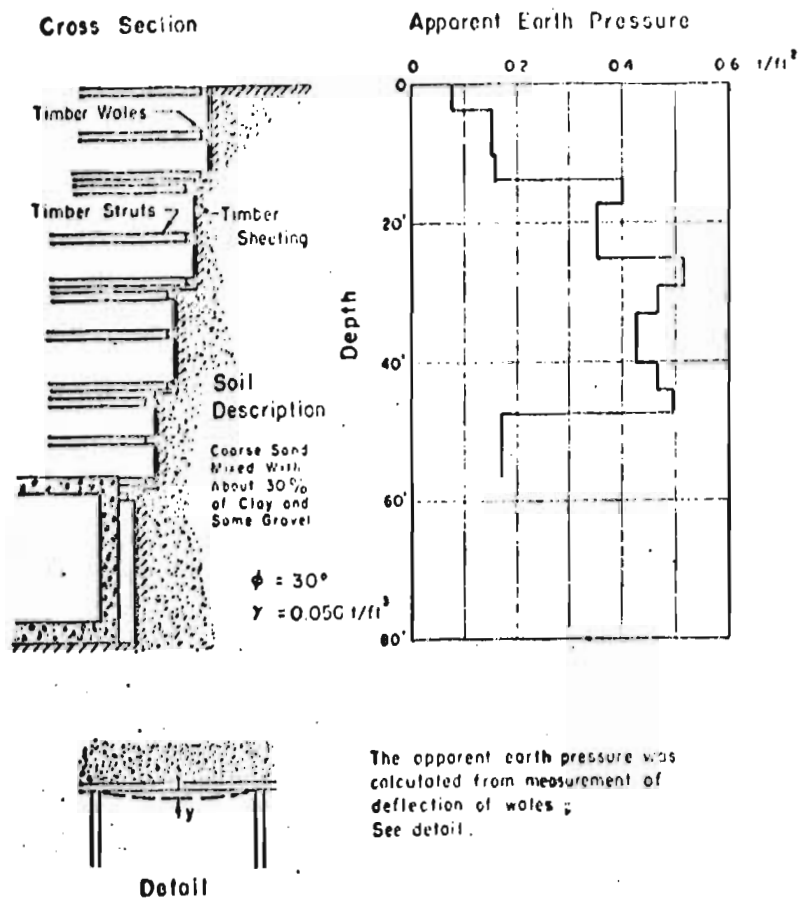


Fig. 2-X1.3 Stability of sheet-pile wall.

Fig. 51



Scale = 1:240, English Units, Lengths in Feet

Figure 57. Brooklyn Subway, Cross section and apparent earth pressure.

Fig. II-1

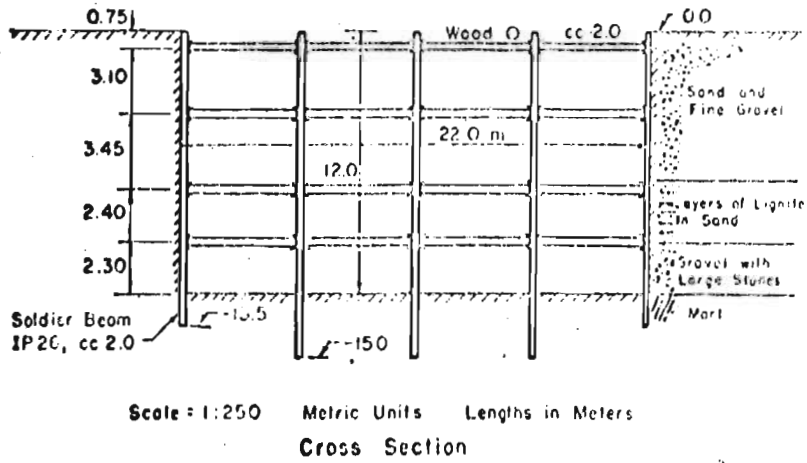
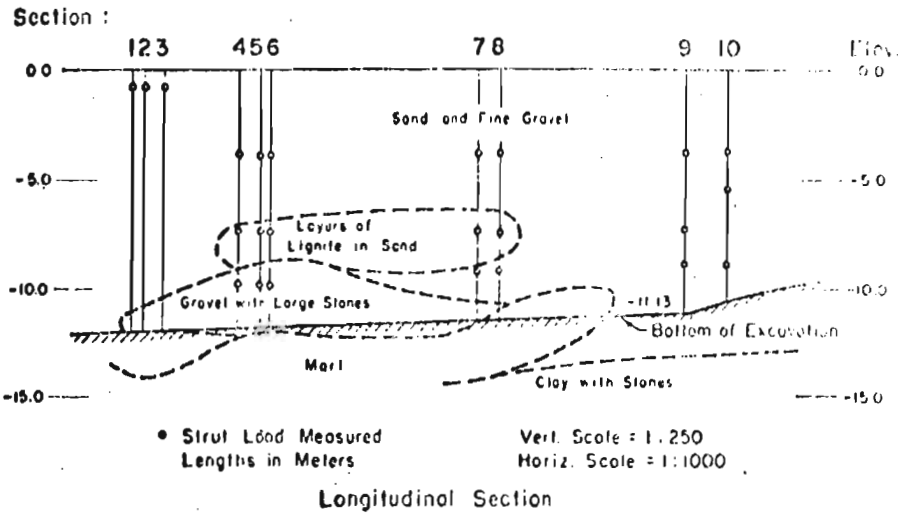


Figure 58. Berlin Subway, Longitudinal section and cross section.

Fig. II-2

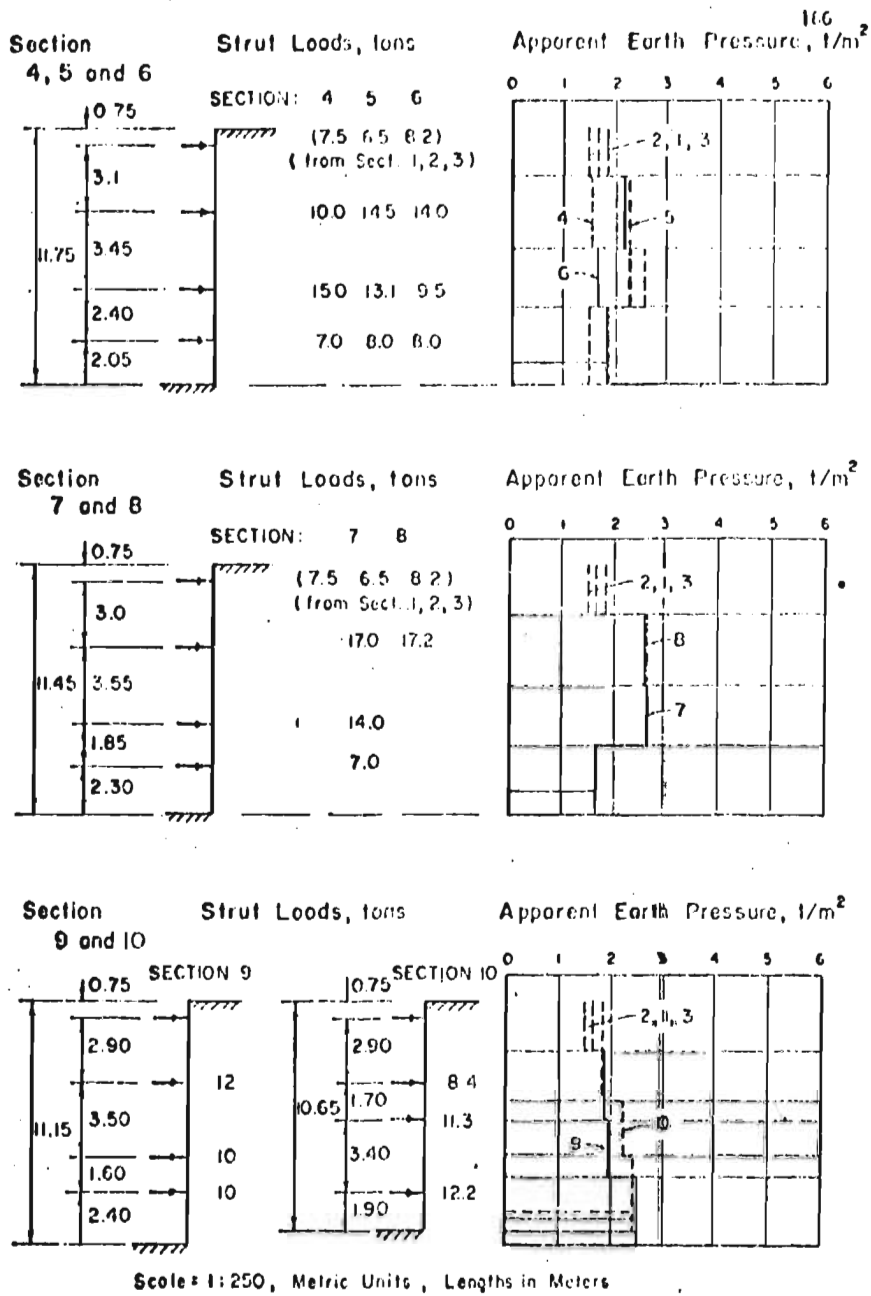


Figure 53. Berlin Subway, Strut loads and apparent earth pressure.

Fig. II-3

FIG. II-4

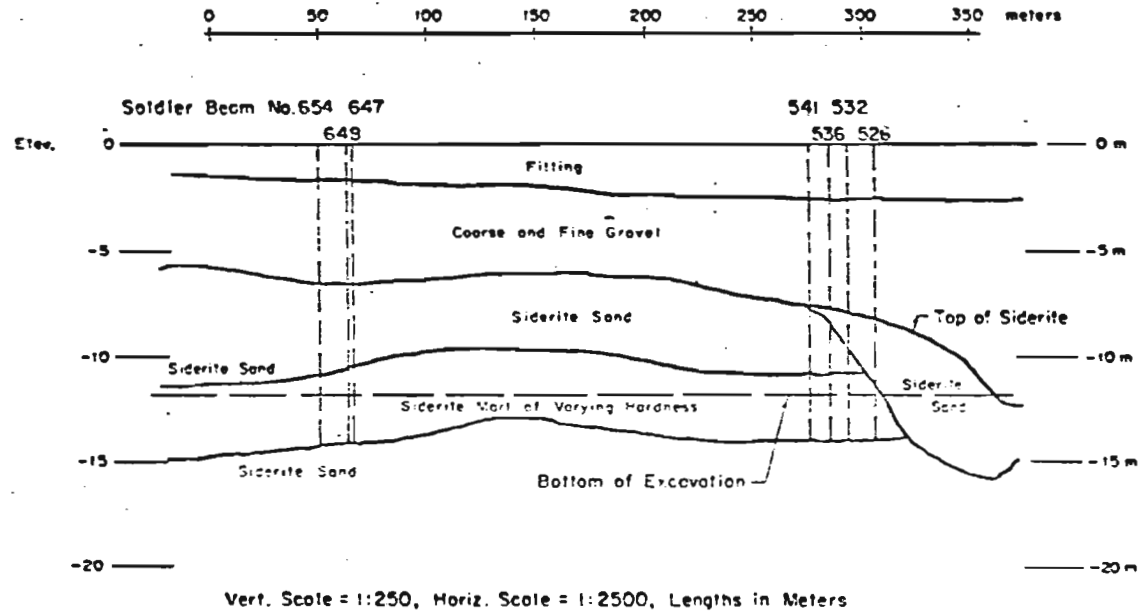


Figure 62. Munich Subway, Longitudinal section.

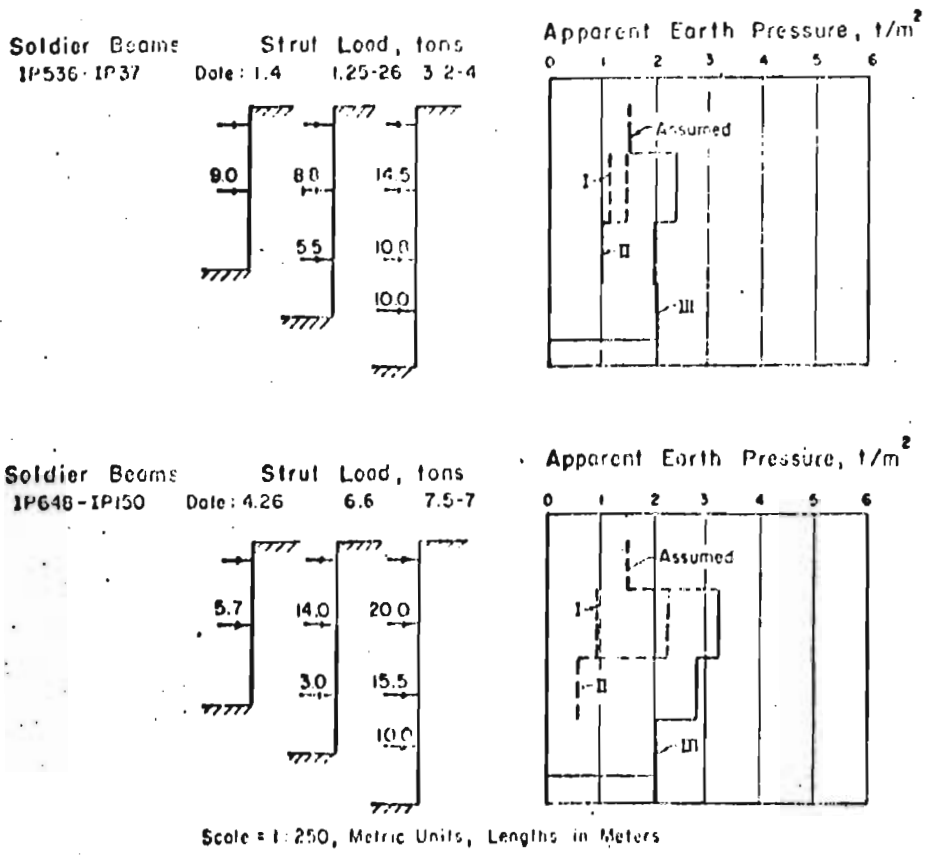
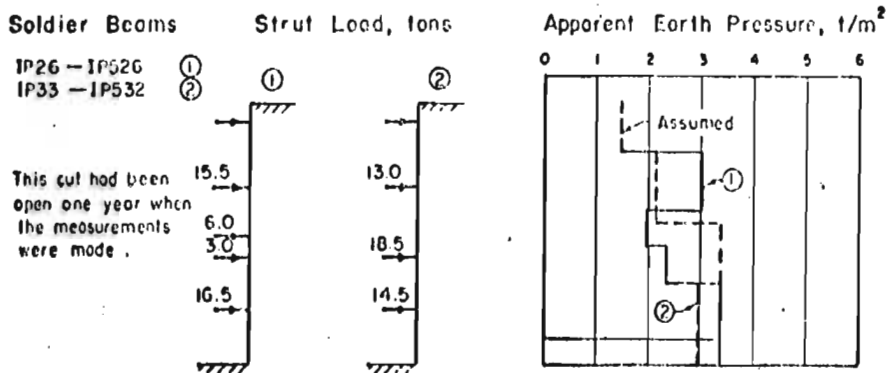
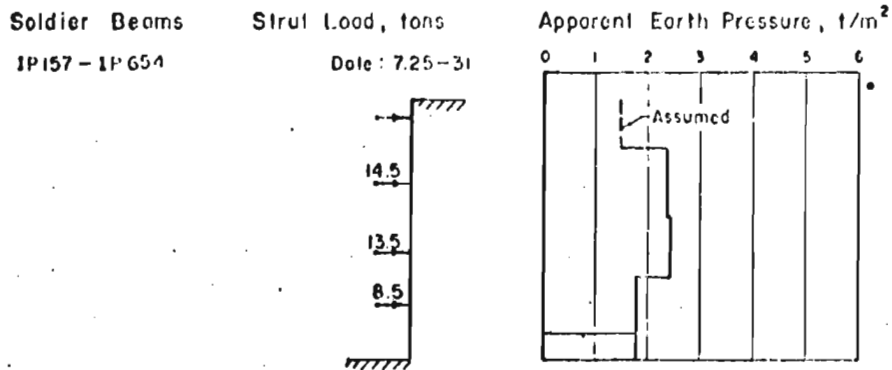
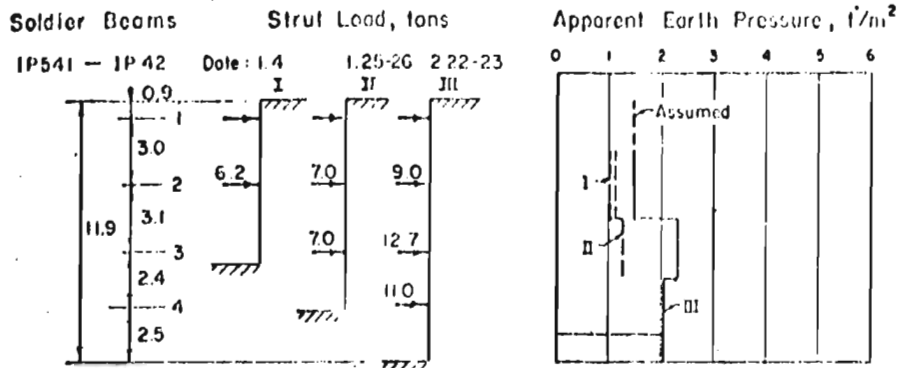


Figure 63. Munich Subway, Strut loads and apparent earth pressure.

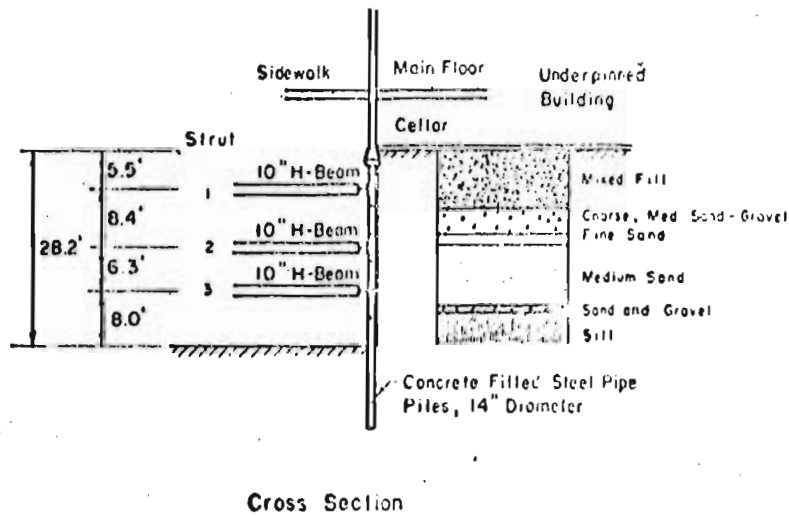
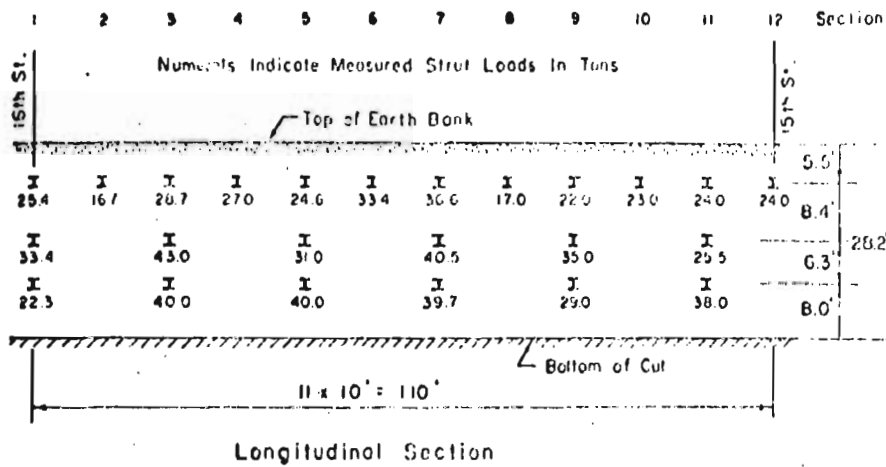
Fig. II-5



Scale = 1:250, Metric Units, Lengths in Meters

Figure 64. Munich Subway, Strut loads and apparent earth pressure.

Fig. II-6

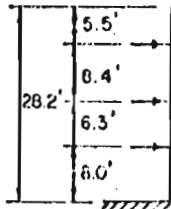


Scale - 1 : 240, English Units, Lengths in Feet

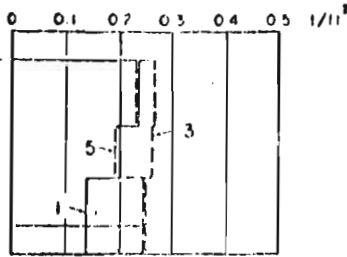
Figure 65. New York Subway, Construction details and soil conditions.

Fig. II-7

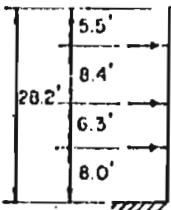
Strut Sections
1, 3 and 5



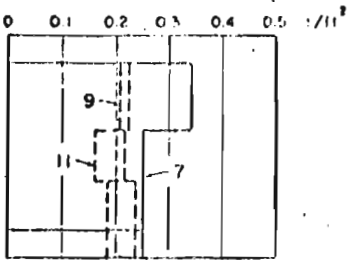
Apparent Earth Pressure



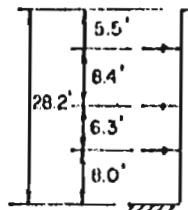
Strut Sections
7, 9 and 11



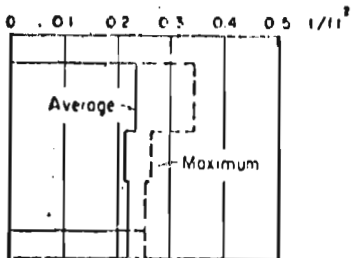
Apparent Earth Pressure



All Sections
Average and Maximum



Apparent Earth Pressure



Scale = 1:240, English Units, Lengths in Feet

Figure 66. New York Subway, Apparent earth pressure.

Fig. II-8

Fig. III-1

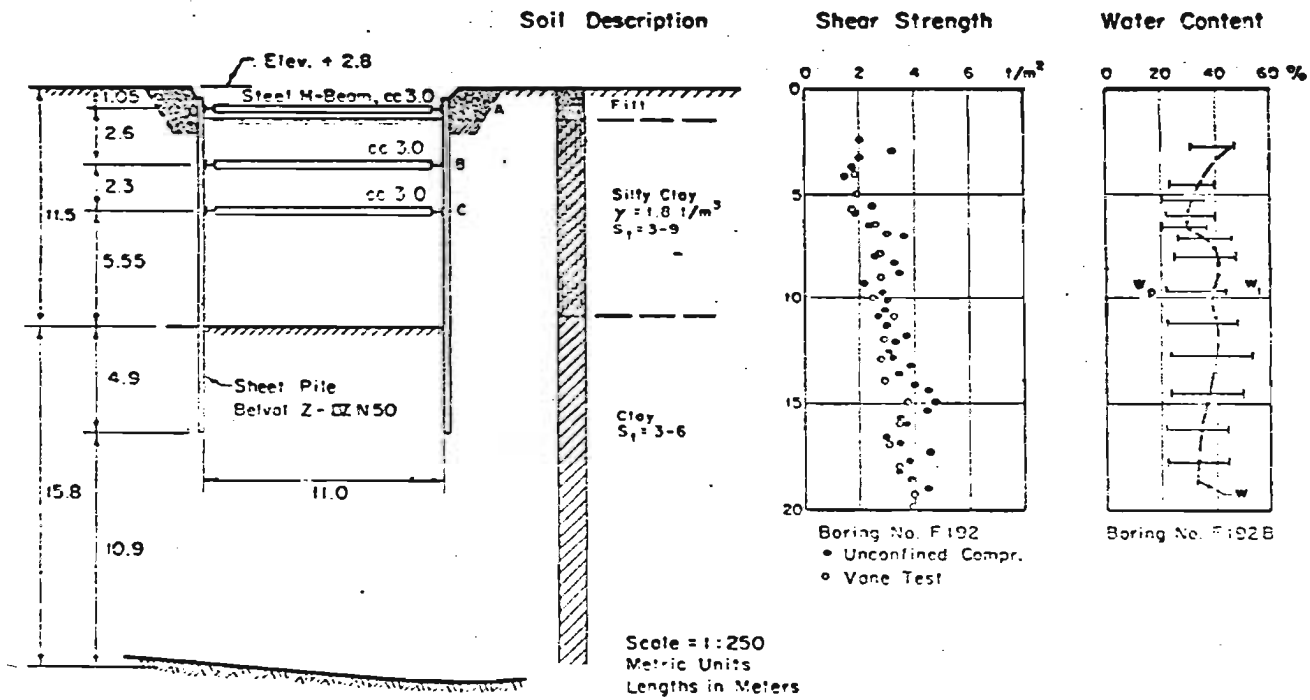


Figure 69. Greenland 2, Cross section and soil properties.

Fig. III-2

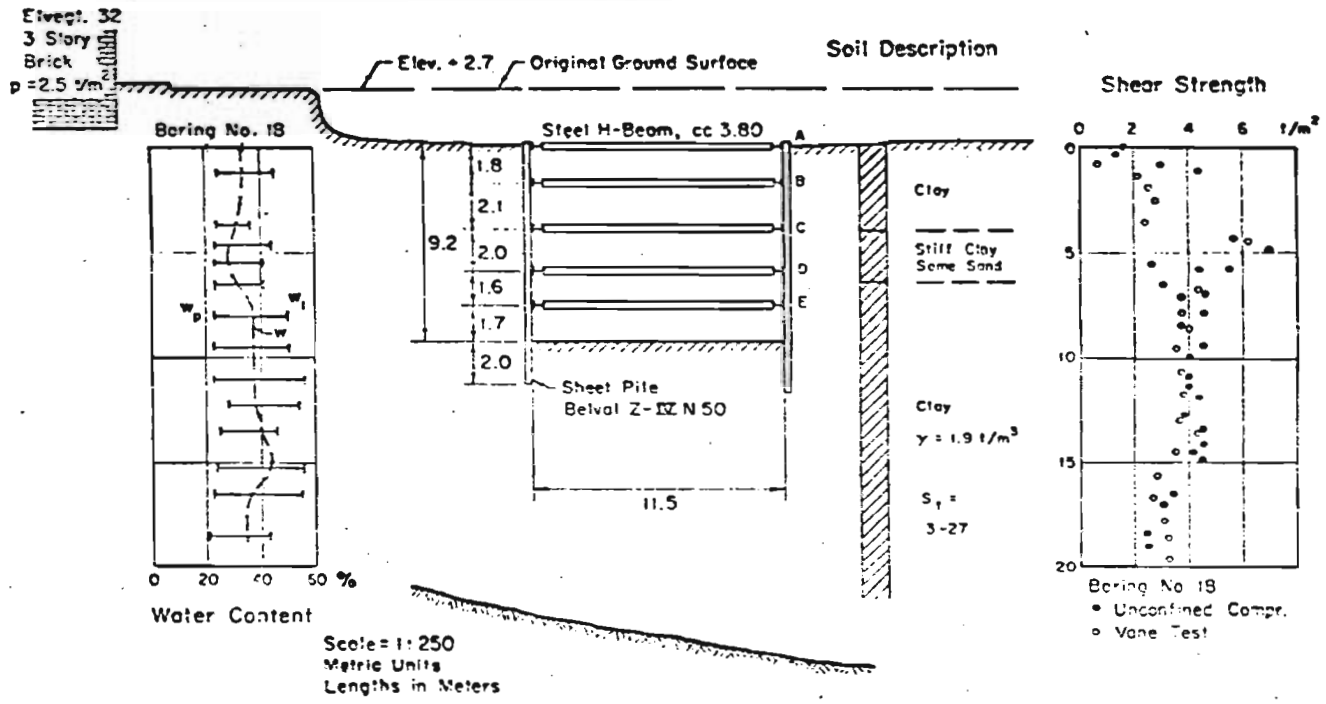


Figure 78. Waterland 3, Cross section and soil properties.

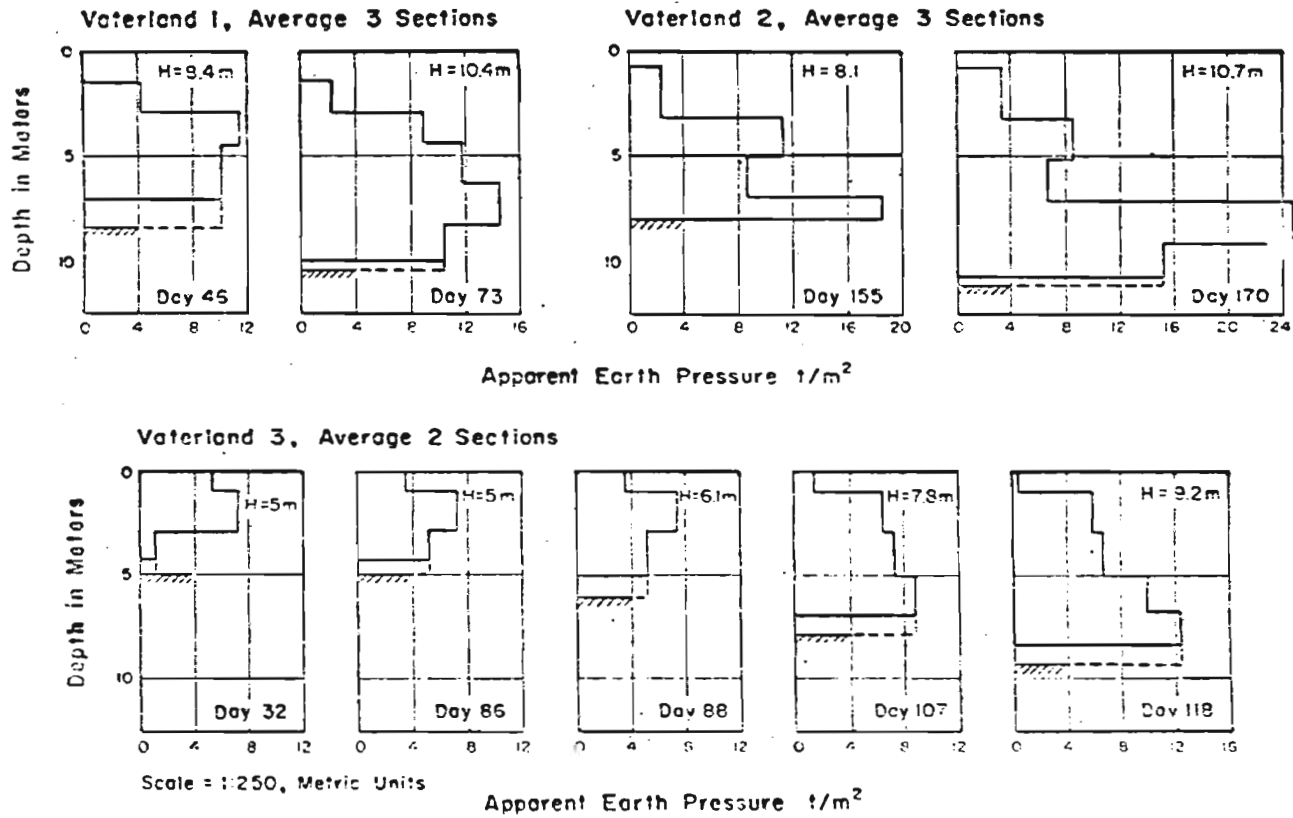


Fig. III-3

Figure 92. Oslo cuts, Apparent earth pressure.

FIG. III-4

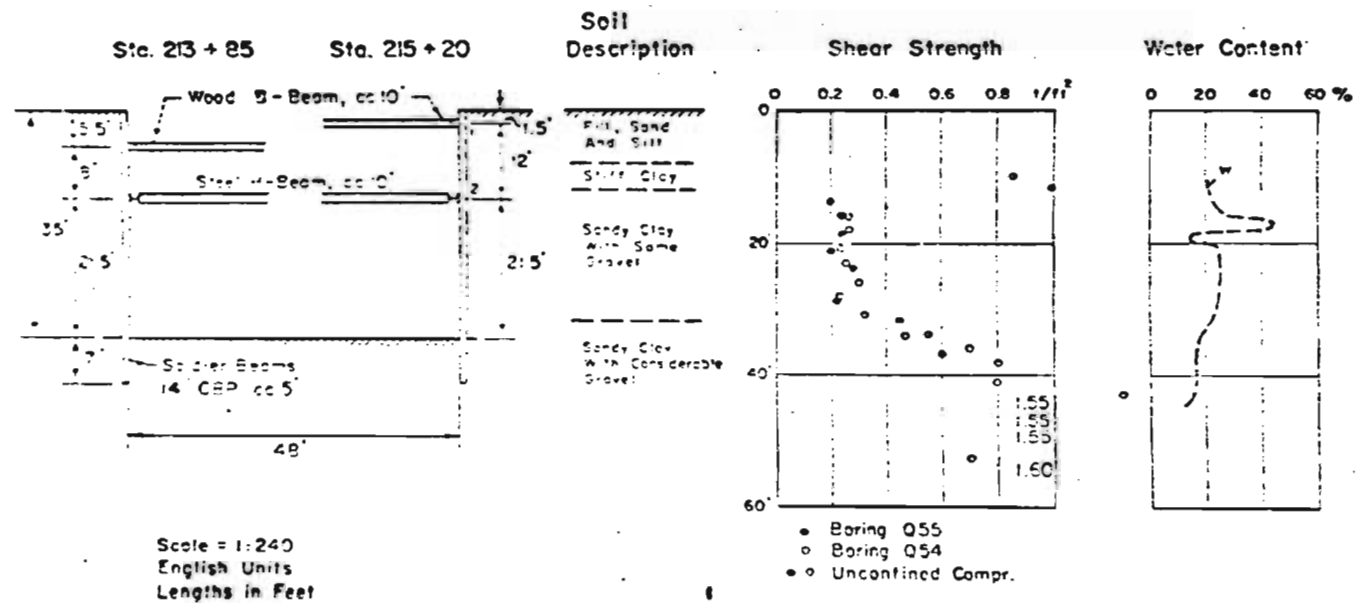


Figure 103. Chicago Subway, D6E, Cross section and soil properties.

FIG. III-5

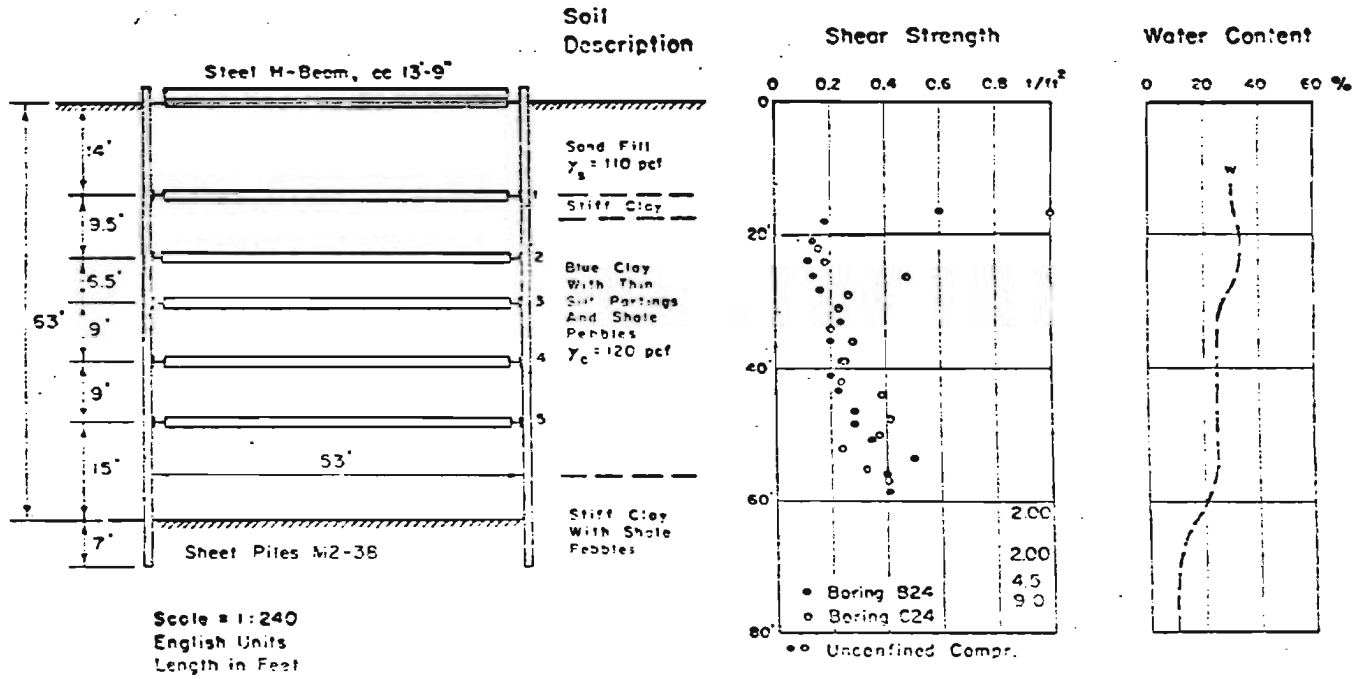


Figure 104. Chicago Subway, D8, Cross section and soil properties.

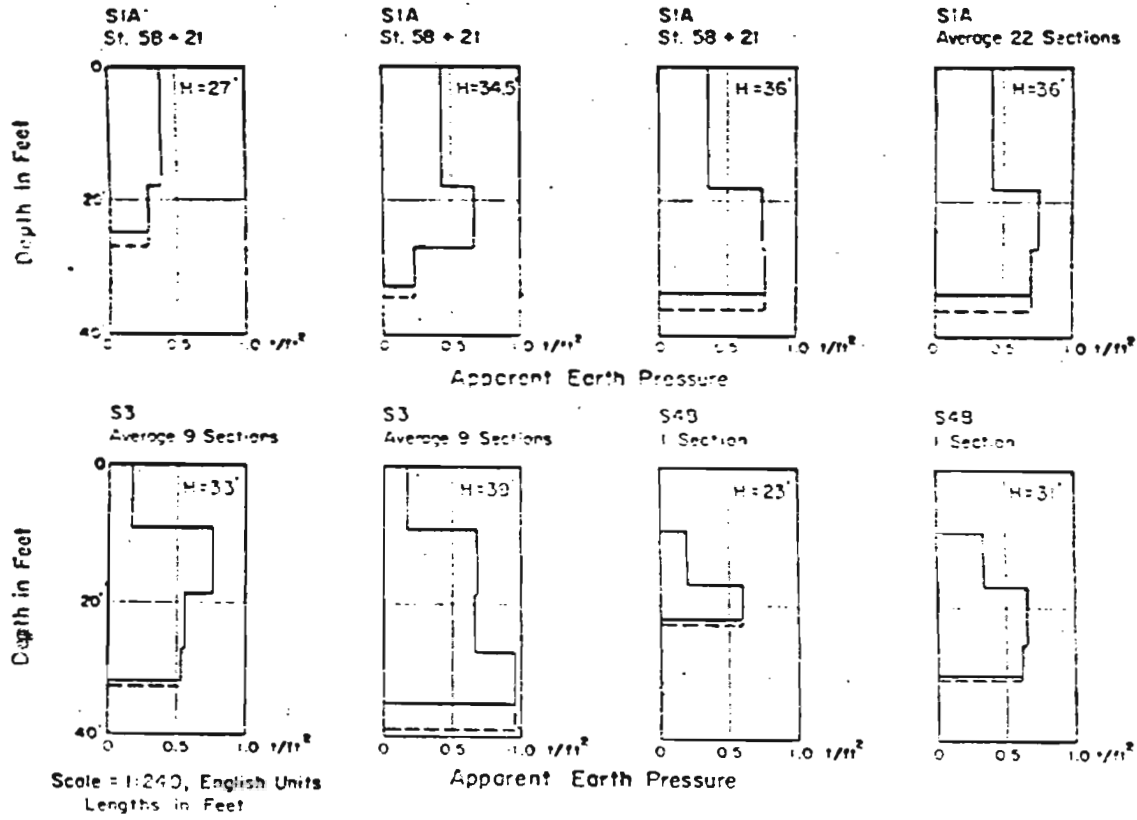


Figure 112. Chicago cuts, Apparent earth pressure.

FIG. III-7

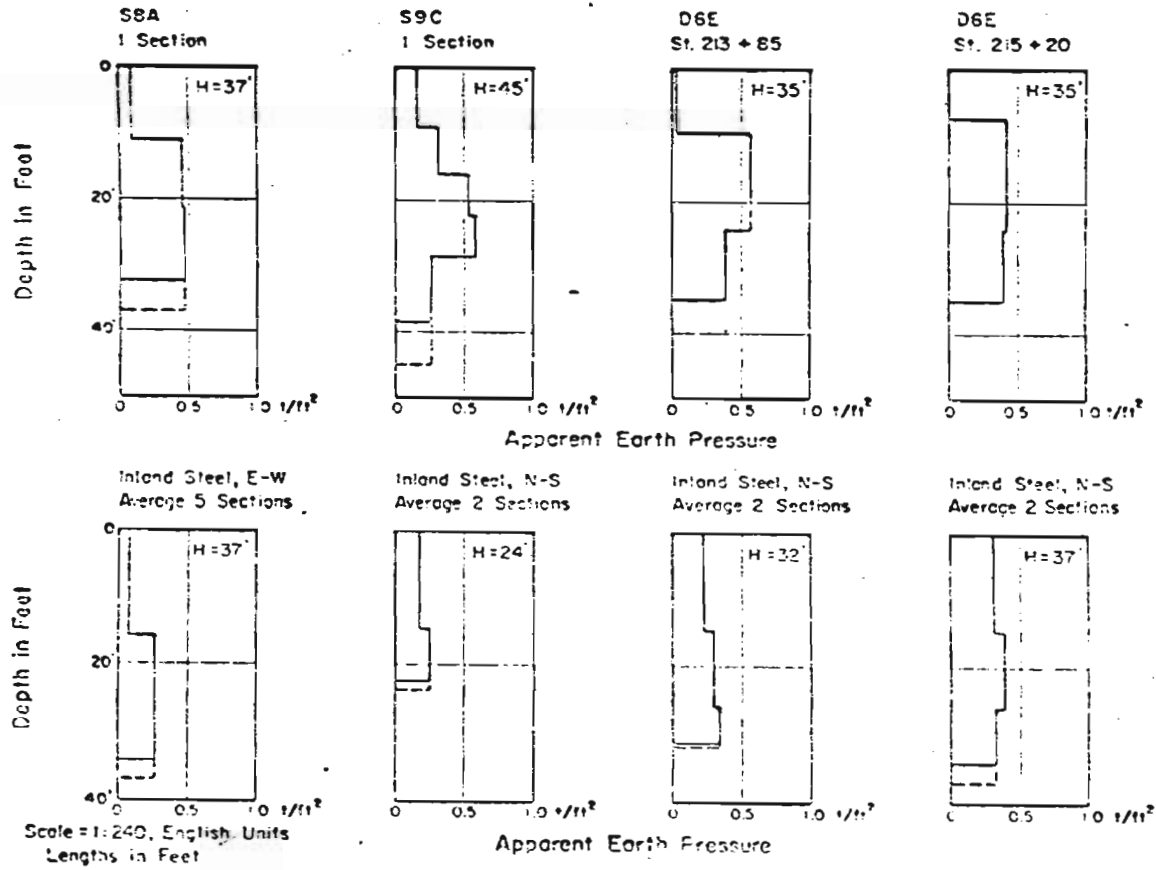


Figure 113. Chicago cuts, Apparent earth pressure.

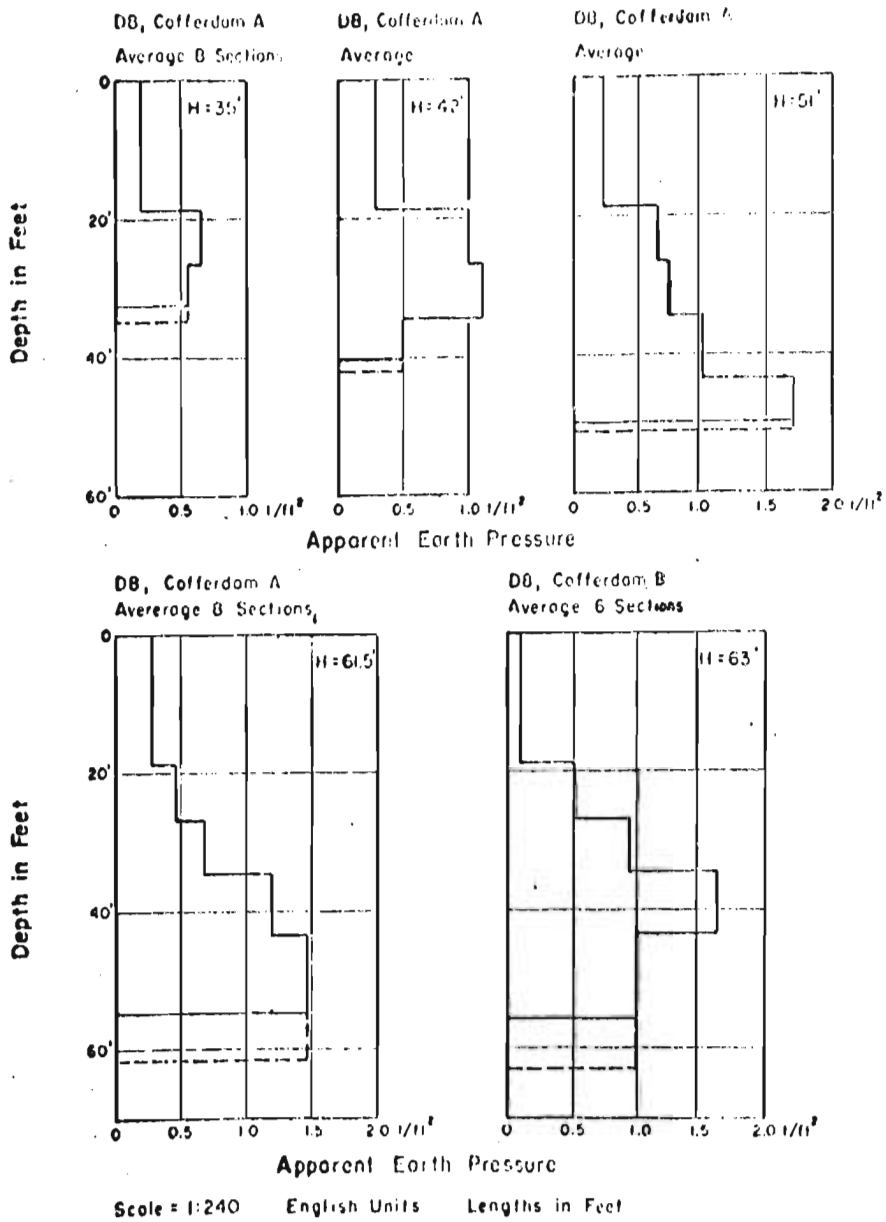


Figure III. Chicago Subway, DB, Apparent earth pressure.

Fig. III-8

FIG. III-9

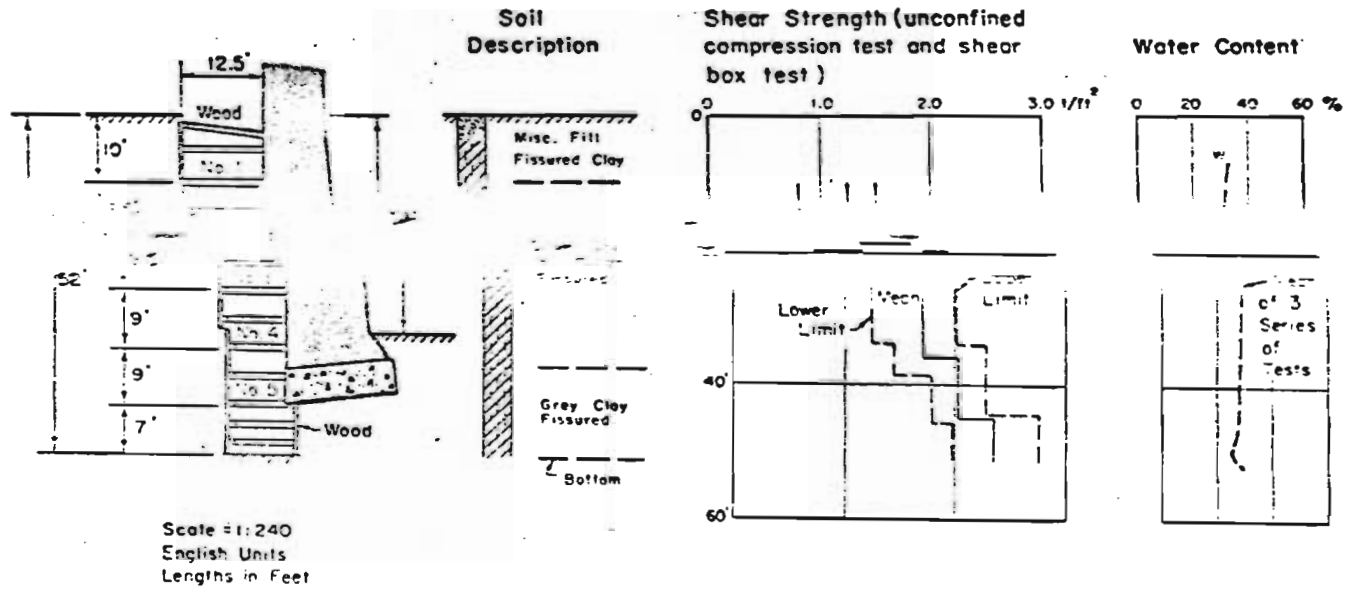


Figure 120. Park Village East, Cross section and soil properties.

FIG. III-10

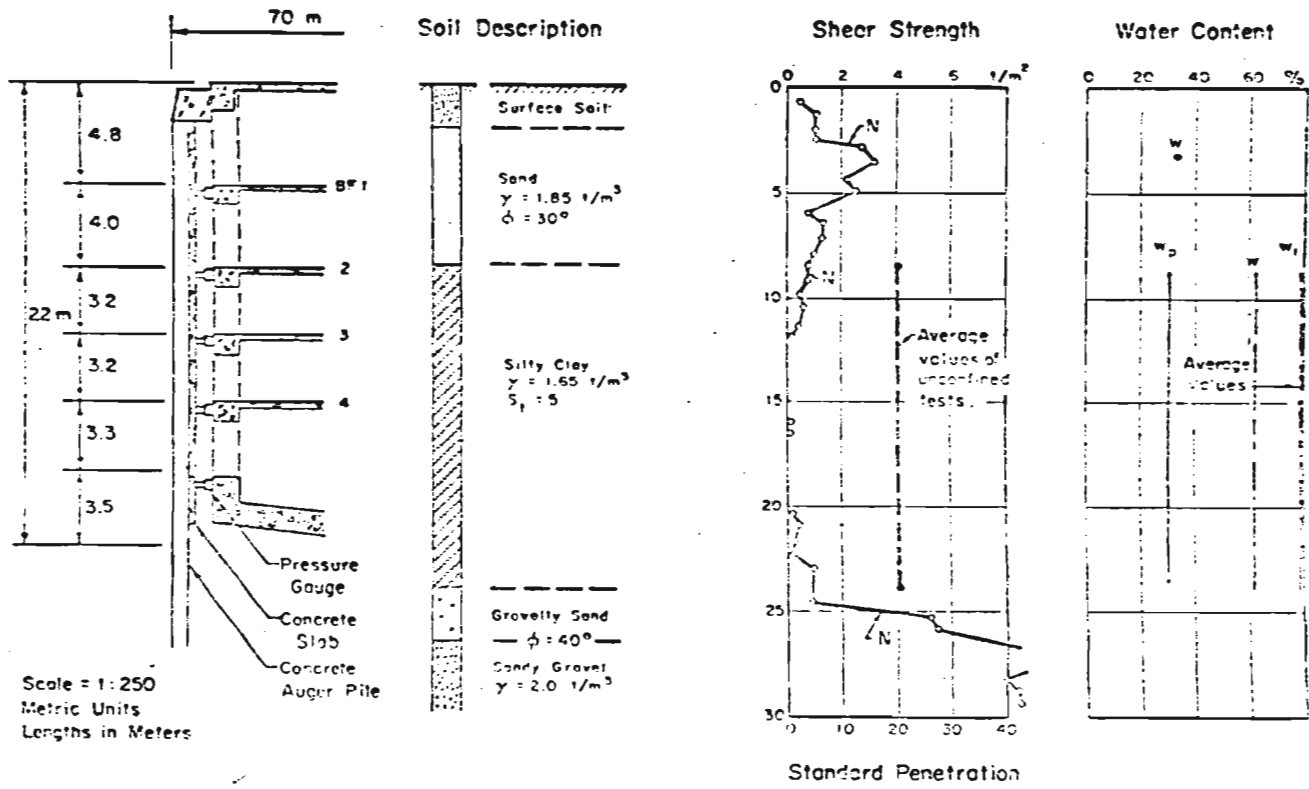


Figure 129. H-Building, Osaka, Cross section and soil properties.

FIG. III-11

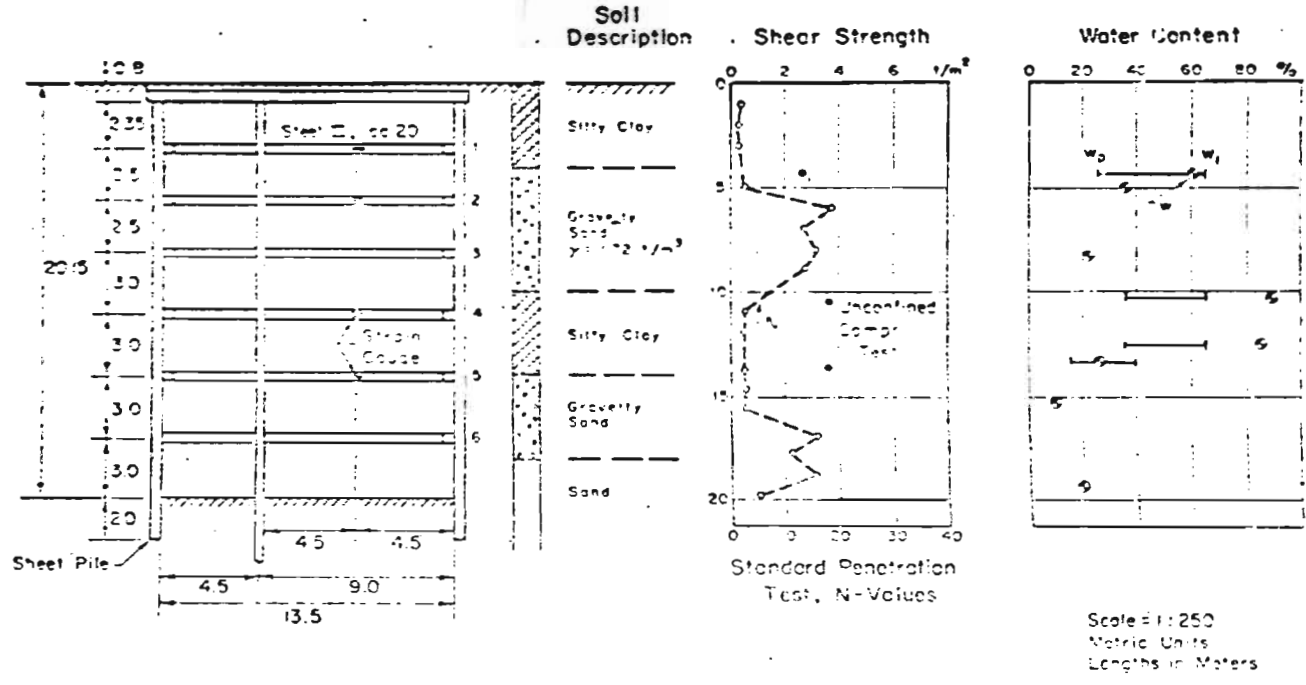


Figure 132. Tokyo Subway, Cross section and soil properties.