



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON**

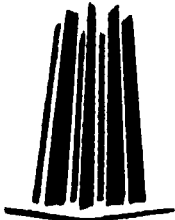
**ESTUDIO GEOTECNICO PARA EL PROYECTO
LINEA 8 DEL METRO EN EL TRAMO COMPRENDIDO
ENTRE LAS ESTACIONES ESTRELLA Y LA VILLA**

T E S I S
**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

ABEL VILLANUEVA BELTRAN

ASESOR: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO 2002



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.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

DIRECCIÓN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**ABEL VILLANUEVA BELTRÁN
PRESENTE.**

En contestación a la solicitud de fecha 26 de junio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL PROYECTO LÍNEA 8 DEL METRO EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE LAS ESTACIONES ESTRELLA Y LA VILLA", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 16 de julio de 2001
LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C p Secretaría Académica.
C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/IIa.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONTENIDO

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Introducción 1

Capitulo I. Zonificación geotécnica 5

Zona de Lago	5
Zona de Transición	7
Zona de Lomas	8

Capitulo II. Muestreo y exploración del subsuelo 12

Pozo a cielo abierto	13
Cono eléctrico	14
Cono mecánico	15
Penetración estándar	16
Tubo de pared delgada (Tubo Shelby)	19
Tubo dentado	20
Barril Denison	21

Capitulo III. Ensayes de Laboratorio 33

Análisis de granulometría por mallas	33
Limites de consistencia o de Atterberg	35
Densidad	39
Pruebas de compresión triaxial	40
Pruebas de compresión simple	44
Consolidación unidimensional	47

Capitulo IV. Características estratigráficas y físicas del subsuelo 52

Sondeo L8N-4	52
Sondeo L8N-5	56

Capitulo V. Procedimiento Constructivo 70

Memoria de cálculo de empujes temporales sobre muros y troqueles	70
Memoria de cálculo de empujes a largo plazo, sobre muros rígidos	113
Control de agua freática, gasto de infiltración, diseño de pozos de alivio y efecto del flujo en la estabilización de taludes	138
Análisis preliminar de estabilidad de excavaciones	144
Memoria de cálculo del análisis de movimientos verticales	159
Elección del procedimiento de excavación	168
Procedimiento constructivo	172

Capitulo VI. Especificaciones 187

Especificaciones de procedimiento constructivo para los brocales y zanjas	187
Especificación del procedimiento constructivo para muros de concreto colado en zanjas bajo lodo bentonítico	188
Especificaciones de lodos para la estabilización de las paredes de las zanjas de muros colados en el sitio	193
Especificación del procedimiento de construcción del relleno sobre el cajón	195
Especificación de construcción de pavimentos	196
Especificación para la instalación de instrumentación	204

Capitulo VII. Conclusiones y recomendaciones 209

Bibliografía 215

Introducción.

La Ciudad de México y su área conurbana es una metrópoli que requiere de una gran variedad de servicios públicos, de entre los cuales el transporte ocupa un lugar muy importante, tanto por la intensa demanda, así como por los problemas de contaminación que ocurren en la ciudad.

La marcada tendencia en el crecimiento de los municipios aledaños al Distrito Federal, propicia que la mayoría de los habitantes de estos municipios, se transporten a cualquier punto de la ciudad en las que desarrollan sus actividades diarias. Un importante punto de llegada y salida lo conforma la zona de Indios Verdes.

Con relación a las necesidades de transporte es importante contar con sistemas que permitan la movilización de un gran número de usuarios a distintos puntos de la Ciudad en forma segura y eficiente, lográndose esto a través del Sistema de Transporte Colectivo Metro.

Dada la importancia y gran afluencia que tiene la zona de Indios Verdes, se hizo necesario, de acuerdo a un estudio integral del transporte masivo de pasajeros así como de las vialidades existentes, la construcción de la Línea 8 del Metro que cruza la Ciudad de sur a norte, comenzando en el sur oriente de la Ciudad en la Calzada Ermita Iztapalapa, cruzando el centro de la delegación del mismo nombre y continúa hasta el eje 3 Oriente, sitio donde cambia de dirección hacia el norte sobre el citado eje hasta el cruce de la Calzada Coyuya, de aquí se dirige hacia el poniente hasta intersectarse con la Línea 4 en avenida Congreso de la Unión, pasa debajo del Viaducto Miguel Alemán y dobla nuevamente al norte sobre Calzada de la Viga llegando a la avenida Chabacano donde pasa por debajo de la Línea 9, la ruta sigue por la calle Juan A. Mateos donde cruza la Línea 2 del Metro en la Calzada San Antonio Abad y llega hasta el eje central Lázaro Cárdenas, en esta avenida continúa el trazo de la Línea hasta la estación Garibaldi. De aquí en adelante conectará puntos como Nonoalco, La Villa e Indios Verdes.

Es preciso mencionar que el proyecto y construcción de la Línea 8 del Metro se llevará a cabo en dos etapas, la primera, ya concluida, es la que comprende la parte sur y centro, limitada por las estaciones Constitución de 1917 y Garibaldi respectivamente, y la segunda que es la correspondiente a la parte norte que llegará hasta la estación Indios Verdes, la cual todavía se encuentra en proyecto.

Este trabajo se concentra en la segunda etapa, específicamente en el tramo comprendido entre las estaciones Estrella y La Villa, las cuales se encuentran a lo largo de la Calzada de Guadalupe.

Ahora bien, el trazo vertical de la Obra Metro, se puede dividir en cuatro soluciones claramente distinguibles en función de la posición del nivel de rasante respecto al nivel del terreno natural, que depende principalmente de la sección transversal de la avenida en que se alojará la obra.

Las cuatro soluciones son:

1. Tipo superficial, es la que queda desplantada sobre el terreno natural, utilizándose generalmente en avenidas de sección lo suficientemente anchas para alojar la estructura así como las vialidades adyacentes.
2. Tipo subterráneo superficial, en la cual la estructura que aloja el Metro lo constituye un cajón de concreto armado desplantado a profundidades generalmente de 10 a 15m, utilizándose esta opción en calles de poco ancho y en donde no sea posible modificar el aspecto urbano, como es el caso del centro histórico.
3. Tipo subterráneo profundo, en la cual las profundidades de desplante del cajón son mayores a 15m, siendo utilizada cuando es necesario cruzar por debajo de estructuras existentes, como Líneas de Metro y colectores de gran diámetro.
4. Tipo elevado, en la cual la estructura que aloja el Metro se encuentra a elevaciones en promedio de 8m con respecto al nivel de terreno natural.

En base a lo anterior y dadas las condiciones existentes a lo largo de la Calzada de Guadalupe, se decidió utilizar la solución de Tipo subterráneo superficial, para no alterar ni obstruir con en el funcionamiento de la Obra Metro, a las vialidades existentes.

Aunado a lo anterior hay que hacer una mención muy especial a los problemas que representa el construir en el subsuelo de la Ciudad de México.

La obra en cuestión queda ubicada en la Zona de Lago, en la que debido a la presencia de grandes espesores de arcilla altamente compresibles y de muy baja resistencia al corte, así como también, la discontinuidad característica en distancias muy cortas, se hace obligatorio tener un adecuado programa de sondeos de exploración y muestreo así como ensayos de laboratorio representativos, que nos permitan definir el proceso constructivo adecuado para garantizar que se cumpla con dos factores indispensables en cualquier obra ingenieril, que son la seguridad y la economía.

En el capítulo I se ahonda en lo referente a la zonificación propuesta por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en el cual se mencionan las características propias de las tres zonas en las que ha sido dividido el Distrito Federal y su área conurbana, de acuerdo al tipo de suelo. También se incluye una sub-zonificación mas detallada de las zonas mencionadas.

Para satisfacer los requerimientos de seguridad y economía, se realizó un análisis geotécnico para conocer las condiciones y limitantes que se deben aplicar en los procesos de excavación y construcción del cajón que alojará el Metro, así como los cálculos para determinar las deformaciones de la masa del suelo.

La importancia de la obra, justifica un número necesario de sondeos de exploración y muestreo, que permitan definir con precisión las características propias de la zona, ya que de ello depende el éxito o fracaso del diseño.

En el capítulo II se explican algunas técnicas de exploración y muestreo como son: el pozo a cielo abierto, el cono eléctrico, el tubo Shelby, la penetración estándar y otros. Incluyendo en el mismo capítulo el tipo y número de sondeos realizados.

En el capítulo III se detalla el procedimiento a seguir, en la realización de algunas pruebas de laboratorio como son : la determinación de los límites de consistencia, análisis granulométricos, densidad de sólidos, compresión triaxial, consolidación, etc., mismas que se practicaron a las muestras obtenidas, alteradas e inalteradas, para definir los parámetros de diseño a utilizar en los análisis.

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio como el perfil estratigráfico, el contenido de humedad, la resistencia al esfuerzo cortante, etc. , se muestran en el capítulo IV, utilizándose estos resultados para el inicio de los análisis que forman el capítulo V. En los análisis realizados se determinó la distribución de empujes sobre el muro de contención durante la construcción y el funcionamiento de la estructura, identificando las condiciones de trabajo mas críticas en cada etapa de la vida útil del cajón..

Para lo anterior se consideraron factores diversos como: la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos, la distribución de las sobrecargas en la superficie y el procedimiento constructivo mas conveniente.

Se analizaron también los factores de seguridad contra los posibles tipos de falla que se pudieran presentar en la excavación, como la falla de fondo y la falla por traslación en los taludes de avance en sus distintas etapas de construcción.

A lo largo del desarrollo del tema, se incluyen recomendaciones muy particulares de Ingenieros directamente relacionados en el proceso constructivo de la Obra Metro en sus diferentes etapas, en las que ponen de manifiesto la experiencia recabada en este tipo de obras.

Finalmente hay que dejar en claro que este estudio no pretende ser una guía fiel, en la que se muestre la única forma de llevar a cabo todo el proceso de construcción, desde la determinación del programa de sondeos y ensayos de laboratorio hasta la construcción del pavimento sobre el cajón que albergará el Metro. Lógicamente durante todas y cada una de las facetas de construcción, existirán soluciones alternas a las planteadas en este estudio, que se resolverán en base a la capacidad y criterio de la empresa constructora.

CAPITULO I**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN****ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA.**

La zonificación del área urbana, se basa principalmente en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos.

Durante el estudio del tramo comprendido entre las estaciones: Estrella y La Villa, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar relacionados con el diseño y construcción.

La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales de estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento del tramo es estudio, así podrán identificarse las alternativas de solución factibles a estudiar durante el diseño definitivo.
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente pueden presentarse condiciones estratigráficas complejas.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en el tramo en cuestión.

La zonificación del área urbana es: zona de lomas, zona de transición y zona de lago. El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, hace mención a ellas como zona I, zona II, y zona III, respectivamente.

Zona de lago.

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona de lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes:

- Espesor y propiedades de la costra superficial.
- Consolidación inducida en cada sitio.

Lago Virgen.

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos han mantenido prácticamente sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo el desarrollo actual de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo. Enseguida se presentan las propiedades medias de los estratos, correspondientes a la subzona: Lago Virgen.

Estrato	Espesor (m)	γ , (t/m ³)	c, (t/m ²)	ϕ en °
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
Capa dura	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta zona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas de esta subzona se presentan a continuación:

Estrato	Espesor (m)	γ , (t/m ³)	c, (t/m ²)	ϕ en °
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	-

Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas:

- Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales.
- Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo.
- Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

La estratigrafía característica de la subzona Lago Centro II es :

Estrato	Espesor (m)	γ , (t/m ³)	c, (t/m ²)	ϕ en °
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	-
Capa dura	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

Zona de Transición.

Interestratificada del poniente

Entre la franja comprendida entre las zonas del Lago y las Lomas; depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de Transición y del Lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 metros de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a las lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación:

- Transición alta.

Es la zona de transición más próxima a Las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo

estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas.

- Transición Baja.

Corresponde a la transición vecina a la zona del Lago; aquí se encuentra una serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas. Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas de orden de 20 m, c) existe interstratificación de arcillas y suelos limo-arenosos, y d) se presentan mantos colgados.

Abrupta cercana a los cerros.

Es la transición entre las zonas del Lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

Zona de Lomas.

En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Avalanchas ardientes
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvioglaciales
- Depósitos fluviales
- Suelos

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Tobas y lahares fracturados.

Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generen bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidos a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente, mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules.

Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactados y depósitos glaciares y fluvioglaciares.

Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tienden a generar depósitos de talud crecientes, que solo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos.

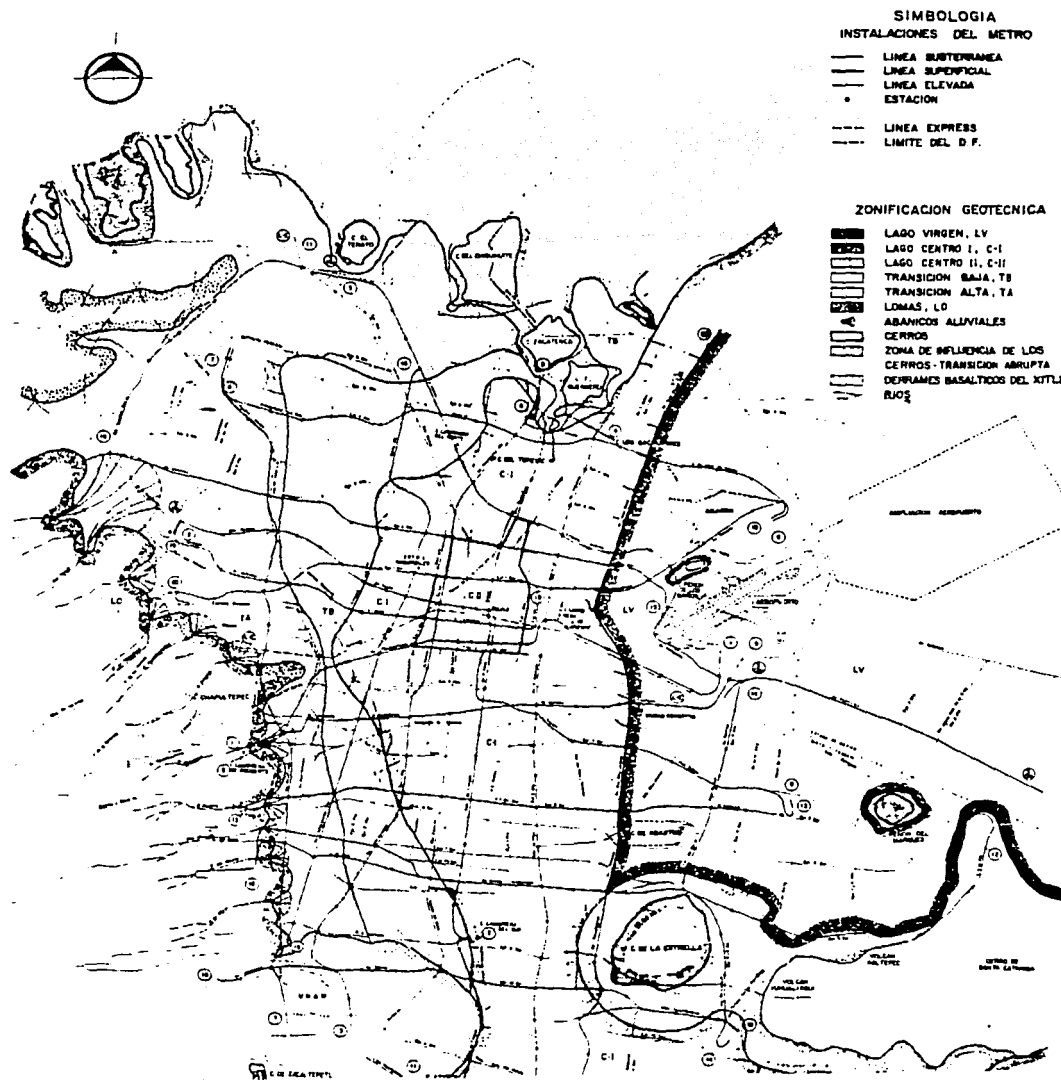
Son los pedregales generados por el Xitle, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas con escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

Los accidentes que se observan en las coladas de basalto, son principalmente:

- Fracturas que pueden formar bloques independientes y desarrollar un mecanismo de falla.
- Burbujas grandes o pequeñas; las primeras son cavidades por sí solas, mientras que las segundas constituyen zonas porosas débiles.
- Vacíos entre coladas; generalmente son cavidades lenticulares, es decir su desarrollo puede ocupar una zona amplia en planta, mientras que el espacio vacío vertical que deja entre dos coladas puede ser apenas de unos centímetros. Este mismo fenómeno se ha observado entre la primera colada que se deposita y el terreno original.

Adicionalmente se han encontrado en los derrames del Xitle, cavidades en forma de túneles que se prolongan por varias decenas de metros, y que están alojadas a lo largo de cauces anteriores a la colada; cuando ésta ocurre la roca fundida fluye por el cauce, y al enfriarse paulatinamente su superficie y fronteras con el suelo, su parte central, aun fluida, escurre con mayor velocidad generando una cavidad de este tipo.

La exploración de estos depósitos puede hacerse eficientemente con martillos neumáticos, valuando mediante una supervisión cuidadosa la velocidad de avance de la broca, la intensidad del ruido que produce, la coloración del material que está cortando y los caídos que ocurren de la tubería de perforación.



Geotecnologe

ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

FIGURA 1

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

CAPITULO II**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN****MUESTREO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO**

Preliminarmente se realizó un sondeo mixto a 30 m de profundidad, en el que se determinó que el subsuelo corresponde a la denominada Zona de Lago, y esta formada por los siguientes depósitos: costra superficial constituida por rellenos recientes, arcilla y limos afectados por secado con espesor de 3.2m, formación arcillosa superior que se encuentra hasta 25.8m de profundidad, intercalada por estratos arenosos a 12, 15 y 21.5m, la primera capa dura con espesor de 4m, formación arcillosa inferior que se detectó a 29.8m de profundidad.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo a lo largo del trazo de la Línea 8 del Metro en el tramo Estrella – La Villa se realizaron los siguientes sondeos de exploración y muestreo:

Cuatro sondeos mixtos:

1. L8N-3, a 30.2 m de profundidad
2. L8N-4, a 32.5 m de profundidad
3. L8N-5, a 32.4 m de profundidad
4. L8N-6, a 30.7 m de profundidad

Los sondeos L8N-3 y L8N-4, se realizarán alternando 1.2m de penetración estándar y 0.8m de tubo Shelby, hasta 9m de profundidad. De 9m de profundidad hasta la primer capa dura se muestreará con tubo Shelby.

Los 2 sondeos restantes, se alterarán de igual manera hasta los 16m de profundidad, cambiando a partir de esta profundidad y hasta los 24m con el tubo Shelby, de aquí en adelante, se alternará como al inicio.

Y cuatro sondeos de cono eléctrico:

1. SK-5, a 22m de profundidad
2. SK-6, a 16.5 m de profundidad
3. SK-7, a 21.3 m de profundidad
4. SK-8, a 27 m de profundidad

Los sondeos de cono se efectuaron hincando a presión el penetrometro eléctrico el cual va fijo al extremo inferior de una columna de barras de perforación.

El penetrómetro es instrumentado con deformómetros eléctricos que se conectan a una consola que se mantiene en la superficie y mediante la cual se conoce la resistencia que el suelo opone a la penetración del cono, que es determinada a cada 10 cm, lo que permite conocer con precisión los cambios de estratigrafía del subsuelo.

Dos estaciones piezométricas.

Localizadas en los cadenamientos 25+600 y 26+570, con bulbos tipo Casagrande y a profundidades de 11.6, 15.0, 21.5 y 29m.

En las muestras representativas alteradas, obtenidas en la prueba de penetración estándar, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco
- Contenido natural de agua
- Límites de consistencia
- Densidad de sólidos
- Análisis de granulometría por mallas
- Porcentaje de finos

En las muestras inalteradas, además de las anteriores pruebas se hicieron las siguientes:

- Compresión axial no confinada
- Compresión triaxial no consolidada
- Peso volumétrico natural
- Consolidación unidimensional.

A continuación se detallan los métodos de exploración y muestreo mas comunes, aclarando que no todos ellos tuvieron aplicación en el estudio realizado.

Pozo a cielo abierto

Un pozo a cielo abierto nos permite : a) observar directamente las características estratigráficas del subsuelo, y b) rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Esta técnica de exploración y muestreo es recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de lomas y de algunas transiciones. El objetivo principal de un pozo a cielo abierto es la obtención de muestras inalteradas, para realizar en ellas pruebas de laboratorio que nos permitan definir el comportamiento mecánico de dicho estrato. Debido a esto, se debe de realizar un buen labrado y manejo de la muestra para garantizar resultados confiables.

Para la excavación del pozo se pueden hacer uso de maquinaria, o se puede hacer en forma manual, recomendándose esta última, para evitar que la relajación de esfuerzos en la muestra se de en forma abrupta.

El tamaño ideal de la muestra es de aproximadamente 40 cm por dimensión, ya que muestras de mayor tamaño presentan dificultad para su manejo debido a su peso.

El sello de la muestra ya labrada, es uno de los cuidados más significativos, esto es para preservar la humedad natural de la muestra, evitando la evaporación del agua contenida en ella.

El factor que determina la utilización o no utilización de este método de exploración y muestreo es la profundidad del nivel de aguas freáticas. Esto por la simple y sencilla razón de que la profundidad máxima a la que puede realizarse un pozo a cielo abierto queda determinada por la presencia del nivel de aguas freáticas.

Para el caso que nos atañe, no es utilizable este método, ya que nos interesa conocer las propiedades del subsuelo hasta profundidades promedio de 25 a 30m, y en la zona el nivel de aguas freáticas se encuentra en promedio a 2m de profundidad.

Cono eléctrico

El cono eléctrico nos permite determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono. La interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas. El equipo se muestra en la figura 1.

Equipo

El cono eléctrico es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages); usualmente tienen 2 ton de capacidad de carga y resolución de ± 1 Kg., pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de ± 2 Kg.

Generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7 cm.

La fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2) y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4).

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

El cono se hincan en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2cm/s. Para las arcillas de la ciudad de México se ha adoptado de 1cm/s porque así se controla mejor la prueba. Es muy importante que la velocidad de penetración de velocidad del cono se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras, el cono pierda velocidad y que al pasarlas el cono se acelere.

Parámetros de resistencia de los suelos.

Como se mencionó anteriormente, la resistencia que ofrece el suelo a la penetración del cono, correlacionada empíricamente con otros factores, nos pueden dar cierta idea de la resistencia al corte del suelo. Cabe aclarar que no se consideran como definitivos estos resultados.

La prueba de penetración de cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente.

Cono mecánico

El objetivo de utilizar el cono mecánico es idéntico al del cono eléctrico, siendo el cono mecánico más confiable, en cuanto a que las fallas de trabajo son menores que las se presentan en el manejo del cono eléctrico, aunque éste último aventaja en sensibilidad y precisión al cono mecánico.

El penetrómetro mecánico consta esencialmente de una tubería de acero, con barras sólidas concéntricas, la tubería tiene 3.6 cm de diámetro exterior y 1.6 cm de interior, en tramos de 1 m de longitud, unidos con cuerdas cónicas. La barra sólida interior es también de 1 m de longitud y 1.5 cm de diámetro. Las barras interiores se apoyan simplemente a tope para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hinca la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

La punta del cono puede ser de dos tipos:

1. Punta Delft, (figura 2), que únicamente permite determinar la resistencia de punta
2. Punta Begemann, (figura 3), que sirve para determinar las resistencias de punta y de fricción.

Punta Delft

El procedimiento de operación del cono Delft consiste en obtener lecturas cada 20 cm, para ello se hinca el cono un máximo de 7 cm; por medio de las barras centrales, observando en los manómetros la presión desarrollada durante el hincado. A continuación se hinca la columna de barras exteriores 20 cm, en los primeros ocho, el cono debe recuperar la condición inicial, y en los trece cm restantes, el cono, las barras iniciales y las exteriores penetran juntos, completándose de esta manera un ciclo de medición.

Punta Begemann

El procedimiento se realiza con mediciones de la resistencia del suelo cada 20 cm, determinando primero la fuerza de punta (Q_c) para hincar el cono de las barras centrales un incremento de 3.5 cm; terminado ese movimiento, la ampliación del vástago hace contacto con la funda de fricción, así al continuar empujando la barra central otros 3.5 cm se hince el cono y simultáneamente se arrastra la funda, registrando los manómetros la presión debida a las fuerzas de punta y fricción ($Q_c + F_s$). En seguida se hincan las barras exteriores 20 cm, con ellos se cierra el mecanismo los 7 cm que se abrió, y la punta llega a la siguiente posición, donde se iniciara otro ciclo de medición.

Los resultados que se obtienen son similares a los mencionados para el cono eléctrico, aunque la falta de sensibilidad y precisión de los manómetros afecta a las mediciones. En la figura 4 se muestran dos sondeos, uno de cono mecánico y otro de cono eléctrico, notándose que en el mecánico que muchos tramos aparecen verticales, como de igual resistencia, dando una falsa impresión de estratificación, que no ocurre en el sondeo de cono eléctrico. En la zona de menor resistencia el cono mecánico determina resistencias de la mitad del cono eléctrico, este es un error debido a que no se puede controlar el peso de las barras centrales, que por estar simplemente apoyadas gravitan sobre el cono, haciendo poco confiable a este tipo de cono cuando se sondean suelos blandos.

Penetración estándar.

La prueba de penetración estándar permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos, como los de la Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

El penetrómetro estándar es un tubo de acero con un extremo afilado, el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la superficie, una vez hincado el muestreador (figura 5). Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio.

Además se utiliza el siguiente equipo auxiliar:

- Columna de barras. El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación.
- Martinete golpeador. El penetrómetro se hinca con los impactos del martinete de 64 Kg. y 75 cm de caída.
- Cabeza de gato. Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de $\frac{3}{4}$ de pulg., para sostener el cable, se requiere un tripié o una torre equipados con una polea.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 64 Kg., dejada caer desde 75 cm de altura; durante el hincado se muestra el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N, para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre, se suspenderá la prueba.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante, y que el cable tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm.

Las muestras deben de conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua, colocándose estos envases en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

Resultados.

- a) Muestras alteradas. Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello sólo pueden servir para identificar los suelos y las propiedades índice que no requieren especímenes inalterados.
- b) Perfil estratigráfico. La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.
- c) Resistencia a la penetración. Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.
- d) Resultados típicos. La figura 6 ilustra un caso típico de sondeo que corresponde a la zona de lago; como todos los sondeos que se realizan en esa área de la ciudad, el número de golpes en su mayoría resulta cero, ya que el muestreador penetra por su propio peso, mostrando la insensibilidad de la prueba de penetración estándar como técnica de la medición de la resistencia al corte en estos suelos blandos

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas, por ello se deben aplicar con las debidas reservas ya que se desconoce su orden de precisión.

1. Correlación de N en suelos cohesivos. El número de golpes N de la prueba de penetración estándar puede interpretarse con la ayuda de la tabla siguiente, en la que se deduce el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) y el correspondiente a la resistencia al corte ($c=q_u/2$).

Consistencia	Muy Blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	<2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	>30
q_u	<0.25	.25-.50	.50-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	>4.0

2. Correlaciones de N en suelos granulares. Usualmente se estima la compacidad relativa con ayuda de la siguiente tabla:

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
>50	Muy densa

La prueba de penetración estándar, es aplicable sólo en la etapa de exploración del subsuelo; la información que proporciona carece de confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos; por lo tanto no debe aplicarse para el diseño geotécnico definitivo.

En la zona del lago, el penetrómetro se utiliza únicamente para rescatar muestras alteradas de lentes y estratos duros; la información que proporciona de los suelos blandos en cuanto a propiedades de resistencia es muy limitada. En este tipo de suelos, el cono eléctrico es una técnica de exploración más eficiente y precisa.

En la zona de transición, la prueba de penetración estándar es muy útil como técnica de exploración, cuidando que en las zonas con nivel freático profundo se perfore en seco, con herramientas helicoidales o con aire como fluido de perforación.

En la zona de lomas, la prueba no es aplicable, ya que el muestreador solo penetrará unos centímetros y únicamente puede estimarse que la resistencia a la penetración N es mayor de 50 golpes; en conclusión, no se logra definir ningún parámetro de resistencia.

Tubo de pared delgada (Tubo Shelby).

El empleo de tubos abiertos de pared delgada, permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico.

El muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hince el muestreador desde la superficie.

En la figura 7 se presentan los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aún operando en suelos duros.

La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura 8 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro de sello; en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

Las muestras de suelos blandos que se obtienen con tubos Shelby, utilizando técnicas de perforación a rotación o por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, observándose fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas. Las muestras fisuradas no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación se requiere el empleo de la posteadora-rimadora, combinando su aplicación con la broca de aletas.

El muestreador Shelby se debe de hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/s una longitud de 75 cm; esto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se

deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; en seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca al exterior y se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

Tubo dentado.

Esta herramienta permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración, en estos materiales presenta claras ventajas de operatividad y costo sobre muestreadores de barril doble.

Está formado por un tubo de acero, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora, que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca y da rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente, que miden de 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base. La sierra se forma con alternaciones de un diente recto y otro doblado de 0.2 cm hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

En la figura 9 se presenta este muestreador con dos tipos de unión tubo-cabeza usuales, el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aun en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que se abre durante la etapa de muestreo para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura 10 corresponde a un muestreador de válvula deslizante, en el que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro de sello; sobre esta barra desliza la pieza, a la que se fija el tubo muestreador.

Este muestreador se hinca operándolo a rotación con velocidades menores de 100 rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s, hasta penetrar 75 cm; de esta manera queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo tres minutos a fin de que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo; en seguida se corta la base del espécimen, girando dos vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpian sus extremos y se identifica.

Este tubo dentado frecuentemente recupera muestras de mejor calidad que el muestreador de barril Denison; sobre todo en los suelos arcillosos duros y capas granulares compactas que se encuentran en el subsuelo de la Ciudad de México.

Barril Denison.

Con el muestreador de barril Denison, que opera a rotación y a presión, se obtienen especímenes de arcilla dura, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático; las muestras siempre presentan cierto grado de alteración. Cuando se muestrean estos suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con agua o lodo de perforación, por lo cual su aplicación se condiciona al empleo de aire como fluido de perforación.

El muestreador tipo Denison consiste en dos tubos concéntricos, uno interior, que penetra en el suelo a presión, y rescata la muestra, mientras que el exterior, con la broca en su extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación (agua, lodo o aire) que se hace circular entre ambos tubos.

En la figura 11 se presenta el diseño actualizado de este muestreador; se observa como los tubos concéntricos se acoplan a la cabeza con baleros axiales, que sirven de unión con la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia d antes que la broca, para proteger a la muestra de erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste.

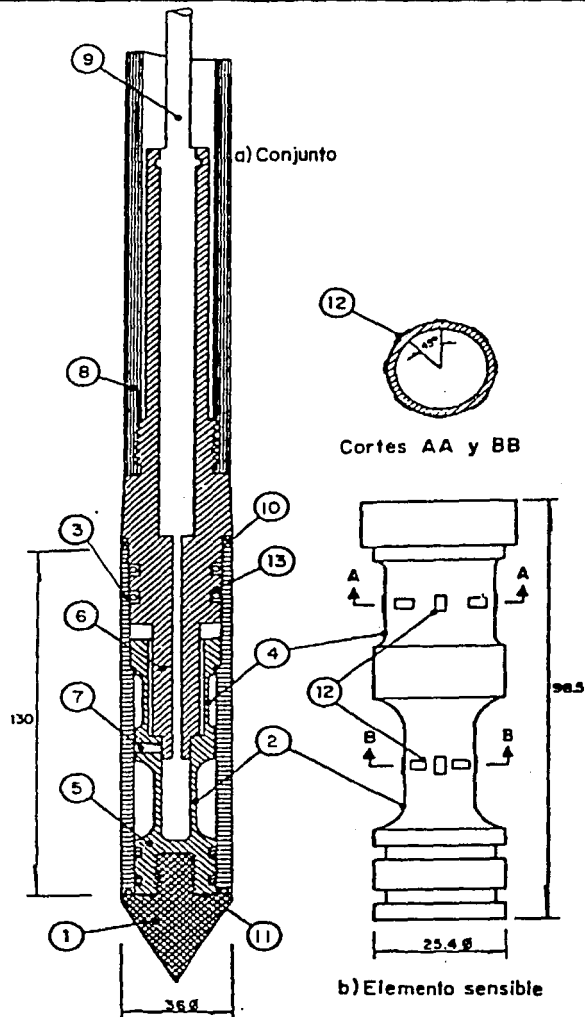
Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia d , entre el tubo interior y la broca, de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se debe de verificar que la cabeza este limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca la profundidad d , para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo, la máquina perforadora trasmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical, la primera varía entre 50 rpm para materiales blandos y 200 rpm para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 1 tonelada.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no pueda avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial, y se deja reposar tres minutos a fin de permitir que la muestra expanda; después se gira para romper el espécimen por la base y posteriormente extraer el muestreador.

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos. En muestreos arriba del nivel freático se debe de utilizar aire; podría ser admisible utilizar lodo, condicionando a comprobar que la contaminación que induce a la muestra sea tolerable. En muestreos abajo del nivel freático es factible utilizar agua o lodo.

El empleo de este muestreador con lodo de perforación generalmente induce contaminación en las arcillas que se localizan abajo del nivel freático, así como el lavado de lentes de arena típicas del subsuelo de la Ciudad de México; por ello generalmente se obtienen mejores muestras con el tubo dentado de rotación.

El barril Denison es el mejor muestreador para las tobas duras, cuidando de utilizar aire como fluido de perforación, cuando se muestrea arriba del nivel freático.



- 1 Cono (60° , $\varnothing 36$ mm, 10.18 cm²)
- 2 Celda de punta
- 3 Funda de fricción ($\varnothing 36$ mm, 147.02 cm)
- 4 Celda de fricción
- 5 Elemento sensible (bronce SAE-64)
- 6 Pieza de empuje
- 7 Perno de sujeción ($3/8$ \varnothing 120°)
- 8 Cople conector a la tubería EW
- 9 Cable conductor blindado de 8 hilos
- 10 Sello de silicona blanda
- 11 Rondana de bronce
- 12 Deformómetros eléctricos
- 13 Aro-sello

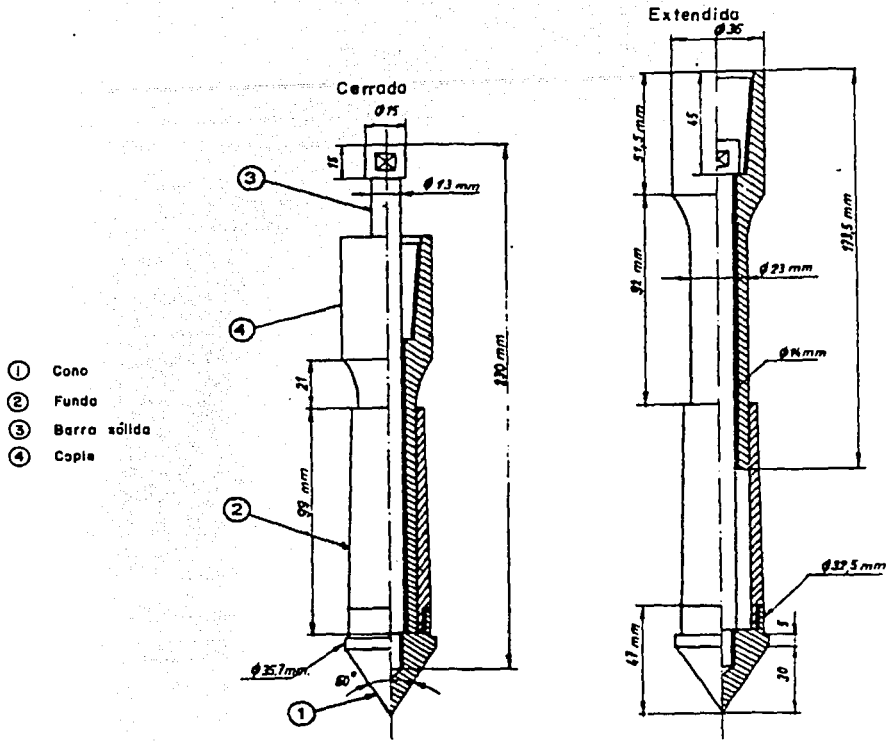
Acotaciones, en mm

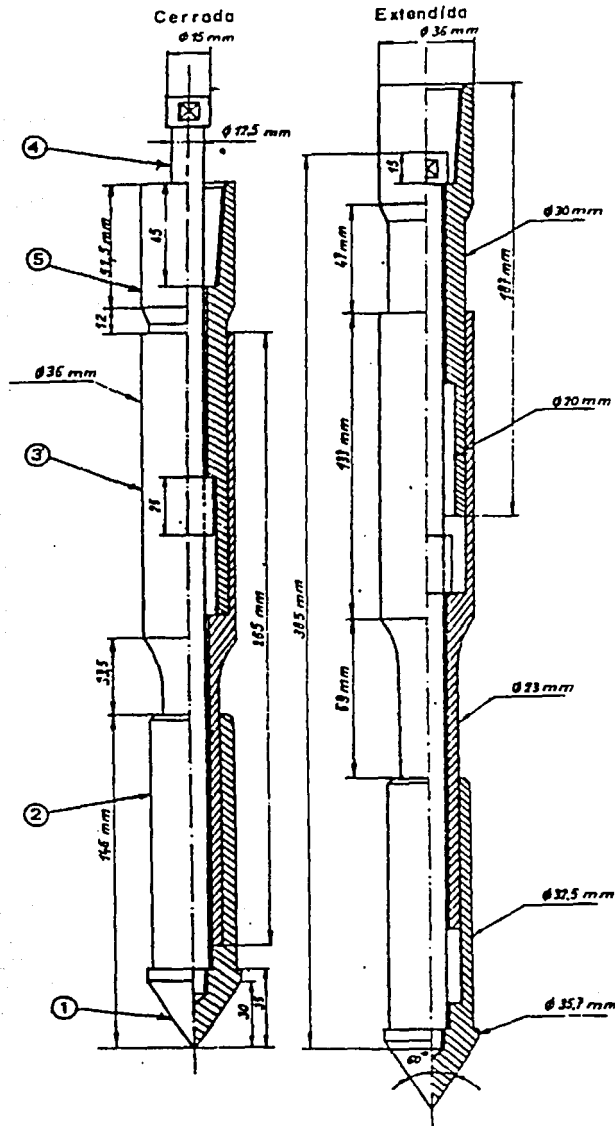
Geotecnologe

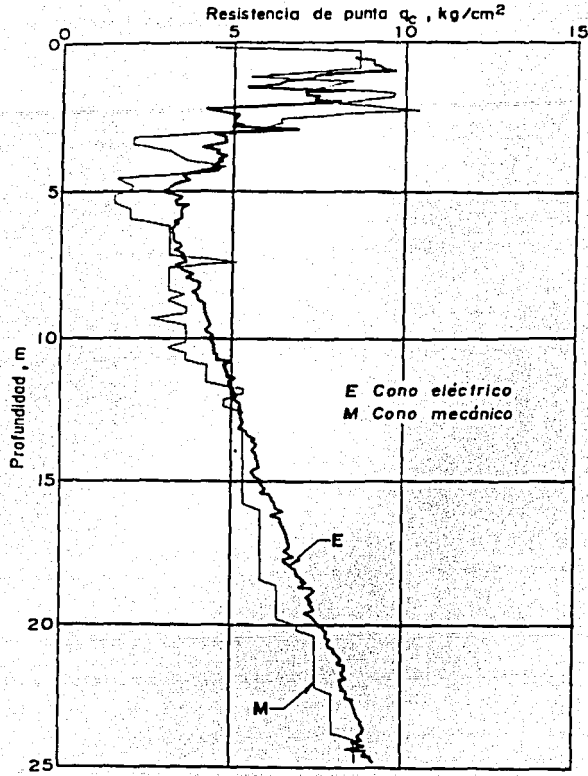
CORTE TRANSVERSAL DEL PENETRÓMETRO
ELÉCTRICO.

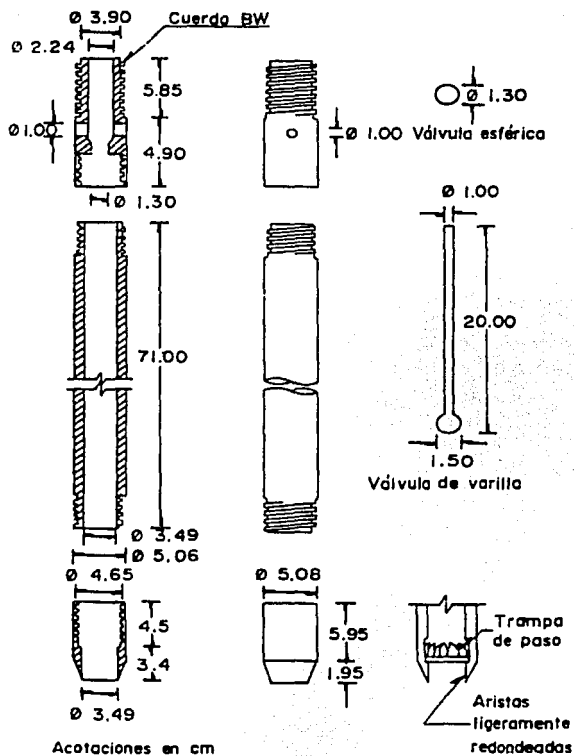
FIGURA 1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





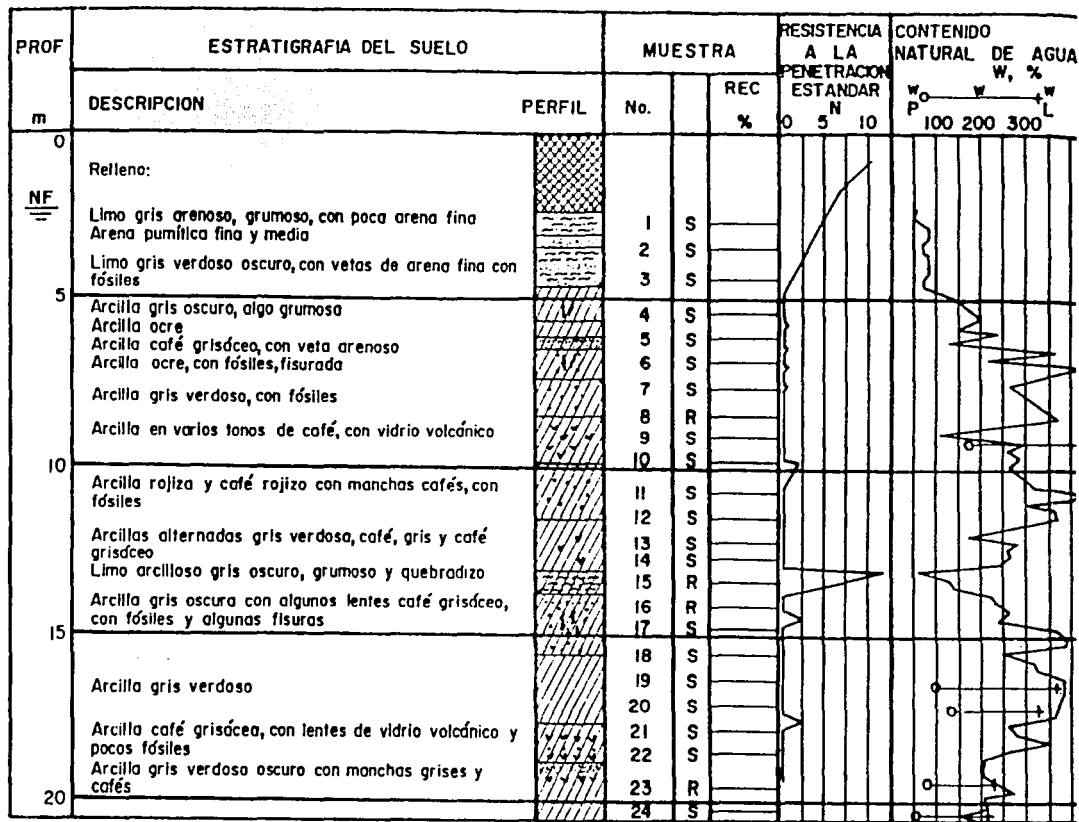




Geotecnologe

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DE LAGO).

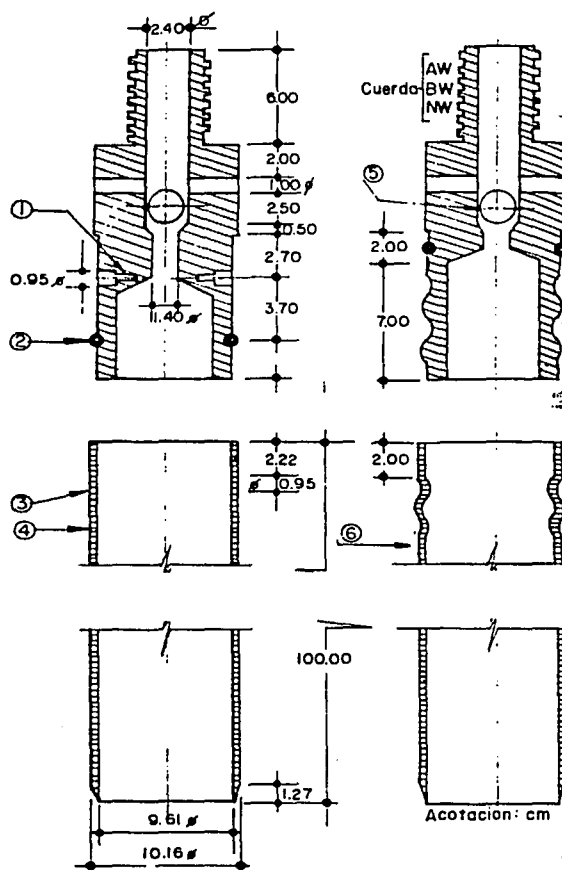
FIGURA 6



R= Tubo dentado

S= Tubo shelby

= Recuperación

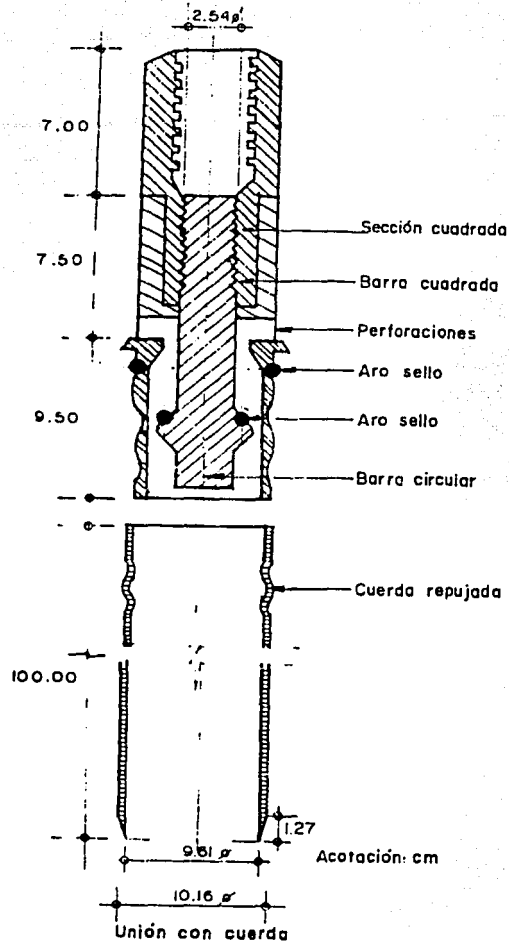


- ① Tres tornillos allen @ 120°
 ② Aro sello de hule
 ③ Perforación

Unión con tornillos allen

- ④ Tubo
 ⑤ Esfera metdica
 ⑥ Cuerda repujada

Unión con cuerda
 Repujada

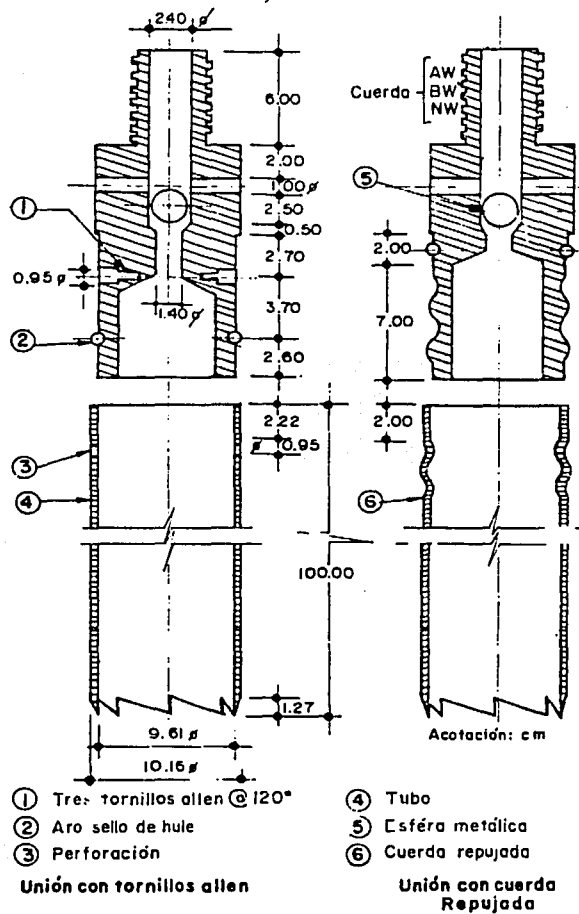


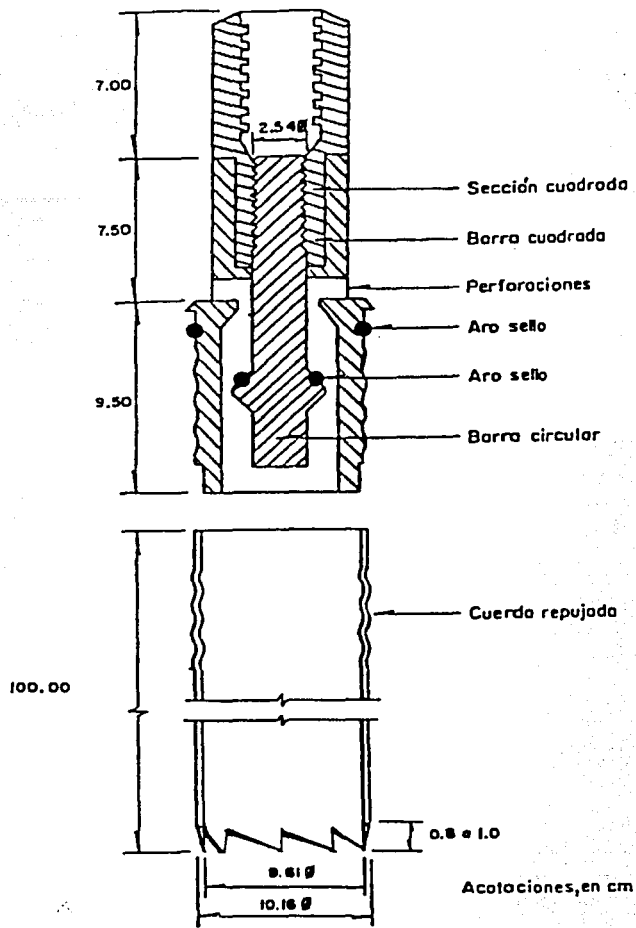
Geotecnologe

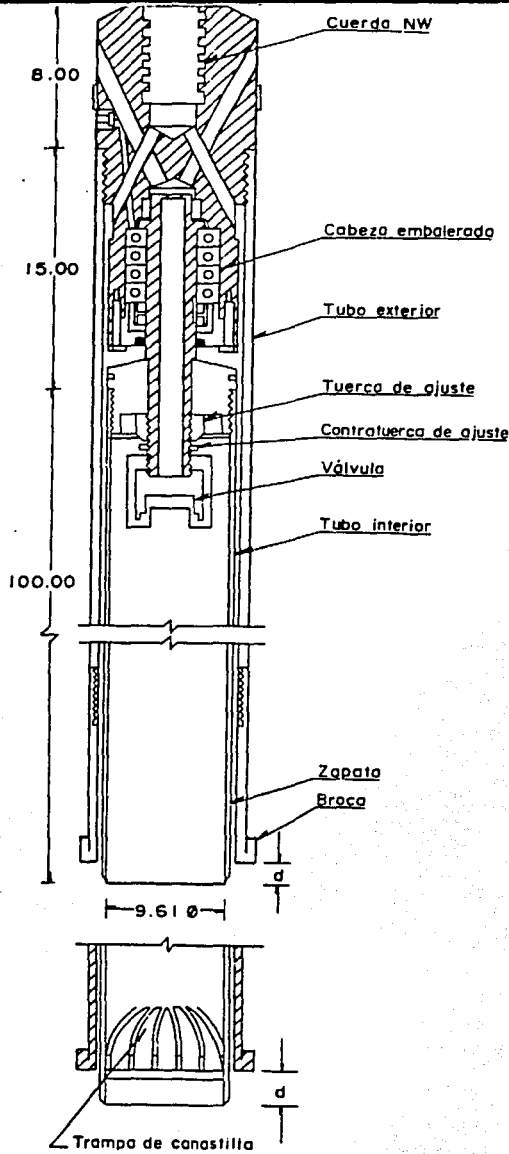
MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON
VÁLVULA DESLIZANTE.

FIGURA 8

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN







Ajuste, d , entre broca y tubo interior

Tipo de suelo	d , en cm
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 o el menor

CAPITULO III

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ENSAYES DE LABORATORIO.

El análisis de mecánica de suelos requiere de un conocimiento previo de las características físicas y mecánicas del subsuelo. Tales características se determinarán en muestras alteradas e inalteradas, obtenidas de los sondeos realizados, llevándose a cabo los siguientes ensayos de laboratorio:

Análisis de granulometría por mallas.

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen.

A partir de la distribución de los granos en un suelo, es posible formarse una idea aproximada de otras propiedades del mismo. El análisis mecánico se concreta a segregar el suelo por medio de una serie de mallas, que definen el tamaño de la partícula. Este análisis se efectúa con la muestra íntegra.

- Material mayor que la malla Núm. 40 (4.69mm)
- 1. El material retenido en la malla Núm. 4 se pasa a través de las mallas de 76.2mm (3"), 50.8mm (2"), 38.1mm (1 ½"), 25.4mm (1"), 19.1mm (¾"), 12.7mm (½") y 9.5mm (⅜"), colocándolas en este orden y agitando el juego con movimientos horizontales y verticales combinados.
- 2. Se pesa la fracción retenida en cada malla.
- Material menor que la malla Núm. 4.

En este análisis la cantidad de suelos requerido, depende de los finos que contenga:

Suelos arcillosos y limosos	500g
Suelos arenosos	500 a 1,000g

Equipo.

Juego de mallas: Núms. 8 (2.38mm), 14 (1.19mm), 28 (0.59mm), 48 (0.297mm), 100 (0.149mm), 200 (0.074mm), charola y tapa.

Balanza de torsión o eléctrica, de 0.1g de aproximación., cápsulas de 25cm de diámetro, brocha y piseta.

Procedimiento.

Análisis sin lavado.

1. Se pone a secar la muestra en el horno a 105° C. Se deja enfriar a la temperatura ambiente y se pesa la cantidad requerida para hacer la prueba.
2. Se desmoronan cuidadosamente los grumos del material con un trozo escuadrado de madera para evitar romper los granos.
3. Se coloca el juego de mallas en orden progresivo de la Núm. 8 (2.38mm) a la Núm. 200 (0.074mm) y al final la charola; vaciando el material previamente pesado, en la malla Núm. 8 (2.38mm), en seguida se coloca la tapa.
4. Se agita todo el juego de mallas horizontalmente, con movimiento de rotación, y verticalmente con golpes secos de vez en cuando. El tiempo de agitado depende de la cantidad de finos de la muestra, pero, por lo general, no debe ser menor de 15 minutos. Es muy conveniente el uso del aparato Ro-Tap, especialmente diseñado para esta operación.
5. Se quita la tapa y se separa la malla Núm. 8, vaciando la porción de suelo que ha sido retenida en ella, sobre un papel limpio. A las partículas que se detienen entre los hilos de la malla, no hay que forzarlas a pasar a través de ella; inviértase ésta y con ayuda de una brocha o un cepillo de alambre, despréndase las partículas y agréguese a las depositadas en el papel.
6. En forma semejante se procede con las demás mallas.
7. Se pesan las porciones retenidas en cada malla y en la charola del fondo. Se conservan las porciones de muestra en sus respectivos papeles, hasta verificar que la suma de los pesos parciales es igual al peso inicial no segregado, con una tolerancia de medio por ciento, por pérdidas de operación.

Análisis con lavado. (Porcentaje de finos)

1. Se repiten los pasos 1 y 2 anteriormente mencionados, secando, desmoronando los grumos con un rodillo y pesando la cantidad de muestra necesaria. Después se pone la muestra en una cápsula de 25cm de diámetro, se le agrega agua y se deja remojar hasta que se puedan deshacer los grumos.
2. Se vacía el contenido de la cápsula sobre la malla Núm. 200 y con ayuda de agua, lávese lo mejor posible la muestra, para que todos los finos pasen por ella. El material que pase a través de la malla Núm. 200 se analizará por otros métodos en caso de ser necesario.
3. El material retenido en la malla Núm. 200 se coloca en una cápsula, lavando la malla con agua.
4. Se seca el contenido de la cápsula en la estufa y se pesa.
5. Con el material seco del paso anterior, se repiten las etapas 3, 4, 5, 6 y 7 del análisis sin lavado. Se obtienen así los pesos de las fracciones retenidas en cada una de las mallas.

Límites de consistencia o de Atterberg.

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante de comportamientos diferentes del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Atterberg, marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, fijando los límites siguientes: líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico, el segundo entre el estado plástico y el semisólido, y el tercero separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les llama límites de consistencia.

El límite líquido L_L lo fija el contenido de agua (expresado en porcentaje del peso seco), que debe tener un suelo remoldeado para que una muestra del mismo, en que se haya practicado una ranura de dimensiones estándar, al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos, se cierre sin resbalar en su apoyo.

El límite plástico L_p lo fija el contenido de agua con el que comienza a agrietarse un rollo formado con el suelo, de aproximadamente 3.2mm de diámetro, al rodarlo con la mano sobre una superficie lisa, no absorbente que puede ser una placa de vidrio.

El límite de contracción L_c es el contenido de agua que saturaría a un suelo contraído por secamiento de evaporación.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se llama índice de plasticidad, y es una medida de la plasticidad del suelo. Se define el índice de contracción por la diferencia entre los límites plástico y de contracción.

Equipo.

Dispositivo de A. Casagrande para determinar el límite líquido, incluyendo la solera plana de un centímetro de espesor y el ranurador plano.

Espátulas, cápsula de porcelana, malla Núm. 40, vidrios de reloj, mortero y piseta. Horno a temperatura constante de 105° C. Balanza Cenco de 3 brazos y aproximación de 0.01g.

Mercurio, cápsulas de Petri, charola de plástico con recipiente para determinar volúmenes, balanza de torsión de 1 Kg., con marco de pesas, piseta, cápsulas de porcelana, espátula y brocha.

Procedimiento.

Preparación de la muestra.

Las pruebas de consistencia se hacen solamente con la fracción del suelo que pasa por la malla número 40. Existen dos procesos para la preparación de la muestra, para determinar cual proceso conviene, se seca al horno una muestra húmeda de material y se presiona con los dedos. Si se desmorona fácilmente, se usa el método de separación en seco, en cambio si la muestra ofrece considerable resistencia y los granos no pueden separarse, se requiere hacer la preparación con ayuda de agua. Enseguida se describe el método más usual que es el seco.

Método seco.

1. Del material que pasa la malla Núm. 4, se desmenuzan 150g en un mortero, teniendo cuidado de no llegar a romper los granos.
2. Se pasa el material a través de la malla Num. 40, desechando el que quede retenido.
3. Se pone en una cápsula el material que ha pasado por dicha malla.
4. Se agrega agua y, con una espátula de cuchillo, se mezcla perfectamente hasta obtener una pasta suave y espesa.
5. Se guarda la muestra humedecida en un frasco durante 24 horas mínimo para que la humedad se distribuya uniformemente en todos los granos del suelo; esta operación debe repetirse con diferentes grados de humedad, incluyendo una que este cerca del límite plástico.

Determinación del límite líquido.

1. Antes de utilizar la copa de Casagrande, debe de ajustarse para que tenga una altura de caída de 1cm. Esta distancia se mide con una solera que tiene ese espesor. En la copa del aparato se marca el centro de la huella que se forma al golpear la base.
2. Se da vuelta a la manija hasta que la copa se eleve a su mayor altura y tomando como punto de referencia el centro de percusión, se verifica la distancia entre ésta y la base; cuando la copa esté tangente a la solera en el centro de percusión, se fija con los tornillos para evitar que se modifique esa altura.
3. Del material que se preparó y guardó en frascos durante 24 horas se pone en la copa del aparato una cantidad de 50g aproximadamente; se vuelve a mezclar hasta que la muestra quede homogénea; con una espátula se dispone el material de modo que, siendo la superficie superior plana, su espesor máximo sea del orden de 1cm.
4. Se pone la punta del ranurador en la parte superior y al centro de la muestra, colocando la herramienta perpendicular a la superficie de la copa.
5. Se hace una ranura en el centro de la muestra, inclinando el ranurador o cuchilla de manera que permanezca perpendicular a la superficie inferior de la copa. Para arcillas arenosas, limos con poca plasticidad y algunos suelos orgánicos, el ranurador no puede correr a través de la pasta sin rasgar los bordes de la ranura. Para estos suelos, se corta la ranura con una espátula y se verifican las dimensiones con el ranurador plano.

6. Después de asegurarse que la copa y la base están limpias y secas, se da vuelta a la manija uniformemente a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes requerido hasta que se cierre el fondo de la ranura en una distancia de 1 cm.
7. Con la espátula se mezcla el material y se repiten los pasos 3, 4, 5 y 6. Si el número de golpes coincide con la anterior determinación, o su diferencia es de 1 golpe, se anota el resultado obtenido. En caso de que la diferencia sea mayor de un golpe, se repite el proceso hasta lograr una coincidencia en dos intentos sucesivos.
8. Se ponen aproximadamente 30g de la porción de la muestra que esta próxima a la ranura, en un vidrio de reloj
9. Se montan los vidrios
10. Se pesan con una aproximación de 0.01g.
11. Se repiten los pasos del 3° al 10° tomando muestras de los diferentes frascos, para ir variando la resistencia del material. Es recomendable contar con cuatro determinaciones procurando que estén comprendidas entre 5 y 40 golpes.
12. Todos los vidrios de reloj conteniendo las muestras tomadas, se introducen en el horno a 110° C, durante 18 horas mínimo, para que se sequen. Una vez secas se sacan del horno y se ponen dentro de un desecador para que se enfríen, hecho esto se pesan.
13. Se siguen los pasos necesarios para obtener la cantidad de agua en % correspondiente a cada número de golpes y se construye la curva número de golpes contra humedad en % en escala semilogarítmica.
El límite líquido se encuentra donde el contenido de agua en la curva corresponda a 25 golpes.

Determinación del límite plástico.

1. Se toma aproximadamente la mitad de la muestra separada en el frasco, se rueda con la mano sobre una superficie limpia y lisa no absorbente como una placa de vidrio, hasta formar un cilindro de 3.2mm de diámetro y de 15cm aproximadamente de largo.
2. Se amasa la tira y se vuelve a rodar, repitiendo la operación tantas veces como se necesite para reducir, gradualmente, la humedad por evaporación, hasta que el cilindro se empiece a endurecer.
3. El límite plástico se alcanza cuando el cilindro se agrieta al ser reducido aproximadamente a 3.2mm de diámetro.
4. Inmediatamente se divide el cilindro y se ponen los pedazos de dos vidrios de reloj engrapándolos con su broche.
5. Se pesa en la balanza de 0.01g de aproximación.
6. Con la otra mitad de la muestra se repiten los pasos del 1 al 5 para comprobar la determinación anterior.
7. Se introducen las muestras tomadas en el horno durante 18 horas mínimo para su evaporación, se sacan y se dejan enfriar, para posteriormente pesarlas.
8. Con los datos anteriores se calcula el contenido de agua en %. Si la diferencia de los porcentajes no es mayor de 2 se promedian, y en caso contrario se repite la operación.

Determinación del límite de contracción.

El límite de contracción se puede determinar gráficamente por medio de una prueba de laboratorio o calcularse analíticamente con la fórmula siguiente:

$$L_c = w_c = w_i - \frac{(V_i - V_f)}{W_s} \times 100$$

donde:

- L_c : límite de contracción en %
- w_i : porcentaje de humedad del suelo antes de contraerse
- V_i : volumen inicial de la pastilla del suelo
- V_f : volumen final de la pastilla (suelo seco)
- W_s : peso de sólidos

1. Se toman 200g de material seco que haya pasado por la malla Num. 4.
2. En un mortero se desmoronan los grumos, procurando no romper los granos de arena y se criba el material en la malla Num. 40, hasta obtener aproximadamente 100g de material seleccionado.
3. En la cápsula de 16cm se prepara una pasta de consistencia un poco mas fluida que la que se define en el límite líquido.
4. Se llena el Petri con la pasta preparada, golpeando el conjunto sobre un cojín protector especial, con el objeto de remover las posibles burbujas de aire.
5. Una vez que se han removido todas las burbujas y que se ha llenado totalmente el Petri, se enrasa utilizando una espátula de cuchillo, y se limpia.
6. Se pesa el Petri con el material húmedo.
7. Se pone a secar el material del Petri en el medio ambiente durante un lapso de 12 a 24 horas y se pesa.
8. Se llena un recipiente hasta derramar, con mercurio y se enrasa. Para enrasar se coloca la placa circular perforada sobre la superficie del mercurio y por medio del dispositivo especial de lucita se presiona hacia abajo forzando el excedente de mercurio a salir del cilindro. El mercurio que se derrama resbala por la base y se recoge en la parte inferior de ésta en una cápsula protegida con una cubierta especial de lucita que impide pérdidas de mercurio. Es necesario limpiar perfectamente la base y el recipiente, para lo cual se utiliza una brocha de cerda fina.
9. En la parte inferior del dispositivo de lucita se coloca una nueva cápsula limpia y tarada en lugar de la anterior.
10. Se coloca el Petri protegido con la placa circular perforada, sobre la superficie del mercurio y se sumerge el conjunto lentamente con movimiento de rotación por medio del dispositivo especial de lucita. Es necesario mantener sumergido el conjunto mientras se limpia el recipiente y la base. En esta operación el mercurio desalojado representa el volumen del Petri más la muestra contenida.
11. Se pesa la cápsula con mercurio.

12. Es necesario quitar en lo posible el mercurio que ha quedado en los espacios originados por la contracción del material. Esto se realiza inclinando el Petri y se golpea suavemente. Hecho esto se procede a pesar el Petri.
13. Se repiten los incisos del 7° al 12° inclusive, en tres ocasiones.
14. Se mete el Petri al horno a 105° C, hasta obtener peso constante.

Densidad.

Se define como densidad de un suelo la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan. Cuando se trata de gravas, la densidad se determina con relación al agua limpia a la temperatura ambiente, estando el material saturado.

El valor de la densidad, además de servir para fines de clasificación, interviene en la mayor parte de los cálculos de mecánica de suelos.

Para la determinación de la densidad, se hace uso de matraces calibrados a distintas temperaturas. El peso del agua que un matraz puede contener varía con la temperatura; esto se debe, por una parte, a que los cambios de temperatura provocan variaciones en el volumen del recipiente; y, por otra parte se modifica la densidad del agua.

Es por eso conveniente formar para cada uno de los matraces, una gráfica de calibración, o sea, una curva que tenga, por ordenadas, los pesos de matraz con agua hasta la marca de aforo y, como abscisas, las temperaturas correspondientes.

Equipo.

Balanza de torsión o eléctrica de 1 Kg. aproximadamente de capacidad, sensible a 0.1g. Balanza Cenco de 3 brazos, de 110g de capacidad, sensible a 0.01g. Estufa, horno de secado a temperatura constante de 110° C, termómetro de 0 a 50° C, graduado en 0.1 de grado, vaso de precipitado de 400 cm³, probeta graduada de 500 cm³, piseta, pipeta, cápsulas de porcelana o vidrio refractario, matraz calibrado de 500cm³.

Procedimiento.

1. De la muestra preparada, que ha pasado la malla Núm. 4 se toman unos 200g procurando que la muestra sea representativa; se colocan en una cápsula de porcelana o vidrio refractario. El material debe triturarse en un mortero hasta que adquiera una finura tal que pueda pasar íntegramente por la malla Núm. 40, dejándolo secar en el horno a temperatura constante de 110° C, durante 18 horas mínimo. Transcurrido ese tiempo, se retira la cápsula del horno, se deja enfriar dentro de un desecador, para que no absorba agua, y se toma una cantidad aproximada de 60g.

2. Se pesa un matraz limpio de 500cm³ conteniendo alrededor de 100cm³ de agua destilada, obteniéndose W_m.
3. El material seco se vacía en el matraz con agua, y se vuelve a pesar el matraz (W_{ms}), hecho esto se desprende el material que quedó adherido al interior del cuello de éste, utilizando una piseta con agua destilada.
4. Se pone el matraz en baño maría a fin de expulsar el aire contenido en el material. Tratándose de materiales arenosos, generalmente son suficientes 10 minutos de hervido en el baño maría, se necesitarán hasta 30 minutos, para materiales arcillosos. El líquido que va a transmitir el calor puede ser cualquiera que tenga su punto de ebullición mayor a 100° C, generalmente se usa glicerina. Si se cuenta con sistema de vacío, su uso mejora la operación.
5. Se saca el matraz del baño maría. Se lava exteriormente para eliminar la glicerina o grasas y se deja enfriar; una vez que adquiere la temperatura ambiente, se agrega agua destilada hasta llenarlo cerca de la marca de aforo, se deja que la temperatura sea uniforme y se mide al 0.1°, introduciendo el termómetro hasta el centro de la suspensión.
6. Después de tomar la temperatura y con ayuda de una pipeta, debe agregarse agua destilada en cantidad tal que la parte inferior del menisco coincida con la marca de aforo del matraz.
7. Es necesario eliminar el agua que queda adherida al interior del cuello del matraz, arriba de la marca de aforo, para lo cual se introduce un rollo de papel secante o absorbente, secando también el matraz por afuera.
8. Después de aforado y secado, se pesa el matraz al 0.1g (W_{mws}).
9. El peso de los sólidos W_s es la diferencia entre W_{ms} y W_m.
10. De la curva de calibración del matraz, se obtiene el peso del mismo, con agua destilada hasta la marca de aforo y a la temperatura t del ensayo W_{mw}. La expresión W_s + W_{mw} - W_{mws} representa el peso del volumen de agua desalojado por los sólidos a la temperatura de la prueba. Por lo que la densidad es:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} - W_{mws}}$$

Pruebas de compresión triaxial.

Las pruebas de compresión triaxial, son muy usadas en cualquier laboratorio de mecánica de suelos para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Son pruebas en las que se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas. Por sencillez en su realización los esfuerzos en dos de sus direcciones son iguales.

Los especímenes son cilíndricos y están sujetos a la presión lateral de un líquido, generalmente agua, del cual se protege con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara de lucita, en forma cilíndrica y con bases metálicas. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión de confinamiento controlada por un compresor comunicado con ella.

La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua es hidrostática, y produce esfuerzos principales sobre el espécimen igual en todas direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Es práctico llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, siendo los esfuerzos intermedio y menor iguales, y quedan dados por la presión lateral.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en los suelos cohesivos es variable y depende de varios factores y circunstancias. Al tratar de reproducir las condiciones en el laboratorio a las que estará sujeto en la obra, será necesario tomar en cuenta cada uno de estos factores, tratando de reproducir las condiciones reales de cada caso en particular.

Las pruebas triaxiales se realizan en dos etapas, una es aquella en la que se aplica a la muestra la presión de cámara, permitiéndose o no en drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas, y la otra en la que la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos cortantes que ya no son iguales entre sí, esta segunda etapa puede también ser o no ser drenada.

Las pruebas de compresión triaxial se pueden realizar en diferentes modalidades como:

Prueba lenta (L). Prueba con consolidación y con drenaje.

La característica principal de la prueba es que los esfuerzos aplicados a al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática, teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Es decir que todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo. La muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida consolidada (R_c). Prueba con consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba el espécimen se consolida bajo la presión hidrostática, así el esfuerzo actuante será efectivo. En seguida la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. La característica de esta prueba es la de no permitir una consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta.

Prueba rápida (R). Prueba sin consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática, y de inmediato se hace fallar el suelo con la aplicación rápida de la carga axial.

La prueba que mejor representa las condiciones de trabajo es la prueba rápida, ya que la excavación se realizará en lapsos cortos de tiempo en el que no se le permitirá al suelo experimentar consolidación alguna.

Equipo.

Balanza de torsión de 0.01g de aproximación y capacidad de 500g. Placa de piralina, cápsulas, calibrador, cronómetro,
Cámara triaxial sin drenaje, para ensayar probetas de 3.6cm de diámetro y 9.3cm de altura.
Punzón, micrómetro con soporte, cronómetro, tijeras, llave de tuercas, bandas de hule, fundas de hule, dispositivo para compresión triaxial.

Preparación de las probetas.

Existen dos tipos de muestras que se ensayan en esta prueba, las inalteradas y las alteradas, nosotros nos enfocaremos a las muestras inalteradas.

De la muestra inalterada obtenida en el campo se cortan prismas del tamaño adecuado para obtener probetas cilíndricas de 3.6cm de diámetro y 9.3cm de altura; esto se logra utilizando el torno y cortador de arco con alambre o bien el cortador circular, con la cuchilla de 3.6cm de diámetro.

El método de torno para la obtención de probetas se aplica de la siguiente manera:

1. De la muestra inalterada se labra un prisma cuyas bases sean paralelas, lo cual se coloca en el torno procurando centrarlo y con el cortador de arco, que se desliza apoyado en las soleras del torno, se efectúan los cortes necesarios para ir formando la probeta cilíndrica.
2. Se hace girar el torno y se sigue cortando de la misma manera, hasta lograr dar a la probeta la forma cilíndrica.

Procedimiento.

Se describe el procedimiento para efectuar la prueba triaxial rápida (R) que es la que nos interesa.

1. Una vez obtenida la probeta se coloca cuidadosamente en posición horizontal sobre una placa de lucita o de vidrio, se mide su altura (h) y su diámetro (d) con un calibrador, cuyo vernier se aproxime al 0.01 de cm.
2. La probeta se coloca dentro de una cápsula numerada y previamente pesada, se pesa en una balanza de torsión que aproxime al 0.01 de gr.
3. Sobre la base inferior de la cámara triaxial, se coloca la probeta en posición vertical.
4. En el cabezal se ha colocado previamente la funda de hule, sujeta con una liga y este conjunto se pone sobre la probeta, deslizando la funda hacia abajo.
5. El extremo inferior de la funda de hule, se amarra sobre la base de bronce de la cámara, con otra liga.
6. Se verifica que la probeta este bien centrada, se coloca el tubo de lucita sobre el empaque de la base de bronce de la cámara y se pone la tapa teniendo la precaución de levantar el vástago para no tocar la probeta.
7. Se cierra herméticamente la cámara, ajustando las tuercas a los tornillos de que está provista, procurando que las dos bases queden paralelas, y pueda coincidir el centro del balero que esta alojado en el cabezal con la espiga del vástago que trasmite la carga axial.
8. La cámara se coloca en la báscula y se centra el vástago en el balero del marco de carga, se hace bajar el marco hasta que este a punto de hacer contacto.
9. Se coloca el micrómetro en el soporte de la cámara y apoyado sobre el marco, procurando que quede en posición vertical.

10. Se introduce el agua dentro de la cámara y se aplica la presión lateral con la cual se va a ensayar el espécimen.
11. Una vez dada la presión lateral a la cual se va a ensayar el espécimen, la báscula se pone en cero, anotándose las lecturas iniciales de la bascula y del micrómetro.
12. En el control de marcha, se fija la velocidad de ruptura a la cual se va a someter al espécimen durante el ensayo y que generalmente es de 1mm/min.
13. Se pone en marcha, el dispositivo eléctrico que elimina la fricción del vástago y el mecanismo de carga, tomando lecturas simultaneas de la báscula y del micrómetro, con la frecuencia que sea necesaria, para definir la curva deformación unitaria-esfuerzo.
14. Las lecturas deben suspenderse cuando la carga, después de haber llegado a un máximo, empiece a decrecer o bien cuando la deformación corresponda a un 20% con respecto a la altura inicial.
15. Se procede a desmontar el espécimen, para ello se lee nuevamente la presión lateral.
16. Se desliga el espécimen de las bases, se le quita la funda y se pesa en la misma cápsula en que se había pesado antes de la prueba.
17. Se mide nuevamente su altura h y si la falla fue del tipo plástico, se determina la zona de falla tomando dos diámetros perpendiculares en tres planos horizontales, procurando que uno de esos planos este en la sección más deformada.

Prueba de compresión simple.

La prueba de compresión simple es la más usada en los laboratorios de mecánica de suelos, teniendo como principal ventaja su fácil realización y la exigencia de equipo relativamente sencillo, en comparación con las pruebas triaxiales.

La prueba queda limitada a arcillas y suelos cohesivos, pues en las arenas y suelos arenosos no es posible el labrado de las muestras.

Esta prueba se realiza, aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente solo existe la etapa de carga, que lleva al suelo a la falla. Por simplificación se puede considerar como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de igual magnitud a la presión de preconsolidación que el suelo tuviere en la naturaleza, esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial, que mide su resistencia en este tipo de prueba.

Equipo.

Una báscula de carga

Cortador para el espécimen, segueta de alambre, etc.

Recipientes para la determinación del contenido de agua.

Micrómetro.

Balanza.

Procedimiento.

A continuación se mencionan los procedimientos para la realización de la prueba en sus dos modalidades, que son: con esfuerzo controlado y con deformación controlada.

Procedimiento de prueba con aplicación directa de la carga. (Esfuerzo controlado)

1. Se monta el espécimen, con su base y cabezal ya instalados, bien centrado bajo el marco de carga.
2. Se asegura un buen contacto entre el espécimen y el marco de carga, a través del balín y la placa del cabezal.
3. Montar un micrómetro sensible al centésimo de milímetro en su soporte, adosado al marco de carga, ajustándose a una lectura inicial de cero.
4. Se pone a funcionar el cronómetro, y simultáneamente, se aplica el primer incremento de carga a la ménsula. Inmediatamente antes de aplicar el siguiente incremento de carga deberá observarse y registrarse la lectura del micrómetro. Cada incremento de carga debe aplicarse durante un minuto y la lectura del micrómetro debe hacerse 5 seg. antes de aplicar el siguiente.
5. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser cuidadosamente observada para detectar sus grietas o posibles planos de falla.
6. Si la muestra falla bruscamente se registra el tiempo transcurrido tras la última aplicación del incremento de carga, dejándose de aplicar carga. Si no hay falla brusca, la prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del orden del 20%.
7. Se quita la muestra del aparato y se hace un esquema de su falla y agrietamientos.

8. Se corta una laja delgada paralela al plano de falla, para la determinación de su contenido de agua, el resto del espécimen también se pondrá a secar para el mismo fin.

Procedimiento de prueba con bascula de carga. (Deformación controlada)

1. Colocar sobre la plataforma de la báscula de carga una placa metálica redonda, con dos brazos verticales entre los que va el puente para instalar el micrómetro, sobre esa base se coloca una placa destinada a soportar directamente al espécimen. Sobre dicho espécimen otra placa delgada hace el papel de cabezal, en el cual se apoyará, a través de un balín, el marco móvil de carga.
2. Se centra el espécimen bajo el marco móvil, cuidando que el balín trasmisor resulta perfectamente axial. Se mueve el marco móvil para lograr el contacto con el cabezal de la muestra, ajustándose a cero la aguja de la carátula de la báscula.
3. Se monta el micrómetro, y se ajusta a cero.
4. Se comienza a aplicar la carga simultáneamente con un cronómetro. El marco de carga desciende a una velocidad uniforme, comprimiendo al espécimen contra la plataforma, con lo cual la carátula de la báscula marcará las cargas aplicadas progresivamente.
5. Deberán hacerse lecturas de carga aplicada a cada milímetro de deformación. Esta frecuencia puede variarse de acuerdo con la mayor o menor rigidez del espécimen, siendo recomendable en especímenes más rígidos una frecuencia mayor. La velocidad de deformación es frecuentemente de 1mm por minuto, sin embargo, pueden precisarse velocidades menores cuando se prueben muestras muy rígidas, de manera que la prueba dure un tiempo comprendido entre los 5 y 10 min.
6. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser observada cuidadosamente para detectar sus grietas o planos de falla.
7. Por lo general, la falla del espécimen esta señalada por un regreso en la aguja de la carátula de la báscula. El instante en que esto ocurra debe ser registrado. Después debe continuarse la prueba haciendo lecturas en la forma normal, hasta obtener algunos valores para la curva esfuerzo deformación en la zona delante de la carga máxima. La prueba deberá suspenderse al alcanzar la muestra una deformación unitaria del orden del 20%. Si no se define una falla típica, deberá también suspenderse la prueba al llegar al mismo límite de deformación.

Consolidación unidimensional.

Cuando un suelo saturado se somete a un incremento de carga, la acción de ésta se trasmite, en un principio, al agua que llena los poros del material por ser el líquido incompresible comparado con la estructura que forman las partículas sólidas del suelo. Debido a la presión que de este modo se induce en el agua, ésta fluye hacia las fronteras en las cuales dicha presión se disipa, produciéndose variaciones en el volumen del material. La velocidad con que se produce este fenómeno, conocido como consolidación, depende de la permeabilidad del suelo, al igual que de otras condiciones geométricas y de frontera. En las arcillas el proceso es muy lento, mientras que en una capa de arena limpia, que resulta ser el límite opuesto, el retardo con que se transfieren los esfuerzos aplicados a la estructura sólida, es muy pequeño.

La prueba de consolidación estándar consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material que se estudia, confinado en un anillo rígido, siguiendo una secuencia de cargas establecidas de antemano. En todos los casos y para cada incremento de carga, el espécimen sufre una primera deformación, llamándose consolidación primaria, sufriendo una deformación adicional debida a un fenómeno secundario, que en las arcillas se llama retraso plástico y en las arenas retraso friccional. En general el suelo se deformará siempre una cantidad mayor que la correspondiente al retraso hidrodinámico correspondiente.

De la prueba de consolidación se obtienen los siguientes coeficientes:

- a) El coeficiente de compresibilidad a_v que representa la relación deformación-esfuerzo del suelo, sin tomar en cuenta el tiempo, y que geoméricamente es igual a la pendiente de la curva relaciones de vacíos-presiones.

La expresión matemática es:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} \text{ cm}^2 / \text{Kg.}$$

donde : e_1, p_1 , son la relación de vacíos y la presión en una etapa (1) y e_2, p_2 , en una etapa (2)

- b) El coeficiente de consolidación C_v que es una relación teórica establecida para simplificar la ecuación diferencial del proceso de consolidación y cuya expresión es:

$$C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50}} \text{ cm}^2 / \text{seg}$$

donde: H_m es la longitud de la trayectoria de dren más corta en cm, t_{50} es el tiempo en segundos, correspondiente al 50% de consolidación para el incremento de carga considerado.

- c) El coeficiente calculado de permeabilidad k_m que es igual a:

$$k_m = \frac{a_v C_v \gamma_w}{(1 + e_m) 1000} \text{ cm/seg}$$

donde: γ_w es el peso volumétrico del agua en g/cm^3 , e_m es la relación media de vacíos.

- d) La relación de consolidación primaria r que expresa la relación entre la deformación debida a la consolidación primaria y la deformación total que sufrió el espécimen en cada incremento de carga, y es:

$$r = \frac{d_s - d_{100}}{d_0 - d_f}$$

donde: d_s es la deformación en el 0% de consolidación primaria, d_{100} es la deformación al 100% de la consolidación primaria, d_0 es la deformación inicial del espécimen, tomada como lectura inicial del micrómetro, d_f es la deformación final del espécimen.

Equipo

Consolidómetro compuesto de: anillo, base con piedra porosa, piezómetro calibrado, placa con puente para apoyar micrómetro, balín, piedra porosa, micrómetro con soporte y banco de consolidación.

Procedimiento

Es necesario tener en cuenta la dirección en que se efectúa el flujo en el terreno.

1. Utilizando el método del torno, colocando sobre él un trozo de material, mismo que se ira labrando con la ayuda de un anillo y una cuchilla, girando la base y forzando ligeramente el anillo para que penetre en la muestra.

2. Cuando se ha logrado que el material llene completamente el anillo, se corta la parte inferior de la muestra, utilizando una espátula de cuchilla o el cortador de alambre.
3. Se enrasan las caras de la probeta cortando el material sobrante con el alambre acerado.
4. Si con la operación anterior, las caras del espécimen han quedado desniveladas o con pequeñas oquedades debidas a desprendimientos durante el corte se terminan las caras, agregando material con la espátula y sin comprimir excesivamente para no alterar la relación de vacíos.
5. Se toma una muestra del mismo material, para determinar su contenido de agua.
6. Se llenan los drenes de la base y se saturan las piedras porosas del consolidómetro, se retiran los vidrios del anillo con la muestra y se coloca éste en la base, sujetándolo firmemente.
7. Se coloca la piedra porosa superior, previamente saturada, sobre la pastilla, centrándola bien, es decir que no haga contacto con el anillo de bronce.
8. Se instala el conjunto sobre uno de los recipientes del banco de consolidación, siendo necesario que el marco este elevado con unos separadores, que permitan la maniobra. El consolidómetro debe quedar bien centrado en dicho recipiente.
9. Se pone la placa con el puente para apoyar el micrómetro; se coloca un balín en una concavidad hecha para tal objeto tanto en la placa como en el marco. El conjunto debe estar bien centrado para que coincida con el taladro del marco.
10. Se coloca el soporte con el micrómetro, el cual debe hacer contacto con el puente, procurando que el micrómetro quede vertical.
11. Se instala el piezómetro previamente calibrado.
12. Saturación. La muestra puede saturarse estando completamente exenta de carga o bien con una carga prefijada, siguiendo el mismo procedimiento ambos casos. Se cubre con agua destilada hasta la altura de la piedra porosa superior, procurando no mezclarle mas aire del que ordinariamente puede tener. Después de 10 segundos de estar la muestra en contacto con el agua, si la manecilla del micrómetro no se ha movido, se echará a andar el cronómetro. Si la manecilla ya se había empezado a mover antes, se contará el tiempo a partir de cuando se inicio el movimiento.
13. Se tomará una serie de lecturas de tiempo y micrómetro, las suficientes para definir completamente la curva de tiempo-deformación. Se podrá dar por terminada esta etapa y se pasará a la siguiente cuando a criterio del operador se considere saturada la muestra. Si el hinchamiento, en caso de que lo haya, excede a 50 micras, se enrasara nuevamente el anillo antes de aplicar cualquier carga.

14. Carga. La aplicación de la carga en el dispositivo de consolidación se efectúa de acuerdo con el problema que debe resolverse. Primeramente se anota la lectura inicial del micrómetro, la temperatura del agua contenida en el recipiente del banco de consolidación, la fecha y hora de principio de la prueba. La prueba ha principiado cuando uno de los operadores, habiendo retirado los taquetes de madera, pone cuidadosamente en contacto el marco con el balín. En el mismo instante otro operador pone en marcha el cronómetro y toma lecturas simultáneas en el micrómetro y en el cronómetro.
15. Este primer paso ha concluido cuando, con los puntos obtenidos durante el mismo, es posible definir la curva deformación-tiempo.
16. Se aplica el siguiente incremento de carga, que, sumado al precedente, origina nueva presión sobre la pastilla. Se anotan los datos correspondientes a esta etapa tal como se indicó para la anterior, un operador coloca en el dispositivo, la carga correspondiente y simultáneamente otro pone en marcha el cronómetro, registrando las lecturas tiempo-micrómetro.
17. Se repite el paso anterior, incrementando la presión sobre la pastilla, hasta llegar a obtener una presión sobre la muestra similar a la del problema por resolver.
18. Descarga. El proceso de descarga generalmente se efectúa, en forma inversa al de la carga, o sea que la carga máxima aplicada se reduce a la mitad y así sucesivamente hasta obtener una presión nula sobre la pastilla. Otra manera de llevar a cabo la descarga, es anotando la presión, fecha, hora y lectura inicial del micrómetro. Al tiempo que un operador quita la carga del dispositivo, otro pone en marcha el cronómetro y principia a tomar lecturas simultáneas para tiempo y recuperación hasta definir la curva. Cuando se ha descargado totalmente, se deja que la pastilla se recupere hasta observar que la diferencia de lecturas del micrómetro sea pequeña.
19. Si se juzga conveniente, puede determinarse la permeabilidad de la muestra con diferentes relaciones de vacíos. Se menciona a continuación el método de carga variable. Se determina la permeabilidad con la relación de vacíos inicial, y después, al finalizar completamente la consolidación para cada presión, o bien al terminar la recuperación en cada descarga. Para ello se inyecta agua destilada y desaireada, por la llave libre, hasta subir el nivel piezométrico; desconectando el abastecimiento de agua, se dejará que del piezómetro baje y salga el agua por la llave libre, arrastrando a su paso el poco aire que ésta pudiera tener.
20. Seguros de que no existan burbujas de aire que alteran los resultados, se hará subir el nivel piezométrico a una altura de 10 a 40cm, de acuerdo con el tipo de material de que se trate, para que no cause arrastre o canalizaciones en la pastilla.
21. Establecida y marcada sobre el tubo la carga piezométrica adecuada, se seguirá el mismo procedimiento utilizado en una prueba de permeabilidad de carga variable

22. Con los datos de permeabilidad obtenidos en las distintas etapas de consolidación, se construye una gráfica de relación de vacíos-permeabilidad.
23. Una vez echas todas las determinaciones, se procede a desmontar la pastilla, quitando el piezómetro, el micrómetro, la placa con puente y balín, y finalmente se saca del banco de consolidación el anillo con la pastilla.

CAPÍTULO IV

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.

De acuerdo a los sondeos realizados, dos de ellos que son: el sondeo mixto L8N-4 (realizado en el cadenamiento 26+000) y el sondeo mixto L8N-5 (realizado en el cadenamiento 26+570), se consideran representativos del subsuelo, a lo largo del tramo comprendido entre las estaciones Estrella y La Villa, considerándose una estratigrafía horizontal homogénea.

A continuación se presentan las secuencias estratigráficas de ambos sondeos:

Sondeo L8N-4

Profundidad (m)	Descripción
0.0-2.7	Materiales de relleno, con contenido de agua variable entre 50 y 100% y compacidad media.
2.7-4.4	Limo, con contenido de agua medio de 90% y compacidad media.
4.4-8.0	Arcilla con fósiles, con contenido de agua variable entre 300 y 400% y consistencia muy blanda.
8.0-8.2	Arena fina poco arcillosa, con contenido de agua medio de 100% en estado suelto.
8.2-11.0	Arcilla con fósiles, con contenido de agua variable entre 250 y 340% y consistencia muy blanda.
11.0-11.15	Arena fina con fósiles, con contenido de agua medio de 100% en estado suelto.
11.15-13.0	Arcilla con fósiles, con contenido de agua medio de 300% y consistencia muy blanda.
13.0-15.5	Arcilla poco limosa con fósiles, con contenido de agua medio de 200% de consistencia blanda.

Profundidad (m)	Descripción
15.5-15.6	Arena fina poco limosa, con contenido de agua medio de 55% en estado suelto.
15.6-16.8	Arcilla poco limosa con fósiles, con contenido de agua medio de 150% y consistencia blanda.
16.8-17.7	Limo arenoso, con contenido de agua medio de 40% y compactidad media.
17.7-20.0	Arcilla con fósiles, con contenido de agua medio de 300% y consistencia blanda.
20.0-21.5	Arcilla con fósiles, con contenido de agua medio de 200% y consistencia blanda.
21.5-23.2	Arena fina, con contenido de agua medio de 30% y compactidad media.
23.2-26.3	Arcilla poco limosa con fósiles, con contenido de agua medio de 100% y consistencia media.
26.3-29.0	Limo con fósiles, con contenido de agua medio de 40% y compactidad media.
29.0-32.0	Arena fina, con contenido de agua medio de 40%, compacta.
32.0-32.5	Arcilla poco limosa con fósiles, con contenido de agua medio de 100% y consistencia dura.

El nivel freático se detectó a 2.6 metros de profundidad y de acuerdo a la estación piezométrica instalada en el cadenamiento 25+600 se tienen abatimientos piezométricos de 2.4 y 15 m a 15.5, 21 y 30 m de profundidad.

De acuerdo con los resultados de campo y laboratorio realizados, se definieron los parámetros representativos de las propiedades mecánicas de los materiales del subsuelo que serán considerados en los análisis de mecánica de suelos.

Para ser empleada en los análisis de movimientos verticales se definió una estratificación de capas de igual compresibilidad, considerando que esta se encuentra en relación directa con el contenido de agua, con los siguientes resultados:

Profundidad (m)	Contenido natural de agua (%)
0.0-4.0	50
4.0-9.0	350
9.0-13.0	275
13.0-16.0	200
16.0-17.5	50
17.5-21.0	280
21.0-22.0	40
22.0-26.0	160
26.0-31.0	35
31.0-32.5	150

Además en los análisis de los movimientos verticales se consideraron las curvas de compresibilidad, representativas de las características de esfuerzo-deformación de los depósitos arcillosos del subsuelo, que se muestran en las figuras 1 a 4.

Se estableció una estratificación de los materiales del subsuelo en base a la definición de las profundidades en que la resistencia de los materiales era muy semejante, con los siguientes resultados:

Profundidad (m)	Resistencia al esfuerzo cortante (ton/m ²)
0.0-4.0	10.0
4.0-5.0	2.4
5.0-7.0	2.0
7.0-10.0	2.7
10.0-13.0	3.5
13.0-14.5	4.2
14.5-14.9	10.5
14.9-16.5	4.9
16.5-18.0	11.8
18.0-20.0	5.3
20.0-21.5	6.3

Finalmente se definieron las profundidades en las que se pueden considerar el mismo valor del peso volumétrico de los materiales del subsuelo, presentados en la siguiente tabla:

Profundidad (m)	Peso volumétrico (ton/m ³)
0.0-2.0	1.70
2.0-3.5	1.30
3.5-5.0	1.14
5.0-6.0	1.10
6.0-7.0	1.12
7.0-9.0	1.15
9.0-12.0	1.25
12.0-12.5	1.22
12.5-13.0	1.21
13.0-15.0	1.25

Profundidad (m)	Peso volumétrico (ton/m ³)
15.0-16.0	1.44
16.0-17.0	1.27
17.0-18.0	1.50
18.0-21.5	1.20
21.5-23.1	1.52
23.1-26.4	1.30
26.4-32.5	1.52

Sondeo L8N-5

La secuencia estratigráfica es la siguiente:

Profundidad (m)	Descripción
0.0-1.0	Materiales de relleno, con contenido de agua variable entre 50 y 100% y compacidad media.
1.0-3.70	Limo, con contenido de agua medio de 100% y compacidad media.
3.70-5.70	Limo-Arcilloso, con contenido de agua variable entre 150 y 300% y consistencia blanda.
5.70-13.10	Arcilla poco limosa con fósiles, con contenido de agua entre 200 y 500 %, con lente de ceniza volcánica a 11.30 y 15 m respectivamente y consistencia muy blanda.
13.10-15.60	Arcilla limosa con fósiles, con contenido de agua medio de 180% y consistencia blanda.
15.60-18.60	Limo poco arcilloso con contenido de agua medio de 50% y compacidad media.

Profundidad (m)	Descripción
18.60-21.80	Arcilla con gran cantidad de fósiles, y vetas de ceniza volcánica con contenido de agua entre 100 y 350% y consistencia blanda.
21.80-26.00	Arcilla limosa con vetas de arena, con contenido de agua entre 50 y 300% y consistencia muy blanda.
26.00-26.80	Arena fina, con consistencia media y contenido de agua de 55%
26.80-32.40	Arcilla poco limosa con lentes de arena y vidrio volcánico, con contenido de agua medio de 50%

El nivel freático se detectó a 3.2m de profundidad y de acuerdo a la estación piezométrica instalada en el cadenamiento 26+570, se tienen abatimientos piezométricos de 2.4, 11.2 y 8.2m a 15, 21.8 y 28.7m de profundidad.

Se definió una estratificación de capas de igual compresibilidad considerando que esta se encuentra en relación directa con el contenido natural de agua con los siguientes resultados:

Profundidad (m)	Contenido natural de agua (%)
1.5-3.0	50
3.0-4.0	130
4.0-6.0	280
6.0-8.30	430
8.30-10.2	340
10.2-13.1	250
13.1-16.0	170
16.0-18.0	80
18.0-20.0	270

Profundidad (m)	Contenido natural de agua (%)
20.0-22.0	170
22.0-23.0	80
23.0-25.8	200
25.8-28.7	50
28.7-32.4	100

En los análisis de movimientos verticales se consideraron las curvas de compresibilidad representativas de las características de esfuerzo-deformación de los depósitos arcillosos del subsuelo, que se muestran en las figuras 5 a 10.

Se estableció una estratificación de los materiales del subsuelo en base a la definición de las profundidades en que la resistencia de los materiales era muy semejante, obteniéndose:

Profundidad (m)	Resistencia al esfuerzo cortante (ton/m ²)
1.60-3.50	30.0
3.50-5.00	2.8
5.00-5.40	7.0
5.40-10.20	2.0
10.20-11.50	30.0
11.50-14.30	4.0
14.30-14.80	6.0
14.80-15.60	30.0
15.60-19.80	4.0
19.80-20.50	20.0
20.50-21.00	6.0

El peso volumétrico de los materiales del subsuelo, se presentan en la siguiente tabla:

Profundidad (m)	Peso volumétrico (ton/m ³)
0.0-1.0	1.70
1.0-2.6	1.40
2.6-6.3	1.24
6.3-11.5	1.12
11.5-12.0	1.22
12.0-16.0	1.26
16.0-18.5	1.35
18.5-22.0	1.16
22.0-22.7	1.42
22.7-26.0	1.21
26.0-27.0	1.24
27.0-29.0	1.30
29.0-32.4	1.23

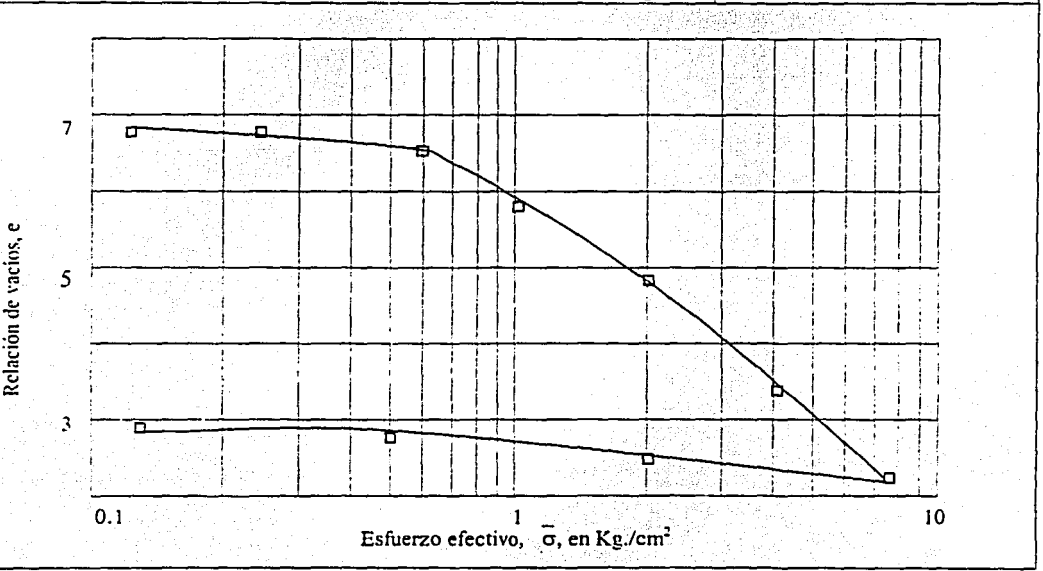
Geotecnologe	CONSOLIDACIÓN
--------------	---------------

FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984
CONSOLIDÓMETRO No. 1	ANILLO No. 1	SONDEO No. L8N-4
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: GRIS VERDOSO CON FÓSILES.		MUESTRA No. 17-1
		PROFUNDIDAD: 17 m
Diámetro del anillo 7.97cm	Altura del anillo 2.00cm	Área del anillo 49.889cm ²

ANTES DE LA PRUEBA	DESPUÉS DE LA PRUEBA
Peso del anillo + suelo húmedo 277.76gr	Peso vidrio No. 19 + suelo húm. 111.20gr
Peso anillo 160.84gr	Peso vidrio No. 19 36.45gr
Densidad de sólidos, S _s = 2.21	Peso vidrio No. 19 + suelo seco 64.59gr

W _s = 28.14 gr	V _m = 99.779 cm ³	w _i = 315.5 %
(W _h) _i =	V _s = 12.733 cm ³	w _r = 165.6 %
(W _w) _i =	V _v = 87.045 cm ³	S _i = 101.9 %
(W _h) _i =	V _w = 88.78 cm ³	e _i = 6.84

OBSERVACIONES Figura 1



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 2	ANILLO No. 2	SONDEO No. L8N-4	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: GRIS OSCURO.		MUESTRA No. 22-1	
		PROFUNDIDAD: 22 m	
$\bar{\sigma}_o =$			
Diámetro del anillo 8.00cm	Altura del anillo 2.00cm	Área del anillo 50.265cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo 342.7gr		Peso vidrio No. 20 + suelo húm. 162.10gr	
Peso anillo 206.26gr		Peso vidrio No. 20 36.36gr	
Densidad de sólidos, S _s = 2.33		Peso vidrio No. 20 + suelo seco 99.37gr	
W _s = 63.01 gr	V _m = 100.531 cm ³	W _i = 116.5 %	
(W _h) _i =	V _s = 27.043 cm ³	W _r = 99.6 %	
(W _w) _i =	V _v = 77.488 cm ³	S _i = 99.92 %	
(W _n) _i =	V _w = 73.43 cm ³	e _i = 2.72	
OBSERVACIONES		Figura 2 $\bar{\sigma}_{pc} =$ OCR =	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

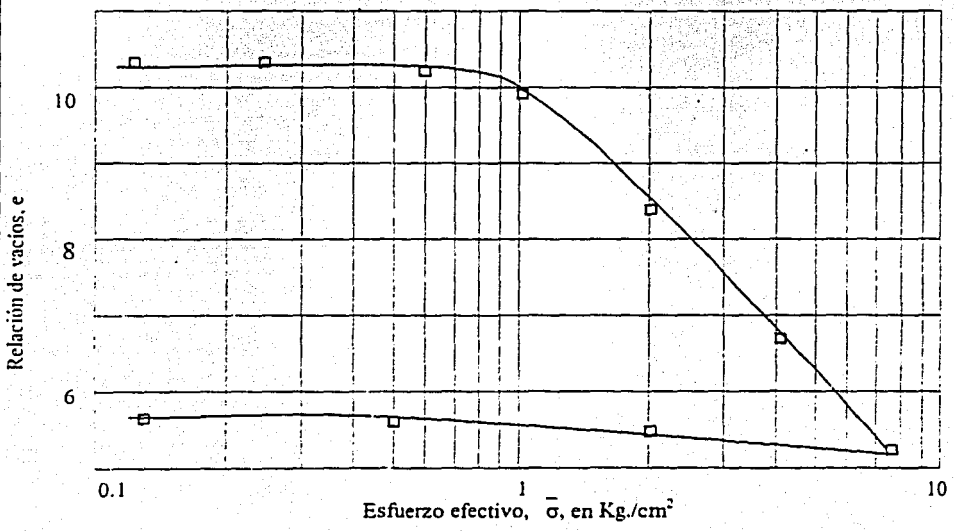
Geotecnologe		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 3	ANILLO No. 3	SONDEO No. L8N-4	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO:		MUESTRA No. 27-1	
GRIS VERDOSO CON FOSILES.		PROFUNDIDAD: 27 m	
		$\bar{\sigma}_0 =$	
Diámetro del anillo 8.00cm	Altura del anillo 1.99cm	Área del anillo 50.265cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo 326.3 gr		Peso vidrio No. 16 + suelo húm. 117.20gr	
Peso anillo 205.55gr		Peso vidrio No. 16 36.32gr	
Densidad de sólidos, $S_s = 2.47$		Peso vidrio No. 16 + suelo seco 66.17gr	
$W_s = 29.85$ gr	$V_m = 100.028$ cm ³	$W_l = 304.5$ %	
$(W_h)_i =$	$V_s = 12.085$ cm ³	$W_f = 171$ %	
$(W_w)_i =$	$V_v = 87.943$ cm ³	$S_i = 103.4$ %	
$(W_h)_f =$	$V_w = 90.900$ cm ³	$e_i = 7.27$	
OBSERVACIONES		Figura 3 $\sigma_{pc} =$ OCR =	
<p>Relación de vacíos, e</p> <p>Esfuerzo efectivo, $\bar{\sigma}$, en Kg./cm²</p>			

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 4	ANILLO No. 4	SONDEO No. L8N-4	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: GRIS VERDOSO CON FOSILES.		MUESTRA No. 35-1	
		PROFUNDIDAD: 35 m	
		$\bar{\sigma}_o =$	
Diámetro del anillo 7.96cm	Altura del anillo 2.00cm	Área del anillo 49.764cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo 340.0gr		Peso vidrio No. 20 + suelo húm. 132.20gr	
Peso anillo 216.83gr		Peso vidrio No. 20 55.13gr	
Densidad de sólidos, S _s = 2.79		Peso vidrio No. 20 + suelo seco 77.12gr	
W _s = 21.99 gr	V _m = 99.528 cm ³	W _i = 460.12 %	
(W _n) _i =	V _s = 7.882 cm ³	W _r = 250.5 %	
(W _w) _i =	V _v = 91.646 cm ³	S _i = 110.4 %	
(W _n) _f =	V _w = 101.18 cm ³	e _i = 11.63	
OBSERVACIONES		$\sigma_{pc} =$ Figura 4 OCR =	
<p>Relación de vacíos, e</p> <p>Esfuerzo efectivo, $\bar{\sigma}$, en Kg./cm²</p>			

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

GeotecnoLOGE		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 5	ANILLO No. 5	SONDEO No. L8N-5	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: ARCILLA GRIS VERDOSO		MUESTRA No. 18-1	
		PROFUNDIDAD: 18 m	
		$\bar{\sigma}_0 =$	
Diámetro del anillo 8.00cm	Altura del anillo 1.99cm	Área del anillo 50.265cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo 294.12gr		Peso vidrio No. 16 + suelo húm. 120.85gr	
Peso anillo 171.43gr		Peso vidrio No. 16 55.14gr	
Densidad de sólidos, Ss= 2.32		Peso vidrio No. 16 + suelo seco 75.32gr	
W _s = 20.18 gr	V _m = 100.028 cm ³	w _i = 507.9 %	
(W _h) _i =	V _s = 8.698 cm ³	w _r = 225.6 %	
(W _w) _i =	V _v = 91.33 cm ³	S _i = 112.2 %	
(W _h) _f =	V _w = 102.51 cm ³	e _i = 10.5	
OBSERVACIONES		Figura 5	
		$\sigma_{pc} =$ OCR =	

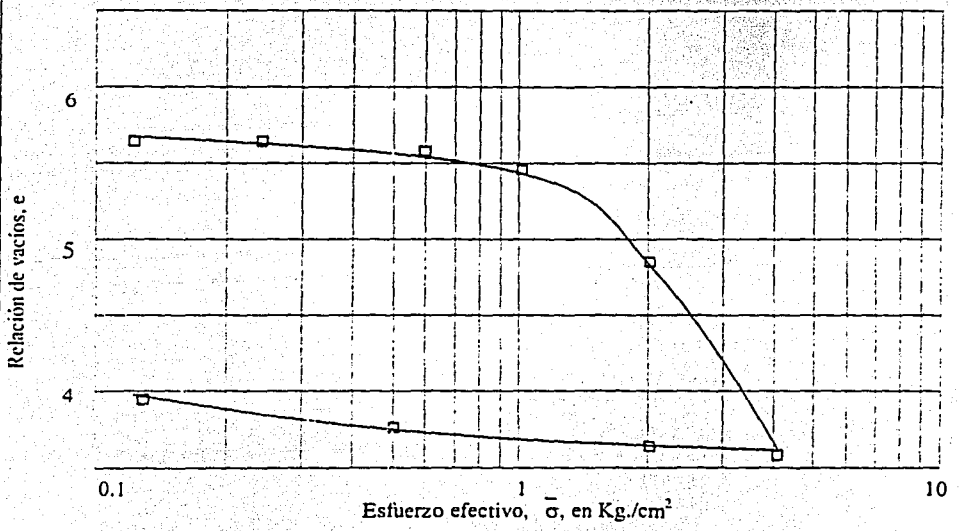


**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Geotecnólogo		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 6	ANILLO No. 6	SONDEO No. L8N-5	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO:		MUESTRA No. 24-3	
LIMO GRIS CLARO, MATERIAL CONSISTENTE.		PROFUNDIDAD: 24 m	
		$\bar{\sigma}_o =$	
Diámetro del anillo 8.00cm	Altura del anillo 2.00cm	Área del anillo 50.265cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo	321.8gr	Peso vidrio No. 19 + suelo húm.	289.15gr
Peso anillo	171.53gr	Peso vidrio No. 19	55.14gr
Densidad de sólidos, $S_s = 2.61$		Peso vidrio No. 19 + suelo seco	133.26gr
$W_s = 78.12$ gr	$V_m = 100.531$ cm ³	$w_i = 92.36$ %	
$(W_h)_i =$	$V_s = 29.931$ cm ³	$w_f = 71.54$ %	
$(W_w)_i =$	$V_v = 70.60$ cm ³	$S_i = 102.2$ %	
$(W_h)_f =$	$V_w = 72.150$ cm ³	$e_i = 2.359$	
OBSERVACIONES		$\sigma_{pc} =$ Figura 6 $OCR =$	

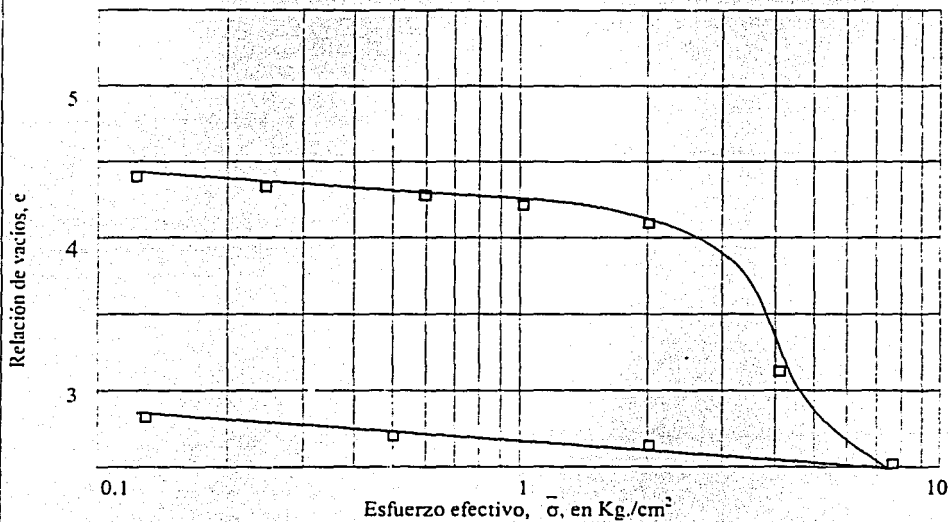
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 8	ANILLO No. 8	SONDEO No. LBN-5	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: ARCILLA GRIS VERDOSO		MUESTRA No. 27-1	
		PROFUNDIDAD: 27 m	
		$\bar{\sigma}_o =$	
Diámetro del anillo 8.00cm	Altura del anillo 2.00cm	Área del anillo 50.265cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo	288.70gr	Peso vidrio No. 21 + suelo húm.	133.60gr
Peso anillo	168.86gr	Peso vidrio No. 21	36.36gr
Densidad de sólidos, $S_s = 2.20$		Peso vidrio No. 21 + suelo seco	69.48gr
$W_s = 33.12$ gr	$V_m = 100.53$ cm ³	$w_l = 261.83$ %	
$(W_h)_i =$	$V_s = 15.05$ cm ³	$w_l = 193.36$ %	
$(W_w)_i =$	$V_v = 85.47$ cm ³	$S_i = 5.67$ %	
$(W_h)_f =$	$V_w = 86.72$ cm ³	$e_i = 5.7$	
OBSERVACIONES		Figura 7.	
		$\sigma_{pc} =$ OCR =	



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Geotecnólogo		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 9	ANILLO No. 9	SONDEO No. L8N-5	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: CAFÉ ROJIZO CON FOSILES.		MUESTRA No. 30-1	
		PROFUNDIDAD: 30 m	
$\bar{\sigma}_o =$			
Diámetro del anillo 8.00cm	Altura del anillo 2.01cm	Área del anillo 50.265cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo 293.87gr		Peso vidrio No. 6 + suelo húm. 127.54gr	
Peso anillo 170.93gr		Peso vidrio No. 6 36.10gr	
Densidad de sólidos, $S_s = 1.97$		Peso vidrio No. 6 + suelo seco 72.78gr	
$W_s = 36.68$ gr	$V_m = 101.88$ cm ³	$w_l = 235.17$ %	
$(W_h)_i =$	$V_s = 18.62$ cm ³	$w_r = 149.29$ %	
$(W_w)_i =$	$V_v = 82.41$ cm ³	$S_l = 104.66$ %	
$(W_h)_f =$	$V_w = 86.26$ cm ³	$e_i = 4.42$	
OBSERVACIONES		Figura 8	
		$\sigma_{pc} =$ OCR =	



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 10	ANILLO No. 10	SONDEO No. L8N-5	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: GRIS OSCURO.		MUESTRA No. 33-2	
		PROFUNDIDAD: 33 m	
		$\bar{\sigma}_o =$	
Diámetro del anillo 7.99cm	Altura del anillo 2.01cm	Área del anillo 50.14cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo 298.55gr		Peso vidrio No. 5 + suelo húm. 132.40gr	
Peso anillo 172.10gr		Peso vidrio No. 5 36.23gr	
Densidad de sólidos, $S_s = 2.45$		Peso vidrio No. 5 + suelo seco 81.71gr	
$W_s = 45.48$ gr	$V_m = 100.781$ cm ³	$w_i = 178.03$ %	
$(W_h)_i =$	$V_s = 18.563$ cm ³	$w_f = 111.46$ %	
$(W_w)_i =$	$V_v = 82.21$ cm ³	$S_i = 98.48$ %	
$(W_h)_i =$	$V_w = 80.97$ cm ³	$e_i = 4.43$	
OBSERVACIONES		$\sigma_{pc} =$ Figura 9 OCR =	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe		CONSOLIDACIÓN	
FECHA: 10-VII-84	OPERADOR: RMM	PROYECTO No. 1984	
CONSOLIDÓMETRO No. 11	ANILLO No. 11	SONDEO No. L8N-5	
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: GRIS CLARO.		MUESTRA No. 41-2	
		PROFUNDIDAD: 41 m	
		$\bar{\sigma}_0 =$	
Diámetro del anillo 8.00cm	Altura del anillo 2.00cm	Área del anillo 50.265cm ²	
ANTES DE LA PRUEBA		DESPUÉS DE LA PRUEBA	
Peso del anillo + suelo húmedo 339.30gr		Peso vidrio No. 8 + suelo húm. 182.10gr	
Peso anillo 205.79gr		Peso vidrio No. 8 35.29gr	
Densidad de sólidos, $S_s = 2.54$		Peso vidrio No. 8 + suelo seco 98.97gr	
$W_s = 62.68$ gr	$V_m = 100.53$ cm ³	$w_l = 113.0$ %	
$(W_h)_i =$	$V_s = 24.68$ cm ³	$w_l = 84.76$ %	
$(W_w)_i =$	$V_v = 75.85$ cm ³	$S_l = 93.38$ %	
$(W_h)_f =$	$V_w = 70.83$ cm ³	$e_l = 3.07$	
OBSERVACIONES		Figura 10	$\sigma_{pc} =$ OCR =

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Memoria de cálculo de empujes temporales sobre muros y troqueles.

El análisis que a continuación se presenta tiene como finalidad determinar las presiones de diseño e instalación de troqueles, tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo así como las de proyecto.

El proyecto del metro en el tramo Estrella-La Villa, contempla la construcción de un cajón constituido por muros milán, losa de piso colada in situ y tabletas pretensadas para el techo del cajón, sobre las que irá un firme de concreto armado todo formando una unidad monolítica sobre el que se tendrá material de relleno controlado hasta el nivel de rasante de la calle. El procedimiento constructivo elegido para la excavación implica el empleo de troqueles actuando sobre los muros milán.

Las condiciones analizadas consideran una excavación con ancho de plantilla mínimo de 7.2m y profundidad de excavación variable entre 8.45 y 15.2 m, con taludes verticales retenidos por los muros milán. Se supuso una sobrecarga uniformemente distribuida en la corona del talud de 2 ton/m^2 .

La determinación de las presiones de diseño e instalación de troqueles se obtuvieron observando las recomendaciones establecidas en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo una condición de empuje activo del suelo, considerando los siguientes efectos:

- La presión hidrostática que ejerce el agua, expresada como el producto de su peso volumétrico por la profundidad afectada del muro a partir del nivel de aguas freáticas.
- El empuje de la masa del suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para presiones de instalación de troqueles obtenido como el producto acumulado de su peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático y bajo éste el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos se pueden considerar del mismo valor, afectado por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno natural en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de empuje de tierra en reposo o en activo según se quiera determinar el empuje para el diseño o instalación de troqueles.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen obteniéndose la envolvente de empujes horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck, en la que el volumen de esfuerzos es igual, adoptando una envolvente trapezoidal con base mayor igual a la profundidad considerada, base menor del 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

donde:

h = presión máxima de empuje horizontal

A = volumen de esfuerzos considerando la superposición de los empujes debidos al agua, al suelo y la sobrecarga.

B = profundidad de excavación considerada.

b = 0.75 B

Subtramo Estrella-Río Blanco.

De acuerdo al sondeo L&N-4, realizado en el cadenamiento 26+000, el nivel freático se detectó a 2.6m de profundidad.

La variación con la profundidad del peso volumétrico considerado se presenta en la siguiente tabla:

Profundidad (m)	H (m)	γ (ton/m ³)
0.0-2.0	2.0	1.70
2.0-3.5	1.5	1.30
3.5-5.0	1.5	1.14
5.0-6.0	1.0	1.10
6.0-7.0	1.0	1.12
7.0-9.0	2.0	1.15
9.0-12.0	3.0	1.25
12.0-12.5	0.5	1.22
12.5-13.0	0.5	1.21

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

13.0-15.0	2.0	1.25
15.0-16.0	1.0	1.44
16.0-17.0	1.0	1.27
17.0-18.0	1.0	1.50

Se calcularon los empujes horizontales que sirvieron de base para obtener la envolvente de empujes modificada para las presiones de instalación (tabla 1) y diseño de troqueles (tabla 2).

Tabla 1

Profundidad (m)	Empuje del suelo (ton/m ²)	Empuje del agua (ton/m ²)	Empuje de la sobrecarga (ton/m ²)	Empuje total (ton/m ²)
0.0-2.0	1.02	-	0.71	1.73
2.0-3.5	1.34	0.9	0.60	2.84
3.5-5.0	1.41	2.4	0.50	4.31
5.0-6.0	1.44	3.4	0.40	5.24
6.0-7.0	1.48	4.4	0.35	6.23
7.0-9.0	1.57	6.4	0.31	8.28
9.0-12.0	1.78	9.4	0.28	11.46
12.0-12.5	1.81	9.9	0.25	11.96
12.5-13.0	1.84	10.4	0.24	12.48
13.0-15.0	1.99	12.4	0.21	14.60
15.0-16.0	2.12	13.4	0.20	15.72
16.0-17.0	2.20	14.4	0.19	16.79
17.0-18.0	2.25	15.4	0.19	17.94

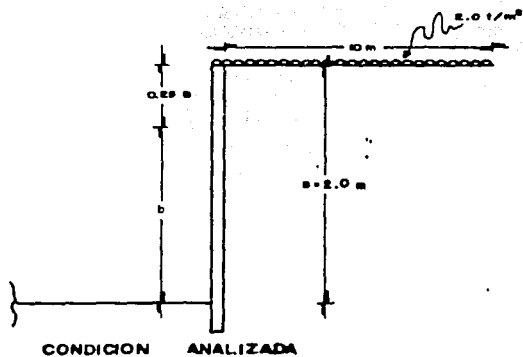
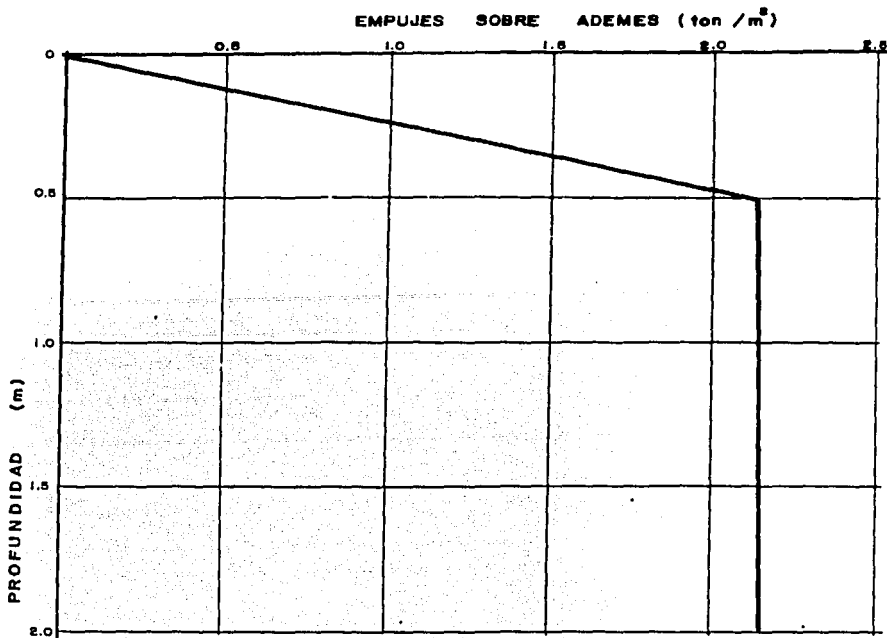
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 2

Profundidad (m)	Empuje del suelo (ton/m ²)	Empuje del agua (ton/m ²)	Empuje de la sobrecarga (ton/m ²)	Empuje total (ton/m ²)
0.0-2.0	1.70	-	0.80	2.50
2.0-3.5	2.23	0.9	0.70	3.83
3.5-5.0	2.35	2.4	0.60	5.35
5.0-6.0	2.40	3.4	0.50	6.30
6.0-7.0	2.47	4.4	0.45	7.32
7.0-9.0	2.62	6.4	0.41	9.43
9.0-12.0	2.97	9.4	0.38	12.75
12.0-12.5	3.02	9.9	0.35	13.27
12.5-13.0	3.07	10.4	0.34	13.81
13.0-15.0	3.32	12.4	0.31	16.03
15.0-16.0	3.53	13.4	0.30	17.28
16.0-17.0	3.67	14.4	0.29	18.36
17.0-18.0	3.91	15.4	0.29	19.60

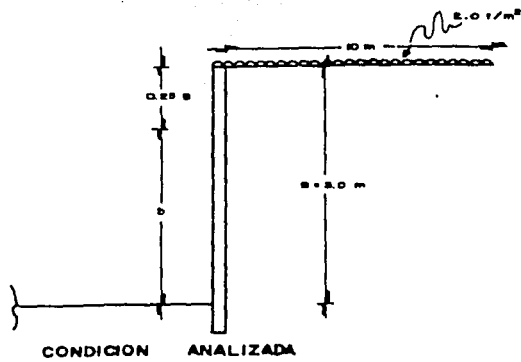
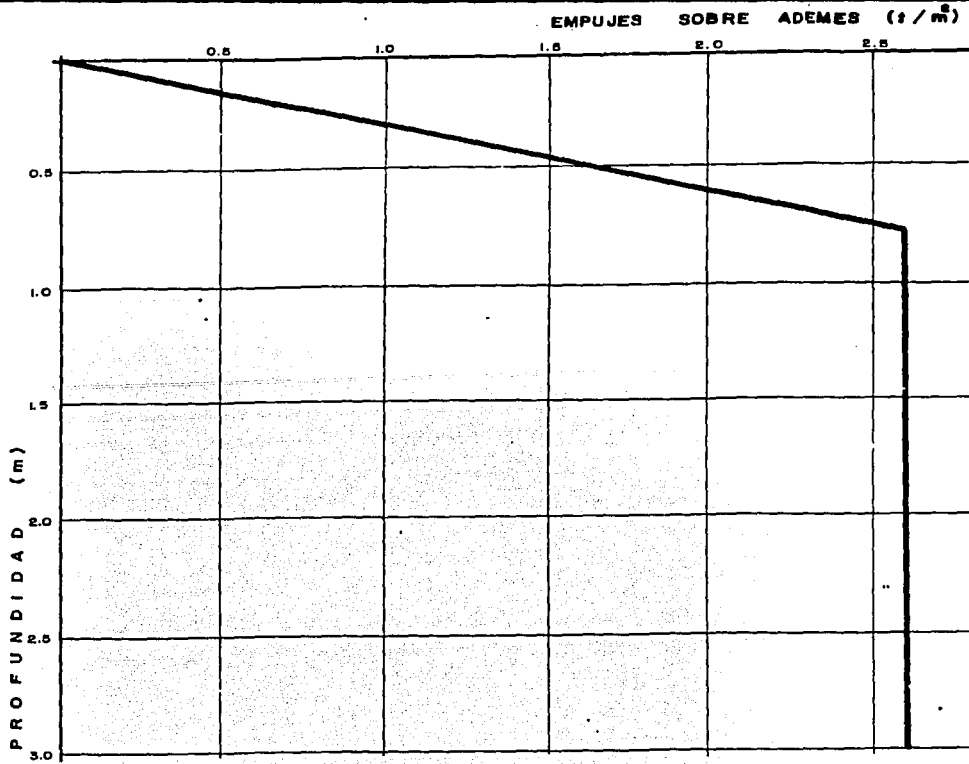
Las envolventes de empujes para diseño de troqueles se presentan en las figuras 1 a 17 y en la figura 18 las que corresponden a las presiones de instalación de troqueles.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



EMPUJES SOBRE ADEMES

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



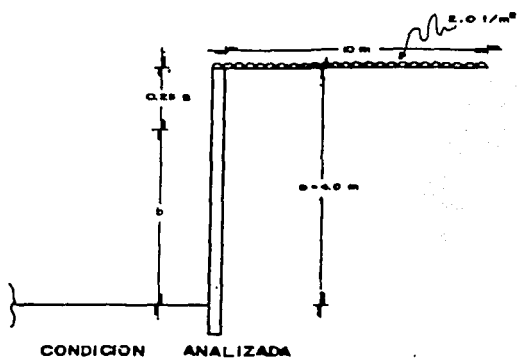
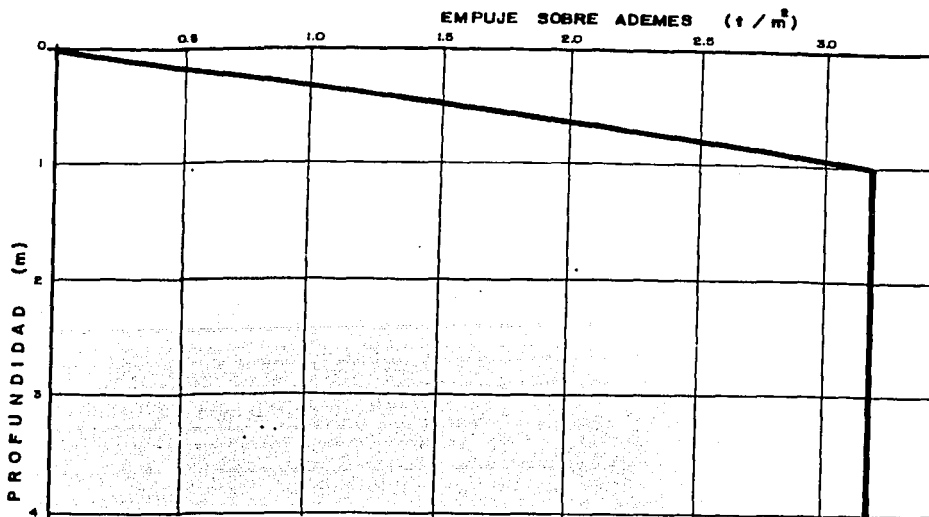
EMPUJES SOBRE ADEMES

Geotecnologe

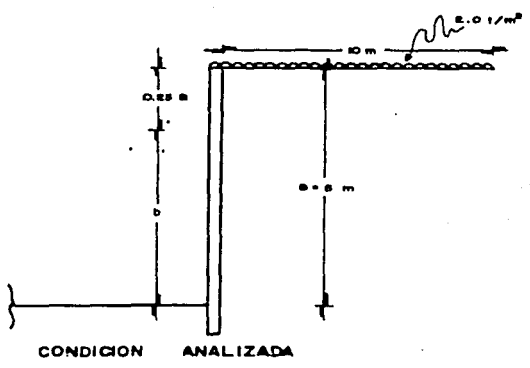
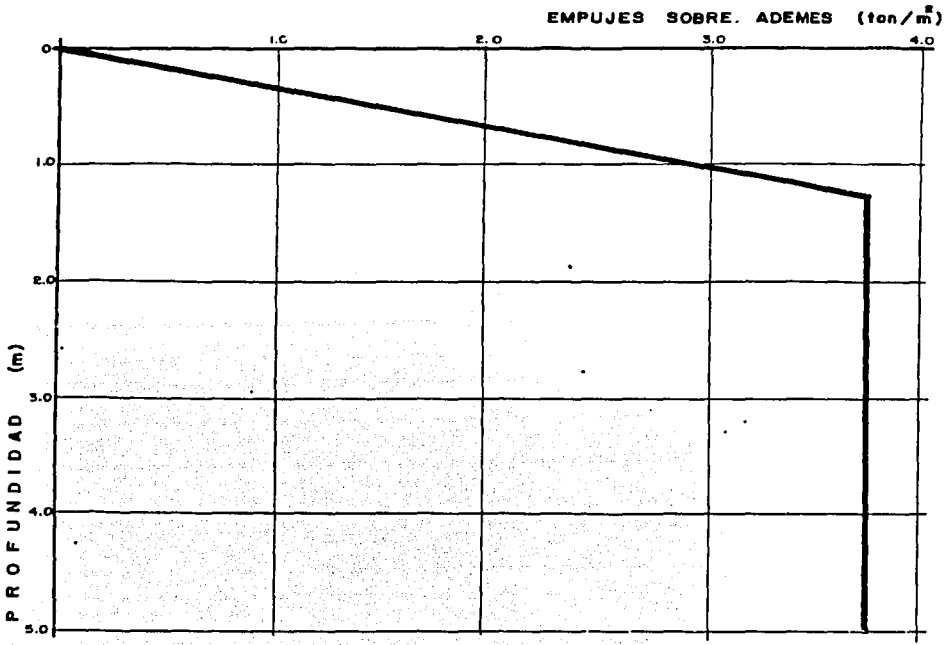
MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO

FIGURA 2

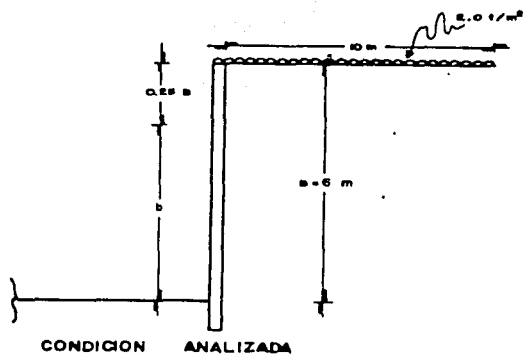
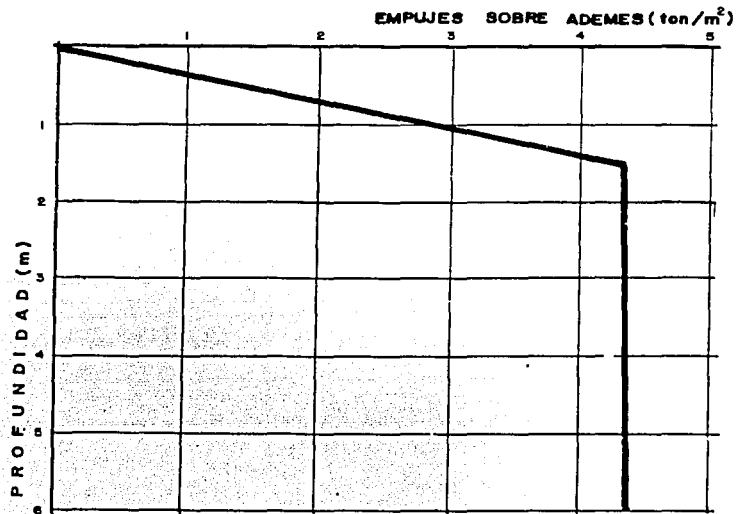
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



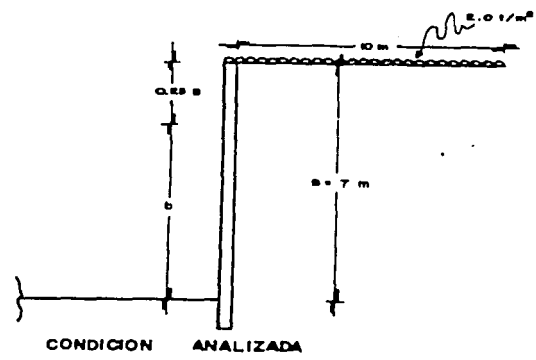
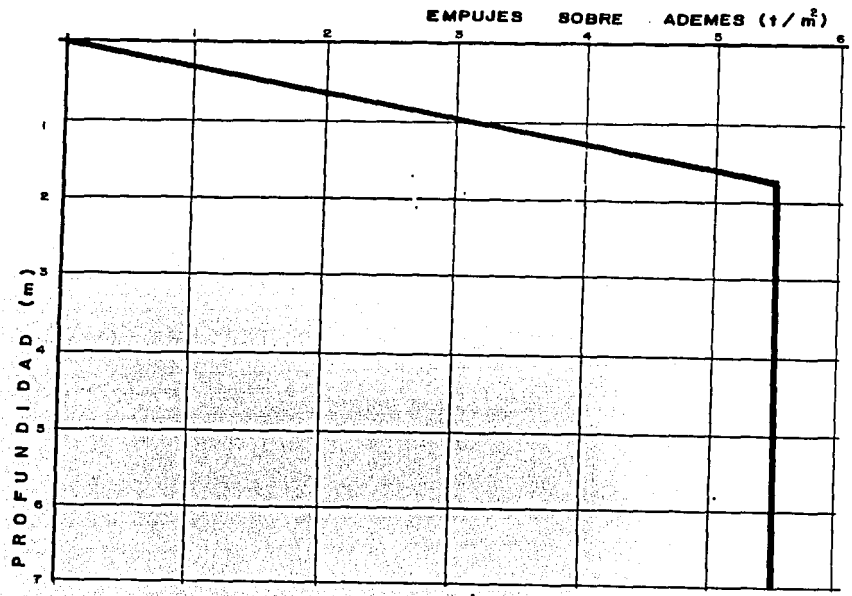
EMPUJES SOBRE ADEMÉS



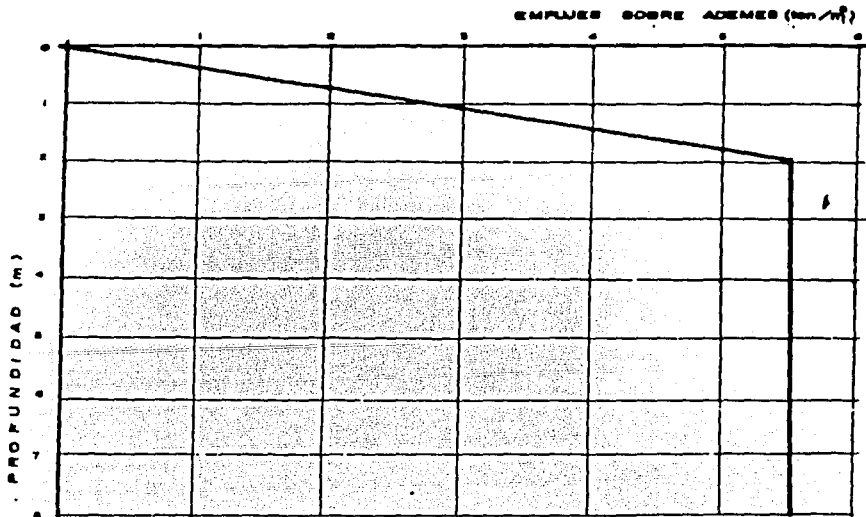
EMPUJES SOBRE ADEMES



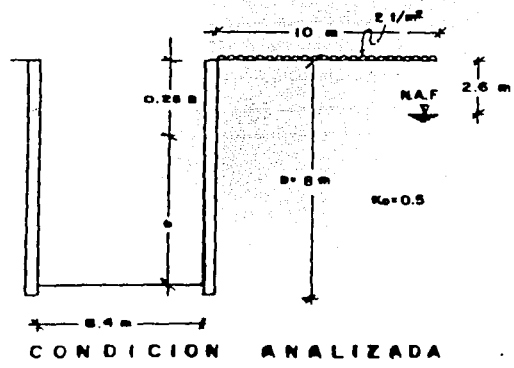
EMPUIJES SOBRE ADEMES



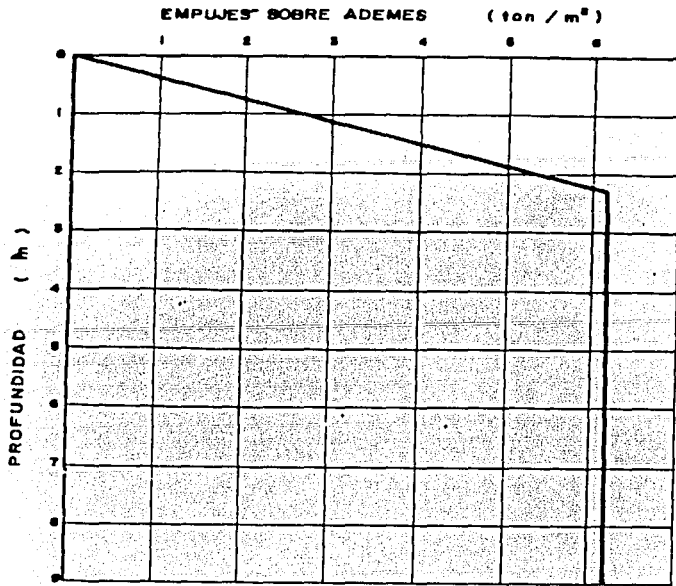
EMPUJES SOBRE ADEMES



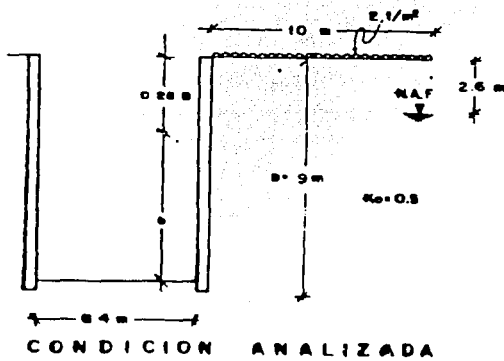
EMPUJE SOBRE ADEMÉS



Geotecnologe	MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO	FIGURA 7
--------------	---	----------



EMPUJE SOBRE ADEMES

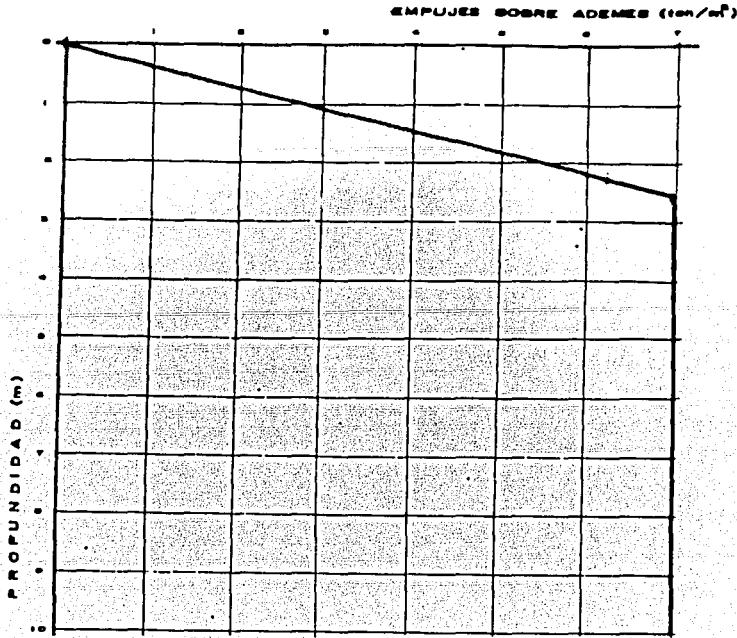


Geotecnologe

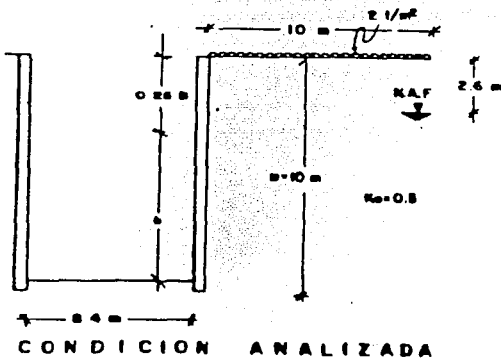
MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO

FIGURA 8

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



EMPUJE SOBRE ADEMÉS

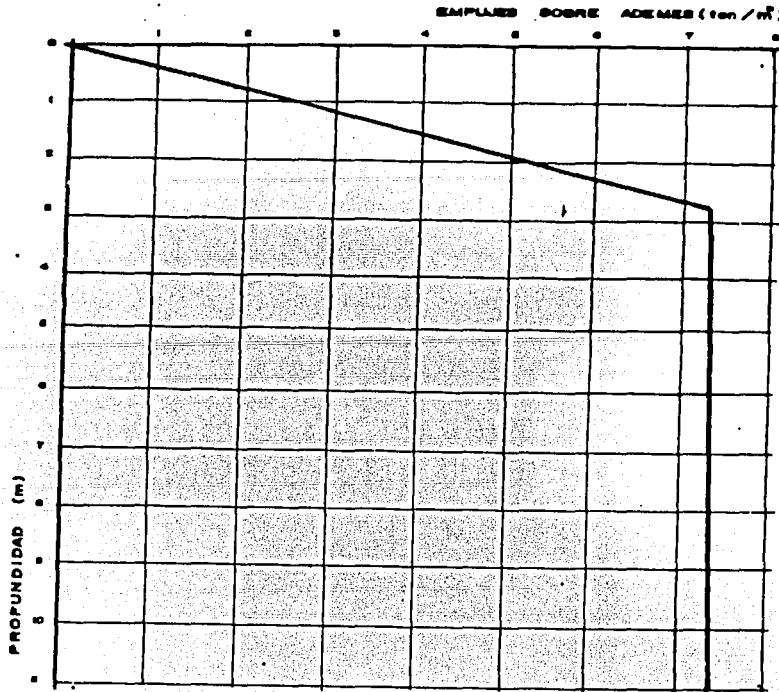


Geotecnologe

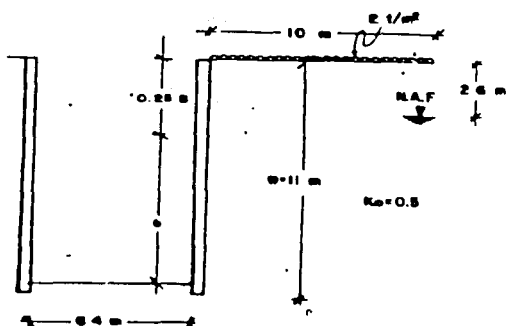
MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO

FIGURA 9

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

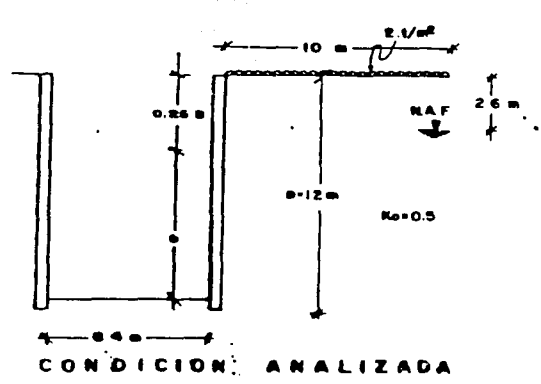
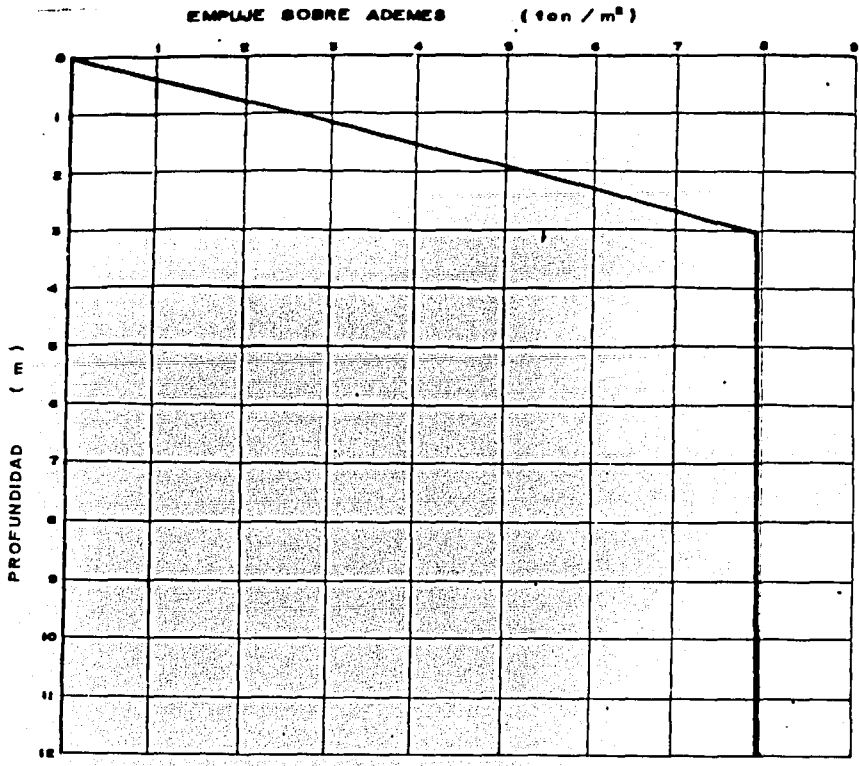


EMPUJE SOBRE ADEMÉS



CONDICION ANALIZADA.

<p>Geotecnologe</p>	<p>MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO</p>	<p>FIGURA 10</p>
----------------------------	--	------------------

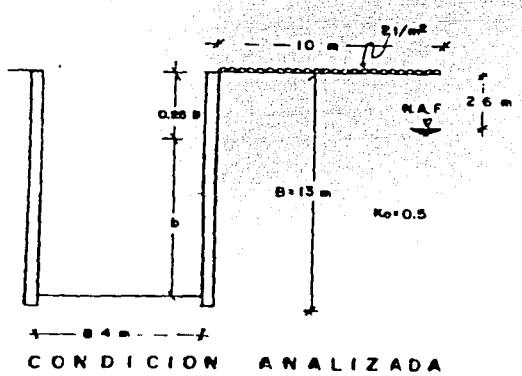
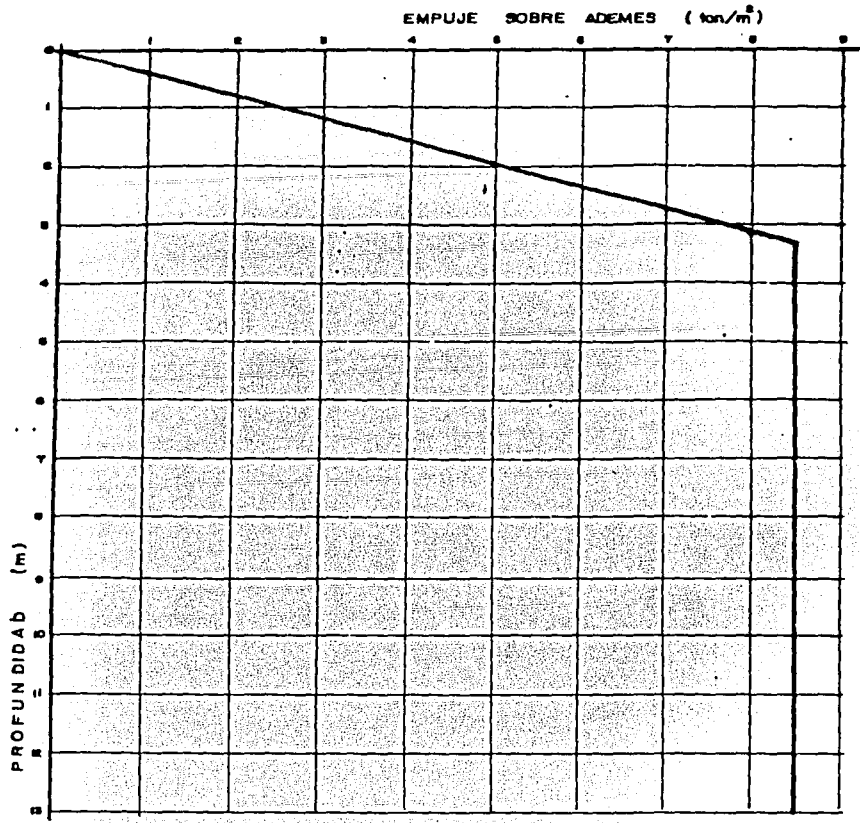


Geotecnologe

MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO

FIGURA 11

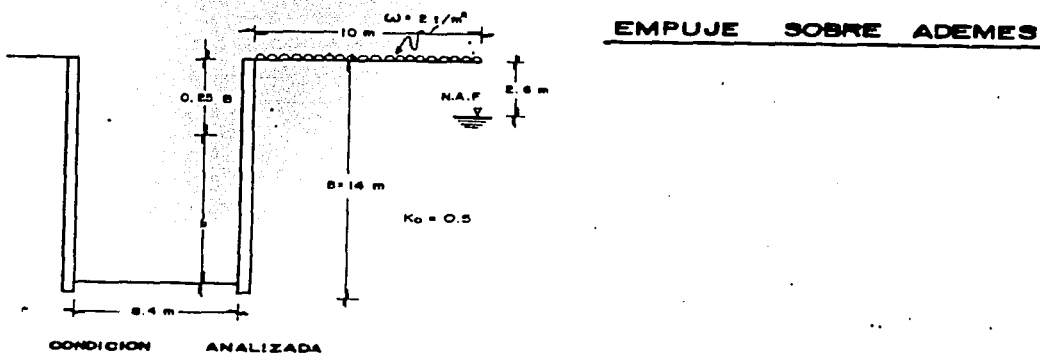
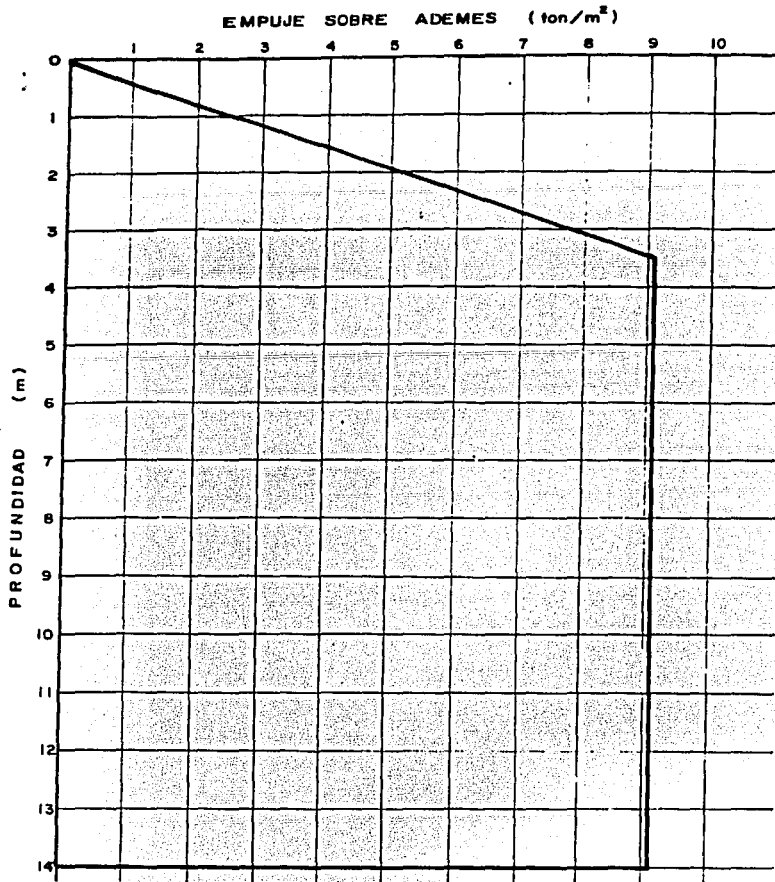
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

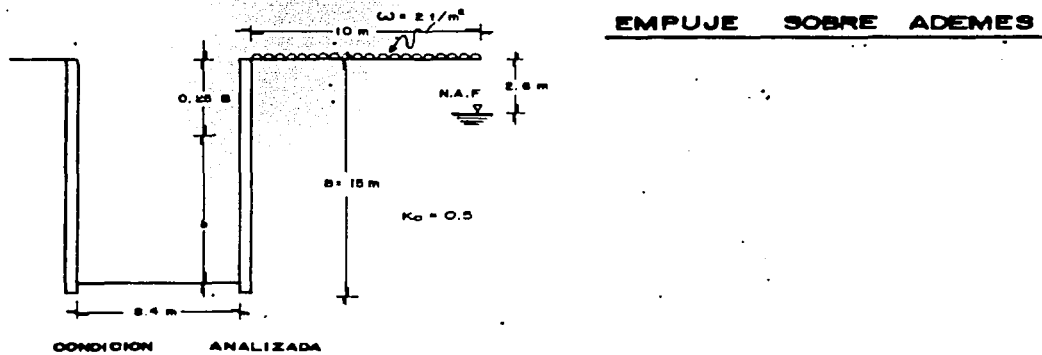
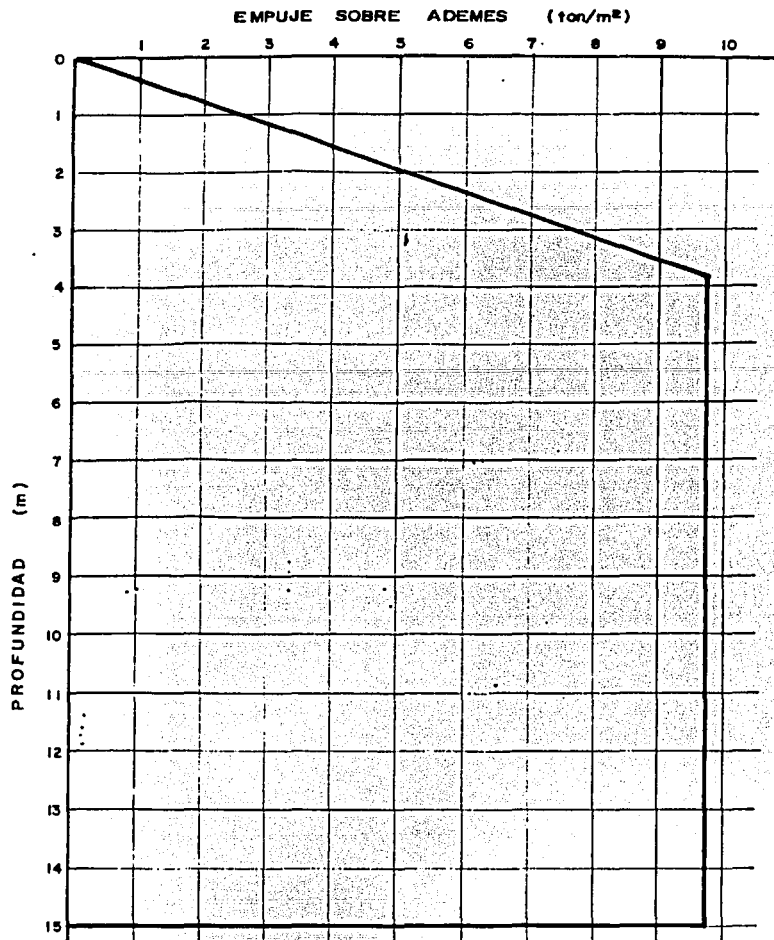


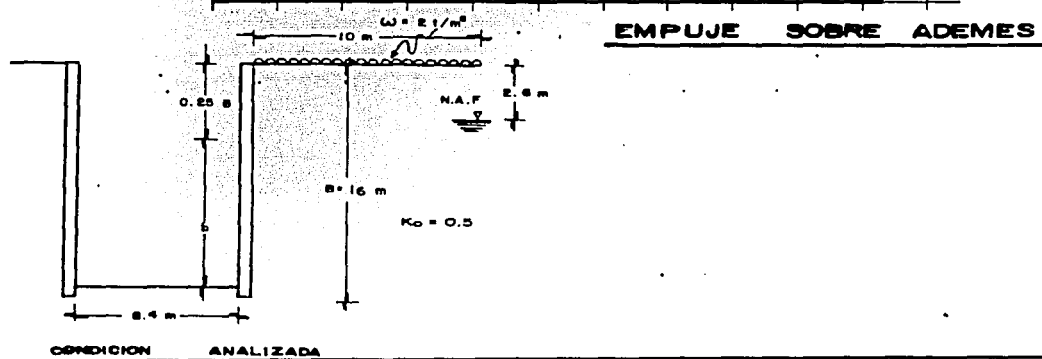
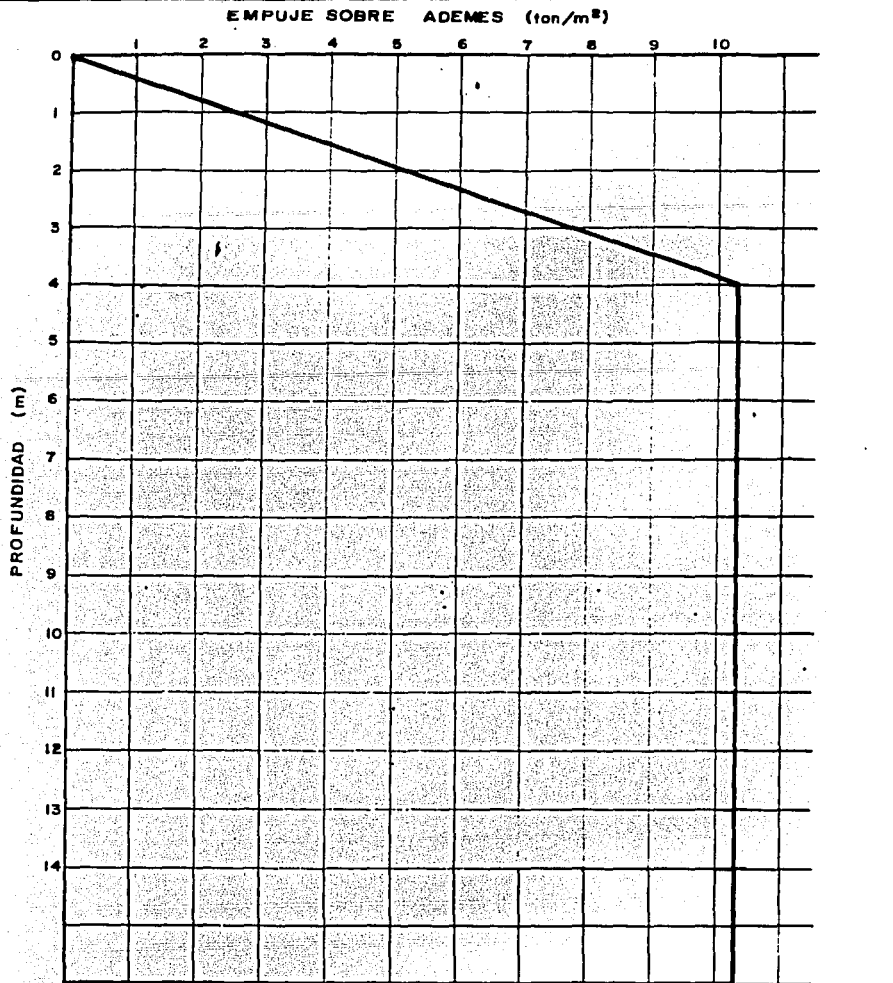
Geotecnologe

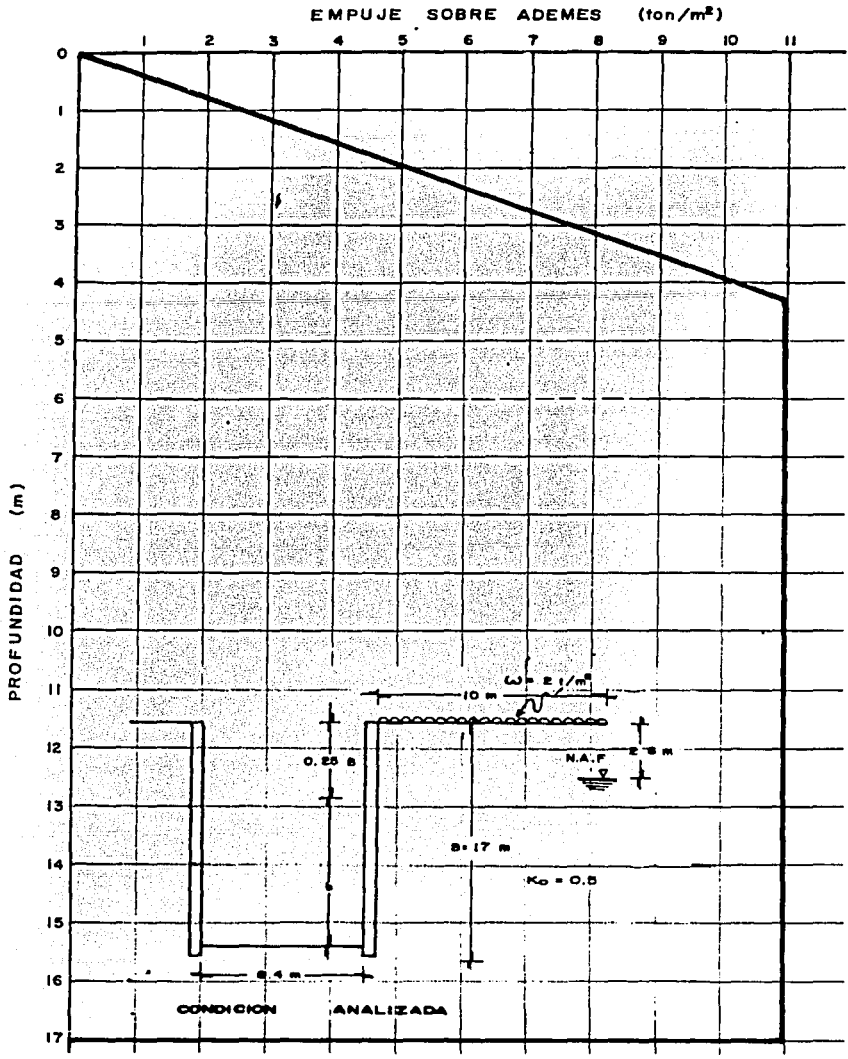
MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO

FIGURA 12

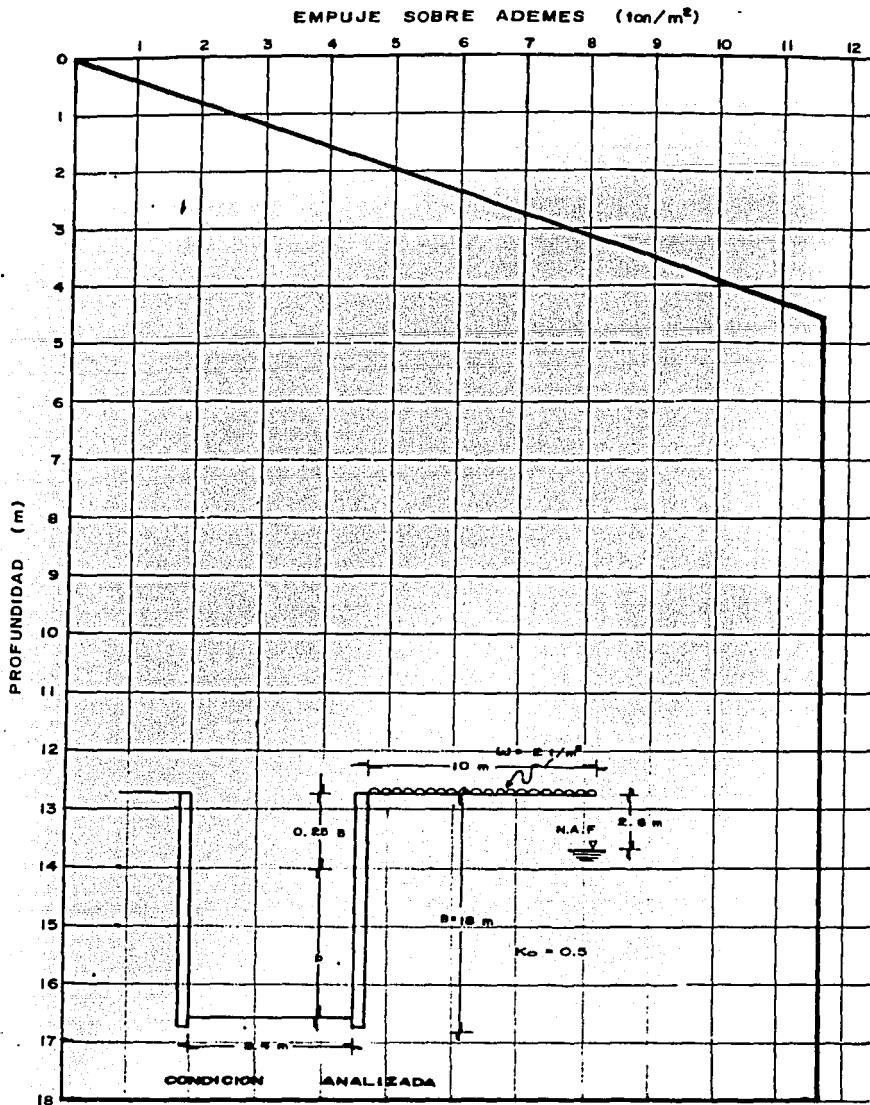






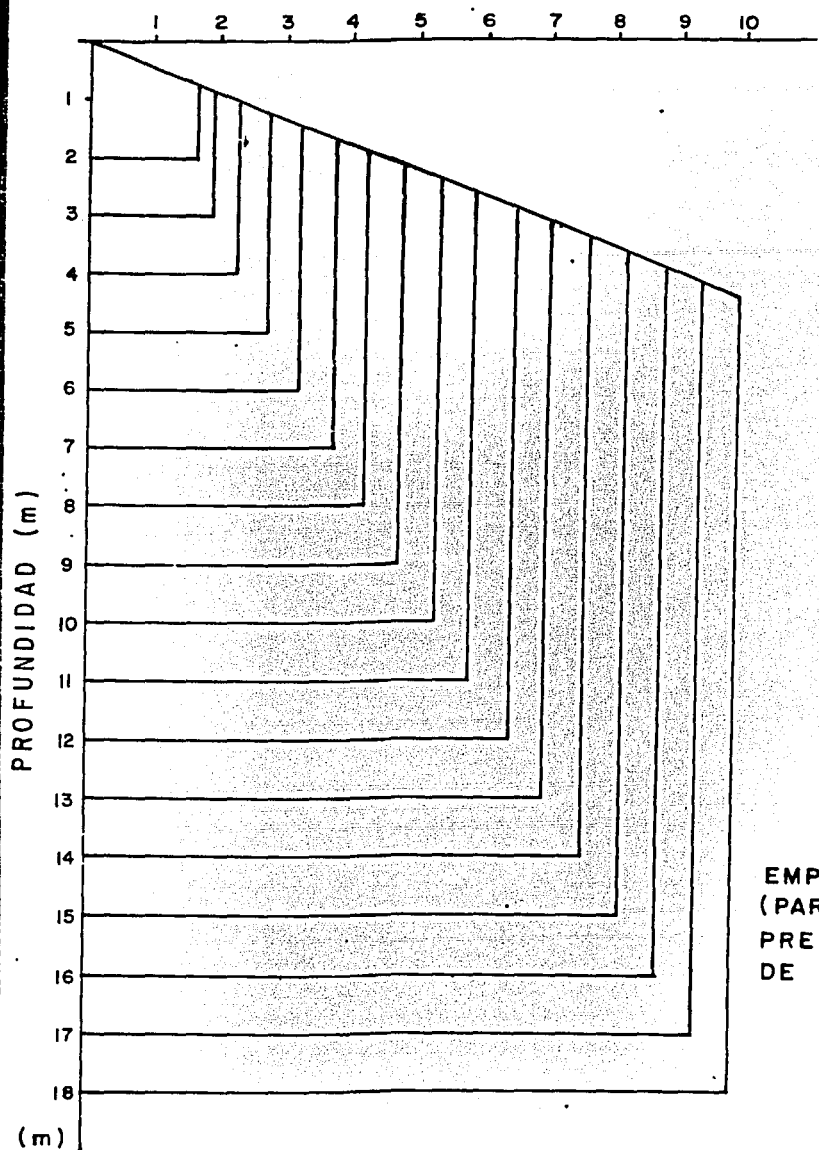


EMPUJE SOBRE ADEMES



EMPUJE SOBRE ADEMES

EMPUJE (ton/m²)



EMPUJE SOBRE ADEMES
(PARA DETERMINAR LA
PRESION DE INSTALACION
DE TROQUELES)

Geotecnologe

MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES
TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA
EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO

FIGURA 18

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Subtramo Río Blanco-La Villa.

De acuerdo al sondeo L8N-5, realizado en el cadenamiento 26+570, el nivel freático se detectó a 3.2m de profundidad.

La variación con la profundidad del peso volumétrico considerado se presenta en la siguiente tabla:

Profundidad (m)	H (m)	γ (ton/m ³)
0.0-1.0	1.0	1.70
1.0-2.6	1.60	1.40
2.6-6.3	3.70	1.24
6.3-11.5	5.20	1.12
11.5-12.0	0.50	1.22
12.0-16.0	4.00	1.25
16.0-18.0	2.00	1.35

Se calcularon los empujes horizontales que sirvieron de base para obtener la envolvente de empujes modificada para las presiones de instalación (tabla 3) y diseño de troqueles (tabla 4).

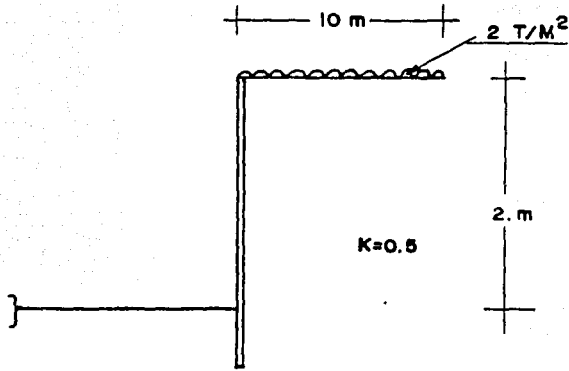
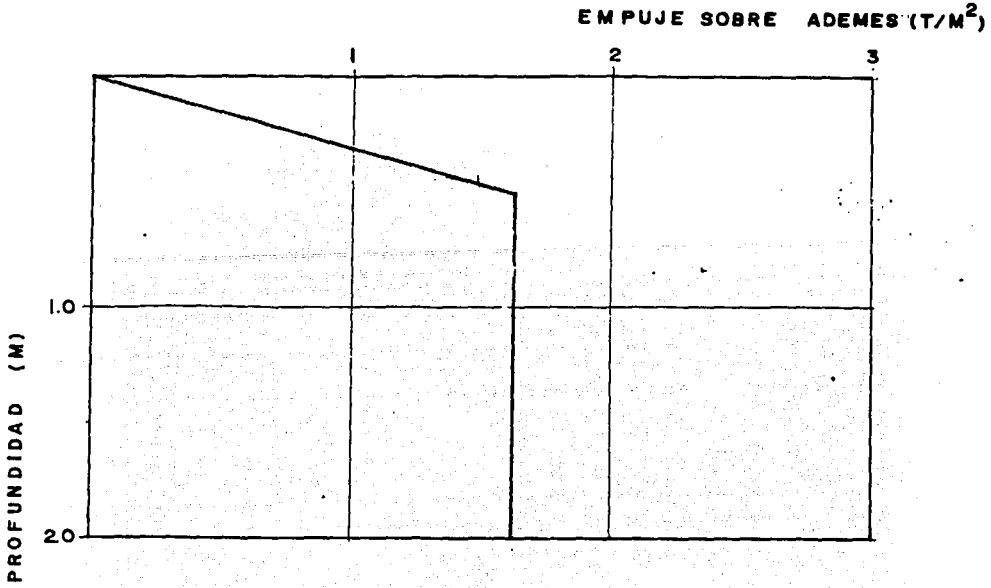
Tabla 3

Profundidad (m)	Empuje del suelo (ton/m ²)	Empuje del agua (ton/m ²)	Empuje de la sobrecarga (ton/m ²)	Empuje total (ton/m ²)
0	0	0	0.90	0.90
1	0.57	0	0.81	1.38
2	1.03	0	0.71	1.74
3	1.48	0	0.62	2.10
4	1.63	0.8	0.58	3.01
5	1.71	1.8	0.52	4.03
6	1.79	2.8	0.45	5.04
7	1.84	3.8	0.42	6.06
8	1.88	4.8	0.40	7.08
9	1.92	5.8	0.35	8.07
10	1.96	6.8	0.32	9.08
11	2.00	7.8	0.29	10.09
12	2.05	8.8	0.25	11.10
13	2.14	9.8	0.24	12.18
14	2.22	10.8	0.23	13.25
15	2.30	11.8	0.22	14.32
16	2.39	12.8	0.20	15.39
17	2.50	13.8	0.19	16.49
18	2.62	14.8	0.19	17.61

Tabla 4

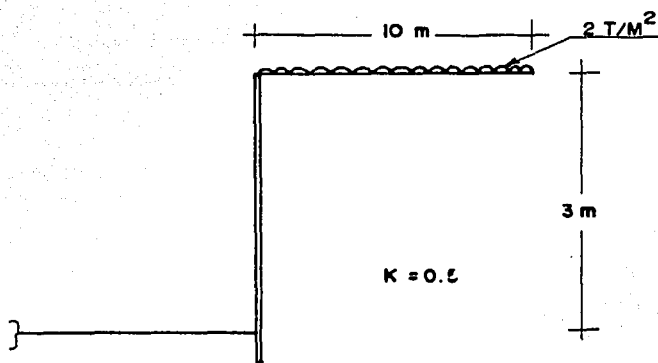
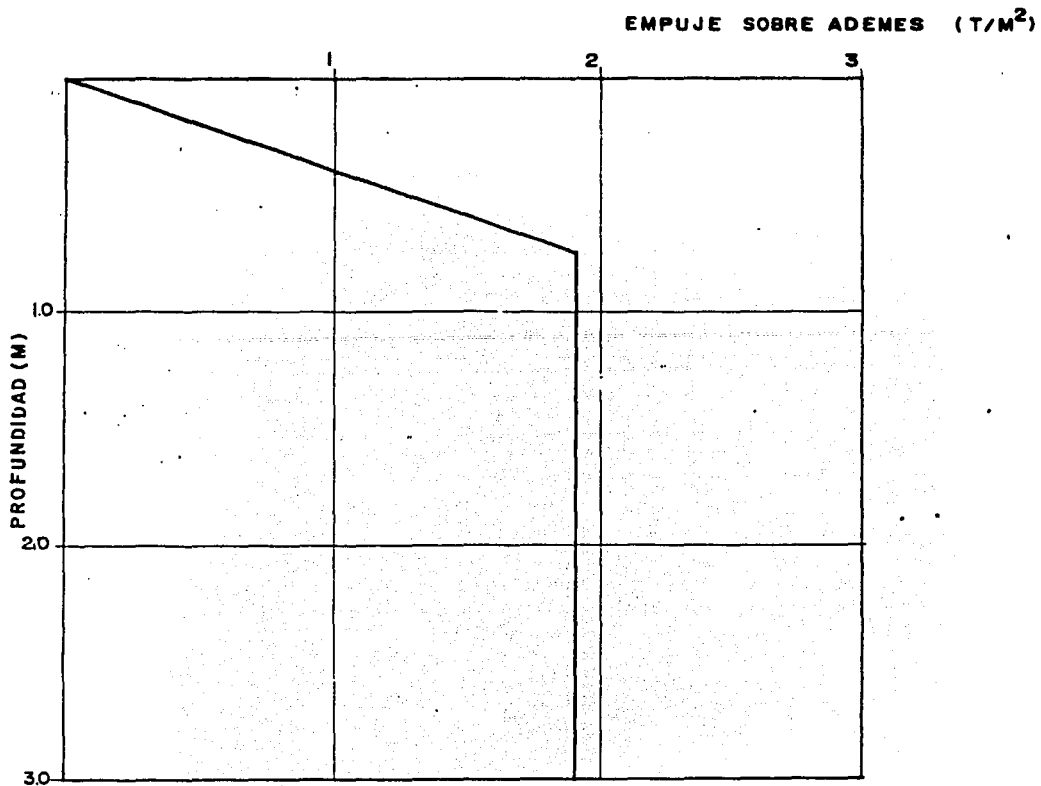
Profundidad (m)	Empuje del suelo (ton/m ²)	Empuje del agua (ton/m ²)	Empuje de la sobrecarga (ton/m ²)	Empuje total (ton/m ²)
0	0	0	1.00	1.00
1	0.85	0	0.90	1.75
2	1.55	0	0.80	2.35
3	2.22	0	0.70	2.92
4	2.44	0.8	0.60	3.84
5	2.56	1.8	0.55	4.91
6	2.68	2.8	0.50	5.98
7	2.86	3.8	0.48	7.04
8	2.82	4.8	0.45	8.07
9	2.88	5.8	0.41	9.09
10	2.94	6.8	0.39	10.13
11	3.00	7.8	0.37	11.17
12	3.08	8.8	0.35	12.23
13	3.21	9.8	0.33	13.34
14	3.33	10.8	0.31	14.44
15	3.46	11.8	0.30	15.56
16	3.58	12.8	0.30	16.68
17	3.76	13.8	0.29	17.85
18	3.93	14.8	0.29	19.02

Las envolventes de empujes para diseño de troqueles se presentan en las figuras 1 a 17 y en la figura 18 las que corresponden a las presiones de instalación de troqueles.

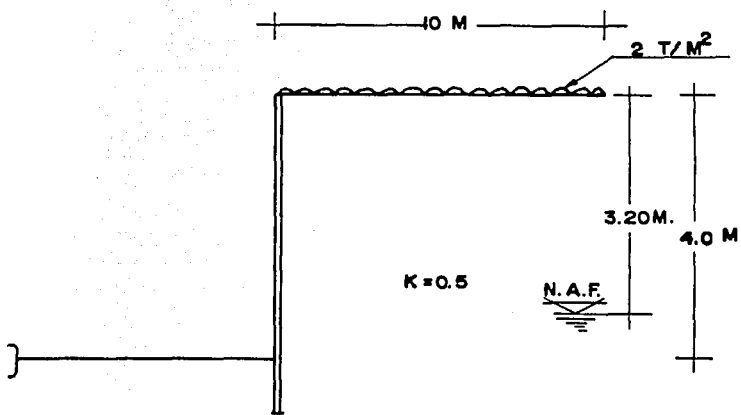
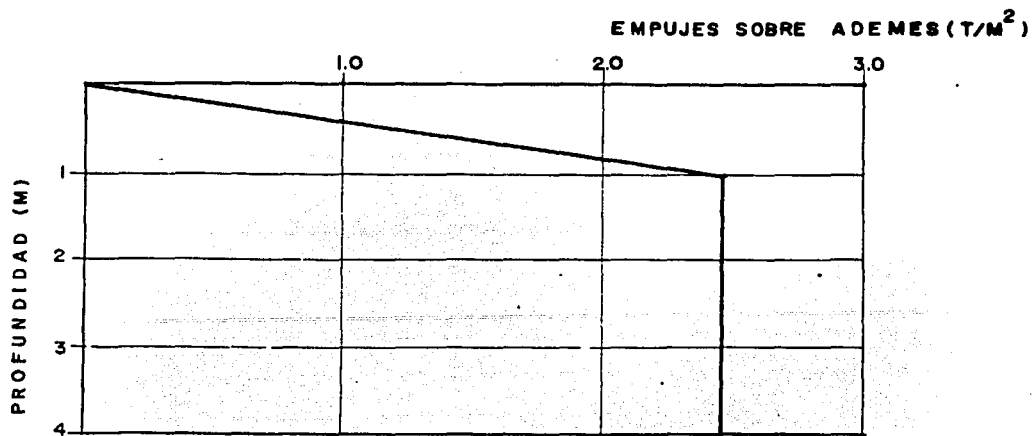


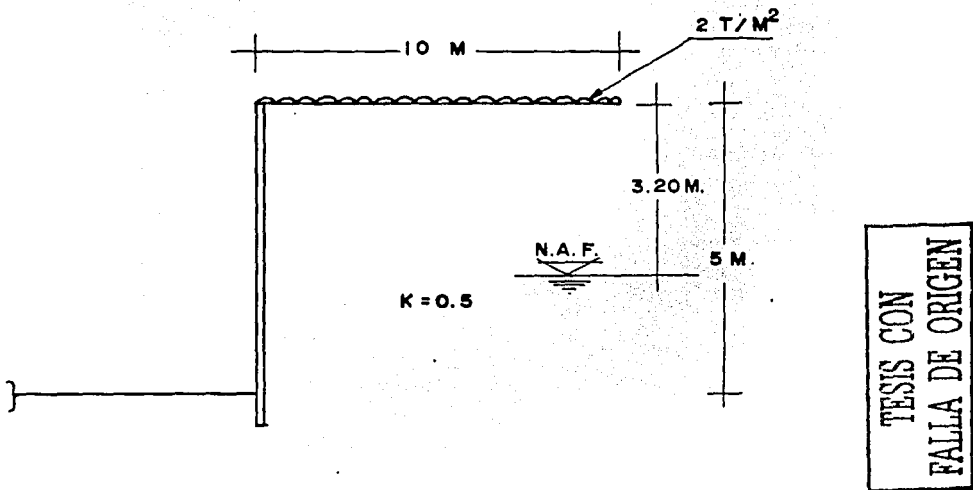
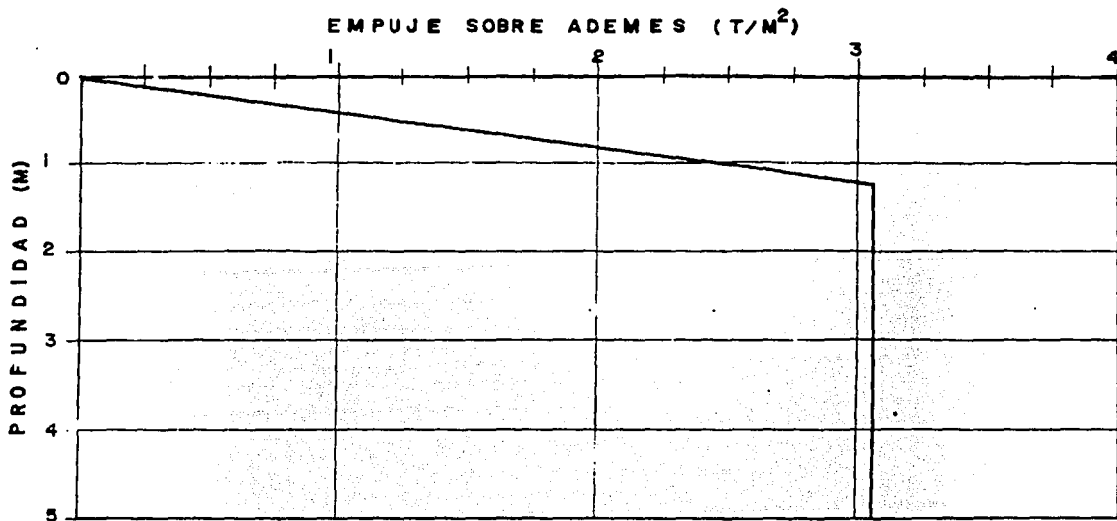
CONDICION ANALIZADA

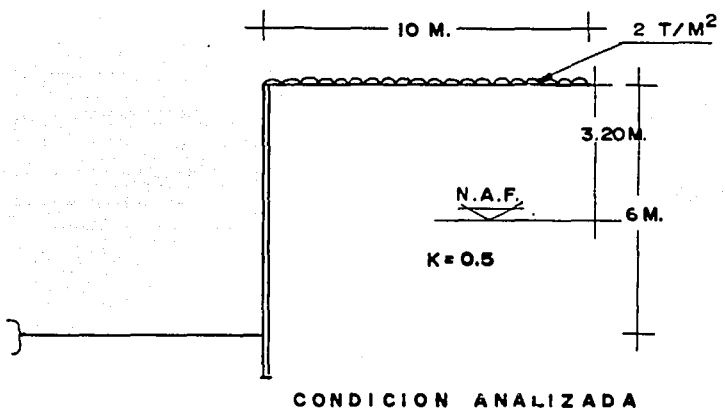
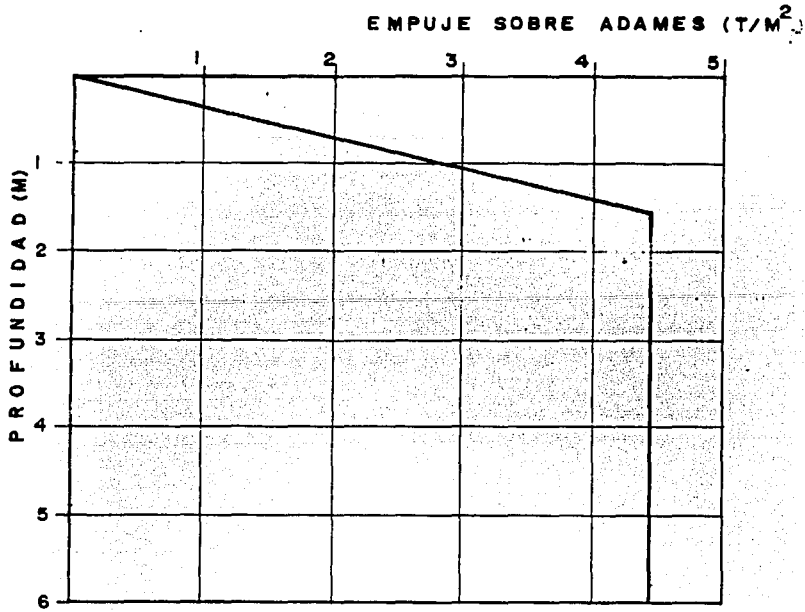
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



CONDICION ANALIZADA



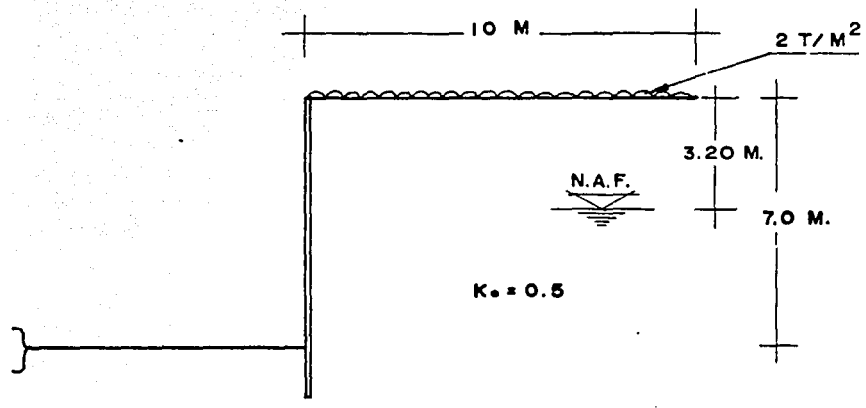
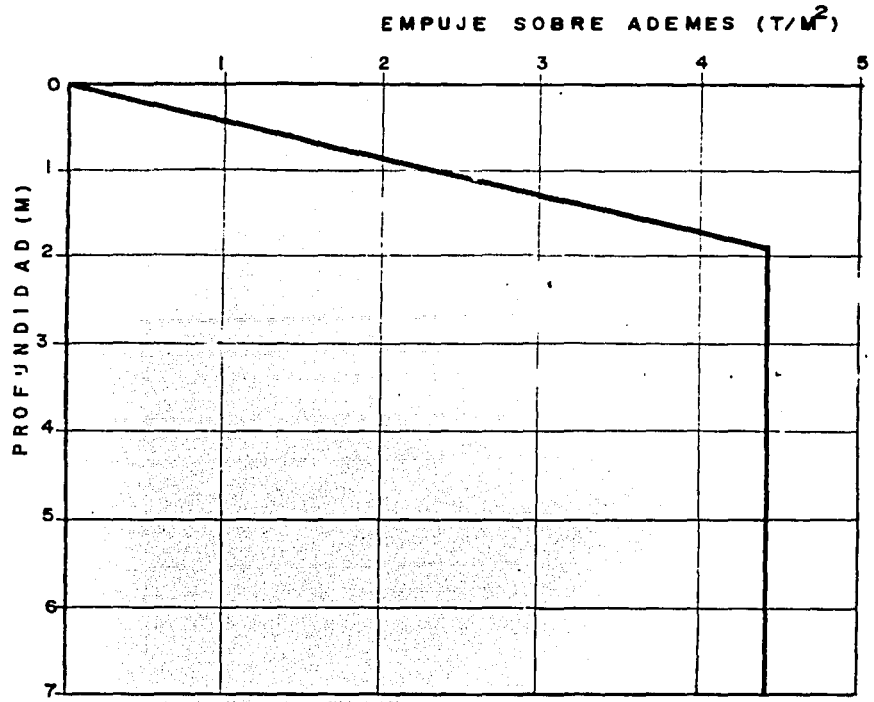




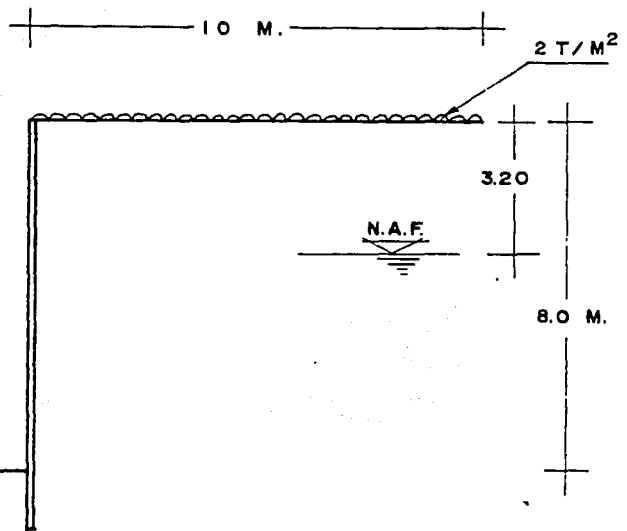
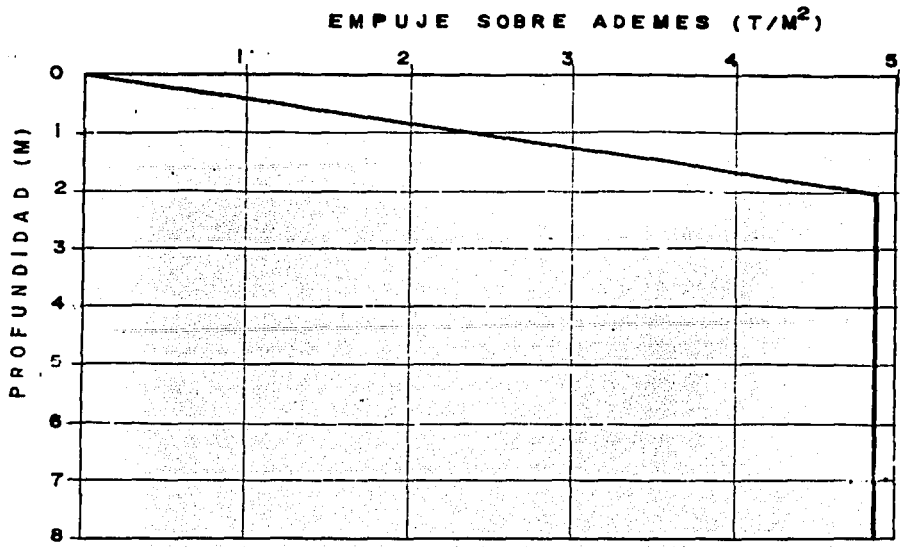
Geotecnologe

MEMORIA DE CALCULO DE EMPUJES
TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA
EL SUBTRAMO RIO BLANCO-LA VILLA

FIGURA 5



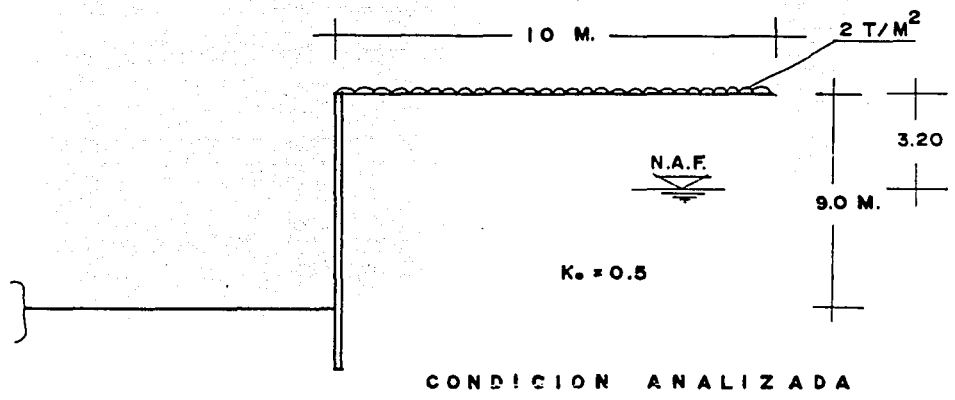
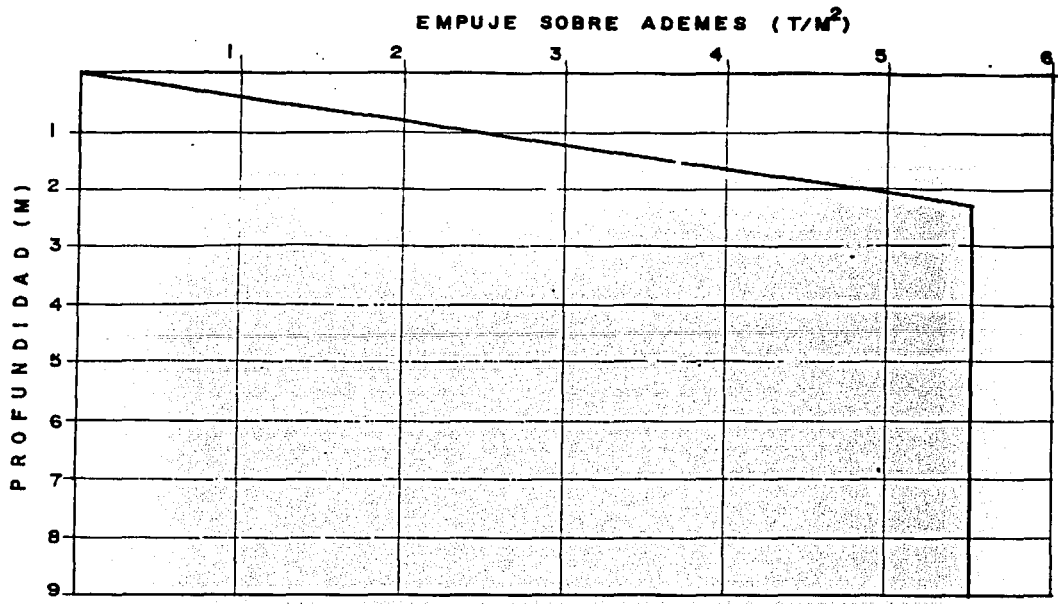
CONDICION ANALIZADA

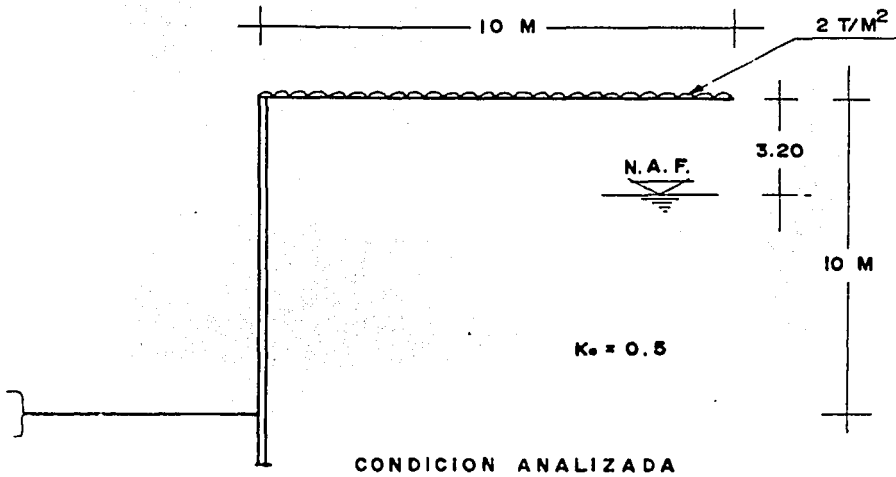
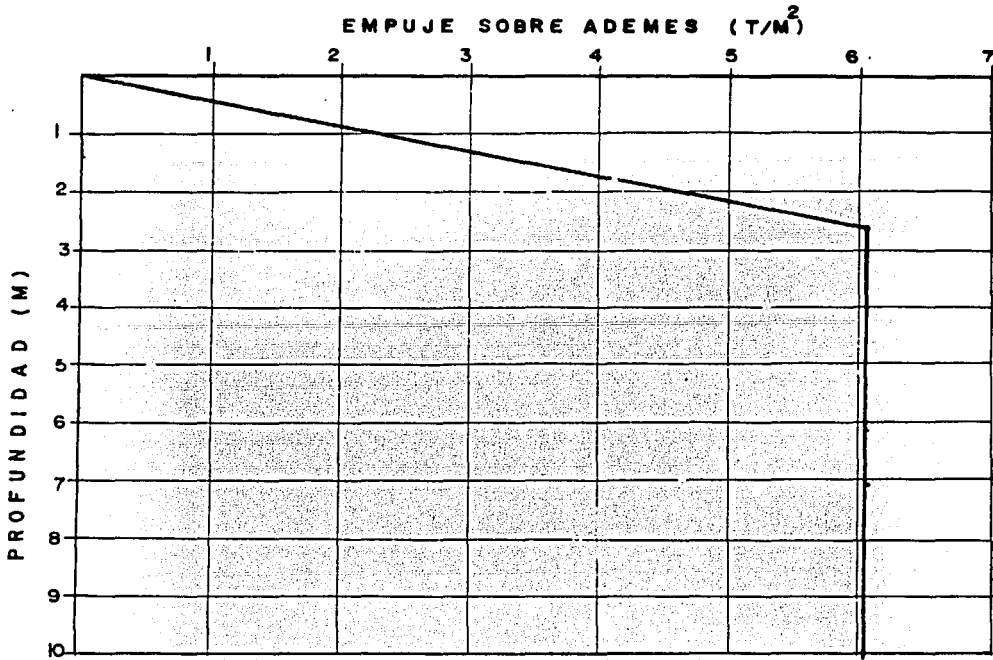


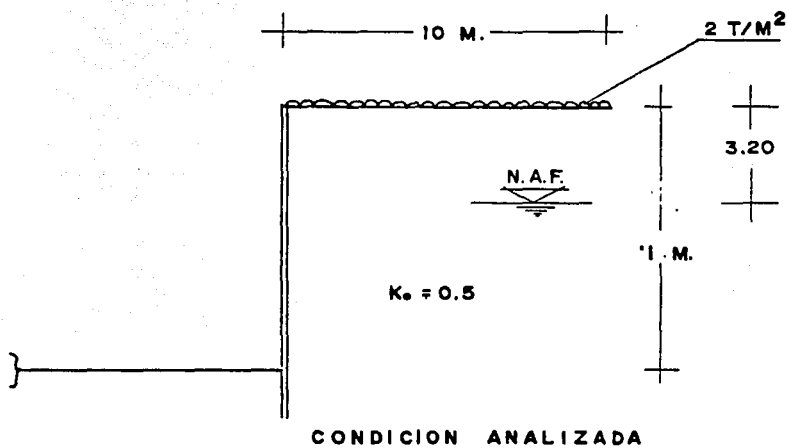
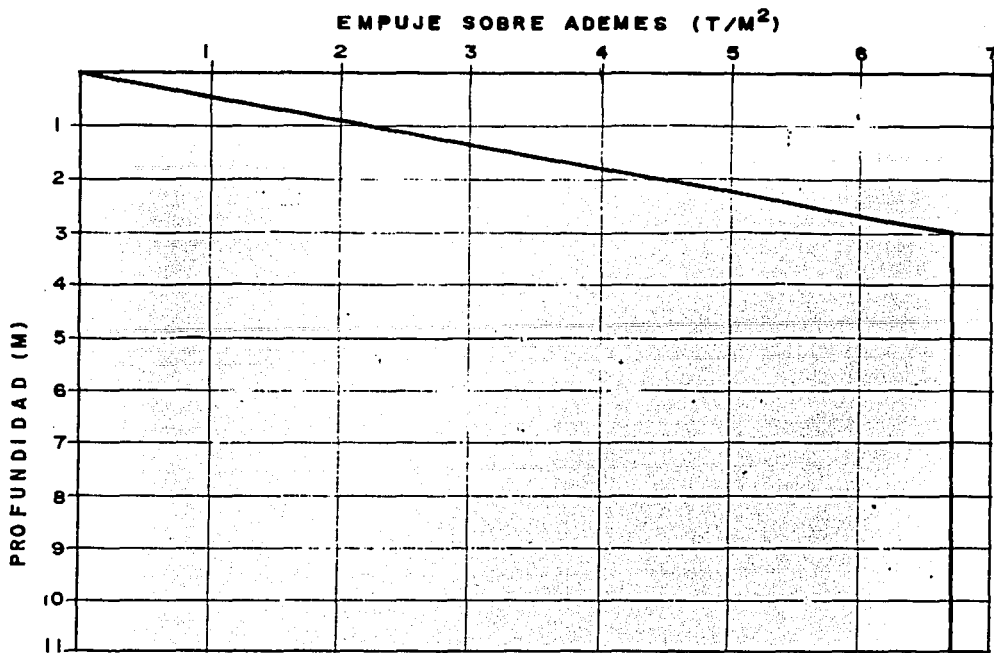
Geotecnologe

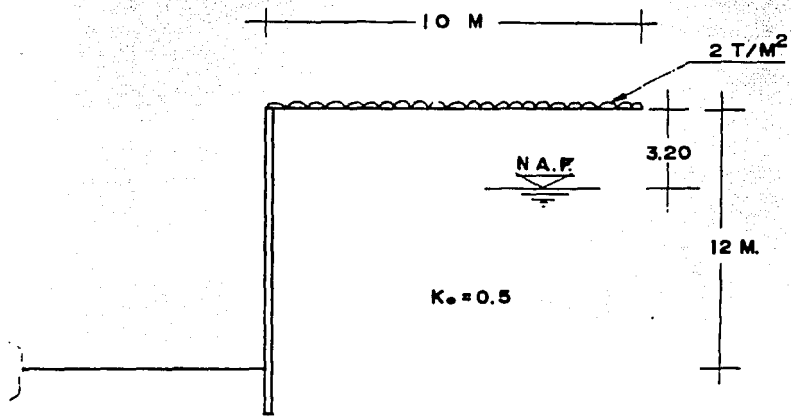
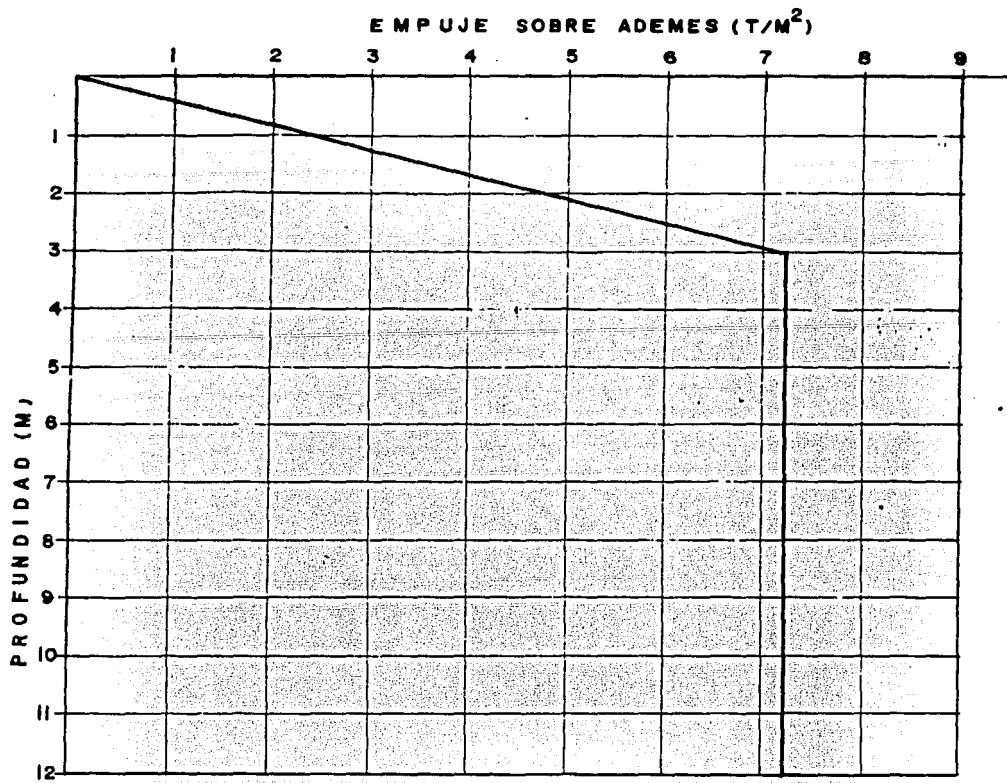
MEMORIA DE CALCULO DE EMPUJES
TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA
EL SUBTRAMO RIO BLANCO-LA VILLA

FIGURA 7







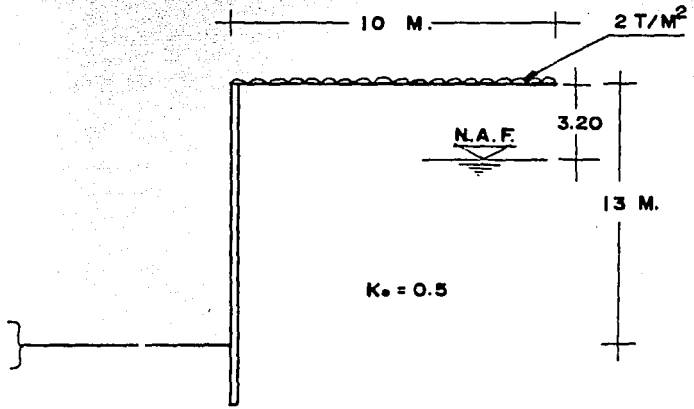
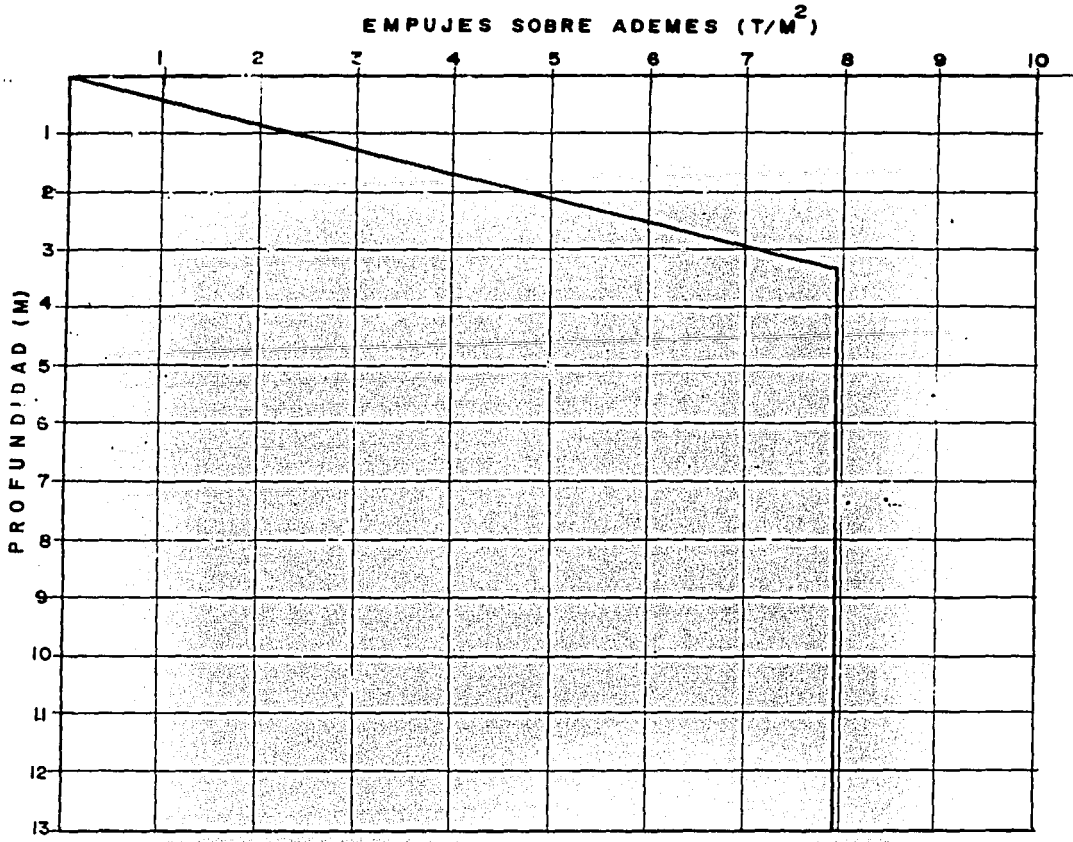


CONDICION ANALIZADA

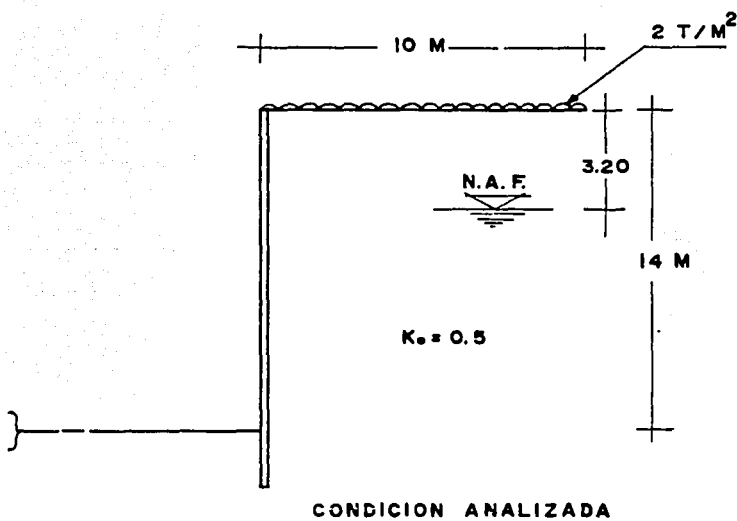
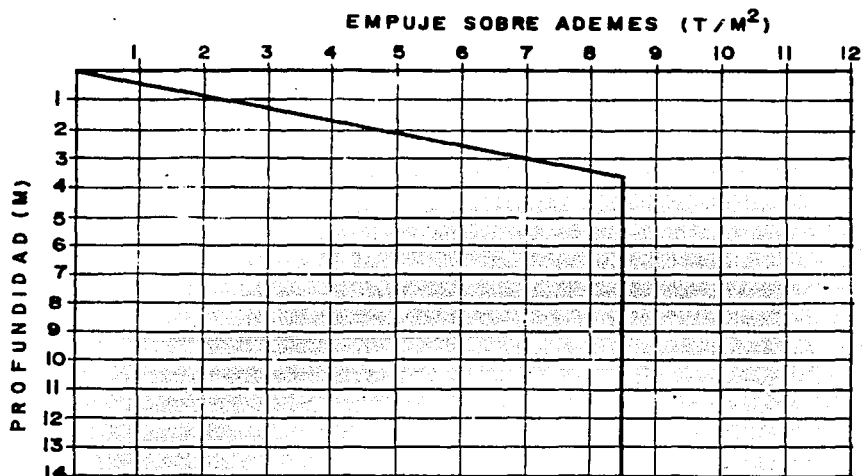
Geotecnologe

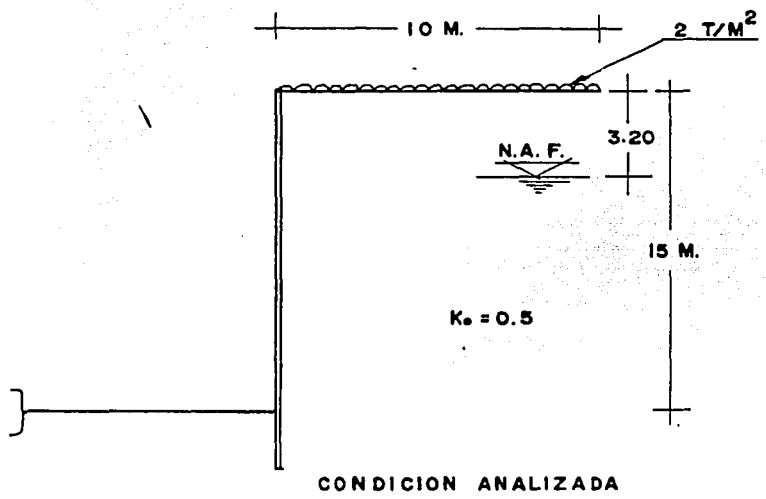
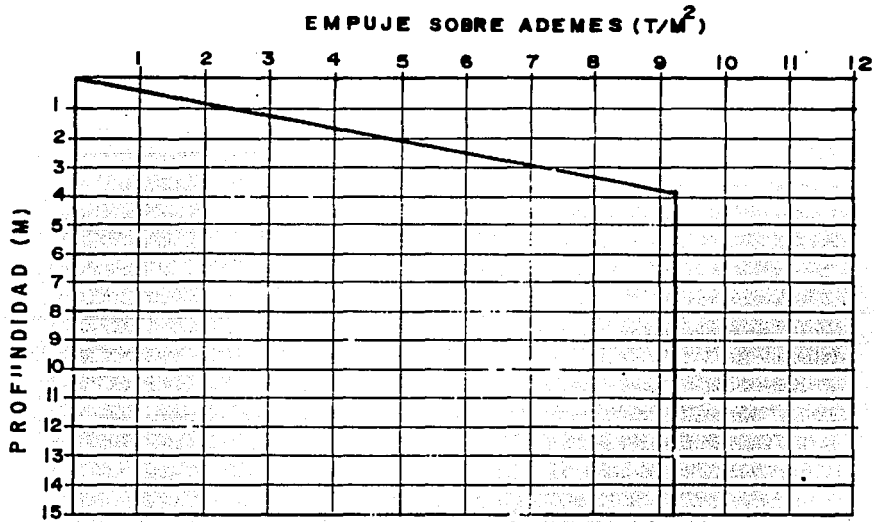
MEMORIA DE CALCULO DE EMPUJES
TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA
EL SUBTRAMO RIO BLANCO-LA VILLA

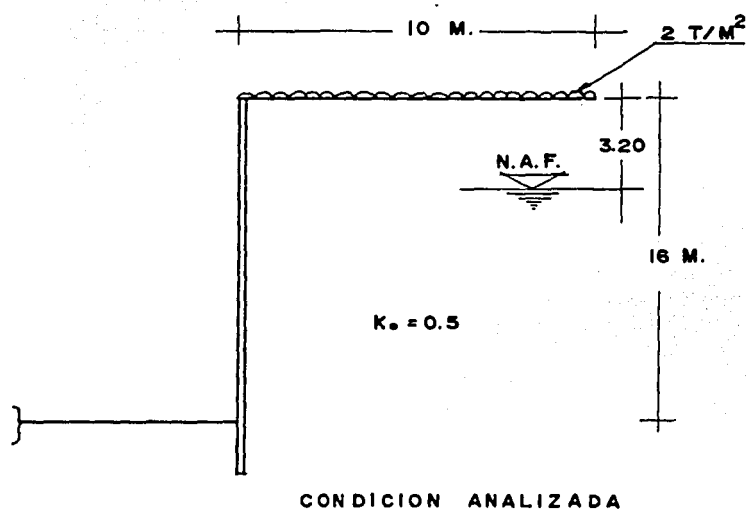
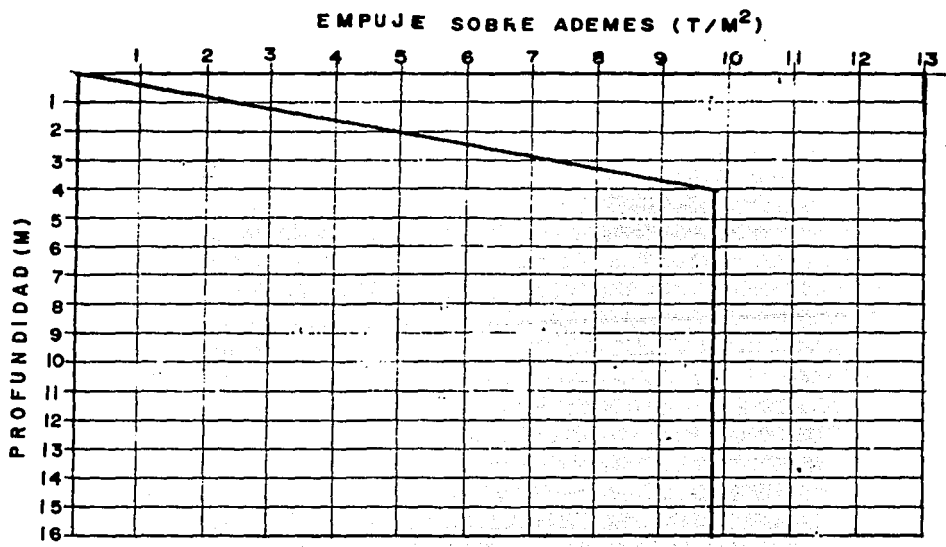
FIGURA 11

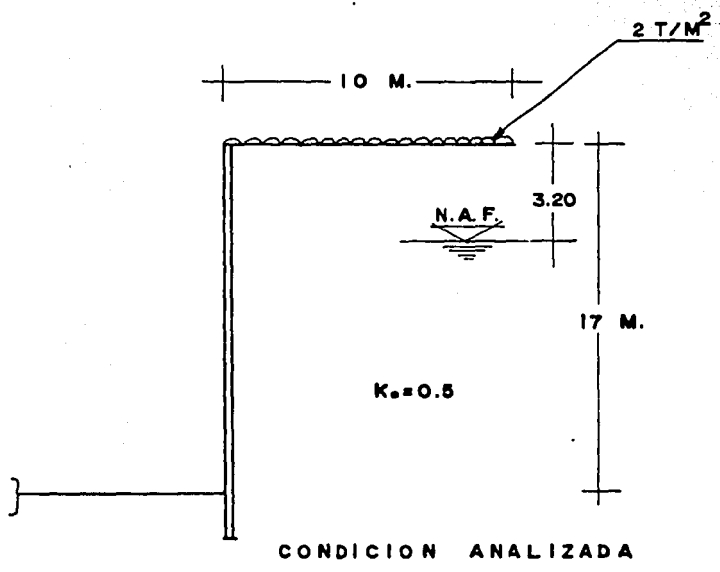
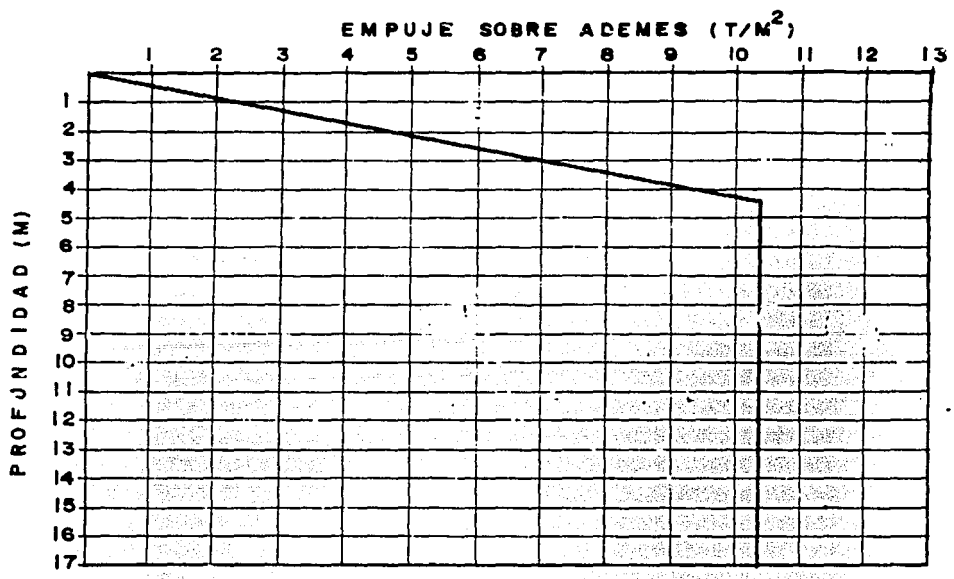


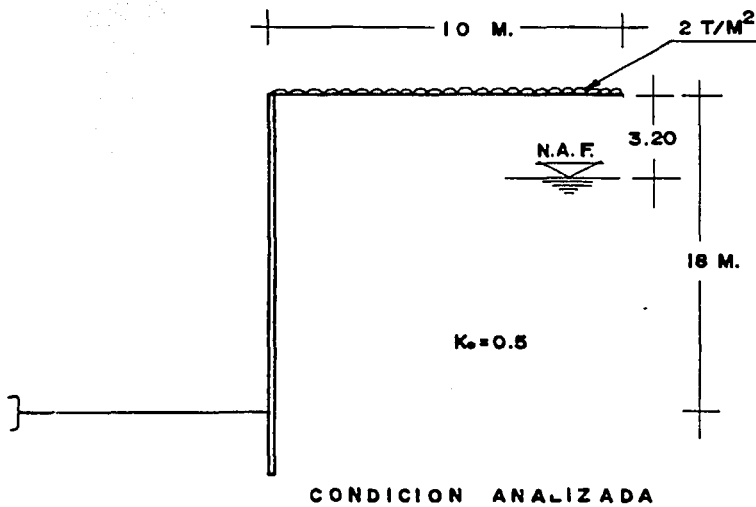
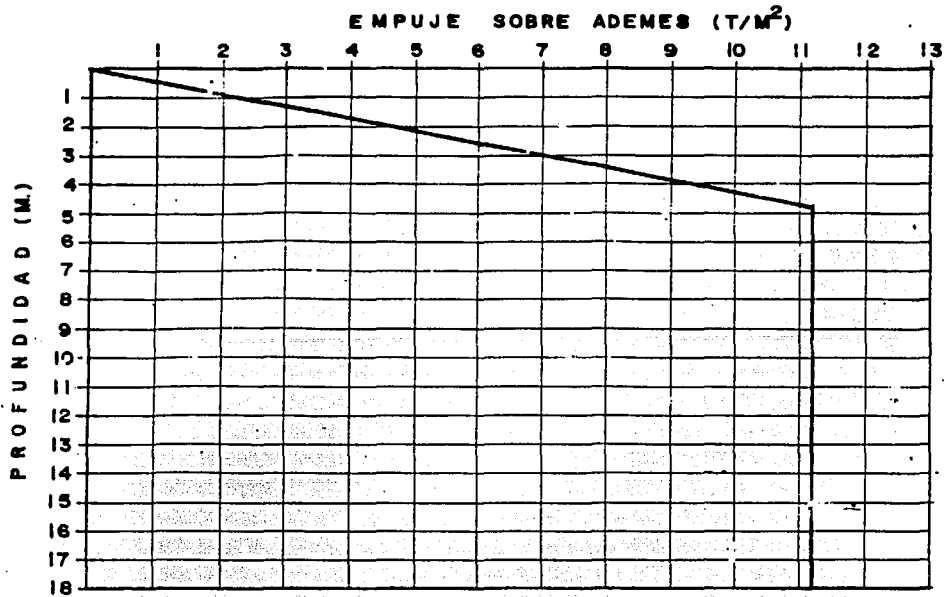
CONDICION ANALIZADA

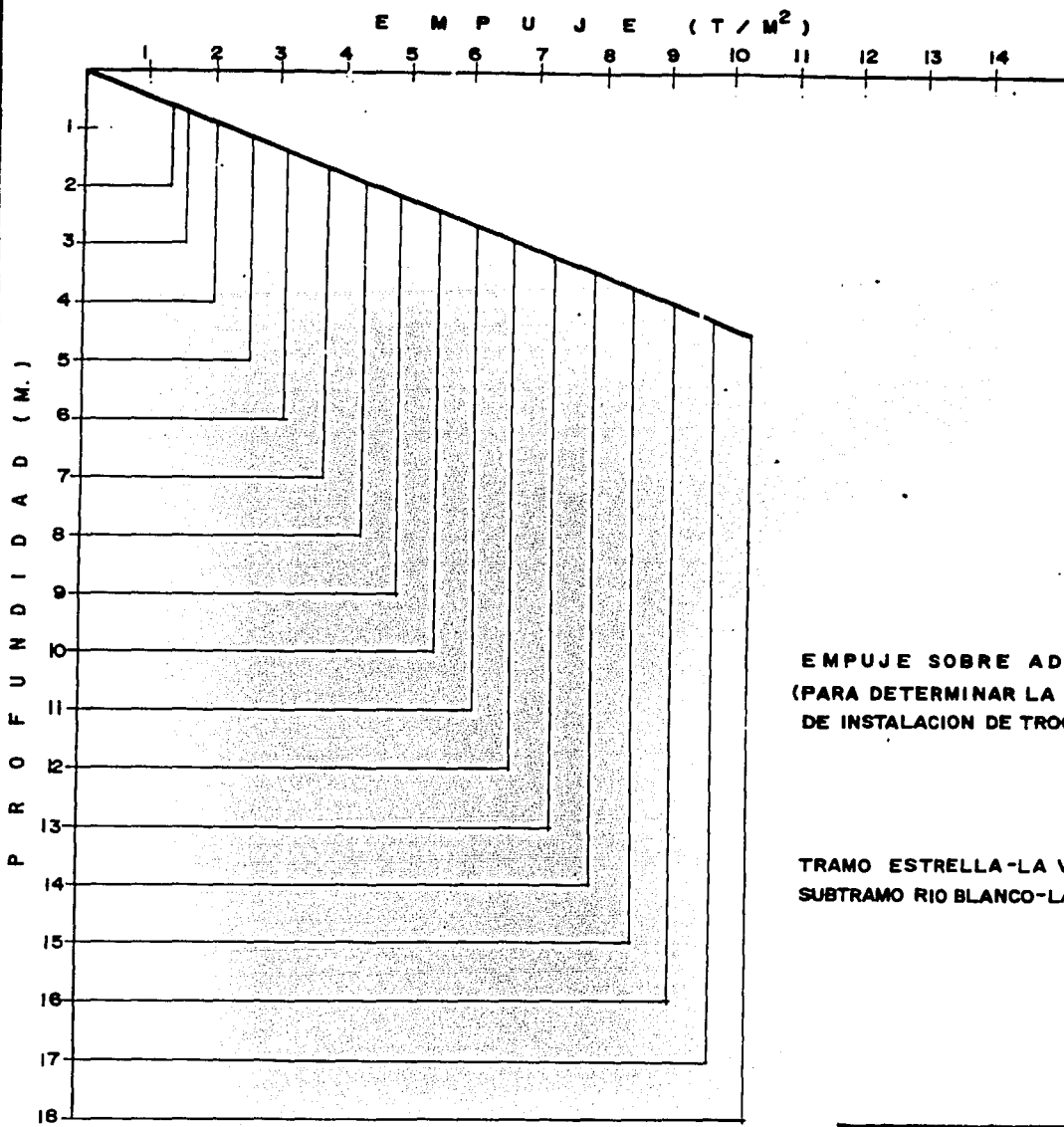












EMPUJE SOBRE ADEMÉS
 (PARA DETERMINAR LA PRESION
 DE INSTALACION DE TROQUELES)

TRAMO ESTRELLA-LA VILLA
 SUBTRAMO RIO BLANCO-LA VILLA

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

<p>Geotecnologe</p>	<p>MEMORIA DE CALCULO DE EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS Y TROQUELES PARA EL SUBTRAMO RIO BLANCO-LA VILLA</p>	<p>FIGURA 18</p>
----------------------------	--	-------------------------

Memoria de cálculo de empujes a largo plazo, sobre muros rígidos.

El análisis siguiente tiene como propósito determinar los empujes a largo plazo sobre muros rígidos, tomando en cuenta las características y estratigráficas del subsuelo así como las de proyecto.

Como se mencionó con anterioridad, el proyecto contempla la construcción de un cajón constituido por muros milán, losas de piso coladas en sitio y tabletas pretensadas para el techo del cajón. El diseño estructural contempla la utilización de los muros milán como los muros perimetrales del cajón que alojará el metro, por lo que deberán ser diseñados o revisados para resistir el empuje de tierras correspondiente a la condición de muros rígidos.

Las condiciones analizadas, toman en cuenta un cajón con ancho de plantilla mínimo de 7.2m y profundidad de desplante variable entre 8.45 y 15.2m, y una sobrecarga uniformemente distribuida en la superficie del terreno de 1 ton/m^2 .

Para la determinación de los empujes a largo plazo sobre muros rígidos, se tomaron en cuenta las observaciones establecidas en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo una condición de empuje en reposo del suelo, considerando los siguientes efectos:

- La presión hidrostática que ejerce el agua, expresada como el producto de su peso volumétrico por la profundidad afectada del muro, a partir del nivel de aguas freáticas.
- El empuje de la masa del suelo en condición de reposo. Considerado como el producto acumulado de su peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático y bajo este el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos se pueden considerar del mismo valor, afectado por el coeficiente de presión de tierra en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida en la superficie del terreno natural en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área afectados por el coeficiente de empuje de tierra en reposo.

Calculados los valores de estos tres efectos, se superponen obteniéndose la envolvente, de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño de los muros.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Subtramo Estrella-Río Blanco.

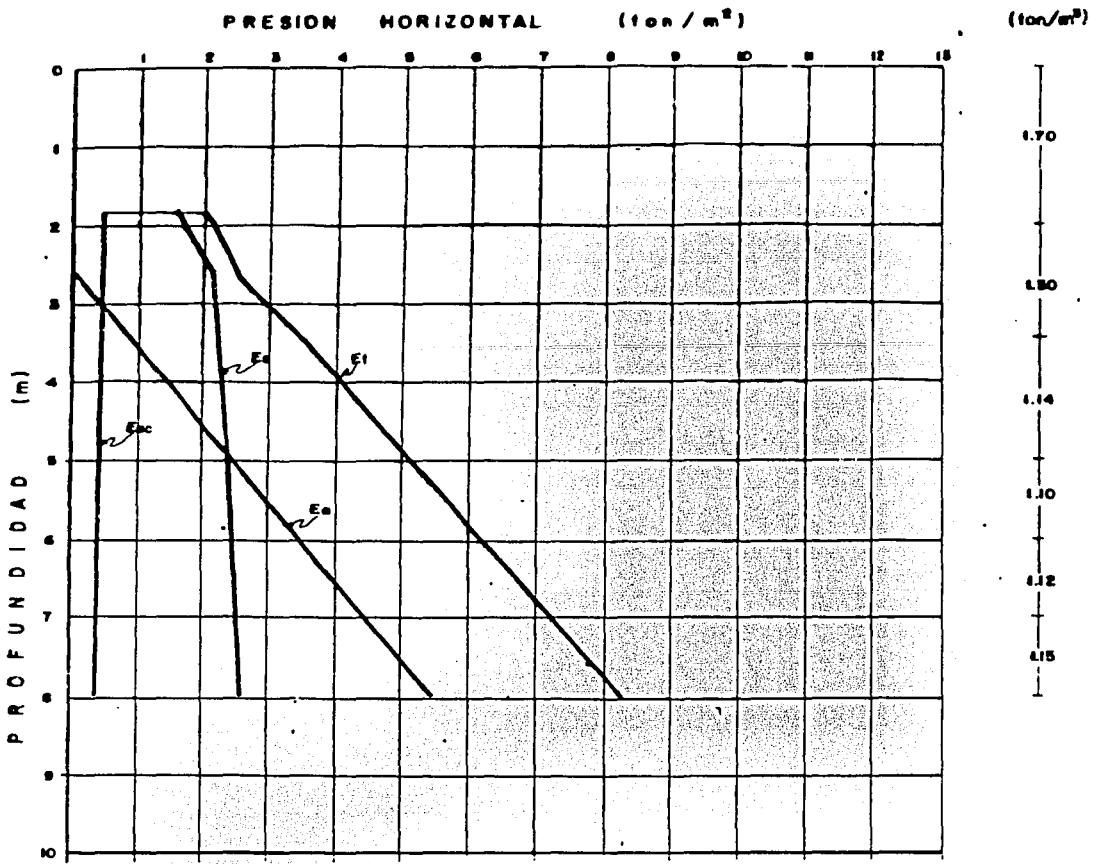
Tomando como base los datos arrojados por el sondeo L8N-4, se tiene que el nivel freático se encontró a 2.6m de profundidad, y la variación con la profundidad del peso volumétrico considerado es:

Profundidad (m)	H (m)	γ (ton/m ³)
0.0-2.0	2.0	1.70
2.0-3.5	1.5	1.30
3.5-5.0	1.5	1.14
5.0-6.0	1.0	1.10
6.0-7.0	1.0	1.12
7.0-9.0	2.0	1.15
9.0-12.0	3.0	1.25
12.0-12.5	0.5	1.22
12.5-13.0	0.5	1.21
13.0-15.0	2.0	1.25
15.0-16.0	1.0	1.44
16.0-17.0	1.0	1.27
17.0-18.0	1.0	1.50

De lo anterior podemos obtener los empujes al muro debidos al suelo, agua y sobrecarga.

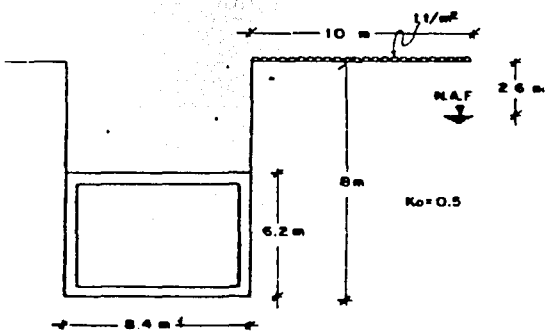
Profundidad (m)	Empuje del suelo (ton/m ²)	Empuje del agua (ton/m ²)	Empuje de la sobrecarga (ton/m ²)	Empuje total (ton/m ²)
0.0-2.0	1.70	-	0.38	2.08
2.0-3.5	2.23	0.9	0.31	3.44
3.5-5.0	2.35	2.4	0.26	5.01
5.0-6.0	2.40	3.4	0.20	6.00
6.0-7.0	2.47	4.4	0.19	7.06
7.0-9.0	2.62	6.4	0.18	9.20
9.0-12.0	2.97	9.4	0.15	12.52
12.0-12.5	3.02	9.9	0.14	13.06
12.5-13.0	3.07	10.4	0.14	13.61
13.0-15.0	3.32	12.4	0.13	15.85
15.0-16.0	3.53	13.4	0.12	17.05
16.0-17.0	3.67	14.4	0.12	18.19
17.0-18.0	3.91	15.4	0.11	19.42

Los resultados obtenidos se presentan gráficamente en las figuras 1 a 11.



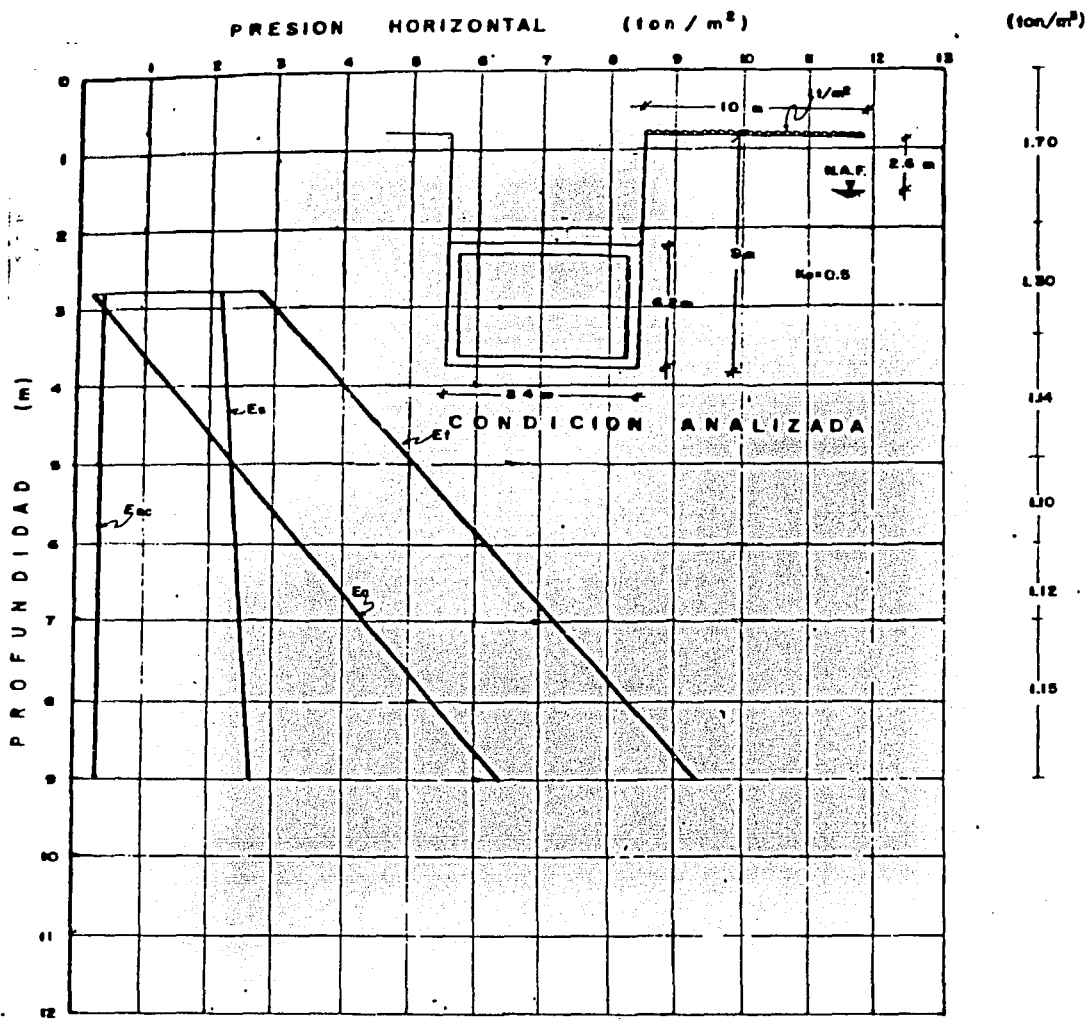
EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS

- E_s EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_t EMPUJE TOTAL
- E_{sc} EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_a EMPUJE DEBIDO AL AGUA



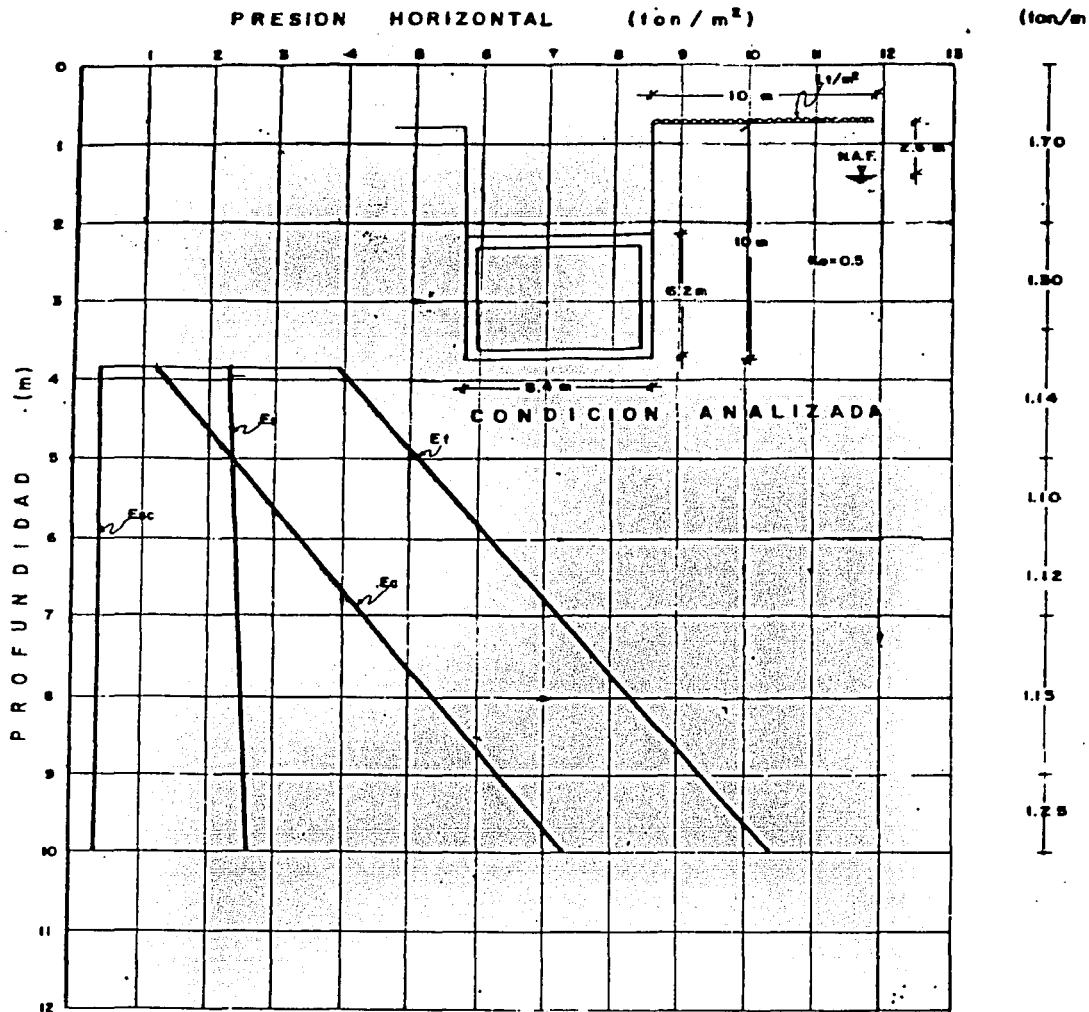
CONDICION ANALIZADA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS

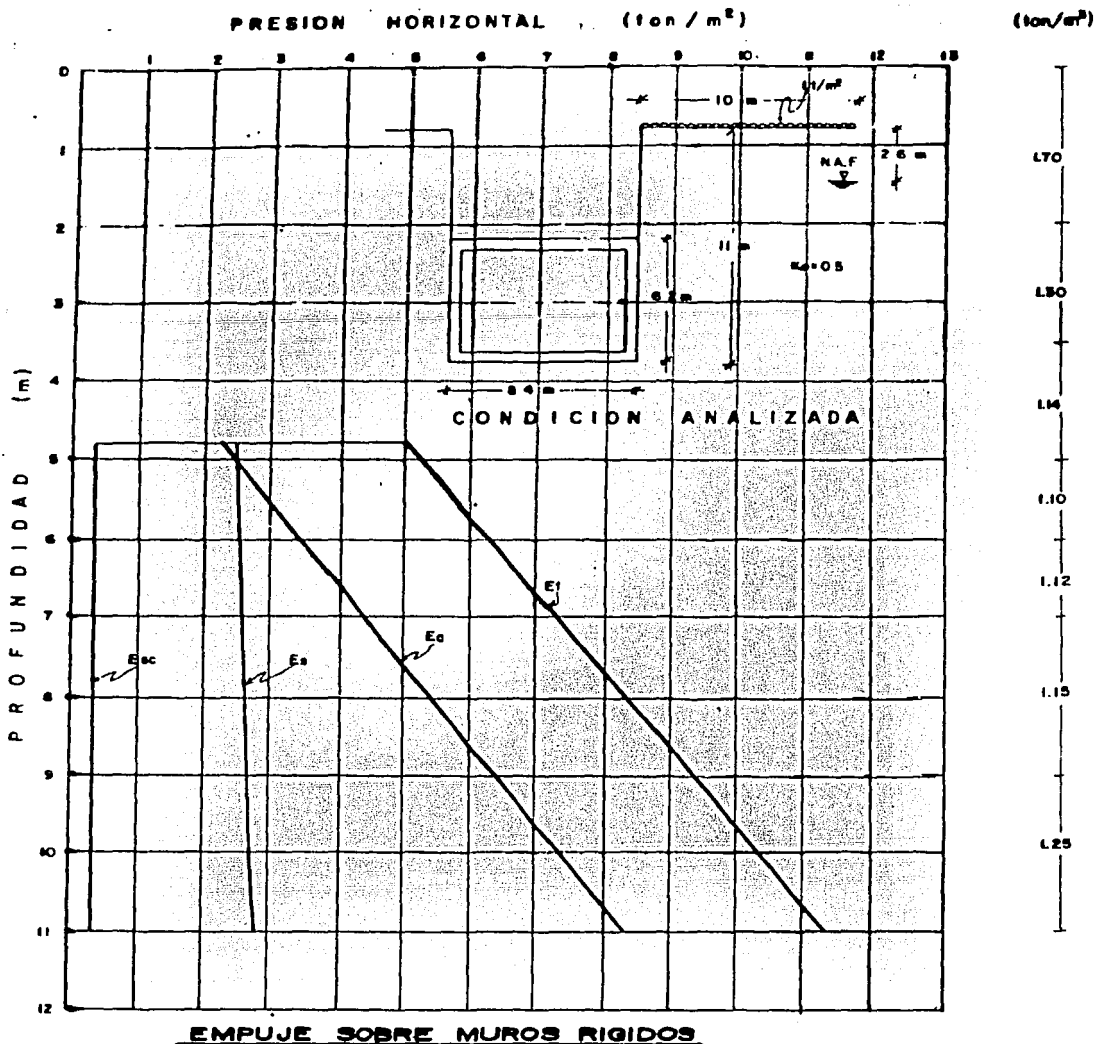
- Es EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- Et EMPUJE TOTAL
- Eec EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- Ea EMPUJE DEBIDO AL AGUA



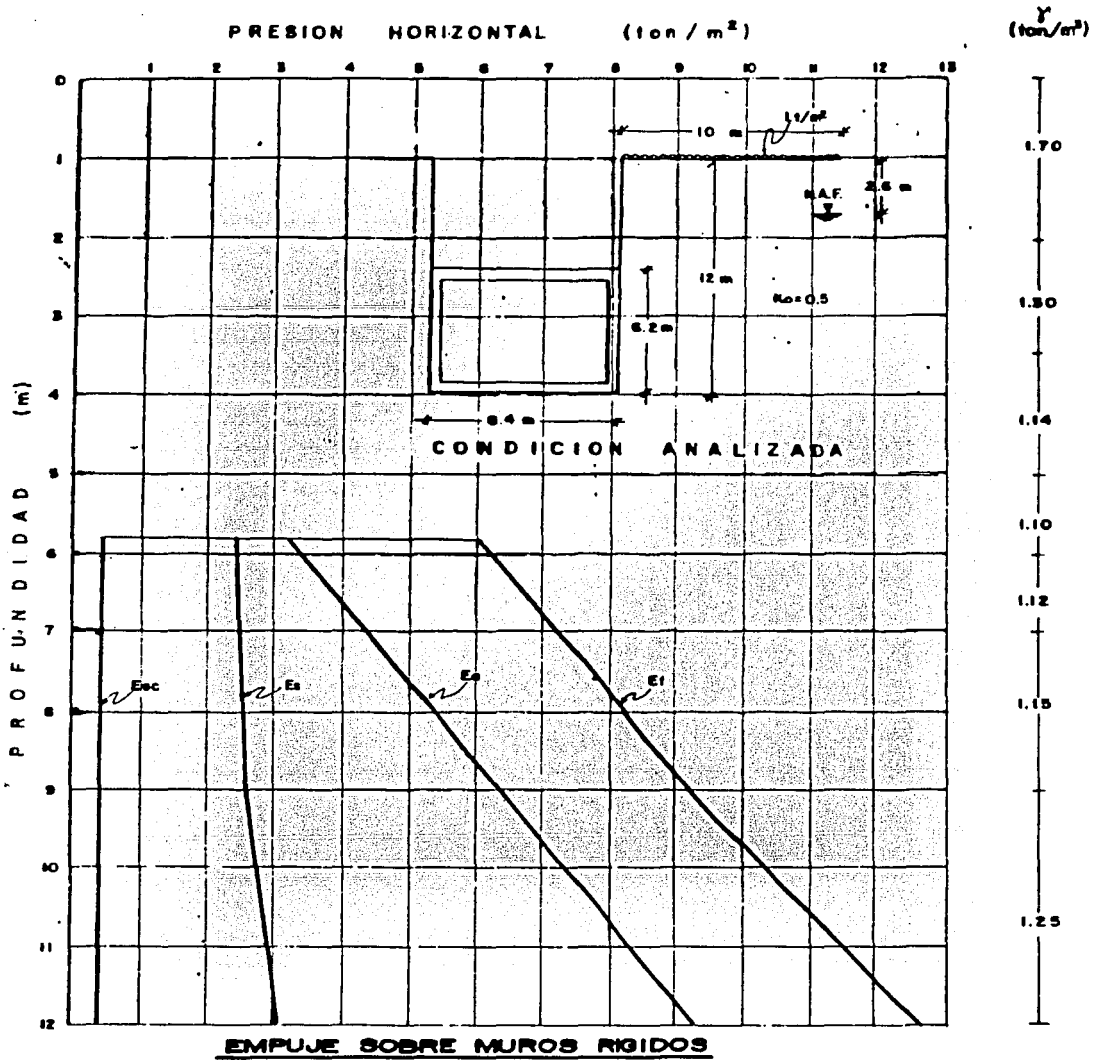
EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- E_s EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_t EMPUJE TOTAL
- E_w EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_a EMPUJE DEBIDO AL AGUA



- E_s EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_t EMPUJE TOTAL
- E_{sc} EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_a EMPUJE DEBIDO AL AGUA

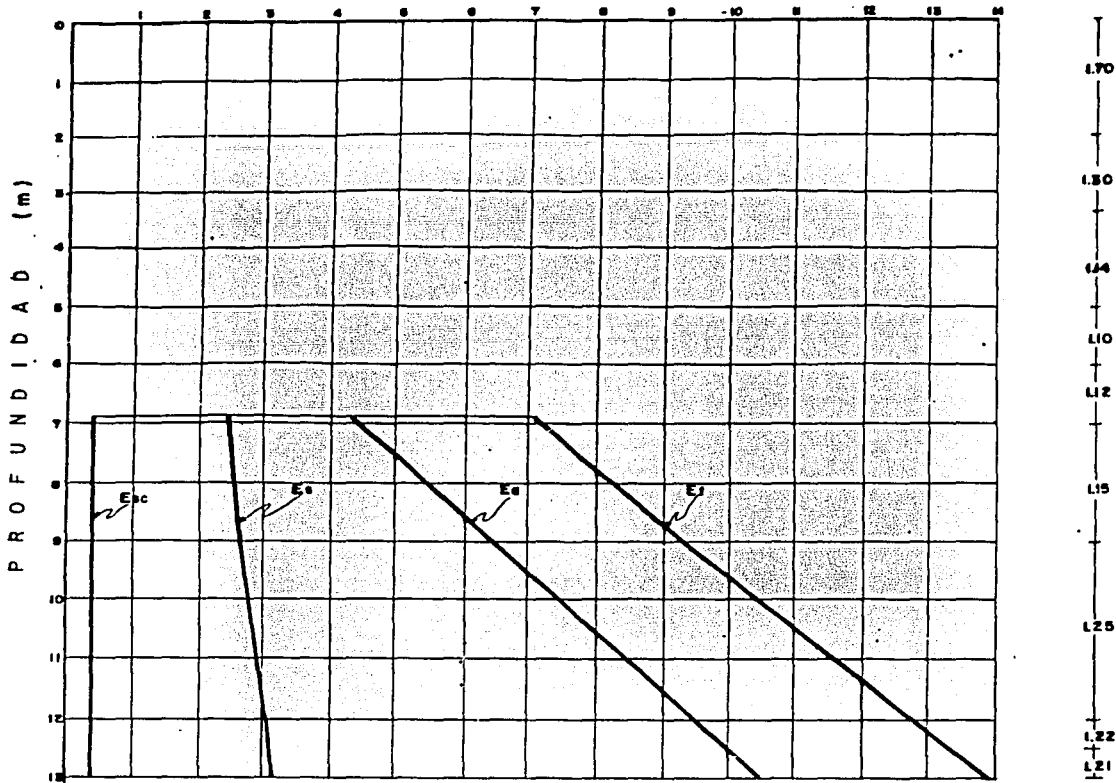


- Es EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- Ei EMPUJE TOTAL
- Esc EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- Ea EMPUJE DEBIDO AL AGUA

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

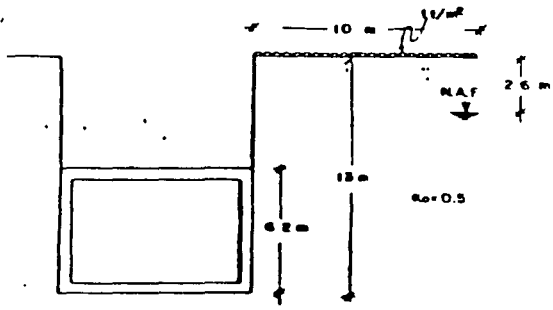
PRESION HORIZONTAL (ton / m²)

ton/m²



EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS

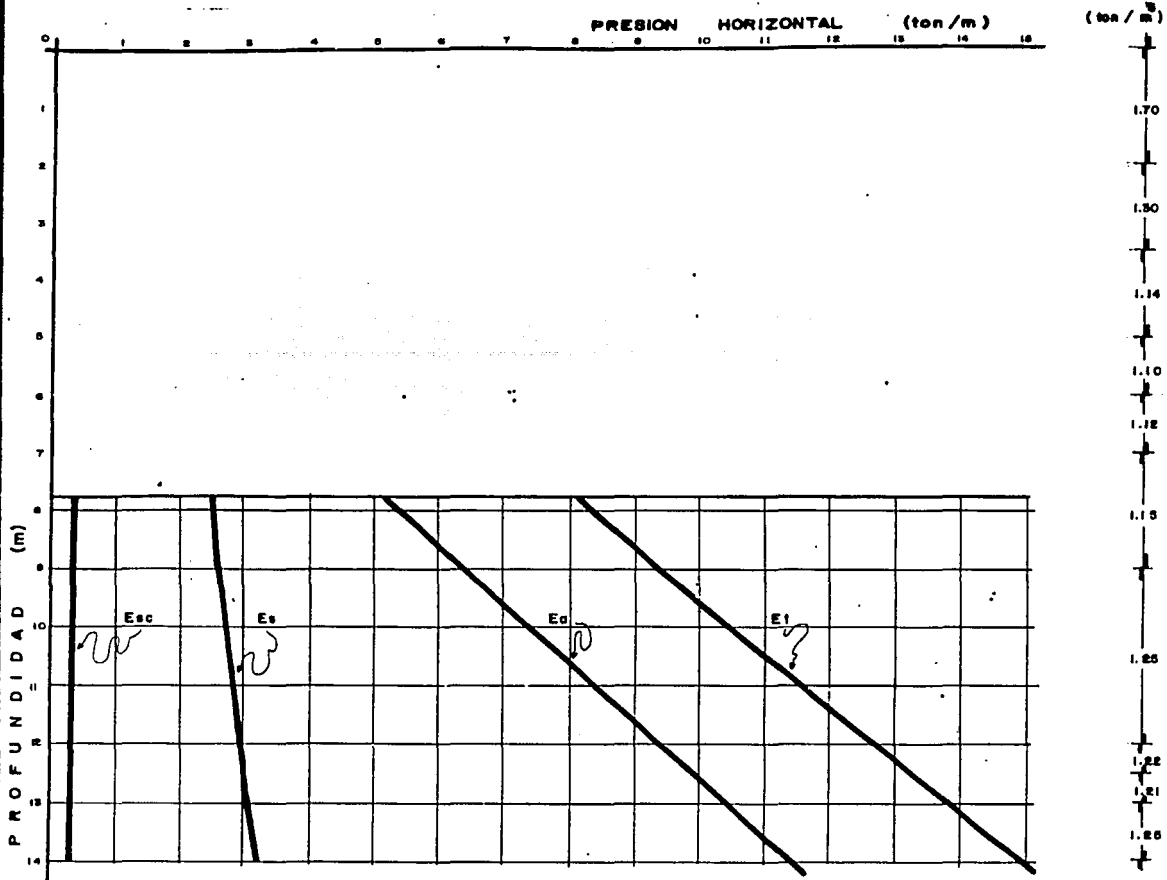
- E_s EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_t EMPUJE TOTAL
- E_{sc} EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_w EMPUJE DEBIDO AL AGUA



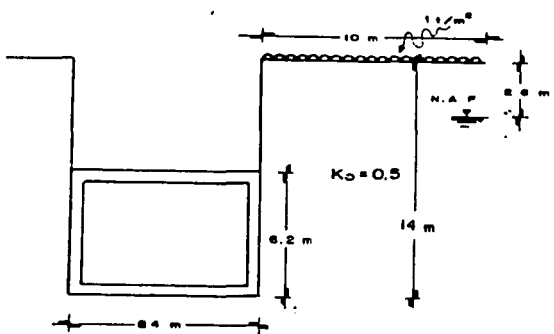
CONDICION ANALIZADA

MEMORIA DE CALCULO DE EMPUJES A LARGO PLAZO SOBRE MUROS RIGIDOS PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO

FIGURA 6

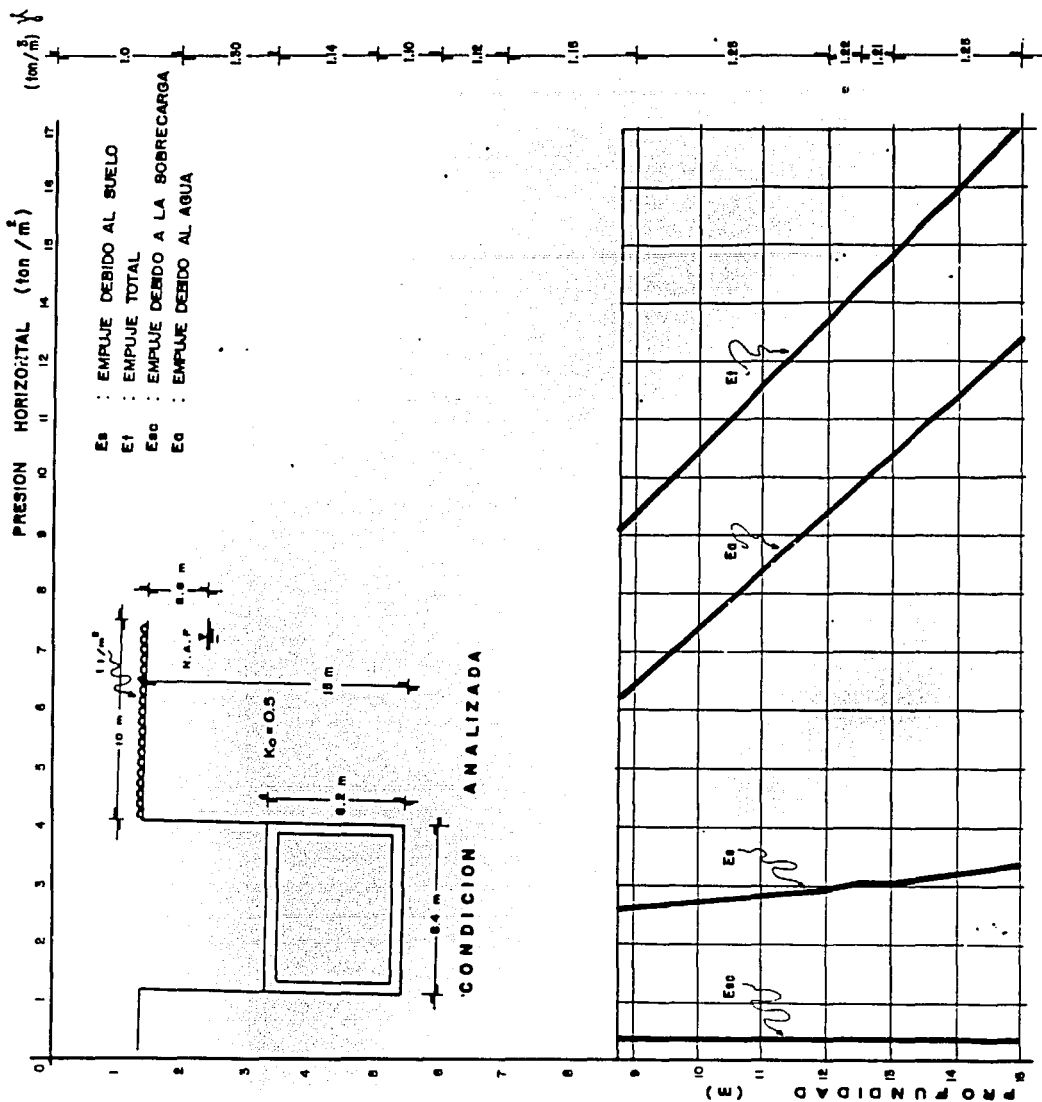


EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS



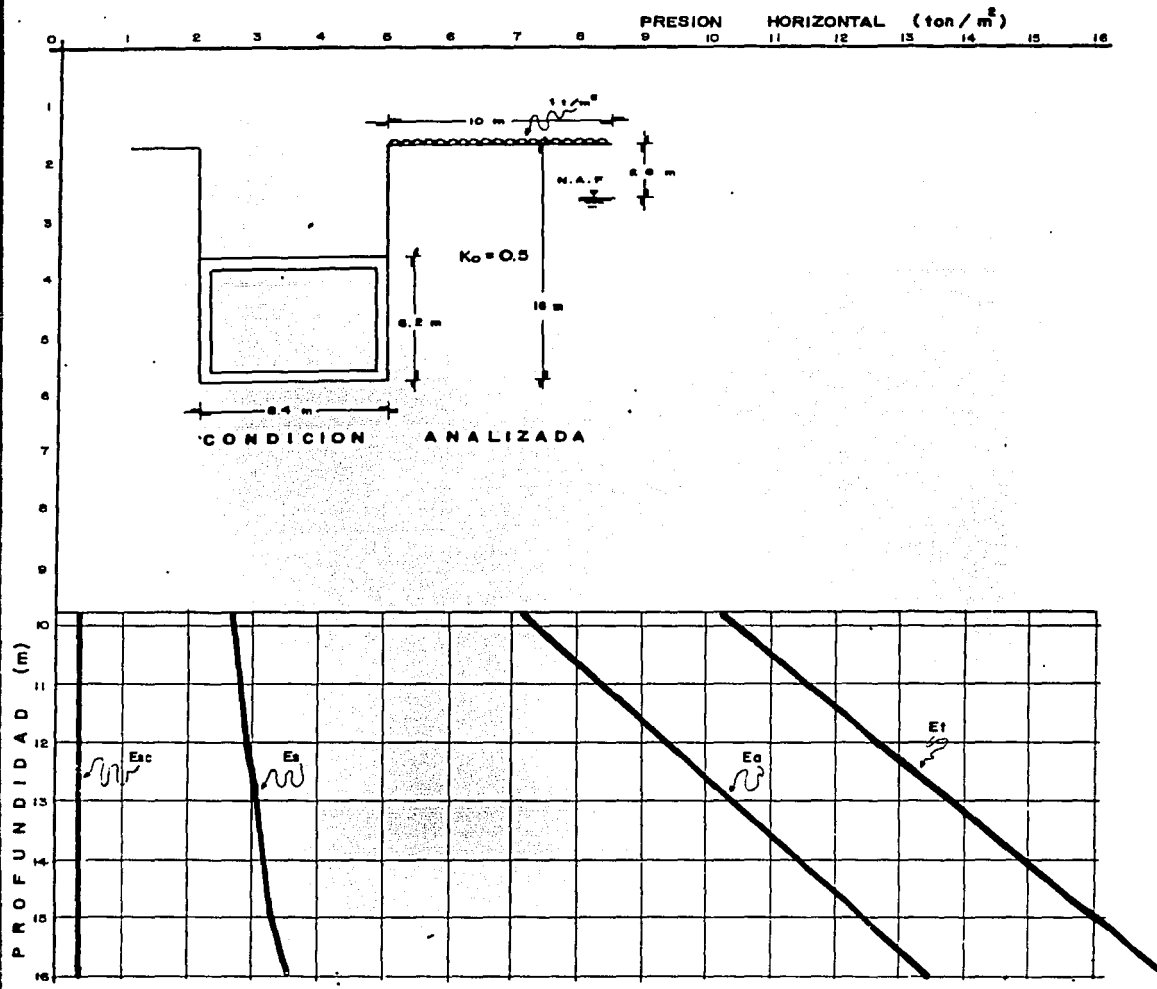
- E_s : EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_t : EMPUJE TOTAL
- E_{sc} : EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_a : EMPUJE DEBIDO AL AGUA

CONDICION ANALIZADA



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

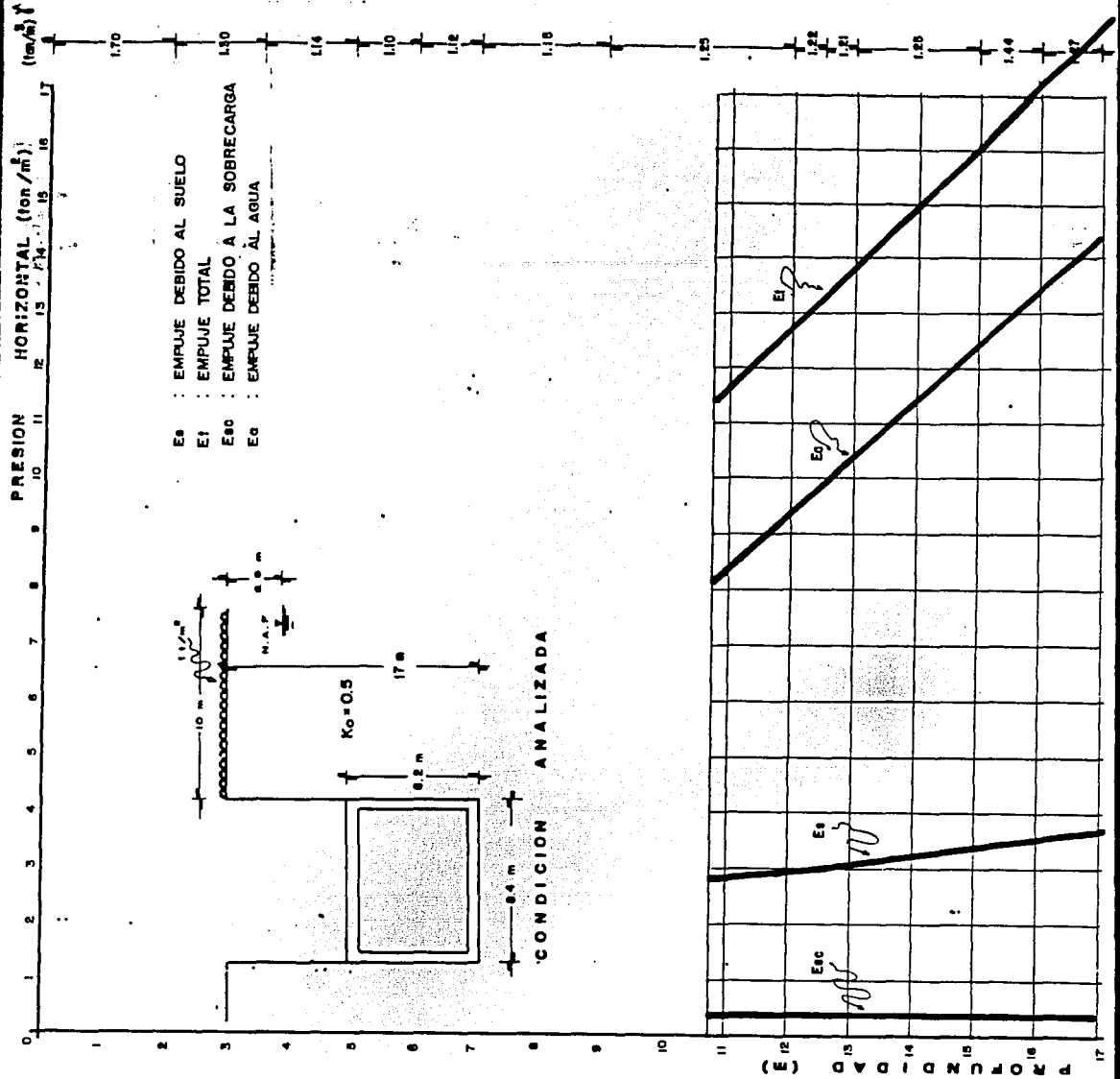
EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS

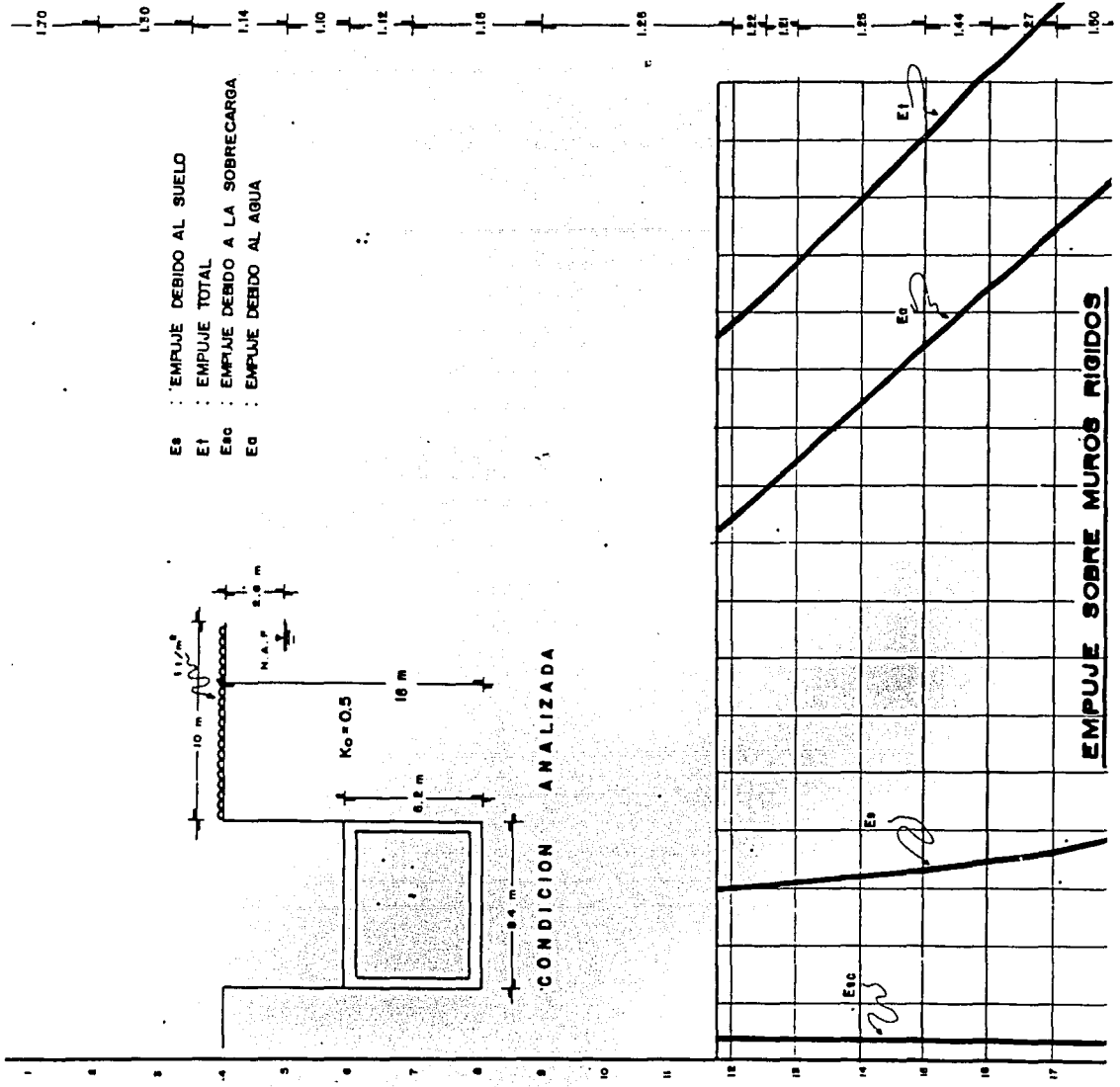


CONDICION ANALIZADA

EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS

- E_a : EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_t : EMPUJE TOTAL
- E_{sc} : EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_a : EMPUJE DEBIDO AL AGUA





Subtramo Río Blanco-La Villa.

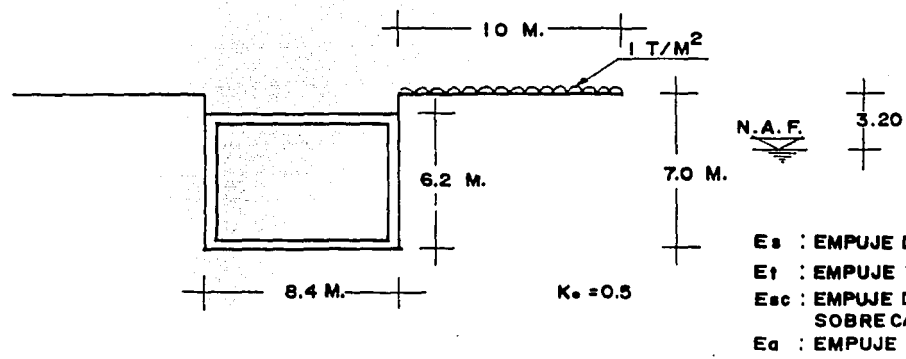
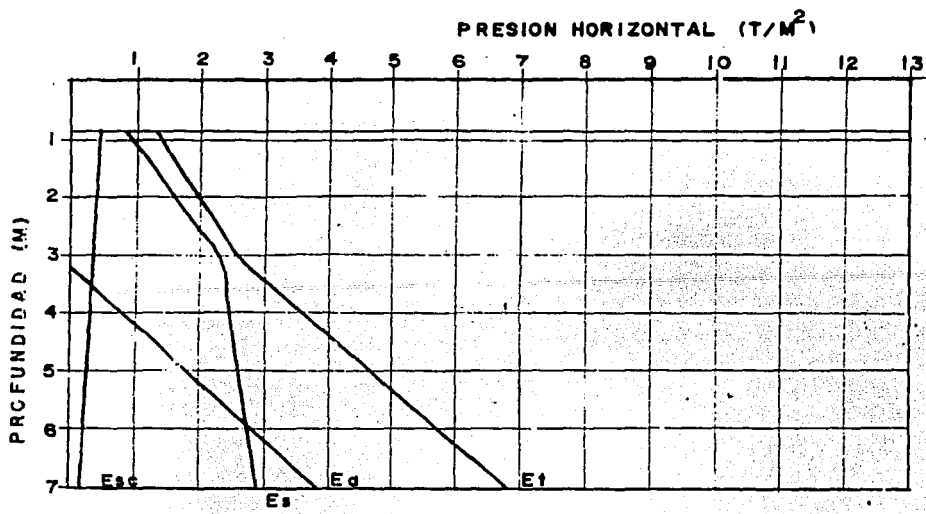
De acuerdo al sondeo L8N-5, se detectó a 3.20 m el nivel de aguas freáticas, y la variación con la profundidad del peso volumétrico considerado para los materiales del subsuelo son:

Profundidad (m)	H (m)	γ (ton/m ³)
0.0-1.0	1.0	1.70
1.0-2.6	1.60	1.40
2.6-6.3	3.70	1.24
6.3-11.5	5.20	1.12
11.5-12.0	0.50	1.22
12.0-16.0	4.00	1.25
16.0-18.0	2.00	1.35

Los empujes actuantes son:

Profundidad (m)	Empuje del suelo (ton/m ²)	Empuje del agua (ton/m ²)	Empuje de la sobrecarga (ton/m ²)	Empuje total (ton/m ²)
0	0	0	0.49	0.49
1	0.85	0	0.42	1.27
2	1.55	0	0.38	1.93
3	2.22	0	0.35	2.57
4	2.44	0.8	0.31	3.55
5	2.56	1.8	0.26	4.62
6	2.68	2.8	0.20	5.68
7	2.76	3.8	0.19	6.75
8	2.82	4.8	0.19	7.81
9	2.88	5.8	0.18	8.86
10	2.94	6.8	0.17	9.91
11	3.00	7.8	0.16	10.96
12	3.08	8.8	0.15	12.03
13	3.21	9.8	0.14	13.15
14	3.33	10.8	0.13	14.26
15	3.46	11.8	0.13	15.39
16	3.58	12.8	0.12	16.5
17	3.76	13.8	0.12	17.68
18	3.93	14.8	0.11	18.84

Los resultados obtenidos se presentan en forma grafica en las figuras 1 a 9.



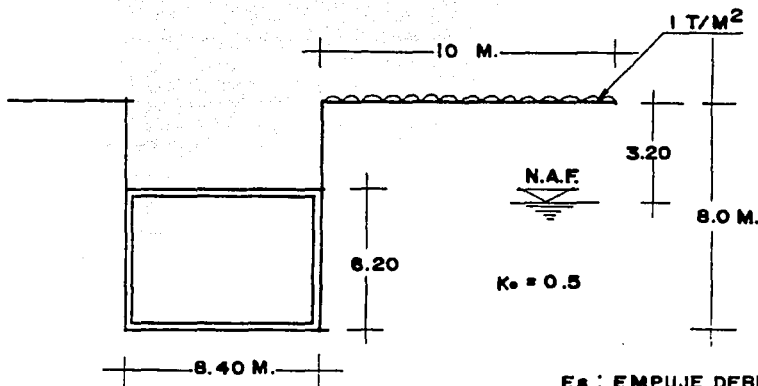
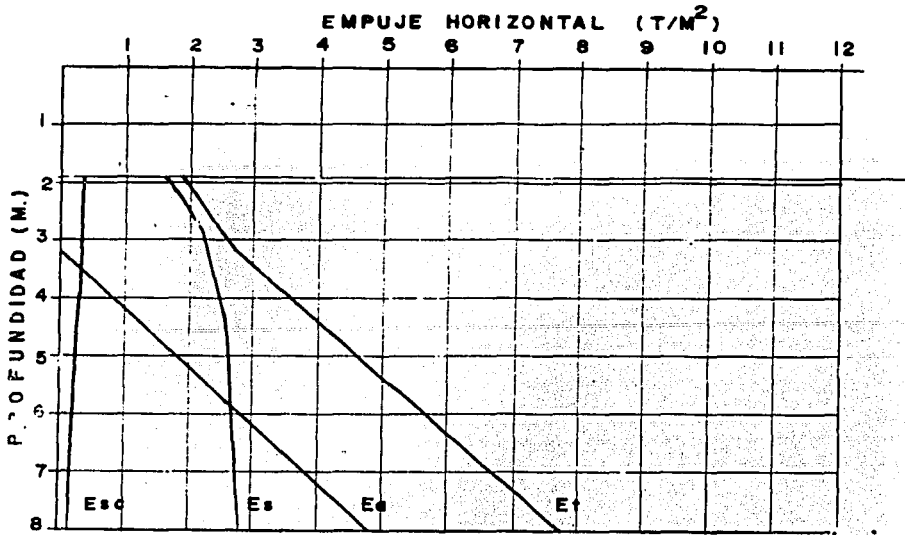
- E_s : EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_t : EMPUJE TOTAL
- E_{sc} : EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_d : EMPUJE DEBIDO AL AGUA

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

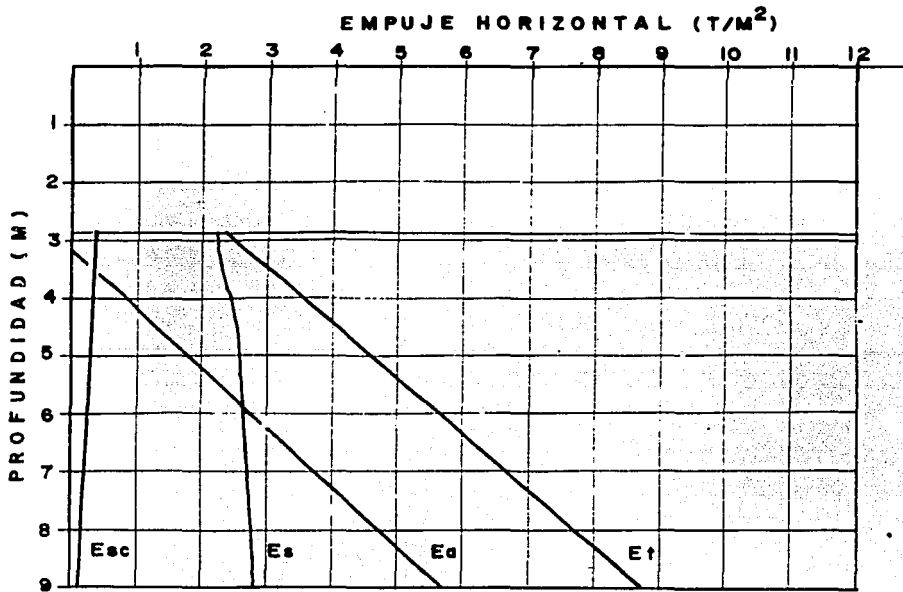
Geotecnologe

MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES A LARGO PLAZO SOBRE MUROS RÍGIDOS PARA EL SUBTRAMO RÍO BLANCO-LA VILLA

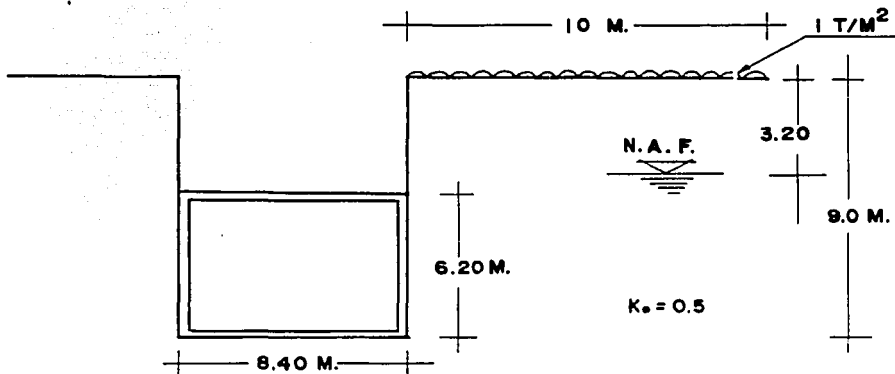
FIGURA 1

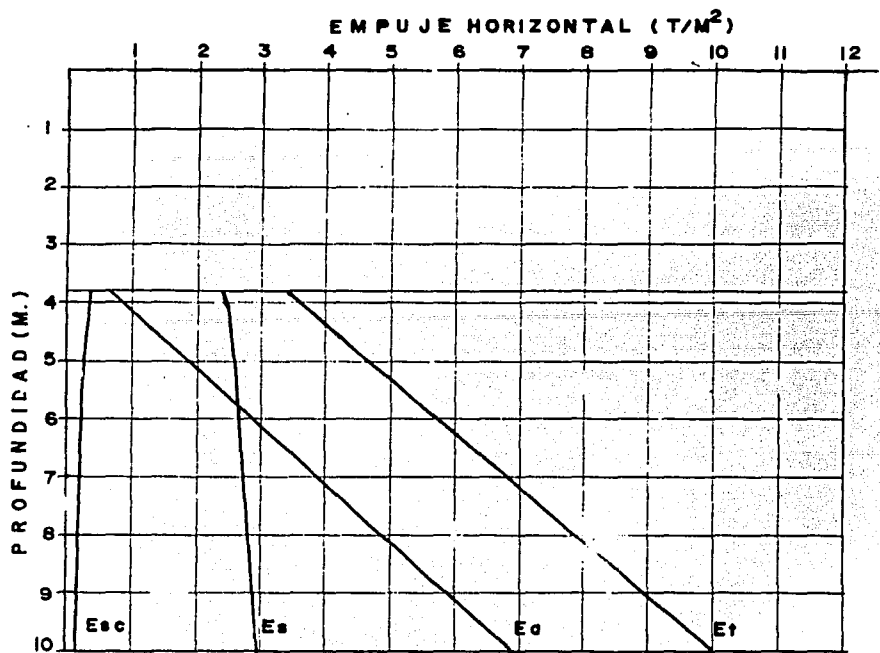


E_s : EMPUJE DEBIDO AL SUELO
 E_t : EMPUJE TOTAL
 E_{sc} : EMPUJE DEBIDO A LA SOLRECARGA
 E_a : EMPUJE DEBIDO AL AGUA

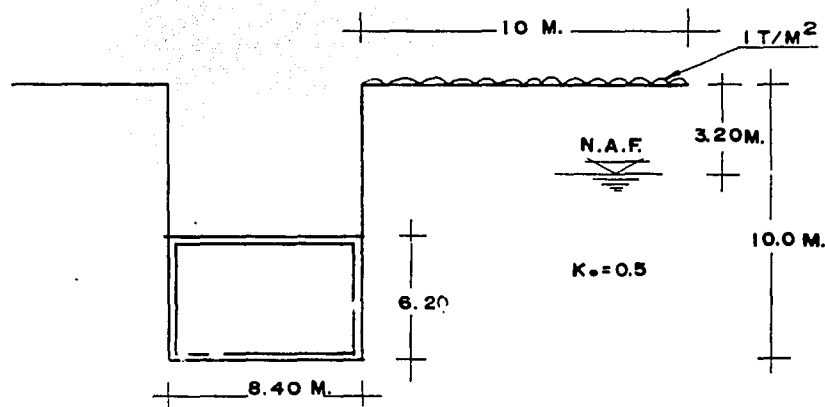


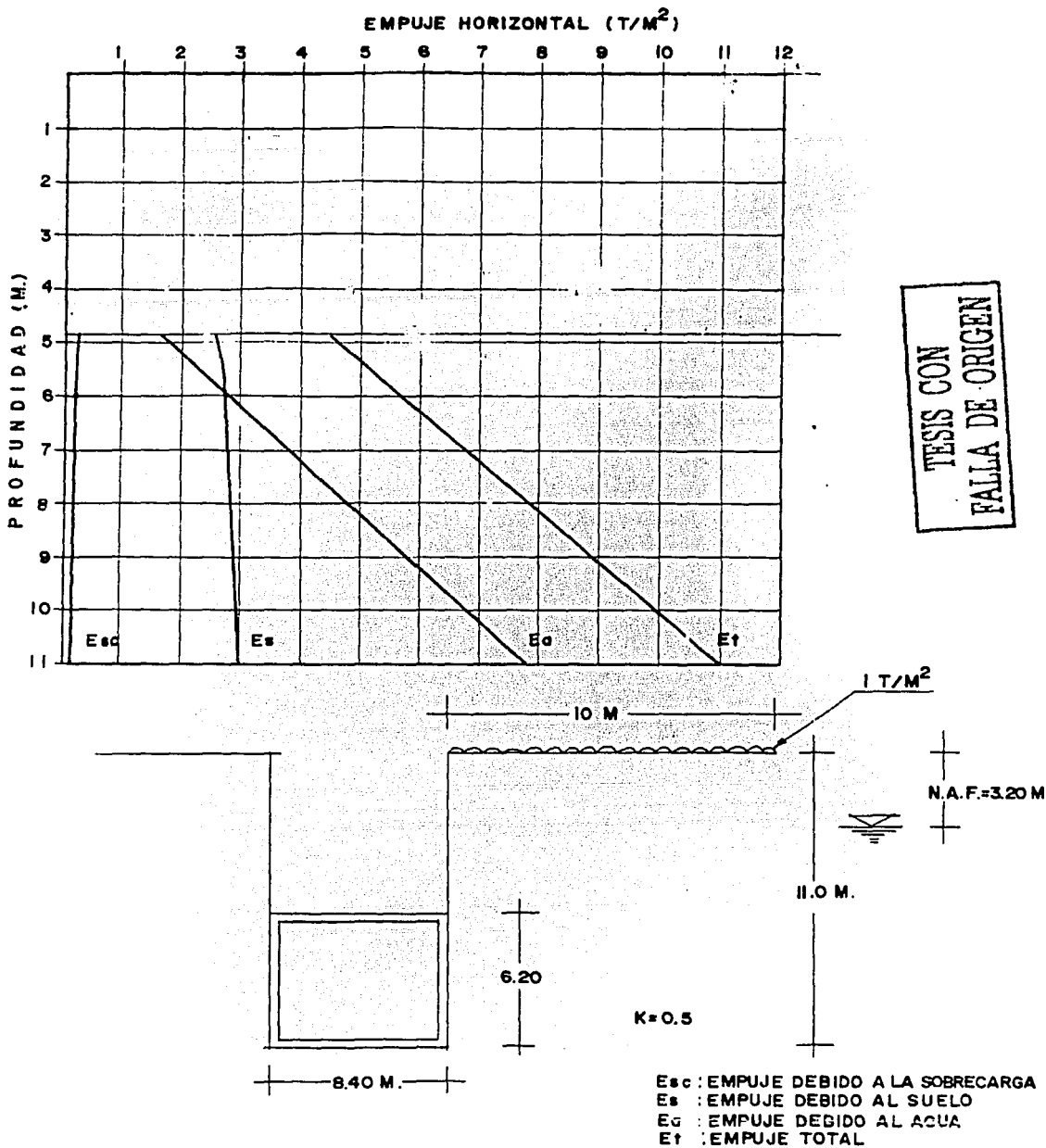
Es : EMPUJE DEBIDO AL SUELO
Et : EMPUJE TOTAL
Esc : EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
Ea : EMPUJE DEBIDO AL AGUA

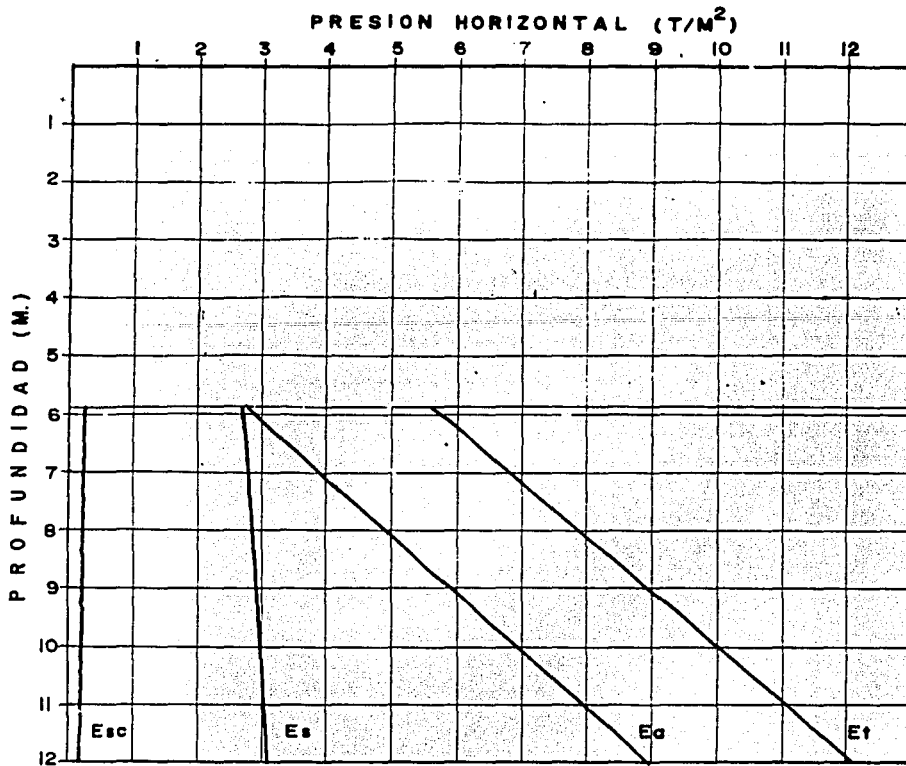




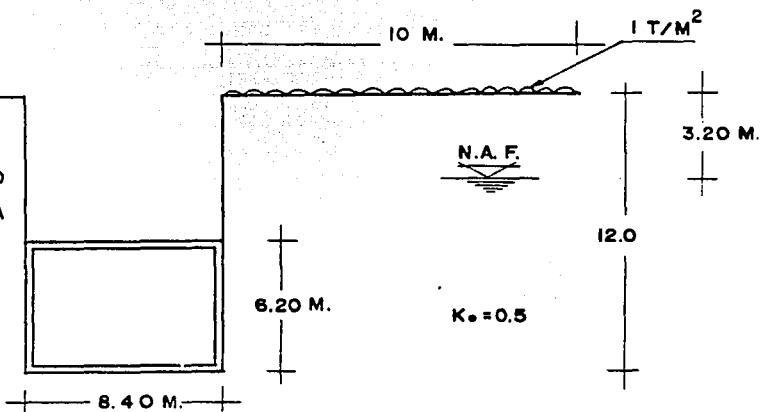
E_s : EMPUJE DEBIDO AL SUELO
 E_t : EMPUJE TOTAL
 E_{sc} : EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
 E_a : EMPUJE DEBIDO AL AGUA

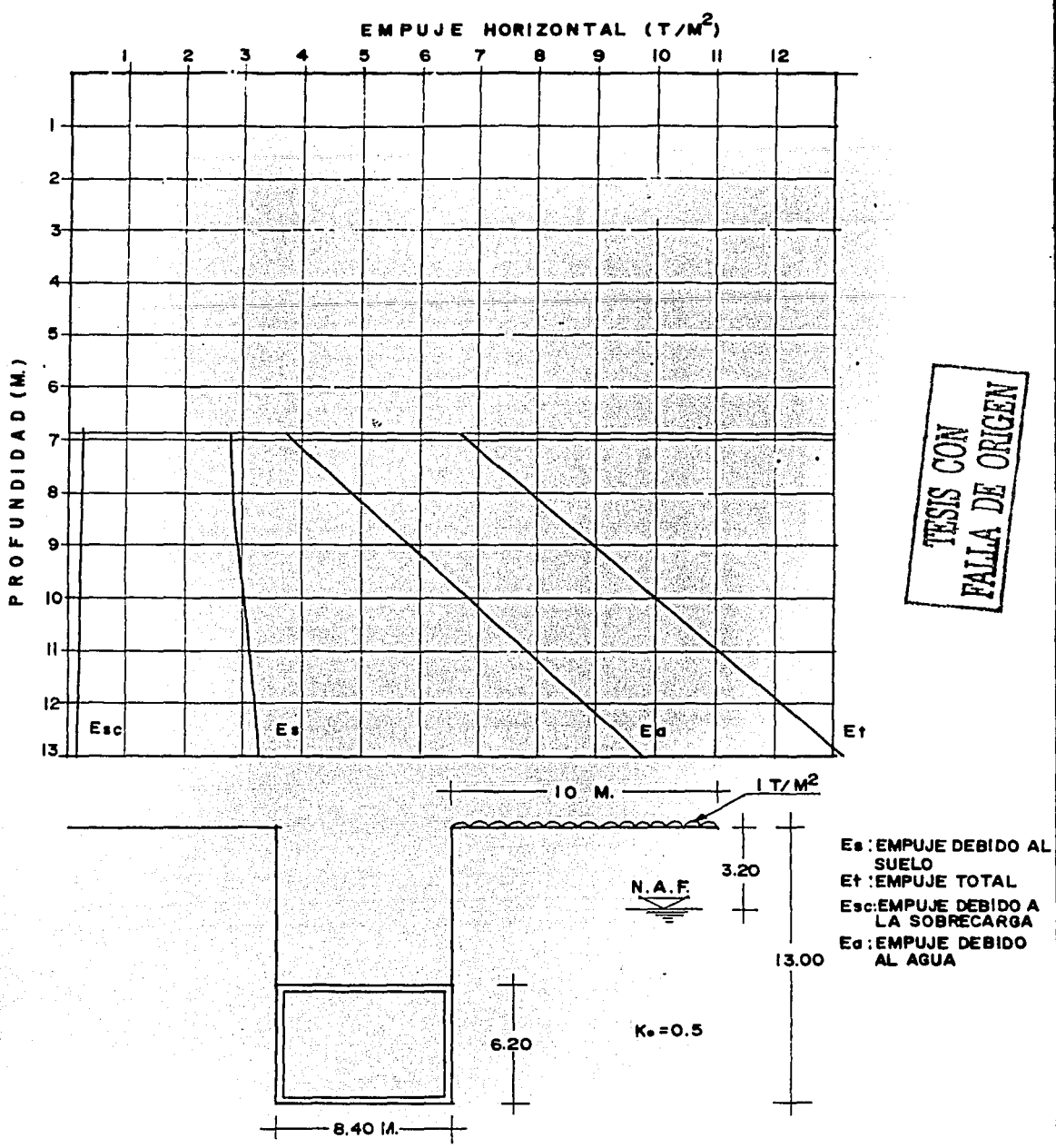


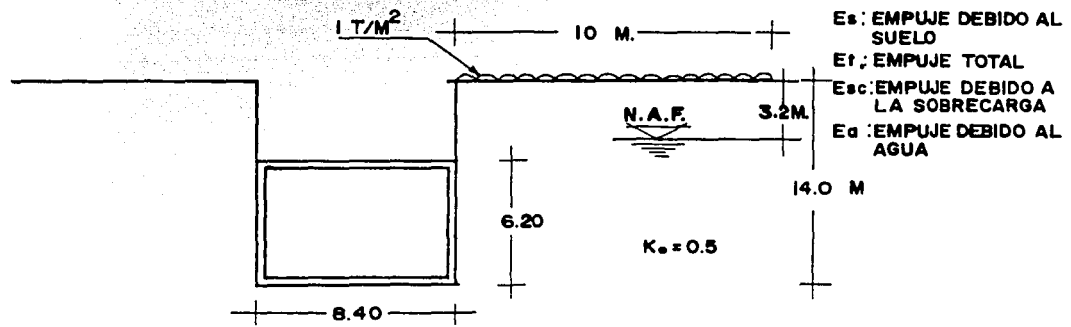
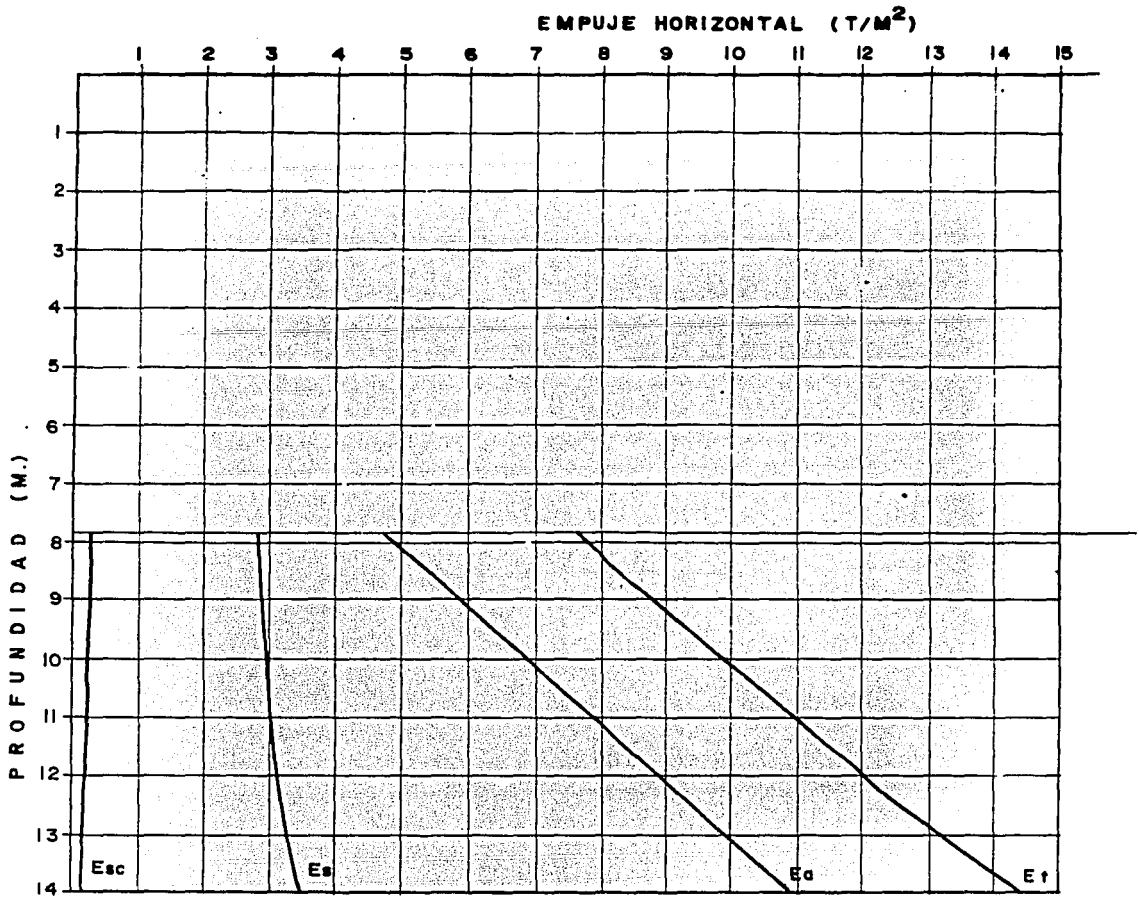




Esc : EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
 Es : EMPUJE DEBIDO AL SUELO
 Ea : EMPUJE DEBIDO AL AGUA
 Et : EMPUJE TOTAL





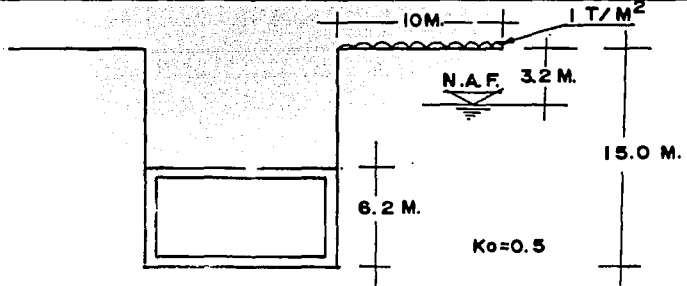
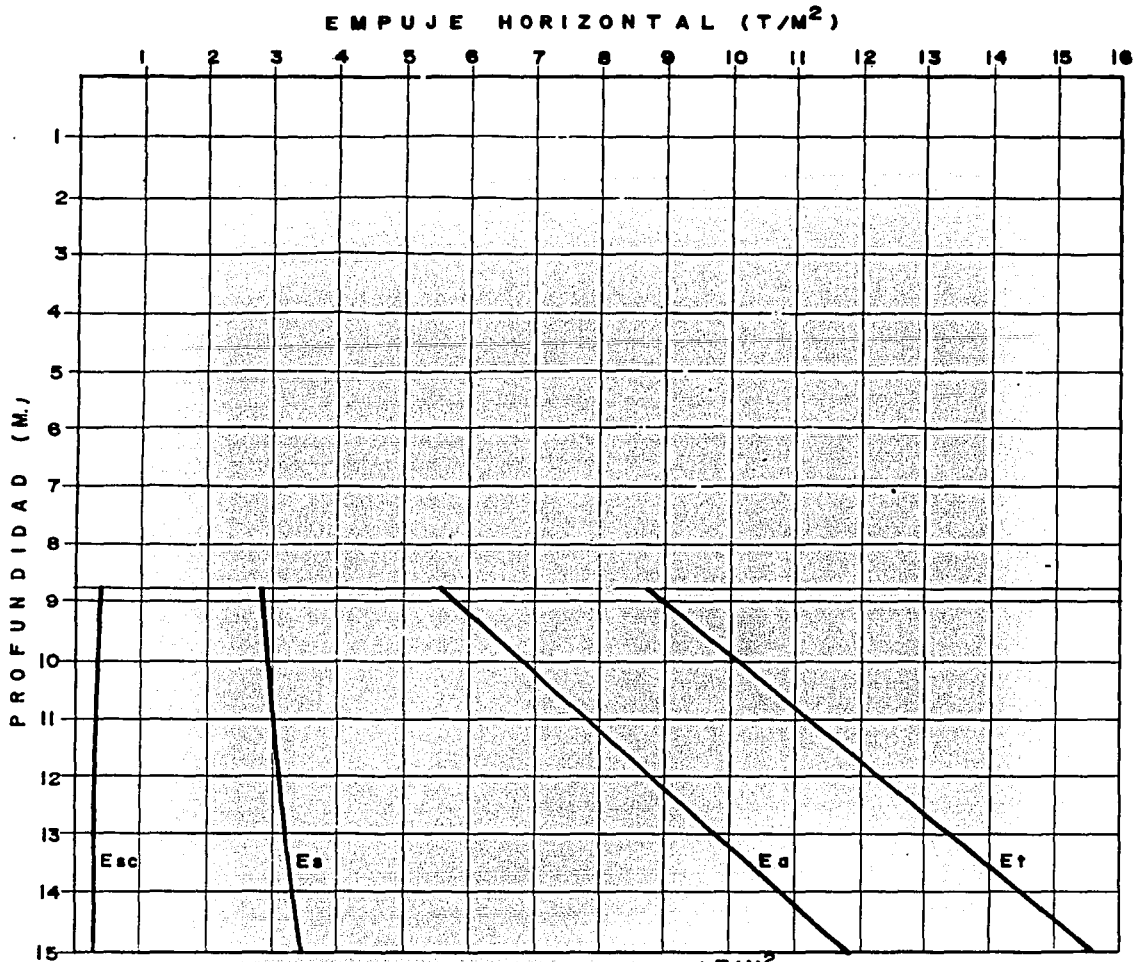


Es: EMPUJE DEBIDO AL SUELO
 Et: EMPUJE TOTAL
 Esc: EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
 Ea: EMPUJE DEBIDO AL AGUA

Geotecnologe

MEMORIA DE CÁLCULO DE EMPUJES A LARGO PLAZO SOBRE MUROS RÍGIDOS PARA EL SUBTRAMO RÍO BLANCO-LA VILLA

FIGURA 8



- Esc : EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- Es : EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- Ea : EMPUJE DEBIDO AL AGUA
- Et : EMPUJE TOTAL

CONDICION ANALIZADA

Control de agua freática, gasto de infiltración, diseño de pozos de alivio y efecto del flujo en la estabilidad de taludes.

La excavación que alojará el cajón se hará a cielo abierto entre una estructura de contención, integrada por muros de concreto armado, colados en el sitio, que servirán en un inicio para dos propósitos, el de permitir cortes verticales y el de cortar el flujo horizontal de agua en la formación superficial permeable.

En virtud de que la excavación se efectuará bajo el nivel de aguas freáticas, a continuación se estima el gasto de infiltración que se tendrá por el fondo de la excavación, se dan las recomendaciones para su control, se presentan los resultados del análisis para determinar el efecto del flujo en la estabilidad de taludes, así como también se presentará un análisis para determinar el diámetro y espaciamiento de los pozos de alivio necesarios para abatir los niveles piezométricos de los estratos permeables que se encuentran a 10.5-11m, 14.5-15 y 17-19m de profundidad.

Determinación del gasto de infiltración.

Para la determinación del gasto de infiltración que fluirá hacia la excavación por su fondo, se consideraron las condiciones de frontera que se presentan en la figura 1, y se trazó la red de flujo correspondiente.

Obteniéndose el gasto por unidad de longitud normal a la sección que se presenta en la figura 1, mediante la siguiente formula:

$$q = k h \frac{nf}{ne}$$

donde:

q = gasto total

k = permeabilidad del material a través del que ocurre el flujo

h = pérdida de carga

nf = número de canales de flujo de la red

ne = número de caídas de potencial.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Considerando una permeabilidad de 10^{-3} cm/seg si el material que aflora al fondo de la excavación es arena, se obtuvo un gasto del orden de 0.08 lt/seg, y de 0.012 lt/seg si el material descubierto es arcilla.

Tomando en cuenta los volúmenes de agua mencionados, el control de agua que fluya hacia la excavación se efectuará mediante bombeo de achique captándola en un cárcamo que se excavará en una de las esquinas del tramo excavado de donde será bombeada al exterior.

La bomba empleada en el bombeo deberá tener una capacidad suficiente para desalojar los volúmenes de agua mencionados y eventualmente el correspondiente a la lámina de agua acumulada por lluvia.

Efecto del flujo sobre taludes.

Las fuerzas de filtración existentes en la zona de flujo influyen desfavorablemente en la estabilidad de los taludes. En un talud a través del cual se tenga un flujo de agua, para la superficie potencial de falla considerada, la zona comprendida arriba de ella estará sujeta además a la fuerza de empuje o gravedad a fuerzas de filtración, que aumentará el empuje horizontal que tiende a hacer deslizar el talud.

Para la evaluación de las fuerzas de filtración se trazó la red de flujo correspondiente a las condiciones de frontera de la masa de suelo presentada en la figura 2, la magnitud de la fuerza de filtración existente en cada uno de los cuadrados de la red de flujo, sobre la superficie de falla analizada, se encuentra aplicando la siguiente expresión:

$$J = \gamma_w \Delta h L$$

Donde:

J = fuerza de filtración en el cuadrado considerado

γ_w = peso volumétrico del agua

Δh = caída de potencial, o pérdida de carga

L = lado medio del cuadrado considerado.

La dirección de la fuerza de filtración será la de la línea de flujo que pase por el centroide del cuadrado.

Para el talud que se muestra en la figura 2, se tendrá un incremento del empuje horizontal de 15 ton que incrementa en un 14% los empujes obtenidos sin considerar el efecto de la fuerza de filtración, lo que no es significativo en el factor de seguridad del talud contra deslizamiento por traslación.

Pozos de alivio.

Considerando que para abatir la presión hidráulica en las capas de arena que se encuentran entre 10.5-11, 14.5-15 y 17-19m de profundidad, aproximadamente, se instalen pozos de alivio a 19 m de profundidad a cada 8 m sobre el eje del cajón, de 0.3m de diámetro, como se muestra en la figura 3, se revisó que la presión hidráulica al centro de los pozos, hm, no rebase el peso del material que se encuentra en el estrato permeable y el fondo de la excavación aplicando la siguiente ecuación:

$$hm = \frac{h \theta}{\frac{r}{2s} + \frac{LE}{2s}} + hw$$

donde:

hm = presión hidráulica entre dos pozos

h = longitud entre el fondo de la excavación y el nivel freático

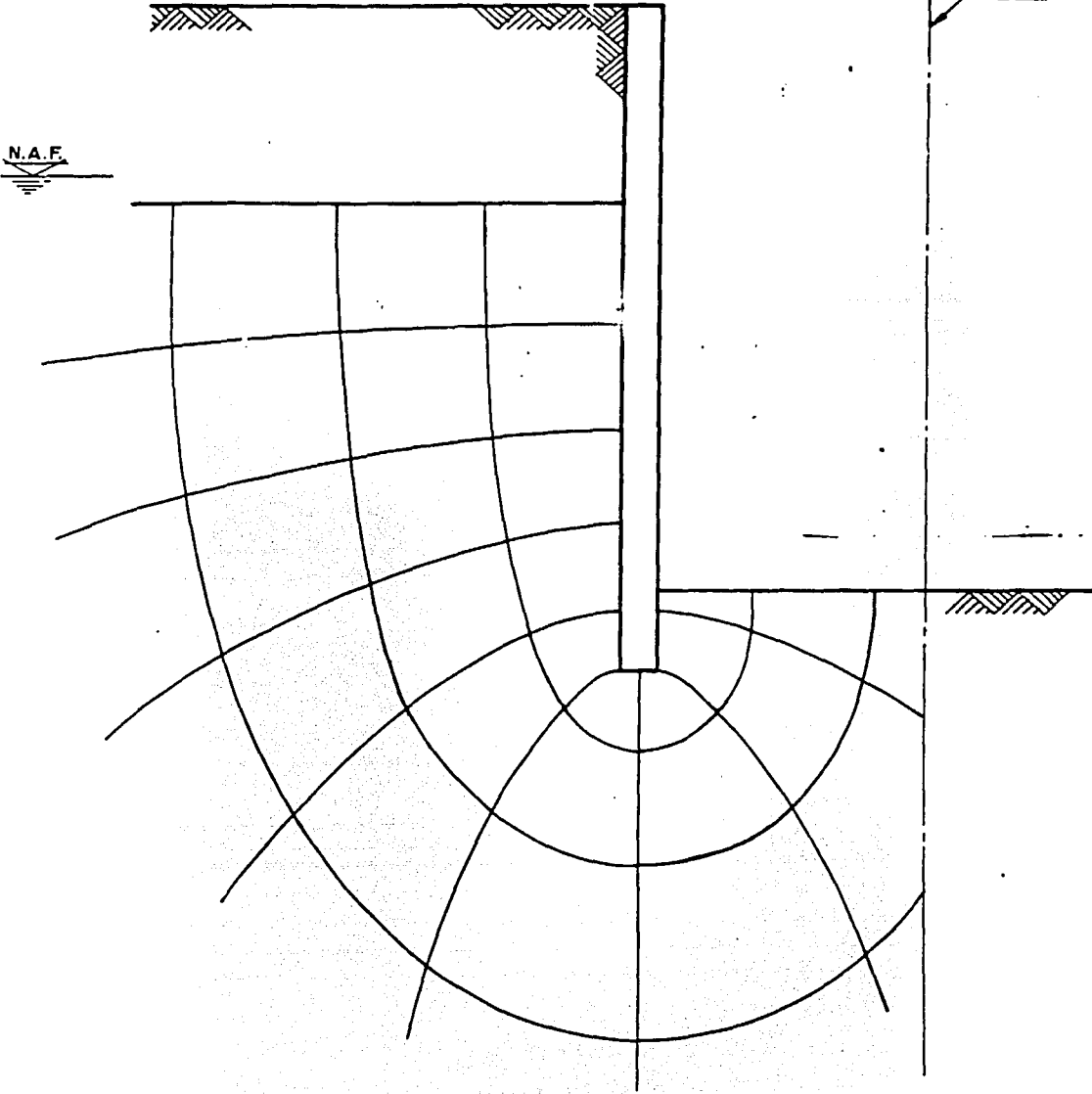
θ = factor de reducción, en función de $2s/rw$, siendo $2s$ el espaciamiento entre pozos y rw el radio de los pozos

r = radio de influencia de los pozos

$LE/2s$ = coeficiente en función de $2s/rw$

hw = espesor del manto impermeable entre el estrato permeable y el fondo de la excavación.

Se obtuvo una presión hidráulica al centro de dos pozos de 2.20 ton/m^2 que resulta menor al peso del manto impermeable entre el fondo de la excavación y el estrato permeable más profundo de 2.25 ton/m^2 , aceptándose por lo tanto el diámetro y la distribución de pozos de alivio antes mencionados.



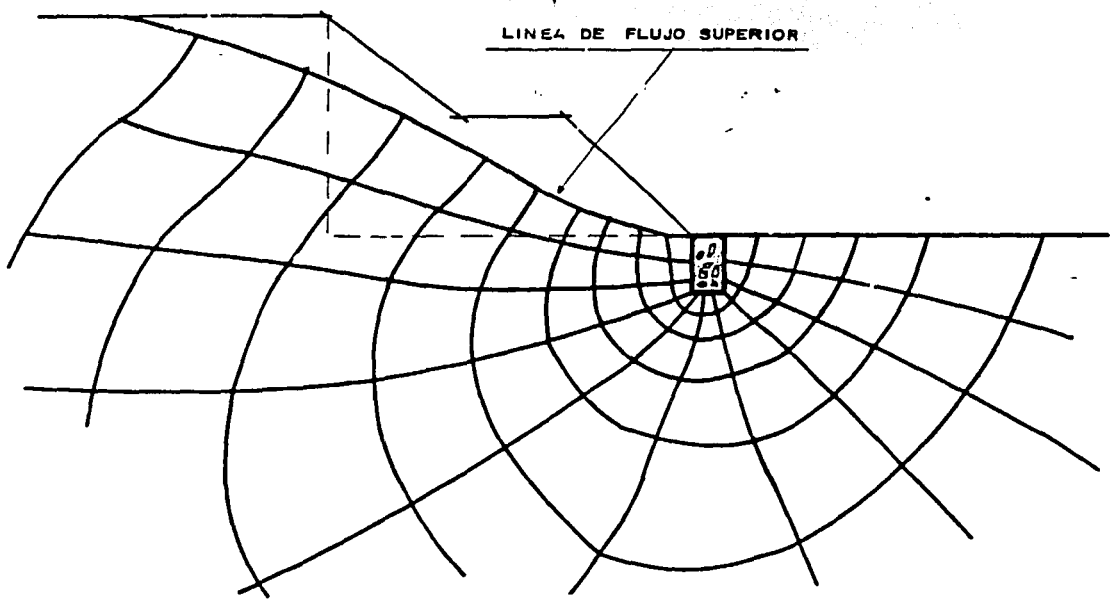
ESC. 1:100

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe

CONTROL DE AGUA FREÁTICA, GASTO DE INFILTRACIÓN, DISEÑO DE POZOS DE ALIVIO Y EFECTO DEL FLUJO EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA EXCAVACIÓN DEL TRAMO ESTRELLA LA VILLA

FIGURA 1



RED DE FLUJO
DE TALUD

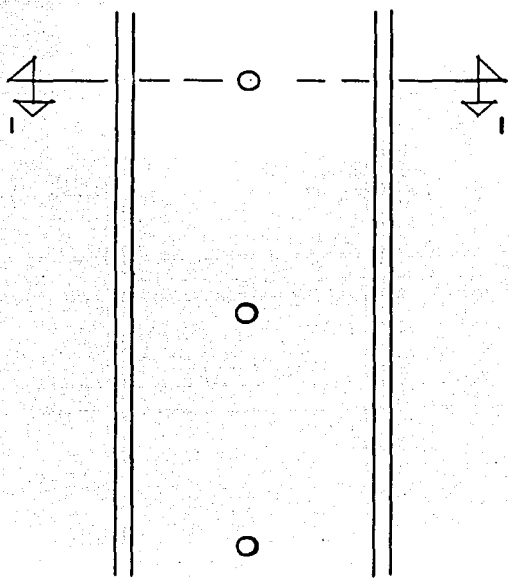
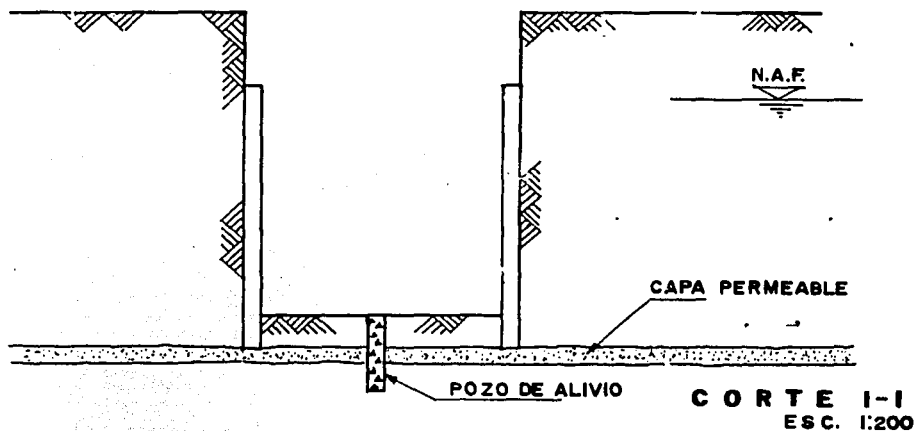
Esc. 1 : 200

Geotecnologue

CONTROL DE AGUA FREÁTICA, GASTO DE INFILTRACIÓN, DISEÑO DE POZOS DE ALIVIO Y EFECTO DEL FLUJO EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA EXCAVACIÓN DEL TRAMO ESTRELLA LA VILLA

FIGURA 2

POZOS DE ALIVIO



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe

CONTROL DE AGUA FREÁTICA, GASTO DE INFILTRACIÓN, DISEÑO DE POZOS DE ALIVIO Y EFECTO DEL FLUJO EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA EXCAVACIÓN DEL TRAMO ESTRELLA LA VILLA

FIGURA 3

Análisis preliminar de estabilidad de excavaciones.

Para la definición del procedimiento de excavación y la revisión de la estabilidad de la excavación se hicieron los siguientes análisis:

- Estabilidad de taludes con superficie de falla cilíndrica
- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.
- Falla de fondo por corte.
- Falla de fondo por subpresión.

Estabilidad de taludes con superficie de falla cilíndrica.

Considerando la sección del talud que se muestra en las figuras 1 y 2, y la superficie potencial de falla cilíndrica mostrada en las mismas figuras, se calculó el factor de seguridad contra falla al deslizamiento por rotación.

En los análisis se supuso una superficie de falla cilíndrica y se aplicó el procedimiento de dovelas debido a Fellenius, determinándose un factor de seguridad mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{R \sum Si Li}{R \sum Ti}$$

donde:

- R = radio del círculo de falla considerado
- Ti = fuerza tangencial aplicada en la base de la dovela i
- Si = esfuerzo cortante existente en la base de la dovela i
- Li = longitud de la base de la dovela i

La posición del centro del círculo crítico de pie del talud fue obtenido de acuerdo al criterio establecido por Jambu.

Subtramo Estrella-Río Blanco.

De acuerdo a las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo en el tramo en consideración obtenidos del sondeo L8N-4, y considerando una altura del talud de 9m, los parámetros mostrados en la figura 1, una sobrecarga de 1 ton/m² sobre la corona del talud y la superficie de falla indicada en la misma figura se obtuvo un factor de seguridad contra falla al deslizamiento por rotación de 1.4 para un talud de inclinación 0.5:1 (horizontal:vertical).

Subtramo Río Blanco-La Villa

Tomando de base los datos obtenidos en el sondeo L8N-5, y considerando una altura de talud de 13m, los parámetros del suelo indicados en la figura 2, una sobrecarga de 0.5 ton/m^2 sobre la corona del talud y la superficie de falla indicada en la figura, se obtuvo un factor de seguridad contra falla al deslizamiento por rotación de 1.3 para un talud de inclinación 2:1.

Estabilidad de taludes considerando fallas por traslación.

Las fallas por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud ocurren cuando la resistencia al esfuerzo cortante de ésta disminuye en forma notable con la profundidad, de tal forma que al nivel de la base del talud los materiales presentan una resistencia menor a la que se tiene en el cuerpo del talud, lo que es característico en los depósitos superficiales a lo largo del trazo del Metro en el tramo considerado, en los que superficialmente con espesor variable entre 3 y 5m se tienen materiales correspondientes al llamado manto superficial constituido por capas interestratificadas de limo arcilloso y limo arenoso de resistencia media a alta, subyacidos por los depósitos de baja resistencia de la formación arcillosa superior, en la que debido a desecación se genera un incremento apreciable de la resistencia en su parte más superior.

El mecanismo de falla considerado se presenta en las figuras 3 y 4, en el que se supone que la masa de suelo movilizada deslizaría a lo largo de la superficie potencial de falla abc, debido al empuje activo de tierra, E, que la cuña abd ejerce sobre el cuerpo del talud bcf, oponiéndose al deslizamiento la reacción F a lo largo de la superficie bc.

El empuje activo se calculó aplicando la teoría de Rankine con un valor del coeficiente de presión activa de 0.3. Adicionalmente se consideraron los empujes que se generaron sobre el cuerpo del talud por la acción de la sobrecarga uniformemente repartida sobre la corona del talud y del empuje del agua considerando condiciones hidrostáticas.

Considerando que los taludes se conservarán únicamente durante el tiempo que se requiere para efectuar la construcción, es decir, que se tendrán condiciones de corto plazo, se consideró admisible un factor de seguridad de 1.3.

En base a lo anterior, para un talud de altura dada se definió la longitud necesaria de su proyección horizontal, bc, para que tenga un factor de seguridad contra el deslizamiento por traslación de 1.3, aplicando la siguiente expresión:

$$bc = \frac{E_A}{S/FS}$$

donde:

E_A = empuje activo

S = resistencia al esfuerzo cortante al nivel de la base del talud

FS = factor de seguridad, igual a 1.3

Subtramo Estrella-Río Blanco.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2.7 ton/m^2 al nivel de la base del talud y una sobrecarga en la corona del talud de 1 ton/m^2 , en la siguiente tabla se indican las longitudes que deberá tener la proyección horizontal del talud, bc , de acuerdo a su altura para tener un factor de seguridad de 1.3 contra falla de deslizamiento por traslación (fig.3).

Altura (m)	Bc (m)	Pendiente
8	11.10	1.4:1
9	15.5	1.7:1
10	20.0	2:1

Subtramo Río Blanco-La Villa.

En la siguiente tabla se indican las longitudes que deberá tener la proyección horizontal del talud, bc de acuerdo a la altura para tener un factor de seguridad de 1.3 contra falla al deslizamiento por traslación, considerando una sobrecarga en la corona del talud de 0.5 ton/m^2 . También se indica la resistencia al esfuerzo cortante, S , existente al nivel de la base del talud considerado (fig. 4).

Altura (m)	Bc (m)	S (ton/m ²)	pendiente
7	8.55	3.0	1.22:1
8	11.58	3.0	1.45:1
9	15.05	3.0	1.67:1
10	18.98	3.0	1.90:1
11	20.02	3.5	1.82:1
12	24.18	3.5	2.01:1
13	28.82	3.5	2.21:1
14	29.62	4.0	2.12:1
15	34.37	4.0	2.29:1

El mecanismo de falla analizado resulta más desfavorable que la falla por rotación, por lo que éste regirá en la determinación de la pendiente de los taludes de la excavación.

Falla de fondo por corte.

En virtud de que durante la excavación se presentarían condiciones como las que se muestran en las figuras 5 y 6, se revisó el factor de seguridad contra falla de fondo por corte suponiendo el mecanismo de falla que se muestran en las mismas figuras.

En el análisis se aplicó el criterio de Bjerrum dado por la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c Nc}{\gamma D + q}$$

donde:

FS = factor de seguridad contra falla de fondo por corte

c = cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla

D = profundidad de máxima excavación

γ = peso volumétrico natural del suelo

q = sobrecarga en la superficie del terreno

Nc = factor de capacidad de carga, que es función de D/B siendo B el ancho de la excavación.

Subtramo Estrella-Río Blanco.

Considerando una cohesión media de 4 ton/m^2 , un ancho de 7.2m, una sobrecarga superficial de 1.5 ton/m^2 , se obtuvieron factores de seguridad de 2.2, 2 y 1.8 para profundidades de 8, 9 y 10m, respectivamente, que son admisibles a corto plazo (fig. 5).

Subtramo Río Blanco-La Villa.

Con un ancho de 7.2m y una sobrecarga superficial de 1.5 ton/m^2 , se obtuvieron los factores de seguridad que aparecen en la siguiente tabla, tomando la cohesión media que se tendrá a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente (fig.6).

Profundidad (m)	Cohesión media (ton/m^2)	Factor de seguridad
7	4.33	2.56
8	5.20	2.83
9	5.80	2.90
10	5.70	2.65
11	7.37	3.24
12	6.68	3.01
13	6.50	2.54
14	7.70	2.83
15	7.75	2.69

Resultados que son admisibles.

Falla de fondo por subpresión.

Considerando las condiciones geométricas de la excavación, de los estratos permeables que se muestran en las figuras 7 y 8, y las condiciones piezométricas correspondientes al área de interés, se revisó la estabilidad del fondo suponiendo que la subpresión (presión de poro) actuará hacia arriba en la frontera entre estratos impermeables y permeables, tratando de levantar el fondo de la excavación.

El análisis se realizó observando las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, que aplica la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\gamma H}{\gamma W h}$$

donde:

FS = factor de seguridad contra falla de fondo por subpresión

γ = peso volumétrico del suelo

H = espesor del estrato se suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable considerado.

W = peso volumétrico del agua

h = longitud comprendida entre la posición del nivel de aguas freáticas y el estrato permeable, o carga hidráulica del estrato permeable, el que resulte menor.

Subtramo Estrella-Río Blanco.

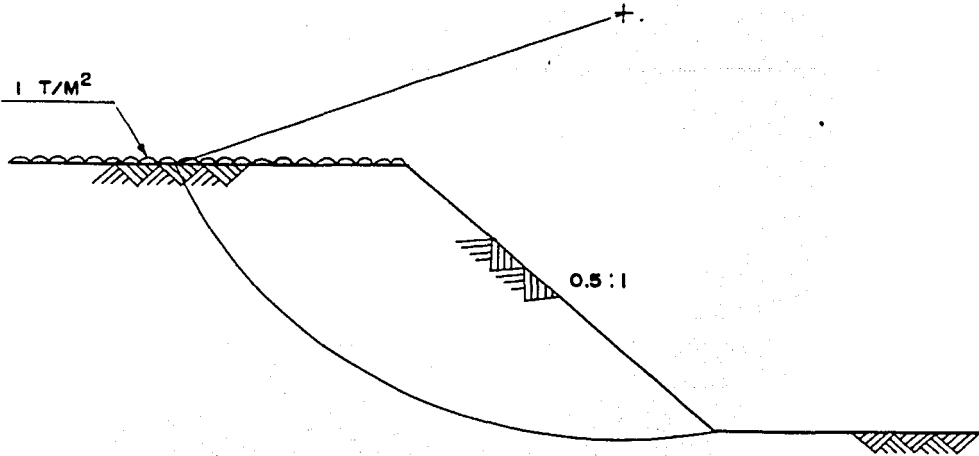
Para el estrato permeable que se encuentra entre 10.5 y 11.0m de profundidad en el que se determinó una carga hidráulica de 7m y considerando una excavación de 10m de profundidad, se tendrá un factor de seguridad de 0.2 que es inaceptable, por lo que se requerirá abatir el nivel piezométrico en el estrato permeable (fig. 7).

Subtramo Río Blanco-La Villa.

En este tramo existen tres estratos permeables que tendrán influencia en el factor de seguridad respecto a la falla de fondo por subpresión de la excavación, uno entre 10.5 y 11m de profundidad, en el que se determinó una carga hidráulica de 2.3m, otro entre 14.5 y 15m de profundidad para el que se tiene una carga hidráulica de 9m, y otro entre 17 y 19m de profundidad con una carga hidráulica de 7.3m.

Cuando la profundidad de la excavación varía entre 7.2 y 10.5m el factor de seguridad respecto al primer estrato permeable variará entre 0.54 y 0, en el segundo estrato entre 1 y 0.53. Para profundidades de excavación entre 11 y 15.2m el factor de seguridad respecto al segundo estrato variará entre 0.46 y 0. El factor de seguridad respecto al tercer estrato será de 0.2 (fig. 8).

Dado que los factores de seguridad contra falla de fondo por subpresión resultan menores de 1 son inaceptables, por lo que se requerirá abatir el nivel piezométrico en los estratos permeables que se encuentran de 10.5 a 11m, de 14.5 a 15m y de 17 a 19m de profundidad.



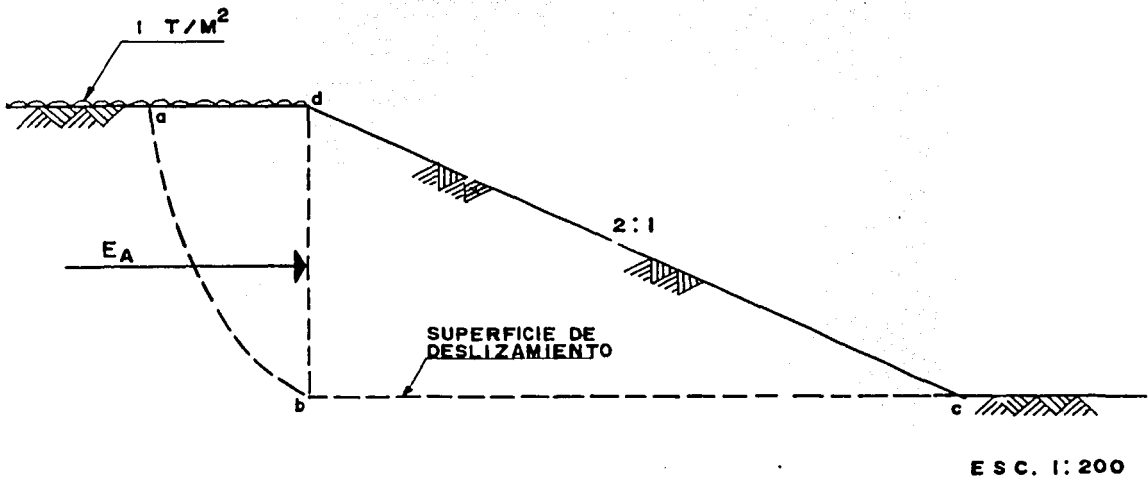
ESC. 1:200

FALLA DE TALUD POR ROTACION

Geotecnologe

ANÁLISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO

FIGURA 1

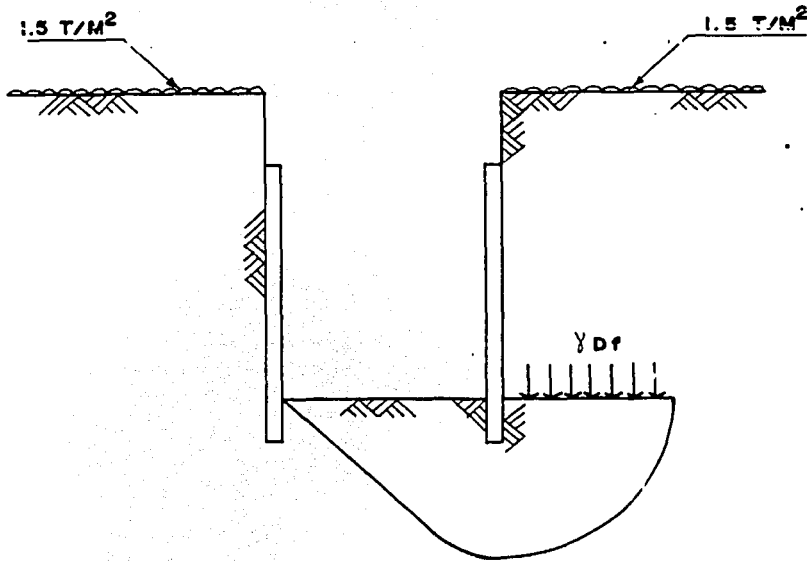


FALLA DE TALUD POR TRASLACION

Geotecnologe

ANÁLISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE
EXCAVACIONES PARA EL SUBTRAMO RÍO
BLANCO-LA VILLA.

FIGURA 2



ESC. 1:200

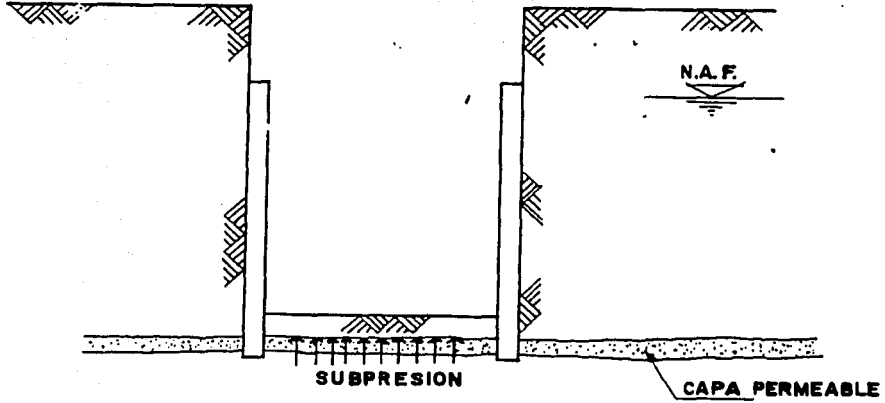
FALLA DE FONDO POR CORTE

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe

ANÁLISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE
EXCAVACIONES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-
RIO BLANCO

FIGURA 3



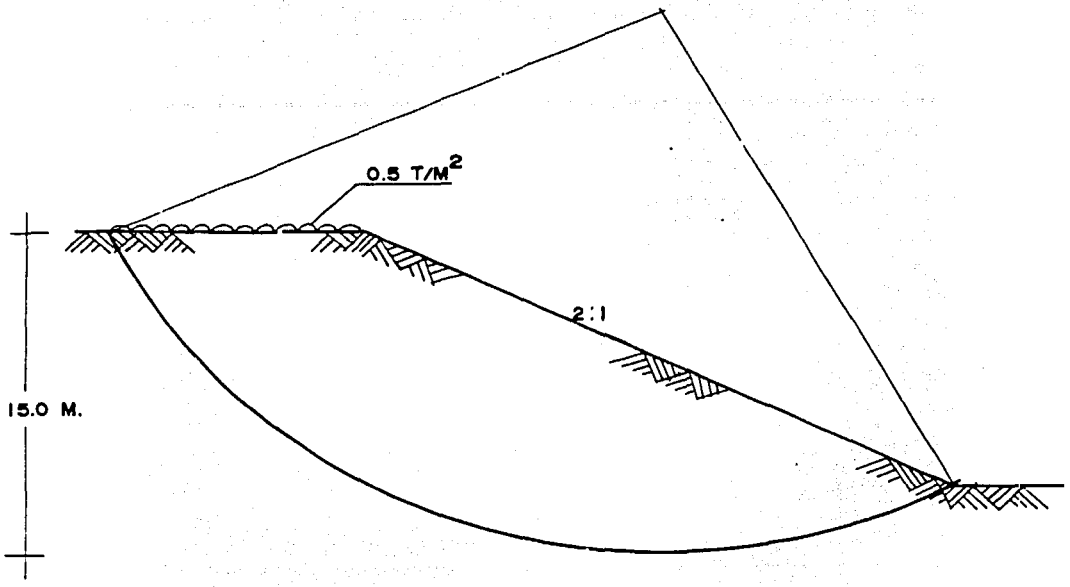
ESC. 1:200

FALLA DE FONDO POR SUBPRESION

Geotecnologe

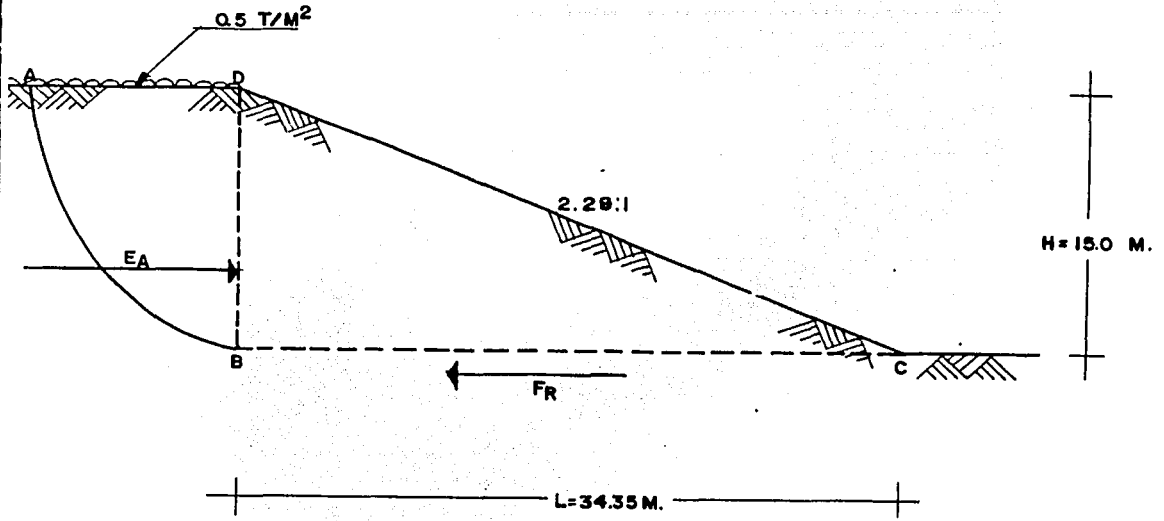
ANÁLISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES PARA EL SUBTRAMO RÍO BLANCO-LA VILLA.

FIGURA 4



E S C. 1 : 333.33

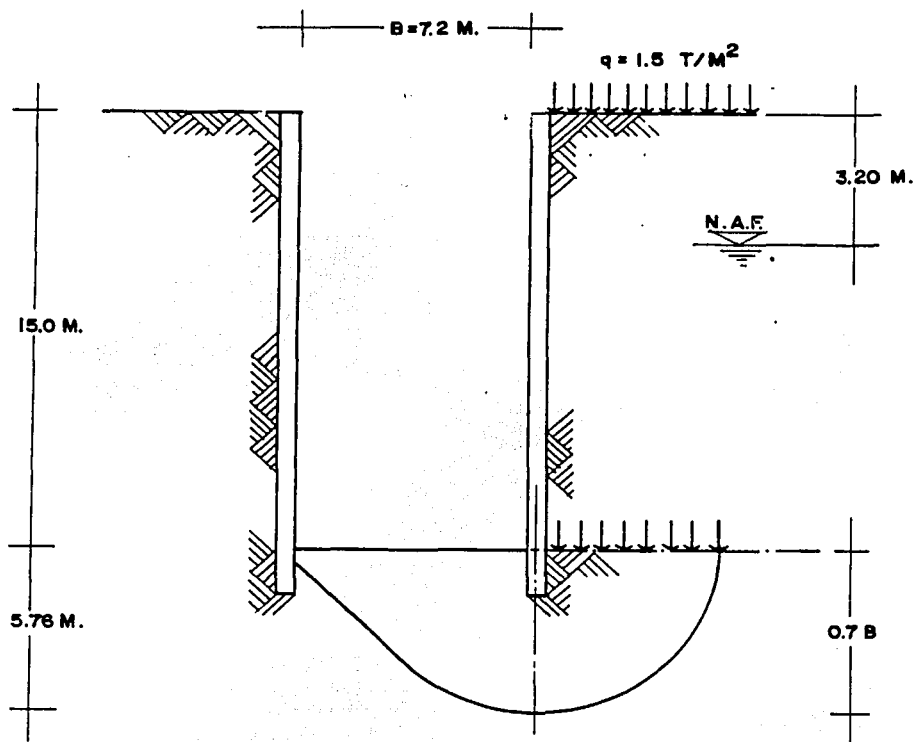
<p>Geotecnolog</p>	<p>ANÁLISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RIO BLANCO</p>	<p>FIGURA 5</p>
---------------------------	--	------------------------



E S C. 1 : 333.33

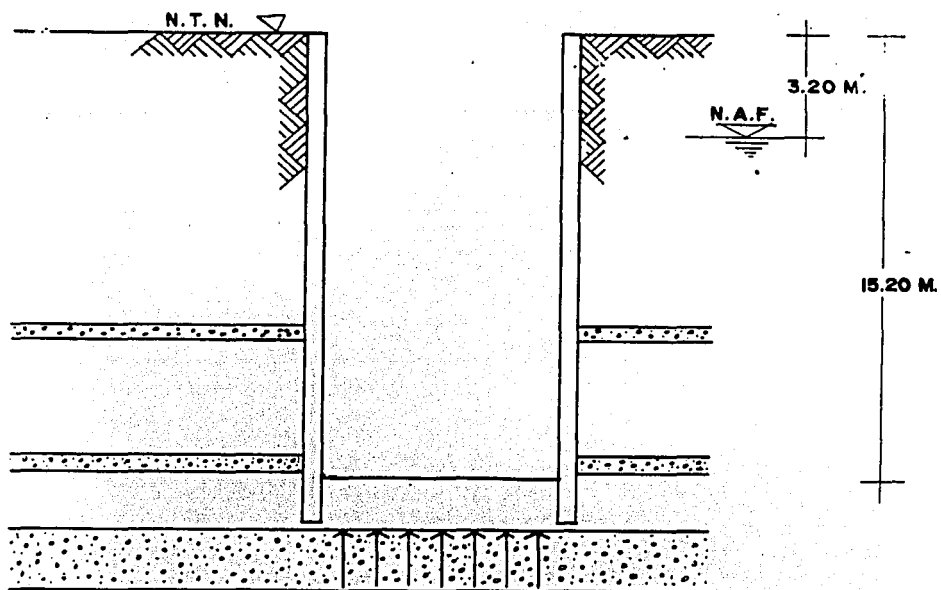
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

<p>Geotecnologe</p>	<p>ANÁLISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES PARA EL SUBTRAMO RÍO BLANCO-LA VILLA.</p>	<p>FIGURA 6</p>
---------------------	---	-----------------

**Geotecnologe**

ANÁLISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE
EXCAVACIONES PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-
RIO BLANCO

FIGURA 7



ESC. 1 : 200

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Geotecnologue

ANÁLISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE
EXCAVACIONES PARA EL SUBTRAMO RÍO
BLANCO-LA VILLA.

FIGURA 8

Memoria de cálculo del análisis de movimientos verticales .

En la construcción del cajón del Metro, inicialmente se excavará hasta la profundidad de desplante en áreas limitadas, lo que provocará la expansión elástica de los materiales del subsuelo afectados por la descarga.

A continuación siguiendo un proceso constructivo continuo se construirá el cajón y el relleno que se tendrá sobre él, reduciendo la descarga a una permanente de 2.5 ton/m^2 , lo que provocará que se recuperen parcialmente las expansiones elásticas inicialmente producidas. La sobrecompensación de 2.5 ton/m^2 que se dejará al subsuelo bajo el área del cajón dará lugar a su emersión diferida en el tiempo debido al aumento de volumen de los depósitos arcillosos por efecto de la disminución de esfuerzos efectivos. Las expansiones diferidas se presentarán desde el inicio de la excavación y su magnitud inicialmente estará en función de la descarga creciente debida al progreso de la excavación, posteriormente al iniciarse de inmediato al término de la excavación, la construcción de la estructura la descarga disminuirá conforme avance ésta hasta llegar a 2.5 ton/m^2 que se mantendrá indefinidamente.

Adicionalmente a la expansión del subsuelo producida por la reducción de esfuerzos efectivos, el cajón mostrará una emersión respecto al área circundante debido a que el hundimiento regional afecta en menor medida a los depósitos arcillosos sobrecompensados, condición que se tendrá bajo el cajón del Metro al quedar este con una sobrecompensación de 2.5 ton/m^2 .

Movimientos verticales inmediatos (elásticos)

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar las excavaciones para alojar el cajón del Metro y la recuperación elástica de los materiales del subsuelo al reaplicarle carga debido a la construcción del cajón, se empleó el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad en expansión obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con los de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos. Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular cargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D esta dada por:

$$H_D = \frac{q B}{E} [(1-u^2)F_1 + (1-u-2u^2)F_2]$$

donde:

- q = carga uniforme superficial
- B = ancho del área cargada
- F₁ y F₂ = coeficientes que dependen de D/B y L/B
- D = espesor del estrato considerado
- L = longitud del área cargada
- E = módulo de elasticidad del suelo
- u = relación de Poisson.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + [H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2)] + \dots + \\ + [H_{Dn} (E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n)]$$

Subtramo Estrella-Río Blanco.

Tomando un valor del módulo de elasticidad de 700 ton/m² para los materiales entre 8 y 17m de profundidad, de 1, 500 ton/m² entre 17 y 26m de profundidad, de 3, 000 ton/m² entre 26 y 40m de profundidad, una relación de Poisson de 0.5 entre 8 y 26m de profundidad y de 0.38 entre 26 y 40m de profundidad, se obtuvieron expansiones de 7 y 2.8cm sobre el eje y a los lados del cajón, respectivamente, para una descarga de 11.75 ton/m².

Al aplicar carga al subsuelo, debido a la construcción del cajón y del relleno sobre de éste, con un valor de 9.25 ton/m² se tendrá un hundimiento de la estructura por recuperación elástica de los materiales del subsuelo de 5.5 y 2.2cm sobre el eje y a los lados del cajón, respectivamente.

Subtramo Río Blanco-La Villa.

Los valores para este tramo son: módulo de elasticidad de 800 ton/m² para los materiales entre 8 y 15m de profundidad, de 1, 500 ton/m² entre 15 y 25m de profundidad, de 3, 000 ton/m² entre 25 y 40m de profundidad, una relación de Poisson de 0.5 entre 8 y 26m de profundidad y de 0.38 entre 26 y 40m de profundidad, se obtuvieron expansiones de 7.1 y

1.9cm sobre el eje y a los lados del cajón, respectivamente, para una descarga de 19.4 ton/m².

Al reaplicar carga al suelo, debido a la construcción del cajón y del relleno sobre éste, con un valor de 16.9 ton/m² se tendrá un hundimiento de la estructura por recuperación elástica de los materiales del subsuelo de 6.2 y 6.1 sobre el eje y a los lados del cajón, respectivamente.

Movimientos verticales diferidos.

Estos movimientos verticales que sufrirá la estructura serán debidos a la deformación volumétrica de tipo visco-plástica de los depósitos del subsuelo por efecto de la descarga que aumentará gradualmente conforme se profundice la excavación y terminada ésta al iniciarse inmediatamente la construcción decrecerá conforme avance ésta hasta alcanzar una descarga permanente de 2.5 ton/m², respecto al estado de esfuerzos original de los depósitos del subsuelo.

En los análisis se determinó la distribución de esfuerzos en el subsuelo según la teoría de Boussinesq y en base a estos, los asentamientos, teniendo en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por las descargas.

Subtramo Estrella-Río Blanco.

Se estimó la expansión diferida que se tendrá durante el tiempo en que se realice la excavación calculada con el valor medio de la descarga actuante, considerando que la excavación se lleve a cabo en dos días la expansión que se alcanzará será de 2cm. La expansión diferida calculada con el valor medio de la descarga actuante durante el tiempo en que se construirá la estructura, resultó de 6cm, considerando que la construcción se lleve a cabo en tres semanas, esta expansión corresponde al 45% de la expansión máxima que se tendría a largo plazo con una descarga igual a la media actuante durante el tiempo de construcción.

La expansión diferida total calculada para una descarga de 2.5 ton/m² resulta de 6cm, de los que el 50% ocurren durante la etapa de construcción de la estructura en la que la descarga disminuye de 11.75 a 2.5 ton/m². Se tendrá entonces que a partir de la terminación de la construcción en la que la sobrecompensación será de 2.5 ton/m² la estructura emergerá 3cm, respecto al área circundante, en un tiempo del orden de dos años.

Los movimientos verticales antes calculados no consideran el efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional, lo cual no es significativo en las etapas de excavación y construcción que se desarrollan en poco tiempo. En el caso de la expansión

que sufrirá el cajón del Metro posteriormente a su construcción durante el tiempo en que el subsuelo se ajusta al cambio de esfuerzos debidos a la sobrecompensación de 2.5 ton/m^2 el efecto antes mencionado incrementa en forma significativa el movimiento vertical antes calculado.

Subtramo Río Blanco-La Villa.

La expansión diferida que se tendrá durante el tiempo en que se realice la excavación calculada con el valor medio de la descarga actuante, considerando que la excavación se lleve a cabo en dos días, la expansión que se alcanzará será de 1.5cm. La expansión diferida calculada con el valor medio de la descarga actuante durante el tiempo en que se construirá la estructura, resultó de 3.7cm, considerando que la construcción se lleve a cabo en tres semanas, esta expansión corresponde al 50% de la expansión máxima que se tendrá a largo plazo con una descarga igual a la media actuante durante el tiempo de construcción.

La expansión diferida total calculada para una descarga de 2.5 ton/m^2 resulta de 3cm, de los que el 50% ocurren durante la etapa de construcción de la estructura en la que la descarga disminuye de 19.9 a 2.5 ton/m^2 . Se tendrá entonces que a partir de la terminación de la construcción en la que la sobrecompensación será de 2.5 ton/m^2 , la estructura emergerá 1.5cm, respecto al área circundante, en un tiempo del orden de dos años.

Los movimientos verticales antes calculados no consideran el efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional, lo cual no es significativo en las etapas de construcción que se desarrollan en poco tiempo.

Movimiento verticales diferidos considerando el efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional.

En cimentaciones sobrecompensadas que se encuentran en una zona afectada por abatimientos de presiones piezométricas, adicionalmente a la expansión que sufren debido a la disminución de esfuerzos por la sobrecompensación, se genera un movimiento relativo (expansión aparente) entre puntos dentro y fuera del área de influencia de la disminución de esfuerzos por la descarga.

Es decir que el hundimiento regional inducido por los cambios de esfuerzo provocado por los abatimientos piezométricos resulta menor en la zona de influencia de la disminución de esfuerzos por la sobrecompensación, que fuera de ella.

La expansión relativa total alcanzada por un punto dentro del área cubierta por la estructura en el tiempo en que la estructura de los depósitos del subsuelo se adaptan a la disminución de esfuerzos debidos a la sobrecompensación, respecto de un banco de nivel superficial, se calculó aplicando la siguiente expresión.

$$d_{ert} = (de - dae) + (daf - dad)$$

donde:

d_{ert} : expansión relativa total

de: expansión sin considerar hundimiento regional

dae: reducción de las expansiones al considerar los abatimientos piezométricos.

daf: asentamiento por abatimientos piezométricos en puntos fuera del área de influencia de la sobrecompensación.

dad: asentamiento por abatimientos piezométricos en puntos dentro del área de influencia de la sobrecompensación.

Subtramo Estrella-Río Blanco.

Se obtuvo una expansión relativa total para puntos sobre el eje del cajón de 6.9cm que resulta 15% mayor a la expansión calculada sin considerar el efecto del hundimiento regional.

Terminado el proceso de expansión producto de la disminución de esfuerzos debidos a la sobrecompensación, la estructura continuará emergiendo respecto a la superficie del terreno por efecto del cambio de esfuerzos inducidos por los abatimientos piezométricos y su diferente influencia en el área sobrecompensada y fuera de ella, con una velocidad de 0.45 cm/año si las condiciones piezométricas del subsuelo se conservan iguales a las actuales existentes.

Subtramo Río Blanco-La Villa.

Se obtuvo una expansión relativa total para puntos sobre el eje del cajón de 10 cm que resulta 70% mayor a la expansión calculada sin considerar el efecto del hundimiento regional.

Una vez terminado el proceso de expansión, la estructura seguirá emergiendo respecto a la superficie del terreno, con una velocidad de 2.5 cm/año, si las condiciones piezométricas se conservan iguales.

Evolución de hundimientos.

Inicialmente los materiales del subsuelo sufrirán un movimiento vertical de expansión debido a la disminución de esfuerzos provocados por la excavación que alojará el cajón. Terminada la excavación se fija la cota de proyecto de la subrasante y se inicia la

construcción del cajón modificando en forma progresiva el estado de esfuerzos en el subsuelo produciendo movimientos verticales de los depósitos del subsuelo que afectarán a la estructura. Finalmente al término de la construcción de la estructura, quedará una sobrecompensación de 2.5 ton/m^2 que provocará una emersión creciente con el tiempo debido al hundimiento regional.

Subtramo Estrella-Río Blanco.

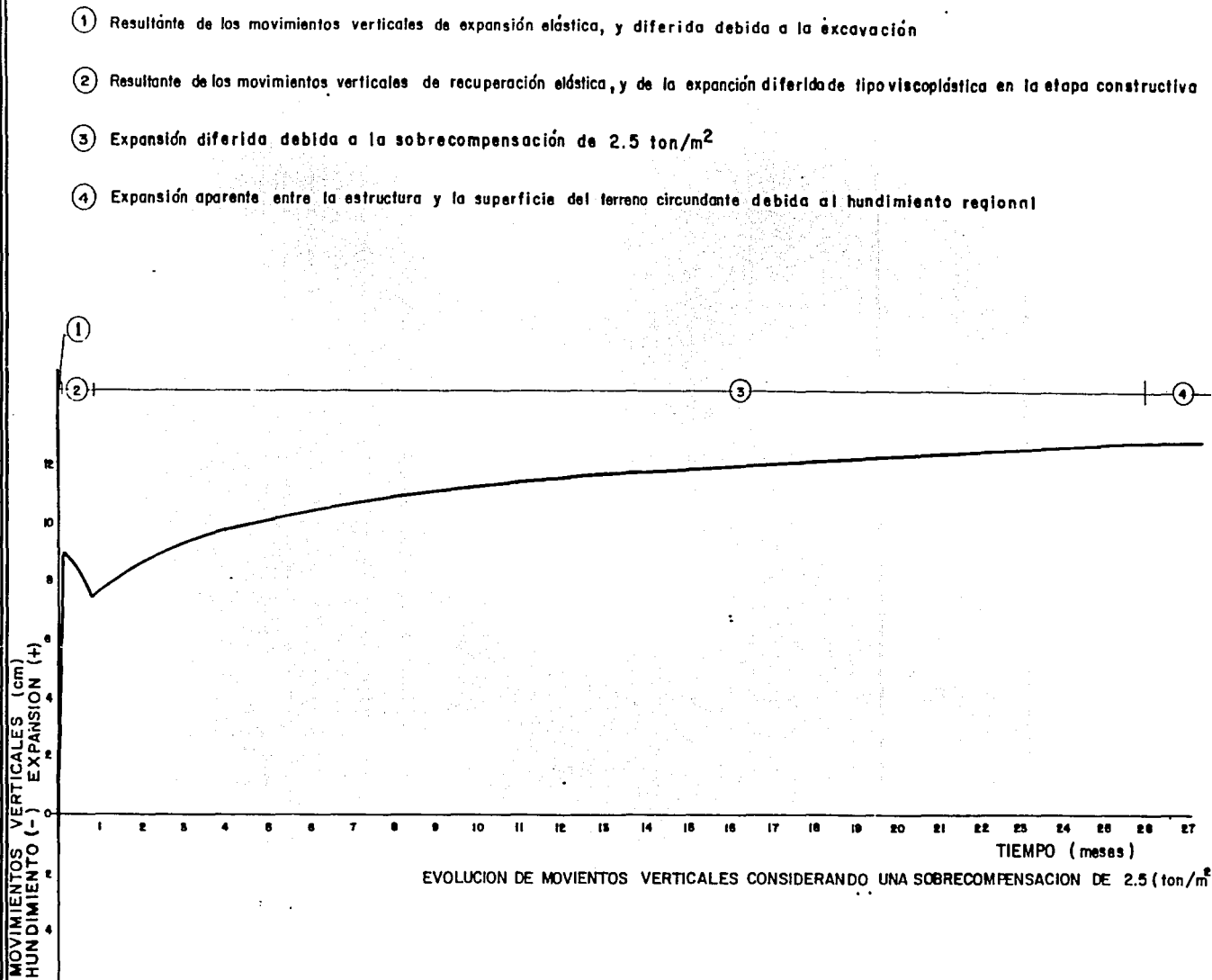
La evolución de los movimientos mencionados (fig. 1), de acuerdo al proceso constructivo se divide en las siguientes partes:

- 1) Etapa de excavación, en la que en dos días se tendrá una expansión máxima de 9 cm que corresponden a la resultante de los movimientos verticales de expansión elástica (7cm) debida a la descarga por excavación de 11.75 ton/m^2 , y de expansión diferida (2cm) de tipo visco-plástica calculada con el valor medio de la descarga actuante en el lapso en que se realiza la excavación.
- 2) Etapa de construcción, en la que en tres semanas se tendrá un hundimiento de la estructura de 1.5cm correspondiente a la resultante de los movimientos verticales de recuperación elástica (hundimiento de 5.5cm) debidos a la carga aplicada por la estructura dejando una sobrecompensación de 2.5 ton/m^2 y de expansión diferida (4cm) de tipo visco-plástica calculada con el valor medio de la descarga actuante durante el tiempo en que se construye la estructura.
- 3) Etapa de adaptación de la estructura del suelo a la disminución de esfuerzos debidos a la sobrecompensación, en la que la estructura tendrá un incremento de expansión de tipo diferido de 3.4cm, considerando el efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional, debido a la sobrecompensación de 2.5 ton/m^2 . La expansión diferida total para una descarga de 2.5 ton/m^2 es de 6.8cm de los que el 50% ocurre durante la etapa de construcción de la estructura en la que la descarga disminuye de 11.75 a 2.5 ton/m^2 .
- 4) Etapa a largo plazo, en la que la estructura mostrará una expansión aparente de 0.45 cm/año entre ella y la superficie del terreno circundante, debido al efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional.

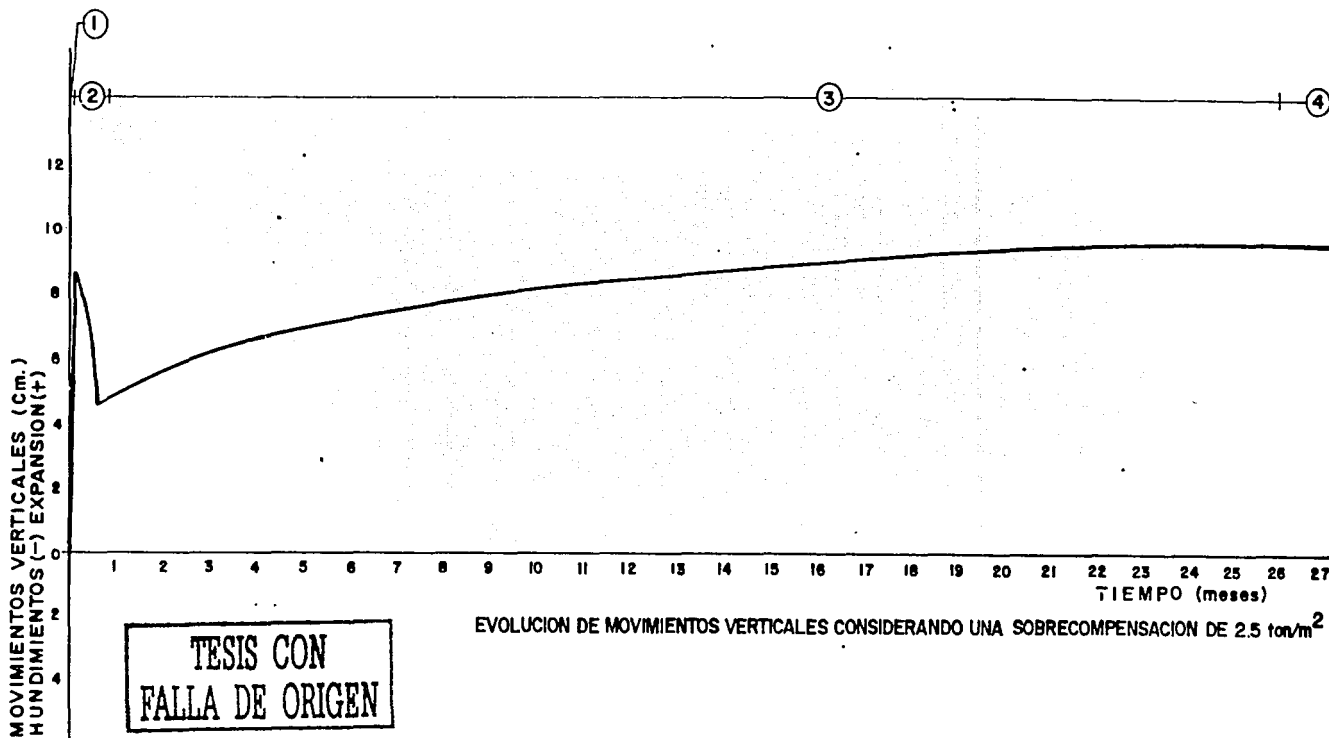
Subtramo Río Blanco-La Villa.

La evolución de los movimientos mencionados (fig.2), de acuerdo al proceso constructivo se divide en las siguientes partes:

- 1) Etapa de excavación, en la que en dos días se tendrá una expansión máxima de 8.6cm que corresponden a la resultante de los movimientos verticales de expansión elástica (7.1cm) debida a la descarga por excavación de 19.4 ton/m^2 , y de expansión diferida (1.5cm) de tipo visco-plástica calculada con el valor medio de la descarga actuante en el lapso en que se realiza la excavación.
- 2) Etapa de construcción, en la que en tres semanas se tendrá un hundimiento de la estructura de 4cm correspondiente a la resultante de los movimientos verticales de recuperación elástica (hundimiento de 6.2cm) debidos a la carga aplicada por la estructura dejando una sobrecompensación de 2.5 ton/m^2 y de expansión diferida (2.2cm) de tipo visco-plástica calculada con el valor medio de la descarga actuante durante el tiempo en que se construye la estructura.
- 3) Etapa de adaptación de la estructura del suelo a la disminución de esfuerzos debidos a la sobrecompensación, en la que la estructura tendrá un incremento de expansión de tipo diferido de 5cm, considerando el efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional, debido a la sobrecompensación de 2.5 ton/m^2 . La expansión diferida total para una descarga de 2.5 ton/m^2 es de 10cm de los que el 50% ocurre durante la etapa de construcción de la estructura en la que la descarga disminuye de 19.4 a 2.5 ton/m^2 .
- 4) Etapa a largo plazo, en la que la estructura mostrará una expansión aparente de 2.5 cm/año entre ella y la superficie del terreno circundante, debido al efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional.



- ① Resultante de los movimientos verticales de expansión elástica y diferida debida a la excavación
- ② Resultante de los movimientos verticales de recuperacion elástica y de la expansión diferida de tipo viscoplástica en la etapa constructiva
- ③ Expansión diferida debido a la sobrecompensacion de 2.5 ton/m²
- ④ Expansión aparente entre la estructura y la superficie del terreno circundante debido al hundimiento regional



Elección del procedimiento de excavación.

La estructura que alojará el cajón del Metro en el tramo Estrella-La Villa, quedará desplantada a profundidades variables entre 10.2 y 15.2m. De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis de la estabilidad de taludes, se requerirán taludes a los costados de la excavación con pendientes que varían de 1.9:1 a 2.3:1, por lo que la distancia entre los bordes de la corona de los taludes a ambos lados de la excavación será de 48 a 77m; lo cual no sería posible dado que la distancia entre los paramentos de las construcciones que se encuentran a lo largo de la calzada de Guadalupe es de 40m.

Por esto se decidió que el procedimiento para la excavación que permitirá construir el cajón, se efectuará dejando taludes verticales que serán retenidos por muros de concreto colados en sitio, troquelados entre ellos conforme se profundice la excavación.

Los muros se construirán hasta 1.5m bajo el nivel máximo de excavación, es decir que se tendrá una pata de 1.5m de longitud.

Subtramo Estrella-Río Blanco.

Se revisó el factor de seguridad de falla de la pata para una profundidad de excavación de 10m, considerando que se tendrán tres niveles de troqueles a 3.75, 5.5 y 7.25m de profundidad respecto al nivel de la superficie del terreno, siendo el nivel de troqueles de 5.5m provisional, es decir que se quitarán al colocarse los troqueles del nivel de 7.25m.

El mecanismo de falla analizada se presenta en la figura 1 y considera la posibilidad de falla de la pata por el empuje del suelo, E, teniendo en cuenta la distribución de Peck para un coeficiente de empujes de tierras de 0.5, cuando la profundidad de la excavación sea de 7.5m antes de colocar el troquel del nivel de 7.25m.

El empuje será resistido por la reacción del suelo, R, sobre la parte del muro enterrada entre 7.5 y 11.5m de profundidad, supuesta igual a la resistencia media del material en compresión no confinada, por la longitud del muro antes indicada.

Se tendrá un factor de seguridad contra falla de la pata en las condiciones establecidas obtenido de la siguiente expresión:

$$FS = \frac{R}{E}$$

donde:

E: empuje del suelo

R: reacción del suelo.

Obteniéndose un factor de 2.2 que es admisible.

Subtramo Río Blanco-La Villa.

El factor de seguridad de falla de la pata se revisó para profundidades de excavación de 13 y 15m. Para profundidades de 13m, se tendrán 4 niveles de troqueles a 3.75, 6.25, 8.55 y 11.5m de profundidad respecto al nivel de la superficie del terreno, siendo el nivel de troqueles de 6.25m provisional, es decir, que se quitará al colocarse los troqueles del nivel de 8.55m.

El mecanismo de falla analizado se presenta en la figura 2 y considera la posibilidad de falla de la pata por el empuje del suelo, E, teniendo en cuenta la distribución de Peck para un coeficiente de empuje de tierras de 0.5, cuando la profundidad de la excavación sea de 11.3m antes de colocarse el troquel del nivel 11.05m. El empuje será resistido por la reacción del suelo, R, sobre la parte del muro enterrada entre 11.3 y 14.5m de profundidad, supuesta igual a la resistencia media del material en compresión no confinada por la longitud del muro antes indicada.

De acuerdo a:

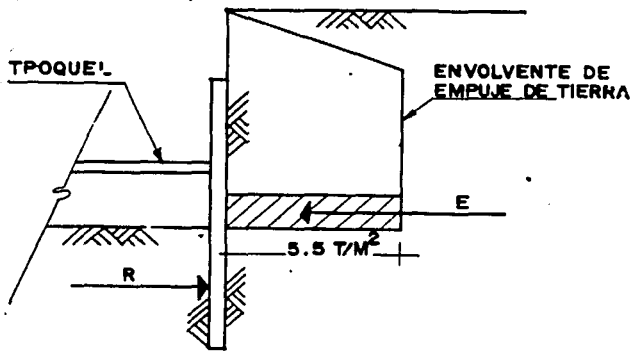
$$FS = \frac{R}{E}$$

se tendrá un factor de 2.5 que resulta admisible.

Considerando una profundidad de 15.2m se tendrán cinco niveles de troqueles de 3.75, 6.45, 8.50, 10.50 y 12.75, de profundidad respecto al nivel de la superficie del terreno, siendo los niveles de 6.45 y 8.50m provisionales, es decir, que se retirarán al colocarse los troqueles del nivel de 10.50m.

Cuando la profundidad de la excavación sea de 13.0m antes de colocar el troquel del nivel 12.75m, se presenta el mecanismo de falla mostrado en la figura 2. en este caso el empuje será resistido por la reacción del suelo R sobre la pata del muro enterrada entre 13.0 y 16.50m de profundidad, supuesta igual a la resistencia media del material en compresión no confinada por la longitud del muro antes indicada.

Se tendrá un factor de seguridad contra falla de la pata en las condiciones establecidas de 2.4 que es admisible.



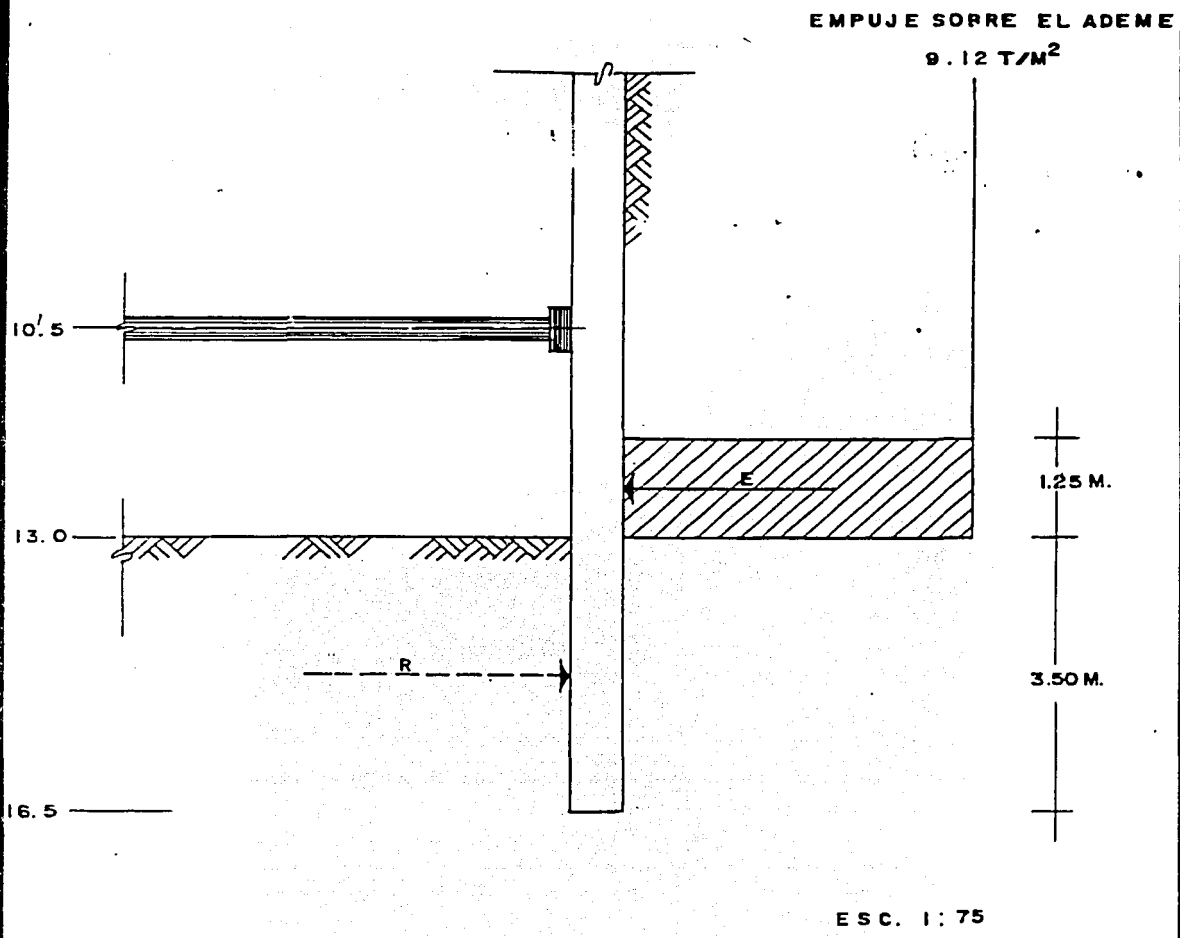
ESC. 1 : 200

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA
PATA DEL MURO MILAN

Geotecnologe

ELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO LE EXCAVACIÓN
PARA EL SUBTRAMO ESTRELLA-RÍO BLANCO

FIGURA 1



Geotecnologe	ELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN PARA EL SUBTRAMO RÍO BLANCO-LA VILLA	FIGURA 2
---------------------	---	-----------------

Procedimiento constructivo

La excavación se hará a cielo abierto entre una estructura de contención, integrada por muros de concreto armado colado in situ.

Previamente a la excavación con maquinaria, de la zanja que alojará el muro de concreto y con objeto de eliminar los materiales superficiales resistentes, se efectuará una excavación a 1.5m de profundidad con ancho de 0.6m y taludes verticales.

Las paredes de la zanja deben de quedar bien alineadas por lo que para iniciar la excavación el piso o pavimento debe ser cortado en toda su profundidad con una sierra mecánica, y posteriormente continuar con la excavación afinando y perfilando sus paredes. En caso de que los materiales excavados no tengan la capacidad suficiente para adoptar un talud vertical estable se construirán brocales de concreto de acuerdo con la especificación correspondiente.

Durante la construcción de los muros de concreto se utilizará lodo bentonítico que cumpla con todas las propiedades indicadas en las especificaciones.

El avance máximo de la excavación será de 8m, a lo largo del eje del Metro para construir tramos de losa de fondo de 8m de longitud (Fig. 1).

Subtramo Estrella-Río Blanco.

El colado de los muros se efectuará hasta 0.5m arriba del lecho inferior de la losa de techo. La excavación, instalación de pozos de alivio, colocación de puntales y colado de la estructura se hará por etapas, siguiendo el proceso que se describe a continuación:

1. Inicialmente en el área que cubrirá el cajón se excavará en una etapa a todo lo largo del tramo hasta 2 m de profundidad dejando taludes verticales. En caso de que los materiales excavados no tengan capacidad suficiente para adoptar un talud vertical estable se les dará un talud de 0.25:1. En las zonas en que los materiales sean predominantemente granulares sin cohesión deberán protegerse los taludes con un aplanado de mortero de cemento sobre una malla de gallinero anclada al talud.
2. Para abatir la presión hidráulica en la capa de arena que se encuentra entre 10.5 y 11m de profundidad, aproximadamente, se instalarán pozos de alivio a 12m de profundidad a cada 8m sobre el eje del cajón, coincidiendo con la parte media de los tableros que constituyen el muro de contención. Los pozos quedarán constituidos por una perforación de 0.3m de diámetro rellena con grava limpia bien graduada.

3. En el sitio en que se inicie la excavación se dejará un talud 1:1 hasta 5m de profundidad, una berma intermedia de 6m de ancho, y un talud de 1:1 hasta el nivel máximo de excavación (Fig. 2). Si el tiempo que permanecerá expuesto el talud se estima en más de dos meses, deberá protegerse contra la erosión cubriendo su superficie con una capa de mortero colocada sobre malla de gallinero anclada al talud, que deberá tener perforaciones que eviten que se acumule agua detrás de ella. El apuntalamiento de los muros de concreto que queden descubiertos deberá efectuarse y mantenerse con las presiones correspondientes. Los niveles de los puntales se indican más adelante.
4. Se excavará en una longitud de 8m en el sentido de avance de la excavación hasta 6m de profundidad dejando un talud 1:1, instalando conforme se profundice la excavación los niveles de puntales a 3.75 y 5.5m de profundidad. Los puntales se colocarán en pares separados entre sí 3.5m centro a centro, de manera que queden simétricamente colocados con respecto a la junta de construcción de los muros.

Los puntales antes indicados se instalarán inmediatamente después de que la excavación descubra sus puntos de aplicación, no debiéndose continuar con ésta, si los puntales no han sido colocados.

Los puntales se colocarán con precargas de 20 ton en los tres niveles al momento de su instalación. Debiéndose verificar la carga al día siguiente entre las 8 y 9 horas.

5. Dejando una berma intermedia de 3m de ancho y un talud de 1:1 se excavará hasta la profundidad máxima de proyecto y se colocará el tercer nivel de puntales a 7.25m de profundidad, quitando a continuación los puntales del segundo nivel.
6. Al alcanzar la máxima profundidad de excavación, inmediatamente se colocará una plantilla de 15 cm de espesor constituida por gravas o tezontle con tamaño máximo de dos pulgadas. Deberá revisarse que el pozo de alivio no quede obstruido por material fino. El control de agua que fluya hacia la excavación se efectuará mediante bombeo de achique captándola en un cácamo que se excavará en una de las esquinas del tramo excavado de donde será bombeada al exterior. Inmediatamente después de colocada la plantilla se procederá al armado y colado de la losa inferior. Será condición necesaria que el colado de la losa inferior se haga dentro de las 15 horas siguientes, contadas a partir del momento en que se alcanza la máxima profundidad de excavación.

Por ningún motivo deberá iniciarse la excavación del cajón sin tener habilitado el acero de refuerzo de la losa de fondo. No podrá dejarse la excavación abierta hasta el nivel de desplante de la losa de fondo cuando se atravesase un día festivo o un fin de semana.

En el último caso, el constructor puede iniciar la excavación cuando tenga previsto el material y el personal necesario para ejecutar sin interrupción la colocación de la plantilla y el armado y colado de la losa de fondo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Una vez colocada la plantilla de una etapa, podrá iniciarse la excavación de la etapa siguiente hasta 6m de profundidad, respecto al nivel de banqueteta. El volumen de suelo restante para alcanzar la máxima profundidad, no podrá ser retirado hasta tener totalmente colada la losa de piso de la etapa anterior.

7. Después de transcurridas 48 horas de colada la losa de piso se podrá retirar el tercer nivel de puntales.
8. Se procederá a la demolición de los muros de concreto hasta el nivel de apoyo de las tabletas de techo.
9. Se procederá a la colocación de las tabletas de techo y el armado y colado de la losa superior.
10. El primer nivel de puntales se podrá retirar 72 horas después de colar la losa de techo.
11. Para colocar el material de relleno, será necesario que transcurra el tiempo adecuado para que la losa de techo alcance su resistencia de proyecto.
12. Los últimos 30cm de material que se colocará sobre la losa de techo constituirán el piso o pavimento y las características de los materiales empleados, su compactación y su procedimiento constructivo se efectuará de acuerdo a lo que marquen las especificaciones.

Durante toda la construcción de este tramo, deberá respetarse siempre, en el frente de ataque de la excavación el talud de corte que se muestra en la figura 1 en la que se observa que después de colado un tramo de losa debe existir una excavación de 8m de longitud, un talud de 1:1 hasta la profundidad de 6m, una berma de 3m de longitud y un talud 1:1 hasta el nivel máximo de excavación que en el tramo considerado será de 10m.

Previo a la excavación de este tramo deberán instalarse bancos de nivel superficiales y profundos, líneas de colimación y piezómetros tal como se indica en las especificaciones correspondientes.

Subtramo Río Blanco-La Villa

El colado de los muros se efectuará hasta el nivel -3m, respecto a la superficie del terreno. La excavación, instalación de pozos de alivio, colocación de puntales y colado de la estructura se hará por etapas, siguiendo el procedimiento que a continuación se describe:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1. Inicialmente en el área que cubrirá el cajón se excavará en una etapa a todo lo largo del tramo hasta 2m de profundidad dejando taludes verticales. En caso de que los materiales excavados no tengan capacidad suficiente para adoptar un talud vertical estable se les dará un talud de 0.25:1. En las zonas en que los materiales sean predominantemente granulares sin cohesión deberán protegerse los taludes con un aplanado de mortero de cemento aplicado sobre una malla de gallinero anclada al talud.
2. Para abatir la presión hidráulica en las capas de arena que se encuentran de 10.5 a 11.0, 14.3 a 15.0 y 17.0 a 19m, aproximadamente, se instalarán pozos de alivio a 19.6m de profundidad a cada 8m sobre el eje del cajón, coincidiendo con la parte media de los tableros que constituyen el muro de contención. Los pozos quedarán constituidos por una perforación de 0.3m de diámetro relleno con grava limpia, bien graduada.
3. La geometría de los taludes de inicio de excavación o cabecero y de avance será función de la profundidad máxima de excavación. Dado que en el subtramo de interés la profundidad de excavación varía entre 8.75 y 15.2m se considerará el mismo tipo de taludes, tanto cabecero como de avance, cuando la profundidad máxima de excavación se encuentre entre los intervalos de 8.75 a 10.0, 10.0 a 12.5 y 12.5 a 15.2m, con la siguiente geometría:

- Para profundidades de excavación máxima entre 8.75 y 10.0m

Talud cabecero: se dejará un talud 1:1 hasta 5m de profundidad, una berma intermedia de 6m de ancho y un talud 1:1 hasta el nivel máximo de excavación (Fig. 3).

Talud de avance: se excavará en una longitud de 8m en el sentido de avance de la excavación hasta 6m de profundidad dejando talud 1:1, una berma intermedia de 3m de ancho y un talud 1:1 hasta la profundidad máxima de proyecto (Fig.4).

- Para profundidades de excavación máxima entre 10.0 y 12.5m.

Talud cabecero: se dejará un talud 1.25:1 hasta 4m de profundidad, una berma de 5.5m de ancho y un talud de 1.25:1 hasta el nivel máximo de excavación (Fig. 5).

Talud de avance: se excavará en una longitud de 8m en el sentido de avance de la excavación hasta 7.5m de profundidad dejando talud de 1.25:1, una berma intermedia de 6.5m de ancho, un talud 1.25:1 hasta el nivel máximo de excavación (Fig.6).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Para profundidades de excavación máxima entre 12.5 y 15.2m

Talud cabecero: se dejará un talud de 1.5:1 hasta 4.5m de profundidad, una berma de 6m de ancho, un talud 1.5:1 hasta 10m de profundidad, una berma de 6m de ancho y un talud 1.5:1 hasta el nivel máximo de excavación (Fig. 7).

Talud de avance: se excavará en una longitud de 8m en el sentido de avance de la excavación hasta 5.7m de profundidad dejando talud 1.5:1, una berma de 6m de ancho y un talud de 1.5:1 hasta el nivel máximo de excavación (Fig. 8).

Si el tiempo que permanecerá expuesto el talud cabecero se estima en más de dos meses, deberá protegerse contra la erosión cubriendo su superficie con una capa de mortero colocada sobre malla de gallinero anclada al talud, que deberá tener perforaciones que eviten que se acumule agua detrás de ella.

4. El apuntalamiento de los muros de concreto que queden descubiertos deberá efectuarse y mantenerse con las presiones correspondientes. Los niveles de puntales dependerán de la profundidad máxima de excavación y se indican en la siguiente tabla:

Nivel de troquelamiento.	Profundidad de excavación máxima (m)						
	9	10	11	12	13	14	15
1	3.75	2.50	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
2	5.50*	5.20*	6.25*	6.35*	6.25*	6.30*	6.45*
3	7.25	7.55	8.65	8.30	8.55	8.40*	8.50*
4	-	-	-	10.25	11.05	10.15	10.50*
5	-	-	-	-	-	12.00	12.75

* Troqueles temporales.

Los puntales se colocarán en pares separados entre si 3.5m centro a centro, de manera que queden simétricamente colocados con respecto a la junta de construcción de los muros.

Todos los puntales indicados se instalarán inmediatamente después de que la excavación descubra sus puntos de aplicación, no debiendo continuar con ésta, si los puntales no han sido colocados.

Los puntales se colocarán con precargas de 20 ton al momento de su instalación, debiéndose verificar la carga al día siguiente entre las 8 y 9 horas.

5. Al alcanzar la máxima profundidad de excavación, inmediatamente se colocará una plantilla de 15cm de espesor constituida por gravas o tezontle con tamaño máximo de dos pulgadas. Deberá revisarse que el pozo de alivio no quede obstruido por material fino. El control de agua que fluya hacia la excavación se efectuará mediante bombeo de achique captándola en un cárcamo que se excavará en una de las esquinas del tramo excavado de donde será bombeada al exterior. Inmediatamente después de colocada la plantilla se procederá al armado y colado de la losa inferior, y el armado de los muros de acompañamiento. Será condición necesaria que el colado de la losa inferior se haga dentro de las 15 horas siguientes, contadas a partir del momento en que se alcanza la máxima profundidad de excavación. Por ningún motivo deberá iniciarse la excavación del cajón sin tener habilitado el acero de refuerzo de la losa de fondo. No podrá dejarse la excavación abierta hasta el nivel de desplante de la losa de fondo cuando se atraviese un día festivo o un fin de semana.

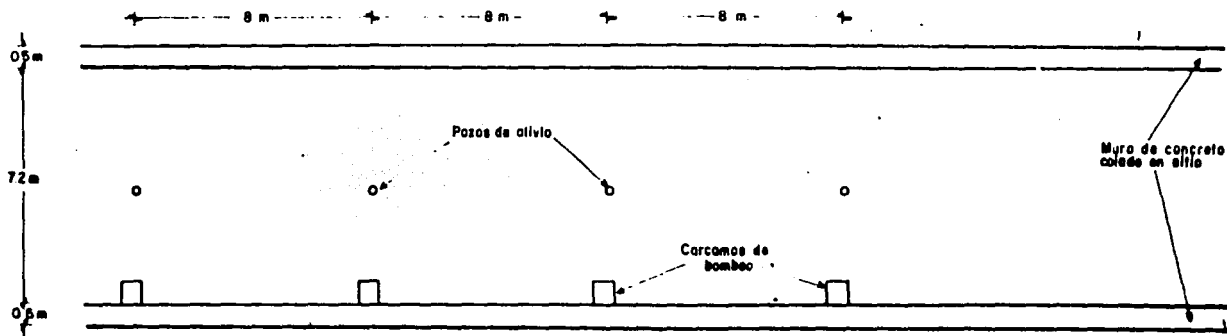
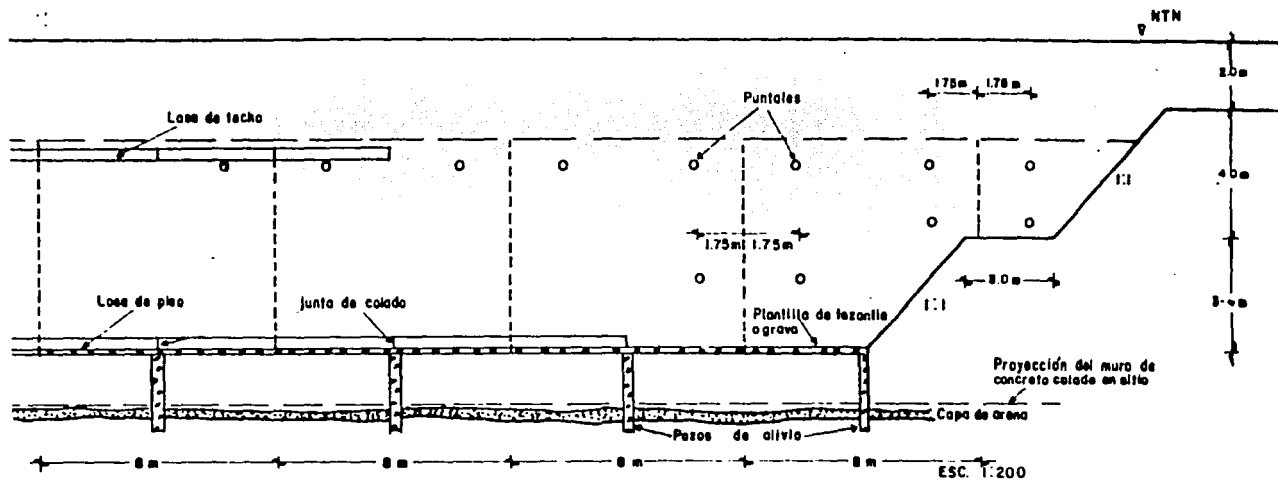
Una vez colada la plantilla de una etapa, podrá iniciarse la excavación de la etapa siguiente hasta el nivel superior de la berma inferior. El volumen de suelo restante para alcanzar la máxima profundidad, no podrá ser retirado hasta tener totalmente colada la losa de piso de la etapa anterior.

6. Se procederá al armado y colado de los muros de acompañamiento.
7. Después de transcurridas 72 horas de colada la losa de piso se podrá retirar el último nivel de puntales.
8. Una vez alcanzada la resistencia suficiente de los muros de acompañamiento se procederá a la colocación de las tabletas de techo y al armado y colado de la losa superior.
9. El penúltimo lugar de puntales se podrá retirar 72 horas después de colar la losa de techo.
10. Para colocar el material de relleno, será necesario que transcurra el tiempo adecuado para que la losa de techo alcance su resistencia de proyecto. El material de relleno deberá colocarse y satisfacer las especificaciones.
11. El primer nivel de puntales se podrá retirar cuando el nivel de la superficie del relleno se encuentre 0.25m bajo éste.
12. Los últimos 30cm del material que se colocará sobre la losa de techo constituirán el piso o pavimento y las características de los materiales empleados, su compactación y procedimiento constructivo se efectuará de acuerdo a lo indicado en las especificaciones.

Durante toda la construcción de este tramo, deberá respetarse siempre, en el frente de ataque de la excavación el talud de corte que se muestra en la figura 1 en la que se observa que después de colado un tramo de losa debe existir una excavación de 8m de longitud, un talud de 1:1 hasta la profundidad de 6m, una berma de 3m de longitud y un talud 1:1 hasta el nivel máximo de excavación que en el tramo considerado será de 10m.

Previo a la excavación de este tramo deberán instalarse bancos de nivel superficiales y profundos, líneas de colimación y piezómetros tal como se indica en las especificaciones correspondientes.

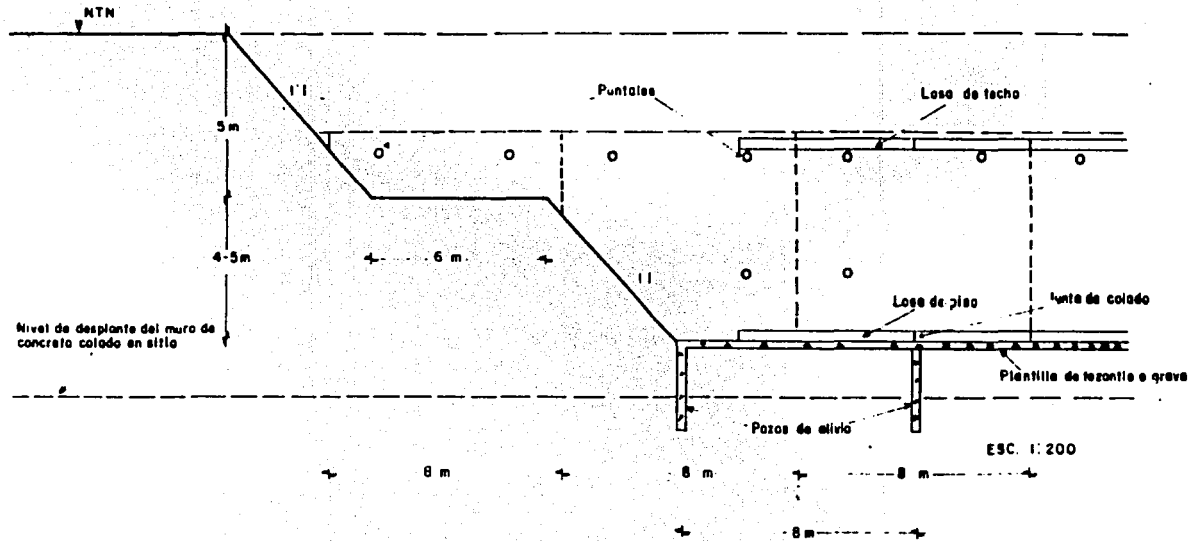
PERFIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

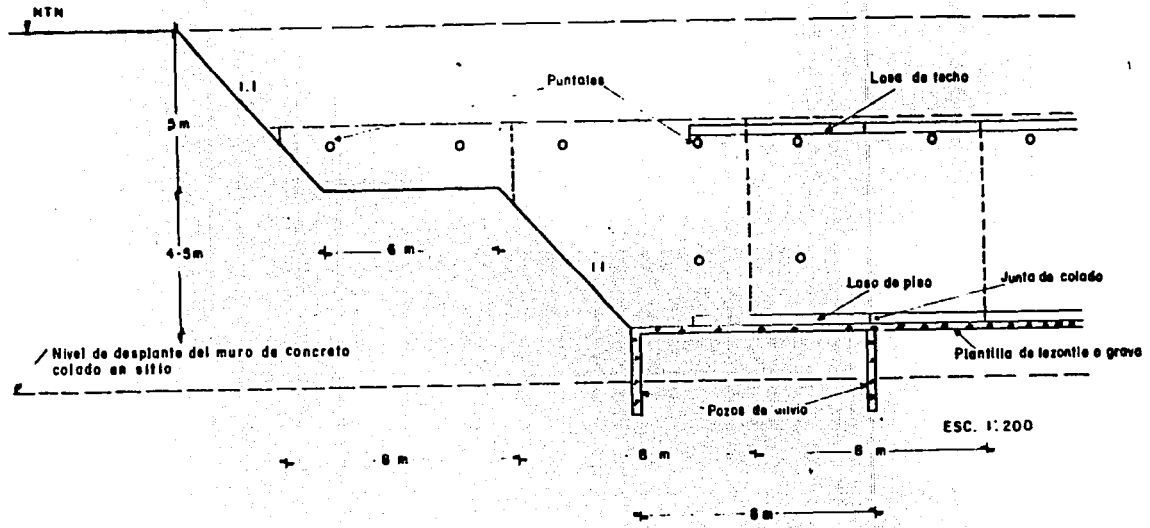
PLANTA

TALUD CABECERO

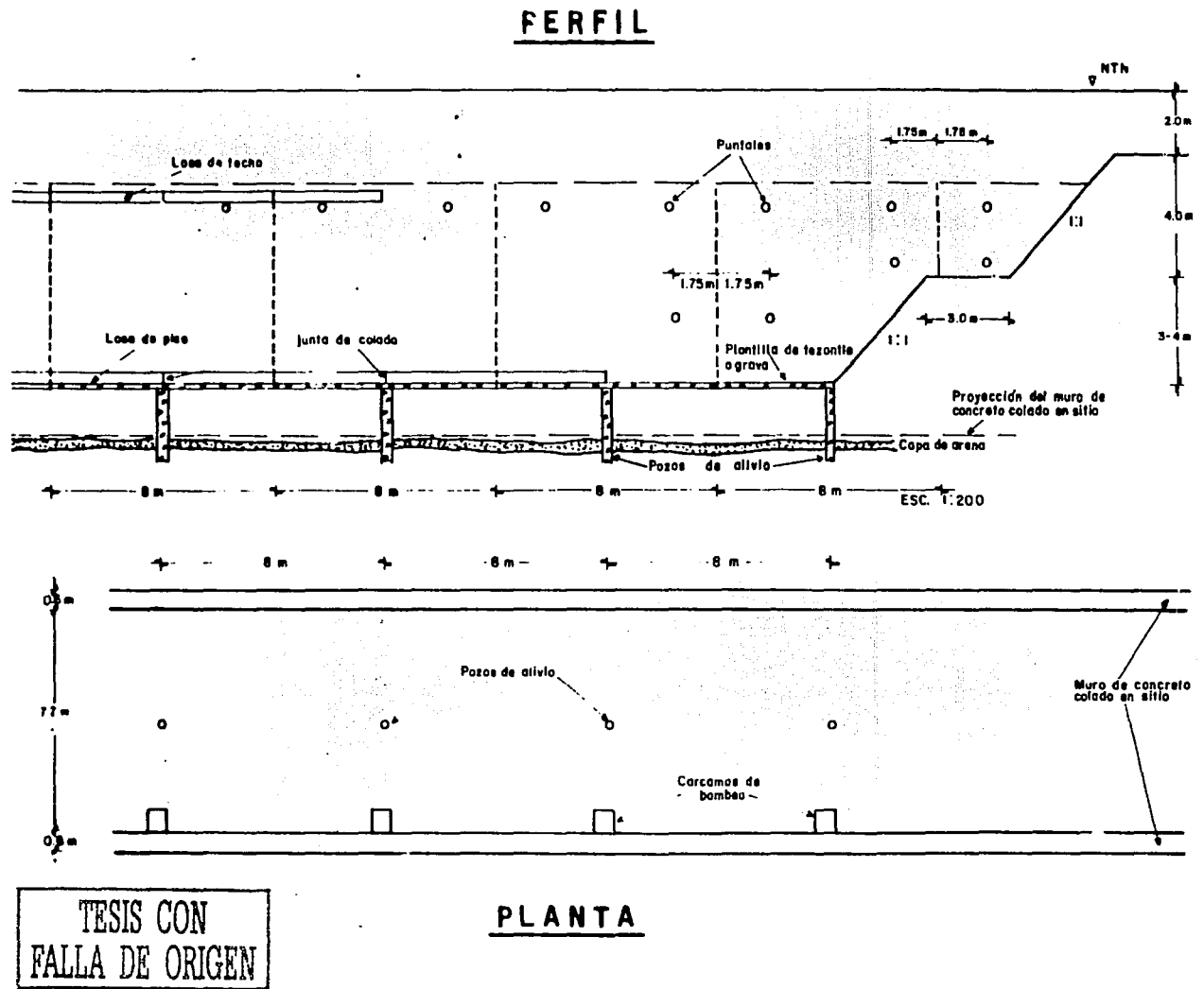


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

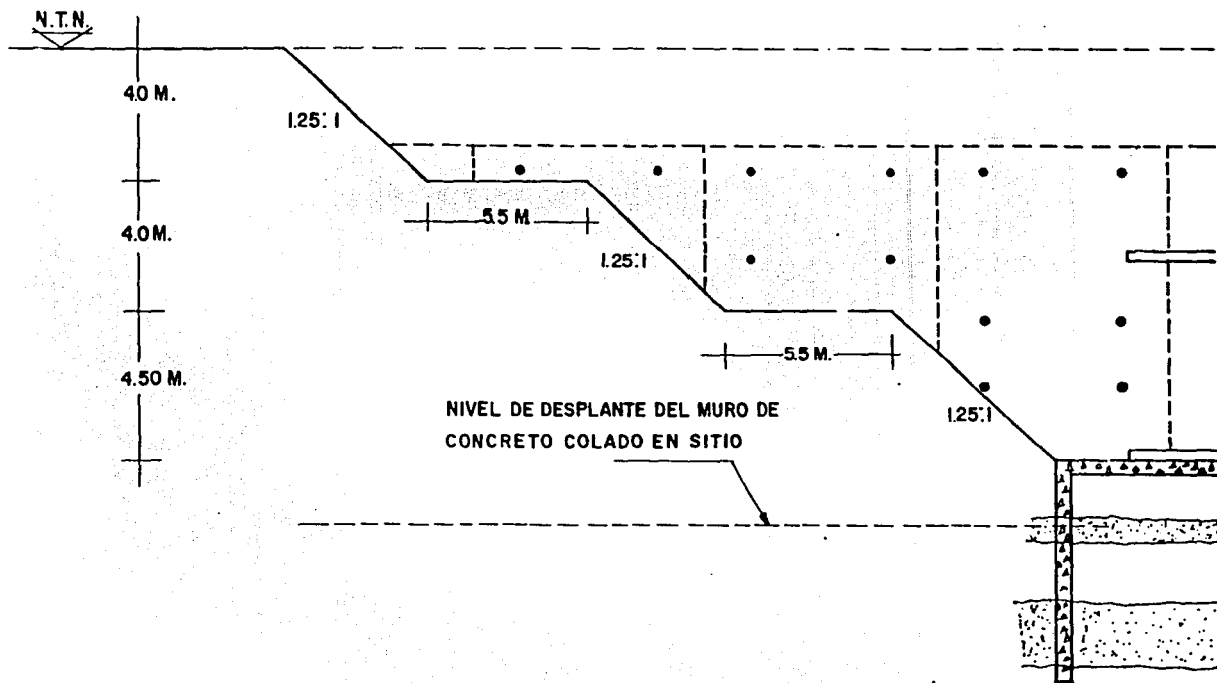
TALUD CABECERO



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



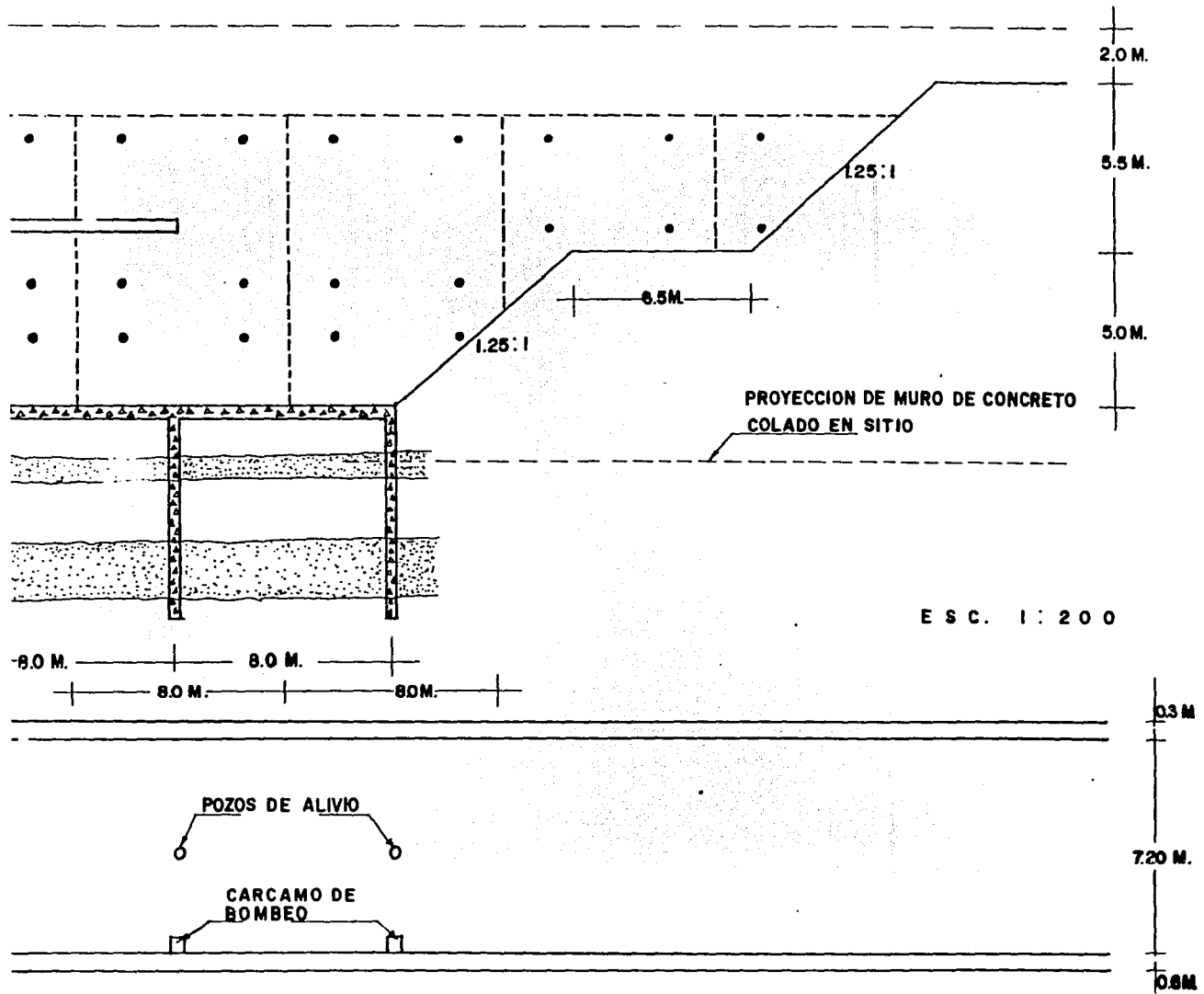
TALUD CABECERO PARA 12.5 M. DE PROFUNDIDAD



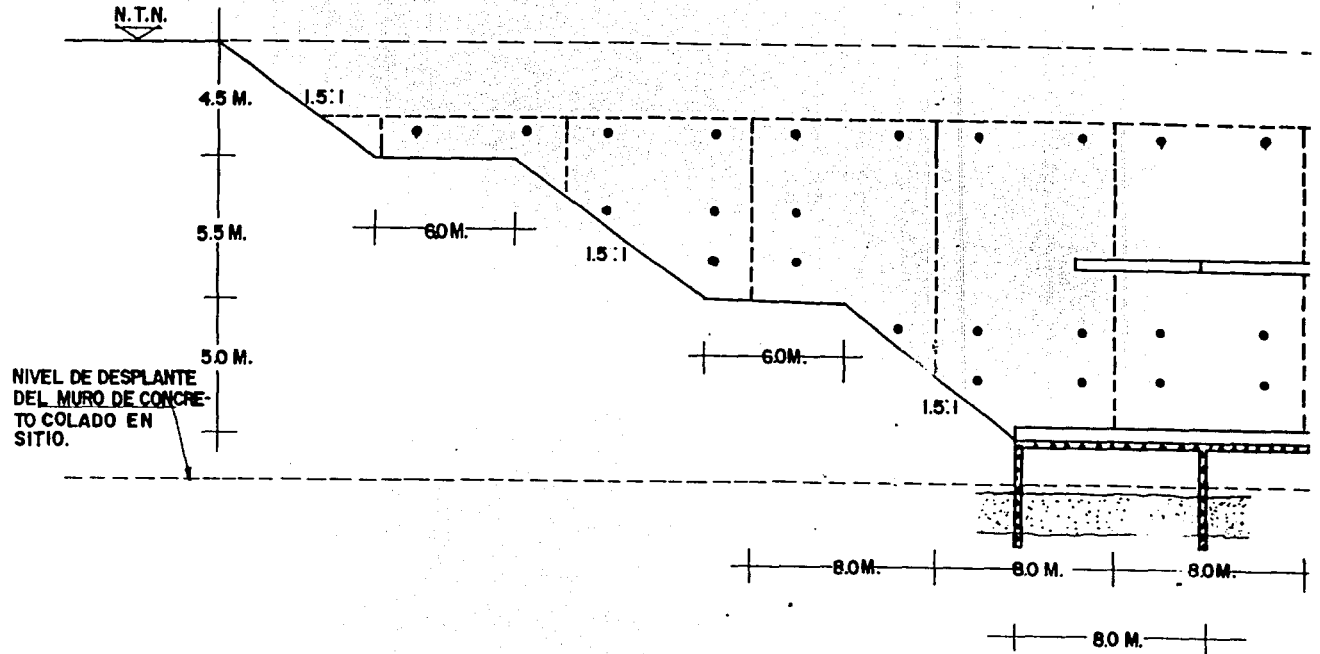
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ESC. 1:200

PERFIL PARA 12.5 M. DE PROFUNDIDAD

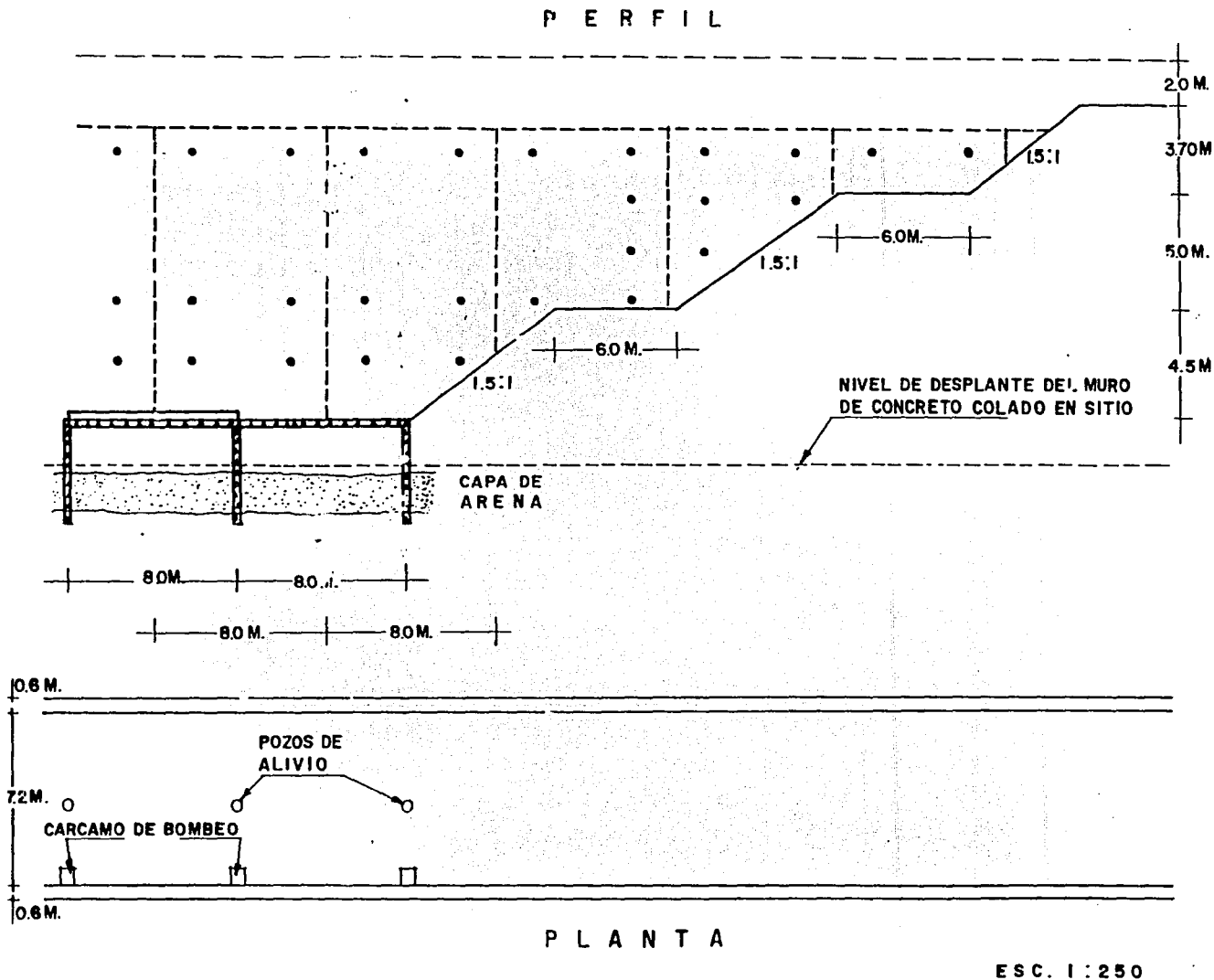


TALUD CABECERO



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

E S C . 1 : 250



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO VI**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN****ESPECIFICACIONES.****Especificaciones de procedimiento constructivo para los brocales y zanjas.**

Los brocales son piezas en forma de ángulo recto o delantales de concreto colados en el lugar. Tienen la finalidad de retener los rellenos sueltos superficiales y de servir de guías a las herramientas de excavación de los muros colados en el cajón.

Para cumplir adecuadamente con esta última función, deberán dejar espacio libre de 5 cm adicionales al espesor del muro y su alineamiento debe ajustarse al trazo.

Para construir estos brocales habrá que excavar primero la parte superior de las zanjas donde se van a alojar los muros, hasta una profundidad variable de acuerdo con el espesor de los rellenos, pero no menor de 1.50 m ni mayor a la profundidad a la que se encuentra el nivel freático.

En virtud de que dentro de los dos primeros metros bajo la superficie se encuentran la mayoría de los tubos y ductos de los servicios, como son: Teléfono, electricidad, alcantarillado, etc. La excavación de las zanjas guías deberá hacerse con precaución ya sea a mano o con maquinaria para no dañarlos.

Para el colado de las ramas verticales o faldones del brocal, se tiene que colocar una cimbra. La cimbra de un lado se apoyara contra la del otro por medio de puntales, esto con la finalidad de evitar las irregularidades o abolsamientos que se formen durante el colado.

Los puntales serán polines de madera de sección cuadrada de 10 x 10 cm y se colocarán a cada dos metros de separación horizontal.

En el sentido vertical se colocarán en dos niveles cuando la altura del brocal sea de 1.50 m y en tres niveles cuando sea mayor.

Las ramas horizontales de los brocales, constituyen pequeñas losas sobre las cuales se podrán rodar las maquinas de excavación.

El ancho mínimo de estas ramas horizontales será de 0.50 m, pero este ancho se podrá modificar a criterio de la supervisión de acuerdo a las condiciones que se presenten en el terreno de apoyo, siempre asegurando que el brocal quede bien apoyado y no exista el riesgo del volteo durante la excavación.

Una vez que se han colado los brocales y las zanjas han quedado libres de estorbos, se deberán colocar compuertas de madera o de acero para el aislamiento de tramos zanjas guía que corresponde a la longitud del tablero del muro que se va a construir.

Cada tramo aislado por las compuertas se llenara enseguida con lodo bentonítico, hasta que se haya alcanzado un nivel de 80 cm abajo del borde superior del brocal. Este mismo nivel del lodo deberá mantenerse durante todo el proceso de excavación y colado posterior.

Especificación del procedimiento constructivo para muros de concreto colado en zanjas bajo lodo bentonítico.

El procedimiento que se deberá de seguir para la excavación de las zanjas, la introducción de la parrilla de armado y el colado de los muros de concreto de los tramos subterráneos del metro, se indica enseguida:

Una vez que se ha aislado el tramo de zanja que se va a construir se procederá a la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante de los muros. Como las excavaciones no se mantendrán estables, conforme se realice la excavación se deberá vaciar en ella lodo bentonítico, siempre manteniendo un nivel de 0.8 m abajo del borde superior de la excavación.

Para realizar la excavación en la cual se alojaran los muros se deberá utilizar equipo o maquinaria cuya herramienta de corte sea guiada, con el objeto de garantizar una aceptable verticalidad, así como un alineamiento e integridad de las paredes de la zanja y por supuesto que permita alcanzar sin problemas la profundidad media del muro. Por ningún motivo se permitirá que se utilice para realizar la excavación el cucharón de almeja libre o cualquier otra herramienta no guiada, ya que con este equipo se obtienen verticalidades de muy dudosa calidad y se provocan derrumbes durante la excavación.

Otro aspecto que se debe de tener en consideración es que la herramienta de excavación debe de deslizarse con suavidad, sin chicoteo y sin golpes, debe hincarse sin dejarla que choque o que caiga libremente contra el lodo o las paredes de la zanja para evitar desprendimientos o caídos, así como cortar firmemente la arcilla hincando la herramienta a presión sin sacudir ni arrancar de súbito.

Las excavaciones de las zanjas se harán en forma alternada, es decir no deberán excavar tableros contiguos en forma simultanea. No se excavara ningún tablero hasta que el concreto del tablero contiguo haya alcanzado su fraguado inicial..

Durante la excavación deberá efectuarse un control de las propiedades del lodo bentonítico; este control consiste básicamente en efectuar las pruebas necesarias para confirmar que dichas propiedades cumplan con los límites especificados. Se llevaran cuando menos dos pruebas de lodo por cada tablero, la primera al vaciar el lodo en la zanja antes de iniciar la excavación y la segunda inmediatamente antes de introducir la parrilla de refuerzo.

Todo lodo de primer uso que se utilice en las zanjas de excavación deberá de tener un periodo de reposo mínimo de 18 horas.

Por ningún motivo se permitirá el abatimiento del nivel del lodo del que con anterioridad se indico, debido a que se producirían succiones y gradientes en el manto freático que favorecerían la desintegración y el derrumbe de las paredes.

Un mismo lodo podrá utilizarse las veces que determine el laboratorio de control, por consiguiente deberá de cumplir con las especificaciones, de no ser así se procederá al desecho del lodo.

Se deberán prever las instalaciones de preparación y regeneración de lodos y la capacidad de almacenamiento suficiente para cumplir ampliamente las necesidades diarias de la obra, cumpliéndose un 50 % en exceso del volumen de las zanjas por rellenar en el día, para absorber el consumo adicional que se tenga por fugas o pérdidas de lodo a través de las fisuras y grietas en las arcillas, o de los poros en los materiales más permeables.

Cuando la fuga de lodo sea muy notable, se podrá utilizar aserrín disuelto en el lodo para rellenar las grietas, teniendo en cuenta que la anexión del aserrín al lodo se realizará en los recipientes de mezclado y no en la zanja para que no se formen grumos.

Cuando se perciba cualquier fuga de lodos durante las operaciones de excavación, se deberán anotar todas sus características en la bitácora de obra. No permitiéndose que se realice el colado en un tramo en el cual se detectaron fugas y no se hayan tratado adecuadamente, hasta asegurarse que hayan desaparecido.

No puede dejarse una zanja totalmente excavada y ademada con lodo por mucho tiempo, por lo que no deberán pasar mas de veinticuatro horas entre el inicio de la excavación del tablero y el inicio de su colado. Así mismo no deberán transcurrir mas de seis horas entre el momento que se alcance la máxima profundidad de excavación y el inicio del colado.

Como es el caso de que la herramienta de excavación es curva, la profundidad de excavación será la que indique el proyecto en cada caso mas veinte centímetros.

Terminada la excavación, deberá procederse a la limpieza del azolve del fondo, utilizando un tubo eyector que se pasará por todo el piso de la zanja.

Cuando se haya concluido la excavación y se haya verificado la profundidad de la zanja y las propiedades del lodo, se procederá a introducir las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo.

Las juntas son tubos metálicos huecos de forma semicircular y rectangular que en una de sus caras tiene la forma macho o hembra y que contiene la banda de PVC integrada. Una parte de esta banda queda ahogada en el momento del colado y la otra parte queda libre en el interior del tubo para ahogarse durante el colado del muro contiguo.

A la cara de la junta que quedara en contacto con el concreto deberá aplicarse una película de grasa o de un desencofrante constituido por una resina epóxica o poliéster de 1 mm de espesor para facilitar su extracción posterior.

En el interior del tubo junta no deberá introducirse el concreto, por lo que deberá tener sus extremos cerrados, y en su parte inferior tendrá una caja metálica que se hincara y asentara firmemente en el fondo de la zanja para evitar que se mueva o se deforme durante el colado, dicha junta deberá lastrarse para evitar su flotación.

Una vez instaladas las juntas se procederá de inmediato a introducir la parrilla del armado dentro de la zanja ademada con el lodo. Las parrillas se harán descender por su peso propio por medio de una grúa, tomándose las precauciones necesarias para asegurar la verticalidad, el alineamiento y la profundidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para evitar la tendencia a la flotación de la parrilla de armado y garantizar que permanezca en su lugar, se empujará durante su descenso y una vez colocada en su lugar, se instalarán dos gatos en la superficie apoyados contra el brocal que impida que la parrilla se mueva durante el colado. Estos gatos se retirarán hasta que se haya terminado el colado.

El tiempo máximo que transcurra entre el momento de introducción de la parrilla en la zanja y el colado de la misma será de cuatro horas, ya que periodos mayores favorecen la formación de cake o costra que reducen la adherencia concreto-acero, por esta razón el colado del muro deberá iniciarse inmediatamente después de introducida la parrilla de armado, ya que no es conveniente sacar y meter nuevamente la parrilla de la zanja, pues en cada operación se pueden presentar caídos que afecten la estabilidad de la zanja.

Con el objeto de garantizar el recubrimiento correcto de los muros, las parrillas de armado deberán habilitarse con roles de concreto de 5" de diámetro que estarán fijados al acero principal de la parrilla por medio de varilla de $\frac{3}{4}$ " localizadas en ambas caras de la parrilla y tres niveles equidistantes en el sentido vertical. Cada una de las varillas llevara cuatro roles ubicados también equidistantes en el sentido horizontal.

También es necesario dejar dentro de la varilla espacios libres de 60x60 cm con varillas verticales de guía para el paso de las trompas del colado. Para impedir el paso del concreto en la zona de unión posterior con la losa de piso, se hará una caja de 1.25 m de altura y 15 cm de espesor, a lo largo de la parrilla, con espuma de plástico amarrada con tela de gallinero. Debe de cuidarse que en el descenso y la colocación de la parrilla, la caja no se deforme, para no perder la posición y el anclaje previsto.

Después de colocada, centrada y nivelada la parrilla se introducirán las trompas de colado, por tramos. Los coples de unión de cada tramo de las trompas deben ser perfectamente herméticos, para impedir que la succión de la columna de concreto, al bajar chupe aire o lodo del exterior. Cada tramo no será mayor de 2 metros de largo y tendrá un diámetro no menor de 30 cm. Al tramo que sobresale en la superficie se le conecta un embudo o una tolva. La boca de esta tolva debe quedar a una altura conveniente para que se pueda descargar directamente el concreto desde las ollas revolventoras. Todo el conjunto se subirá o se bajara durante el colado por lo tanto deberá contarse con el equipo necesario para efectuar estos movimientos. Los tramos de tubo deberán ser lo suficientemente fuertes y pesados para soportar el manejo.

El extremo inferior de la trompa, o boca de la descarga, debe quedar apoyado en el fondo de la zanja antes de iniciar el colado. Una vez introducidas las trompas de colado se colocara entre la tolva y el tubo un tapón constituido por un balón de látex, el cual descenderá obligado por el peso del concreto vaciado, evitando en esta forma la segregación y la contaminación del lodo.

En esta forma se evita la descarga de concreto con mucha energía, que pueda dar lugar a la mezcla del concreto con el lodo. Para iniciar el flujo del concreto la trompa deberá levantarse una distancia de 30 cm del fondo de la zanja.

El concreto deberá ser lo suficientemente fluido para que sin necesidad de vibrarlo penetre y se distribuya uniformemente por todo el tablero.

La boca de descarga de la trompa de colado no debe quedar nunca ahogada menos de 1.50m en el concreto que se este colando. Para ayudar al concreto a fluir al principio, puede desplazarse la trompa verticalmente hacia arriba y hacia abajo vigilando que permanezca siempre suficientemente ahogada en el concreto, para que no exista contaminación del lodo con el concreto. A medida que el concreto fluye se agregará más concreto a la tolva, manteniendo la columna a una altura conveniente, para regular la rapidez del flujo, en esta forma, el lodo de la zanja será desplazado hacia la superficie, por la diferencia de densidades.

El impulso que lleva la primera mezcla a salir por la boca de descarga producirá un efecto de arranque en el fondo del tablero y lo dejara limpio de lodo.

El concreto no deberá ser vaciado de golpe dentro de la tolva para lograr un flujo suave y continuo, por lo que no deberán tenerse recesos o suspensiones mayores de 15 minutos.

Es necesario llevar un riguroso control de colado midiendo en forma permanente la variación del nivel de la superficie del concreto y anotándolo en un registro, con objeto de poder decidir el retiro oportuno de los tramos de las trompas de colado, y programar adecuadamente el suministro del concreto para evitar los recesos.

En resumen, un buen procedimiento de colado representa:

1. Tener un lodo bajo control que cumpla con todas las características especificadas
2. Tener un concreto fluido
3. Dejar la trompa ahogada siempre en el concreto, no menos de 1.50m durante el colado y asegurarse de que los coples de unión de los tramos de la trompa sean herméticos, para que impidan la entrada del lodo hacia el interior del mismo.
4. Realizar un colado continuo que por ningún motivo sea interrumpido mas de 15 minutos.
5. Evitar todo movimiento brusco de la trompa, así como el vibrado y el picado, ya que con esto se favorece a la contaminación del concreto con el lodo, resultando oquedades y zonas contaminadas de muy baja resistencia en el muro.
6. Verificar durante el colado el volumen del concreto que entra en el tablero y el volumen del lodo que se desplaza y compararlo con los volúmenes calculados de acuerdo con la geometría del tablero. Si hay diferencias notables puede significar que ocurran fugas o que hay mezcla del lodo con el concreto.

El concreto de los muros debe de llegar a un nivel 30 cm arriba del nivel superior indicado en el proyecto. Estos 30 cm en exceso se consideran contaminados y que no contribuyen al trabajo estructural del cajón.

Debido a que la excavación entre muros se llevará a cabo aprovechando la rigidez de los muros y su capacidad de trabajo como tablestacas en el sentido vertical y como losas en el sentido longitudinal, dicha excavación no podrá iniciarse hasta que hayan transcurrido por lo menos 14 días de colados los muros (para concreto tipo III) ó 28 días (para concreto tipo I) y hasta que se tengan colados los muros de un lado y otro.

Especificaciones de lodos para la estabilización de las paredes de las zanjas de muros colados en el sitio.

Las paredes de las zanjas que se excavarán para construir dentro de ellas los muros de concreto reforzado colados en el lugar, no son estables por sí solas aún cuando se conserve un tirante de agua equivalente al del nivel freático o mayor. Para evitar que estas paredes se derrumben se deberán estabilizar llenándolas con lodo tixotrópico.

Propiedades y características que debe cumplir el lodo estabilizador.

La bentonita que se utilizará para la elaboración de los lodos, deberá ser bentonita sódica en polvo y deberá cumplir con las siguientes propiedades:

1. Viscosidad plástica	8 centipoises mínimo
2. Filtrado	14 cm ³ máximo.
3. % que pasa la malla # 200 (finura)	97 % mínimo.
4. Humedad	10 % máximo.

Estas propiedades permitirán comparar los resultados obtenidos, con bentonita de diferentes marcas. Las propiedades anteriores se determinarán con el siguiente proporcionamiento: Se tomará un saco escogido al azar por cada lote de 100 que se vayan a enviar a la obra. Se tomará de la muestra escogida una cantidad de 32 gr y se mezclará en 500 cm³ de agua destilada en la siguiente forma:

- Agitación de 20 minutos
- Reposo de 16 horas
- Agitación de 5 minutos
- Ejecución inmediata de las pruebas

Las pruebas antes mencionadas se deberán realizar con este proporcionamiento, rechazándose la bentonita que no cumpla con los resultados especificados. Es sumamente necesario que el muestreo y los resultados se determinen antes de que sea enviada la bentonita a la obra.

El lodo se deberá vaciar en el interior de los tableros excavados hasta alcanzar un nivel superior al nivel freático, con el objeto de generar un gradiente de presiones sobre las paredes de la excavación que ayude a detenerlas o mantenerlas estables. El gradiente además producirá infiltraciones de lodo hacia el interior de las paredes, por lo que deberá de controlarse la proporción agua-coloide, para que dicha infiltración sea mínima. Al producirse la infiltración, se va formando en la frontera lodo-suelo una película de pequeño

espesor de moléculas de lodo que constituye una membrana permeable y resistente conocida como "cake".

La resistencia del "cake" se suma a la presión hidrostática del lodo, para estabilizar las paredes de los tableros excavados.

El lodo estabilizador, para cumplir con su función, se requiere que:

- Forme una película impermeable en la frontera con el suelo, porque si no se forma o si se forma gruesa y poco resistente, el lodo penetrará en los poros del suelo y no logrará su estabilización. Para asegurar la formación de la película adecuada, el lodo deberá contener una cantidad importante de bentonita sódica. Las características de la película cambian notablemente por pequeñas variaciones en el proporcionamiento agua-bentonita o por la contaminación del lodo con arena o cualquier otra partícula sólida no coloidal. La cantidad de bentonita sódica que deberá contener el lodo será tal que el lodo producido cumpla con todas las características que se mencionan mas adelante. Una tentativa inicial agua- bentonita que se recomienda tomar como base para la dosificación del lodo varia entre 5 y 6 % de porcentaje de bentonita en peso, pero la dosificación definitiva será aquella que produzca un lodo cuyas propiedades queden comprendidas dentro de los limites que después se mencionarán.
- Que la suspensión de bentonita sódica en agua sea estable, es decir que no se produzca sedimentación o floculación de las partículas de bentonita. El lodo deberá ser capaz de aceptar que se le añada un material inerte de más peso sin sedimentarse, como puede ser la barita, material que permite formar un lodo de mayor densidad, generalmente utilizado en la estabilización de tableros próximos a construcciones o sobrecargas que imponen en las paredes de la excavación esfuerzos de compresión y de corte mayores que los de su peso propio.

Considerando lo anterior, los limites dentro de los cuales deberán mantenerse las propiedades de los lodos son los siguientes:

1. Viscosidad plástica	entre 10 y 15 centipoises
2. Viscosidad Marsh	55 segundos
3. Contenido de arena	máximo 3.5 %
4. Volumen de agua filtrada	máximo 25 cm ³
5. Densidad	entre 1.03 a 1.07 gr/cm ³
6. Espesor de la costra	entre 1.0 a 2 milímetros
7. P.H.	entre 7 y 10

Todas las propiedades deben de controlarse en el laboratorio, para establecer la relación agua-bentonita recomendable y verificarse periódicamente en las muestras obtenidas en los lodos que estén manejando en la obra.

El número de usos que se le dé al lodo estará limitado por el cumplimiento de las propiedades ya mencionadas, por lo que cuando el lodo ya no cumpla con cualquiera de las propiedades se procederá al desecho del mismo.

Especificación del procedimiento de construcción del relleno sobre el cajón.

El material empleado para la construcción de los rellenos, podrá ser mezclas de gravas, arenas y material fino que cumpla con las siguientes especificaciones:

- Límite líquido 40 % máximo
- Índice plástico 15 % máximo
- Contracción lineal 5 % máximo
- Valor relativo de soporte (CBR) 10 % mínimo
- Contenido de agua óptimo 30 % máximo
- Peso volumétrico seco máximo 1 400 kg/m³ mínimo

El procedimiento constructivo para la construcción de los rellenos es el siguiente:

1. Los materiales que se emplearán en la construcción de los rellenos se colocarán dentro del área por rellenar, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, secándolos y agregándoles agua para que tengan el contenido de agua correspondiente al grado de compactación del proyecto.
2. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua correspondiente, previamente determinado en el laboratorio, se colocara en capas de 20 cm de espesor máximo, en estado suelto, compactándolas al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar, excepto en el último metro de relleno sobre el que se apoyará el pavimento, en el que el grado de compactación será de 95%.
3. Cuando el nivel de la superficie del relleno sea inferior a la de los troqueles todavía instalados, la compactación se efectuará con equipo vibratorio de placa, manual (bailarinas), con peso de 150 a 200 Kg, o con compactador de rodillo liso vibratorio de propulsión a mano con peso de 250 a 300 Kg. Eliminándose los troqueles conforme el relleno alcance el nivel a que estos se encuentran. Una vez que no se tengan troqueles dentro del área por rellenar, la compactación de los rellenos podrá efectuarse con un compactador de rodillo liso vibratorio, autopropulsado con un peso de 6 a 8 ton.
4. Para el control de compactación se recomienda que se desarrollen terraplenes de prueba, para definir el número de pasadas óptimo, necesarias para alcanzar el grado de compactación recomendado, con los equipos elegidos.
5. Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. La recomendación es hacer una prueba consistente en una cala volumétrica por cada 50 m³ de material compactado.

Especificación de construcción de pavimentos

Una vez construido el cajón que alojará el metro, y sobre este se ha colocado el relleno, se procederá a la construcción de pavimento o piso, según corresponda la superficie a tránsito de vehículos o de peatones.

En el caso de que la superficie corresponda a un área peatonal, el piso correspondiente podrá ser construido directamente sobre el material de relleno, que cubre el cajón del metro. En el caso de que la superficie vaya a tener tránsito de vehículos, el pavimento flexible se diseñó utilizando las curvas de diseño de Kentucky, considerando los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo forman:

- VRS subrasante en terraplén 10%
- VRS material de sub-base 50%
- VRS material de base 80%
- Vida de proyecto 20 años
- Número de repeticiones de la carga
Equivalente a 5.00 lb. 200 millones

De acuerdo a lo anterior se obtuvo la siguiente sección del pavimento:

Espesor total del pavimento	45 cm
Espesor de sub-base	20 cm.
Espesor de base	15 cm.
Espesor de carpeta	10 cm.

La construcción del pavimento se hará considerando los siguientes puntos:

1. Niveles

El nivel hasta el que se llevará el relleno, que se construirá sobre el cajón del metro, será tal que considerando el espesor del pavimento, la superficie de éste tenga el nivel de proyecto.

2. Materiales

Para la construcción del pavimento se requerirán materiales para sub-base, base y carpeta asfáltica. Los cuales deben de contar con las siguientes características:

Para sub-base.

- Granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite superior de la zona 1 y el superior de la zona 3 (figura 1), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendientes. La relación del porcentaje en peso, que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

- Contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte, tamaño máximo y peso volumétrico:

Zonas granulométricas del material

	1	2	3
Contracción lineal, %	4.5 máx.	3.5 máx.	2.5 máx.
Valor cementante, kg/cm ²	3.5 mín.	2.5 mín.	2.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	50 mín.	50 mín.	50 mín.
Tamaño máximo del agregado	2 ½" máx.	2 ½" máx.	2 ½" máx.
Peso volumétrico seco máximo, Kg/m ³ .	1700	1700	1700

Para base

- Granulometría.

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (figura 2), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65

- Contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte, tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Zonas granulométricas del material

	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, kg/cm ²	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	1 ½" máx.	1 ½" máx.
Peso volumétrico seco máximo, Kg/m ³ .	1800	1800

Para carpeta asfáltica

Para construir la carpeta deberá utilizarse concreto asfáltico mezclado en caliente, con las siguientes características en prueba Marshall.

Relación de vacíos	3-5
Estabilidad	450 Kg
Flujo	2 a 4.5 mm
Contenido de asfalto	el óptimo \pm 0.2%

En la mezcla deberá emplearse cemento asfáltico No. 6 con las siguientes características:

Penetración	80-100 grados
Punto de inflamación	232° C mín.
Ductilidad	100 cm mín.
Solubilidad	99.5 % mín.
Viscosidad	85 mín.

Las características físicas del agregado pétreo deben de satisfacer los siguientes valores:

Tamaño máximo	¾"
Contracción lineal	2 % máximo
Desgaste "Los Ángeles"	40% máximo
Forma de partículas	35% máximo
Equivalente de arena	55 % mínimo

Afinidad con el asfalto	
Desprendimiento por fricción	25 % máximo
Perdida de estabilidad por	
Inmersión en agua	25 % máximo.

3. Grados de compactación

Los grados de compactación que deberán alcanzarse en las diferentes capas que forman el pavimento serán los siguientes:

Sub-base	95% con respecto a la prueba pórtler estándar
Base	98 % con respecto a la prueba pórtler estándar
Carpeta asfáltica	95% con respecto a la prueba Marshall

Para el control de compactación, lo que se recomienda es que desde las primeras capas tendidas de cada tipo de material se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo, con el equipo elegido, que sean necesarias para alcanzar el grado de compactación recomendado.

4. Procedimiento constructivo

La subrasante, constituida por la superficie del relleno, que servirá de cimentación al pavimento deberá quedar debidamente afinada y perfilada.

A continuación se hará una escarificación de 5 cm de profundidad de la subrasante y se colocará la sub-base. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima ($\pm 2\%$)

Enseguida se hará una escarificación de 5 cm de profundidad de la sub-base y se colocará la base. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima ($\pm 2\%$)

Terminada la base, se dejará orear por un periodo mínimo de 24 horas, después se barrera la superficie y se aplicará un riego de impregnación con asfalto rebajado tipo FM-0 o similar, a razón de 1.4 lts/m², conservándose éste por un mínimo de 24 horas, hasta comprobar mediante pruebas de campo la penetración de asfalto a la base.

Se aplicará un riego de liga con asfalto rebajado tipo FR-3 a razón de 0.6 lts/m², de 2 a 4 horas antes del tendido de la carpeta asfáltica.

Previo al tendido de la mezcla asfáltica, deberá aplicarse encima del riego de liga unas paladas de mezcla, para evitar que el tránsito necesario de construcción

levante dicho riego. Posteriormente para evitar la segregación, se tenderá la mezcla con una máquina terminadora (Finisher) con un espesor tal que una vez compactado se obtenga el de proyecto. La velocidad de la máquina terminadora al colocar la mezcla deberá estar comprendida entre 2 y 4 Km/ hr.

Para obtenerse los espesores de material compactado de proyecto deberán controlarse los espesores que va dejando la terminadora según la siguiente relación: Espesor proyecto x 1.3 (abundamiento) = Espesor tendido por terminadora.

La temperatura recomendable para el tendido debe estar comprendida entre 100 y 130°C, debiendo evitarse este, cuando la temperatura ambiente sea menor a los 10°C.

La mezcla asfáltica deberá compactarse a una temperatura comprendida entre 90 y 110°C, siendo la óptima 100°C. La compactación se hará longitudinalmente traslapando a toda rueda, avanzando de la guarnición al centro, recomendándose el siguiente equipo:

- Para la compactación inicial deberá utilizarse una compactadora de rodillos lisos tipo Tandem de 6 a 8 tons con una velocidad que no debe exceder de 5 km/hr para evitar el levantamiento de la mezcla caliente, se traslapará entre pasada y pasada media rueda, con el objeto de darle el acomodo inicial al material
- Una vez que la compactadora Tandem deja huellas apenas perceptibles, se procederá a compactar la capa con una compactadora de 3 rodillos lisos y un peso de 12 tons hasta que las huellas de ésta sean muy leves.
- La compactación final de la mezcla se dará con una compactadora neumática que borre las huellas que deja la máquina de 12 tons, hasta dejar una superficie afinada y adecuada al tránsito de vehículos.

Hecho lo anterior se impermeabilizará la carpeta asfáltica aplicando un riego de cemento como se indica:

- Una vez compactada la carpeta asfáltica y que esta haya adquirido la temperatura ambiente y antes de proceder al sello de cemento, deberá barrerse perfectamente la superficie dejándose libre de polvo e impureza.
- Posteriormente se distribuirá el cemento Pórtland en seco sobre la superficie de la carpeta a razón de $\frac{3}{4}$ de Kg por metro cuadrado, tallándose enérgicamente con cepillos de fibra contra la superficie, a fin de que penetre en la porosidad de la carpeta asfáltica.
- Después se adicionará el agua necesaria (1 a 1.5 lts/m²) para formar una lechada de consistencia media, la cual se distribuirá enérgicamente con los mismos cepillos, hasta lograr una superficie uniforme. En vías en donde las pendientes sean mayores del 3% deberán tomarse las precauciones necesarias al adicionar el agua para evitar escurrimientos y deslaves.
- Se dejará reposar este sello cuando menos 6 horas para evitar que el tránsito lo levante.

5. Control de calidad

En materiales de subrasante, sub-base y base

- Para verificar los grados de compactación alcanzados, se llevarán a cabo pruebas en cada capa. La recomendación es hacer una prueba por cada 50 m³ de material compactado.
- Para conocer las variaciones del peso volumétrico seco máximo de los materiales, se recomienda hacer una prueba próctor o pórtor, según se requiera, por cada 500 m³ de material compactado o cuando cambie el tipo de material.
- El material empleado debe estar libre de materia orgánica así como partículas extrañas.

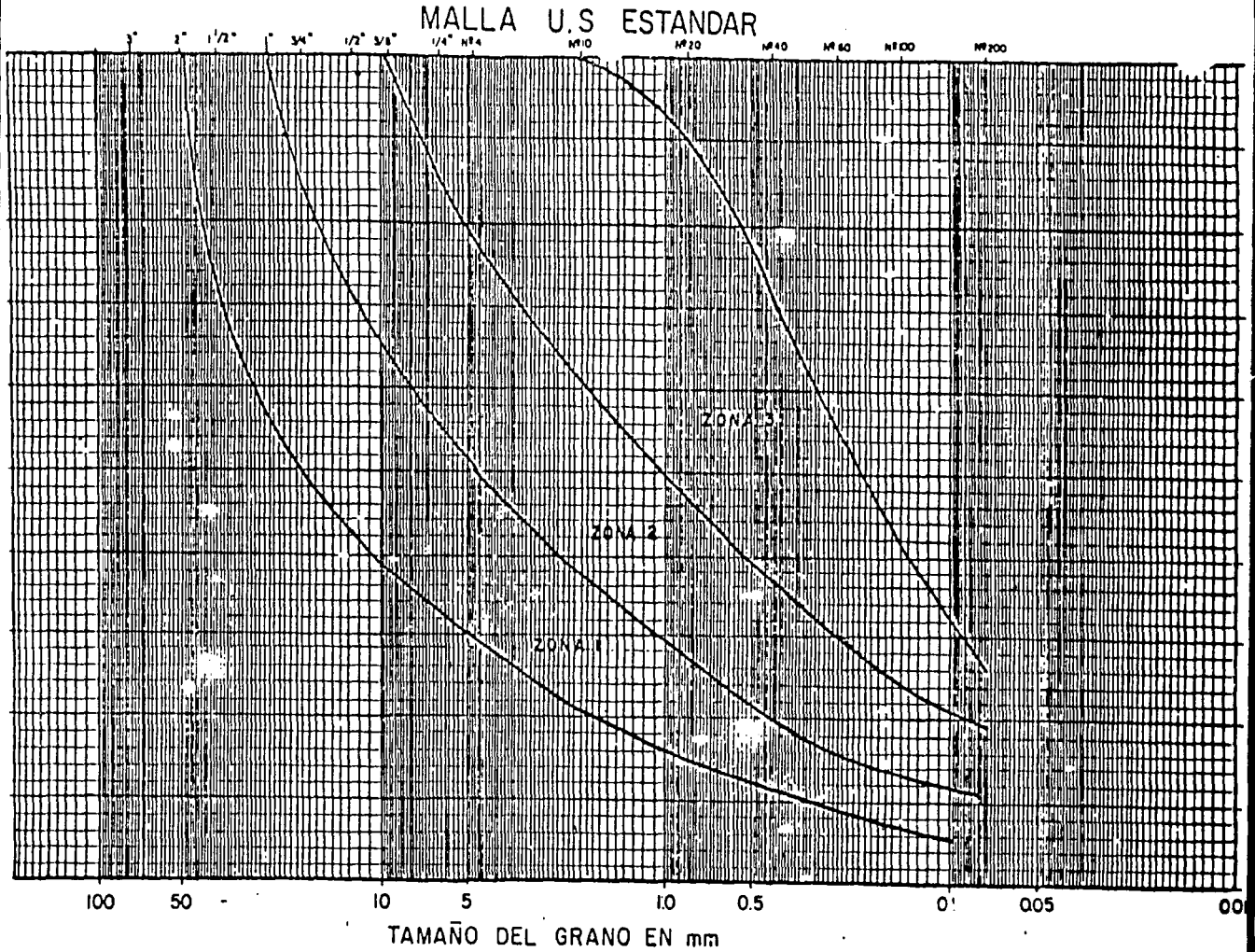
En carpeta asfáltica

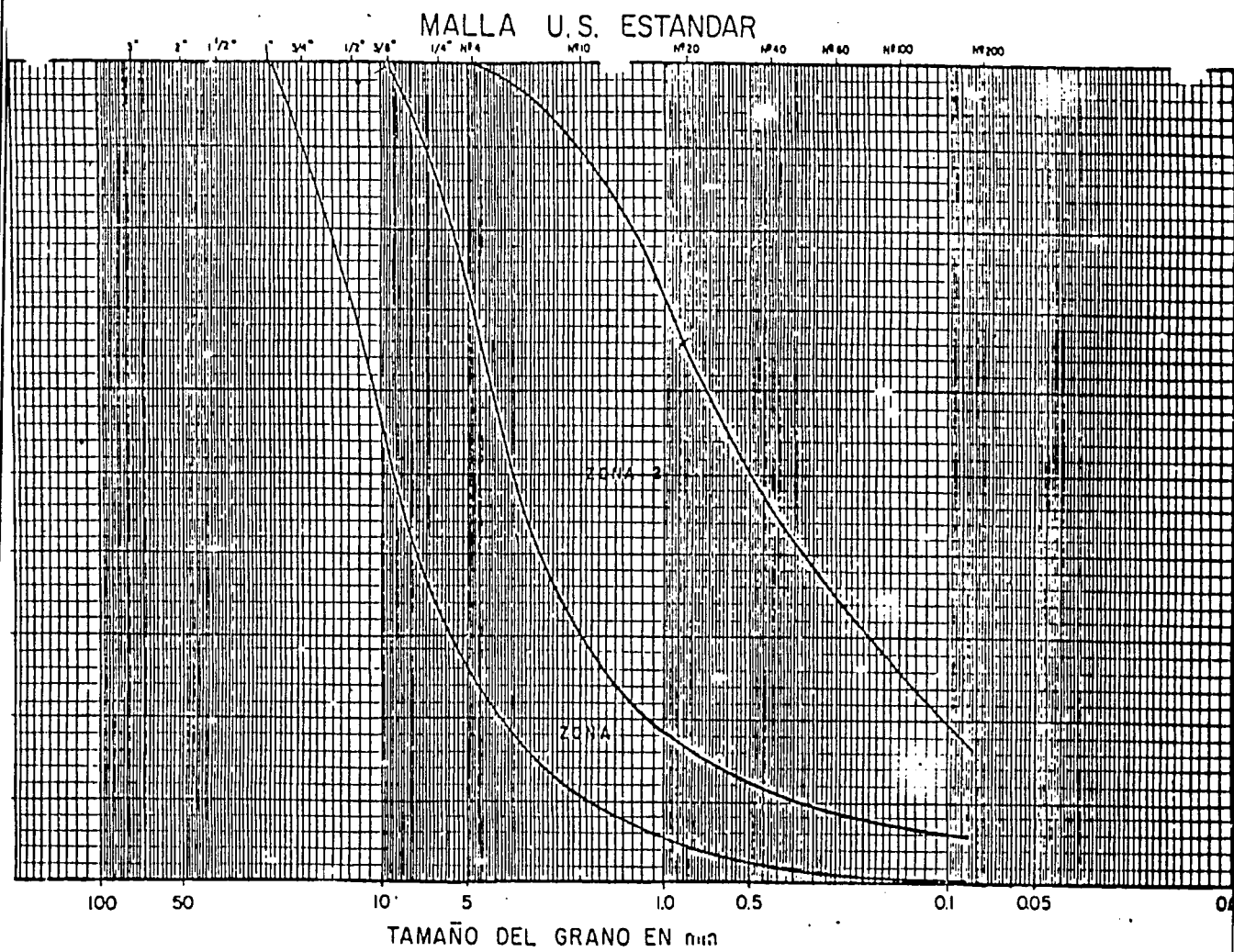
- Deberán verificarse las características del concreto asfáltico cada día de tendido, mediante pastillas Marshall.
- Se controlara la temperatura de la mezcla asfáltica de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

Al salir de planta	120 a 150°C
Al tender	100°C
Al compactar	90°C

En general la compactación deberá terminarse a 70°C mínimo.

- Posteriormente deberán efectuarse pruebas de compactación y permeabilidad en la carpeta terminada.





Especificación para la instalación de instrumentación

Con el objeto de observar las pérdidas de presión hidrostáticas en el subsuelo y los movimientos que se pudieran presentar, deberán instalarse instrumentos de medición capaces de registrar su variación.

A continuación se detalla el tipo, procedimiento de instalación, ubicación y frecuencia de lecturas de cada instrumento.

1. Piezómetros abiertos

Se instalarán 22 piezómetros abiertos tipo Casagrande sobre el eje del trazo en los cadenamientos y a las profundidades que se indican enseguida:

Piezómetro	Cadenamiento (Km.)	Profundidad (m)
PZ-1	25+728	11.60
PZ-2	25+778.5	11.60
PZ-3	25+829	11.60
PZ-4	25+879	11.60
PZ-5	25+929	11.60
PZ-6	25+979.5	11.60
PZ-7	26+029.5	11.60
PZ-8	26+079.5	11.60
PZ-9	26+130	11.60
PZ-10	26+173	11.60
PZ-11	26+233.5	11.60
PZ-12	26+284	11.60
PZ-13	26+334	11.60

Piezómetro	Cadenamiento (Km.)	Profundidad (m)
PZ-14	26+384	11.60
PZ-15	26+434.5	11.60
PZ-16	26+484.5	11.60
PZ-17	26+528	15.00
PZ-18	26+569	15.00
PZ-19	26+612.5	15.00
PZ-20	26+650.5	15.00
PZ-21	26+687	15.00
PZ-22	26+763	15.00

Los piezómetros estarán alojados dentro de perforaciones de 6" de diámetro, ademados por un tubo de PVC o metálico de 2" de diámetro. Al nivel en que se instale el piezómetro se colocará un filtro de gravilla bien graduada (Fig. 1), arriba del filtro se colocará un sello de 0.5m de espesor constituido por bolas de bentonita, sobre este sello se colocará material de relleno.

El ademe de PVC o metálico se irá recortando cuidadosamente a medida que avance la excavación tomando las medidas necesarias para que el piezómetro no sea dañado por las máquinas excavadoras, excavando a mano en la zona vecina del ademe. Los piezómetros deberán de ser medidos durante la excavación cada tercer día hasta que se cuele la losa de piso.

2. Bancos de nivel profundos.

Se instalarán bancos de nivel sobre el eje del trazo en los cadenamientos y a las profundidades siguientes:

Banco de nivel	Cadenamiento	Profundidad (m)
BN-1	25+847	10.0
BN-2	26+103	10.0
BN-3	26+475	10.0
BN-4	26+638	14.0
BN-5	26+750	16.2

La instalación de bancos de nivel se efectuará en una perforación de 6" de diámetro (Fig. 2). Los bancos se irán recortando cuidadosamente a medida que avance la excavación, tomando las debidas precauciones para que no sean dañados por las máquinas de excavación. La excavación deberá efectuarse a mano en la zona vecina al ademe del banco.

La nivelación de los bancos se hará de la siguiente forma:

- Una vez por semana antes de iniciar la excavación.
- Cada tercer día durante el proceso de excavación.

Una vez colada la losa de piso correspondiente, se pasará la cota del banco a dicha losa o a los muros, realizando las lecturas con la siguiente periodicidad:

- Una vez por semana durante los dos primeros meses
- Quincenalmente entre el segundo y el cuarto mes
- Mensualmente entre el cuarto y doceavo mes
- Trimestralmente después de un año

3. Líneas de colimación.

Con el fin de llevar a un control de los movimientos en la superficie vecina a la excavación que alojará el cajón del Metro, se instalarán líneas de colimación a 2m del borde de la excavación, estas líneas estarán compuestas por bancos de nivel superficiales a cada 15m, paralelos al eje del trazo del Metro, abarcando 90m a cada lado de la excavación que aloja el cajón. Se instalarán pares de líneas de colimación entre los siguientes cadenamientos: 25+986 - 26+076 y 26+545 - 26+635 Km.

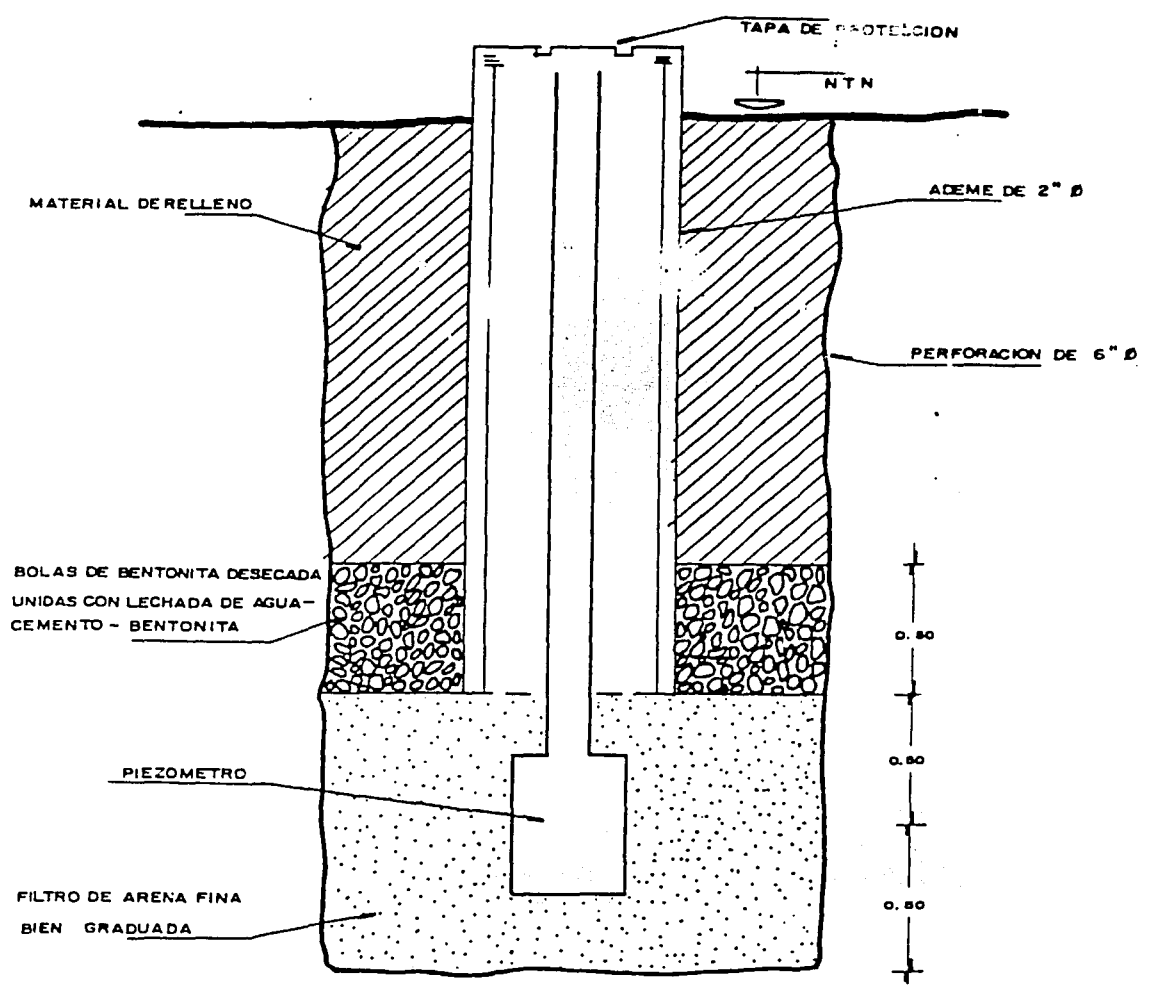
Los bancos superficiales a nivelar, estarán constituidos por puntos fijos, de preferencia clavos, identificados con pintura.

Todos los puntos de las líneas de colimación se ubicarán sobre un eje y posteriormente se medirán las posibles deformaciones transversales y verticales que sufran cada uno de ellos.

Las lecturas de las líneas de colimación se efectuarán con la siguiente periodicidad:

- Cada tercer día durante la excavación.
- Una vez colada la losa de piso, las lecturas se efectuarán una vez por semana y se suspenderán cuando haya terminado el relleno que se coloca sobre la losa de techo del cajón.

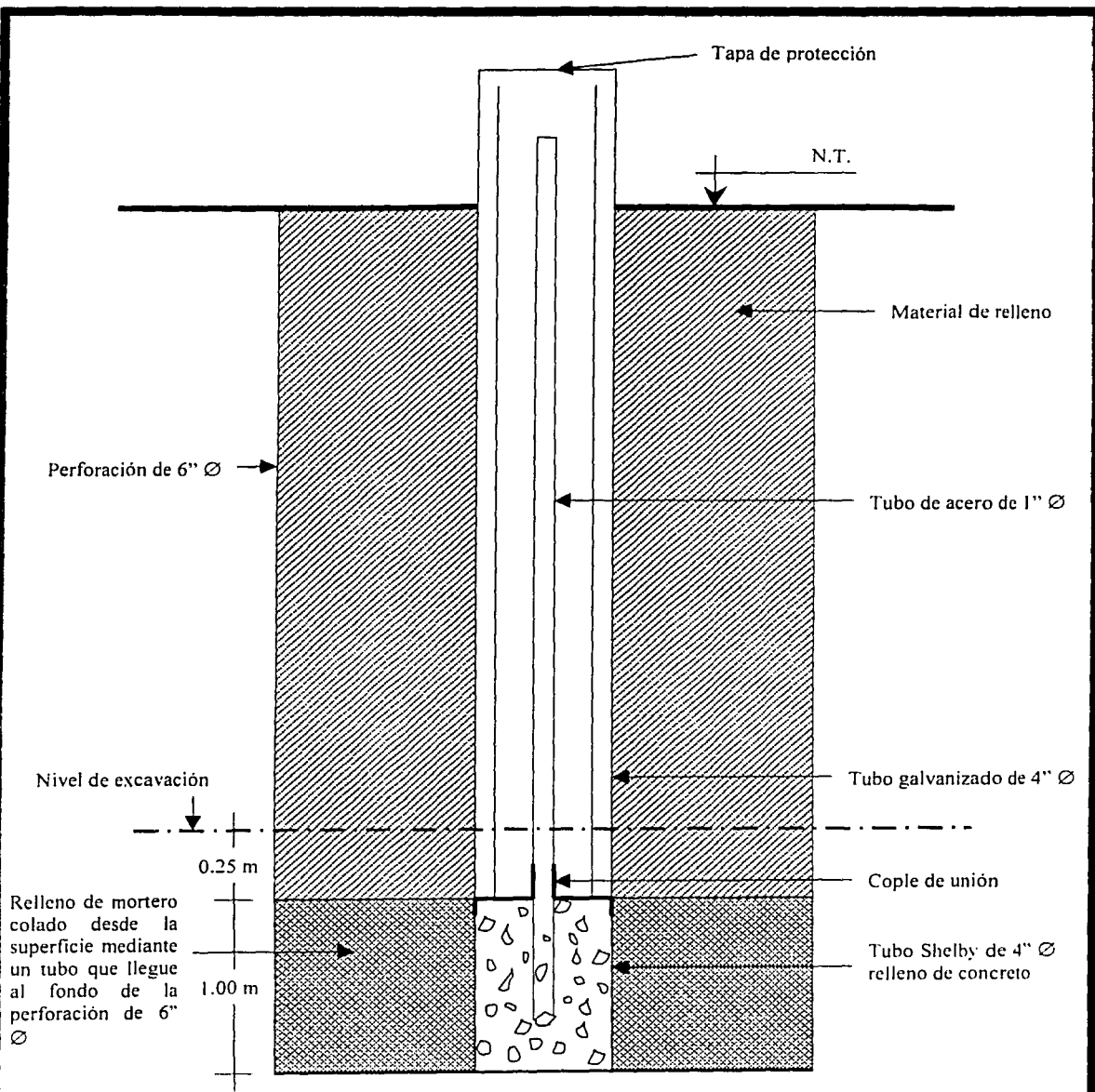
Con los datos obtenidos de las lecturas de los diferentes instrumentos se elaborarán gráficas del comportamiento observado respecto del tiempo, debiendo anexarse a estas gráficas la historia de la excavación, anotando la fecha y hora de iniciación de la excavación, el momento en que se alcance la máxima profundidad, el colado de la losa de piso, colado de muros estructurales, etc.



PIEZOMETRO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Geotecnologe	ESPECIFICACION PARA LA INSTALACION DE INSTRUMENTACION	FIGURA 1
--------------	---	----------



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

BANCO DE NIVEL PROFUNDO

Geotecnologe

ESPECIFICACIÓN PARA LA INSTALACIÓN DE INSTRUMENTACIÓN

FIGURA 2

CAPITULO VII**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN****CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

La obra Metro es, sin lugar a dudas, una importante muestra, de la aplicación generalizada de conocimientos y experiencias ingenieriles en diversas áreas como: planeación, construcción y mantenimiento.

Es importante mencionar, que dada la similitud en los procesos constructivos de la obra Metro desde su origen, es imprescindible no estandarizar cabalmente el procedimiento mismo.

Es decir, las condiciones actuantes del subsuelo de la Ciudad de México con sus propias características, hace que la construcción del cajón que albergará el Metro, comprendida desde la excavación, estabilización de paredes, el empleo de bermas y taludes, hasta el tendido de la carpeta asfáltica sobre el cajón, dependerá tanto de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo en cada zona en cuestión así como de las condiciones de espacio, construcciones existentes, etc. que imperen en la zona. Por tal motivo el proceso constructivo de la obra Metro puede ser muy diferente en distancias muy cortas.

Prueba de lo anterior lo constituye el tramo estudiado, que si bien no cambió en forma radical el proceso constructivo recomendado, si es necesario el empleo de obras auxiliares, como son los pozos de alivio, mismos que fueron necesarios instalarlos a mayor profundidad en el subtramo Río Blanco- La Villa, por la presencia de un lente de arena, no presente en el subtramo Estrella-Río Blanco.

Una vez determinado que el tramo comprendido entre las estaciones Estrella y La Villa pertenecen a la zona de Lago, se hizo necesario ahondar en la estratigrafía y propiedades tanto físicas como mecánicas y de permeabilidad del subsuelo.

Como se mencionó con anterioridad, el buen diseño de la obra Metro, dependerá principalmente de un adecuado programa de exploración y muestreo, acorde con la magnitud del proyecto, en el que no se escatimen recursos, ya que de esta fase depende un buen procedimiento constructivo que implica el uso eficiente de recursos así como del tiempo y forma en que se den estos.

Por ello, también es necesaria la presencia de un laboratorio que cuente con el profesionalismo y experiencia en la realización de ensayos requeridos por el estudio de manera confiable.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

Esto trae como consecuencia la observancia de aspectos importantes como son:

- Tipo de sondeos, número y profundidad de los mismos, lo cual depende directamente de la extensión, volumen, importancia, seguridad y otras características propias de la obra.
- Obtención de muestras alteradas e inalteradas, ya que de aquí radica la confiabilidad que se tenga en los resultados obtenidos en el laboratorio en los ensayos realizados. El objetivo primordial en la obtención de muestras inalteradas consiste en modificar lo mínimo posible las condiciones en que se encuentra el suelo en su estado natural, lográndose esto con un manejo cuidadoso de la muestra así como evitando que ésta pierda humedad.

Hay que mencionar que todo lo anterior se invalidará sin la correcta representación de las condiciones a que estará sometido el suelo en las diferentes etapas de la obra, por ejemplo, cuando aplicar los resultados de una prueba triaxial rápida, una lenta, si es con drenaje o sin drenaje, etc.

Para conocer las propiedades del subsuelo de la zona en estudio, se realizaron 4 sondeos mixtos y 4 sondeos de cono eléctrico. Definitivamente el sondeo mixto (penetración estándar y tubo Shelby), es el método de exploración y muestreo más utilizado en los suelos blandos para determinar las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo, así como para tener un perfil estratigráfico confiable.

El empleo del método de penetración estándar, como parte del sondeo mixto, en los suelos cohesivos blandos característicos de la Zona de Lago, no fue definitivo para conocer las características mecánicas del suelo, en cambio tuvo bastante utilidad, como recuperador de muestras inalteradas, en las que se practicaron las pruebas para conocer las propiedades físicas.

El complemento del sondeo mixto, lo constituyó el muestreo con tubo Shelby, con el que se obtuvieron muestras inalteradas en las que se llevaron los ensayos mencionados para la determinación de las propiedades mecánicas y de permeabilidad.

Los resultados de los sondeos mixtos se correlacionaron directamente con los resultados de 4 sondeos de cono eléctrico, mismos que se utilizaron únicamente con fines exploratorios por su eficiencia y economía. Los resultados obtenidos permiten tener una idea precisa de los cambios estratigráficos.

Si bien el cono mecánico representa un menor costo en reparación y mantenimiento, comparado con el cono eléctrico, éste último arroja resultados con mayor precisión que el primero en pruebas realizadas en suelos blandos.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los sondeos de exploración y muestreo, para fines prácticos se hizo una homogenización estratigráfica, que hizo posible tener como base, los resultados de 2 sondeos mixtos, uno perteneciente al subtramo Estrella-Río Bravo, y el otro con la información correspondiente al subtramo Río Blanco-La Villa.

Dada la baja resistencia del suelo en la zona en estudio no es posible la realización de excavaciones de 8 a 15m de profundidad, necesarias para la construcción del cajón, sin el empleo de tablestacas. Tampoco es posible realizar estas excavaciones con taludes en el sentido transversal del trazo de la línea, ya que de acuerdo a los análisis realizados en la estabilidad de taludes, se requiere una distancia trasversal de 50m, y la Calzada de Guadalupe cuenta con un ancho variable de 38 a 40m.

Los muros de retención deben de tener un diseño estructural capaz de soportar los empujes horizontales de la masa del suelo (obtenidos en el estudio), funcionando temporalmente como tablestacas, para después hacerlo como parte estructural del cajón, en las condiciones que el suelo impone a corto y largo plazo.

Durante el colado del muro es necesario asegurarse que se está siguiendo el procedimiento constructivo correcto, así como evitando los errores que podrían afectar la calidad final del muro, como puede ser la contaminación del concreto con lodo bentonítico, o la fuga del concreto por el derrumbe de las paredes de la excavación, etc.

Por tal motivo se debe implementar una rigurosa supervisión técnica, con un nivel claramente definido de autoridad, que cuente además con el liderazgo y la capacidad de suspender un proceso mal realizado, obligándose a llevar el registro técnico del trabajo, para facilitar la evaluación final del procedimiento constructivo.

En lo referente a la determinación de las presiones actuantes en los troqueles, es preciso tener bien claro las condiciones a que estarán sujetos, es decir, de acuerdo a las recomendaciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, para el diseño de troqueles se consideró el empuje de la masa del suelo en condición de reposo y para la presión de instalación de los mismos se consideró el empuje de la masa del suelo en condición activa.

Por otra parte, es preciso no confundir el hecho de que para el diseño de los troqueles se considera un empuje de la masa del suelo en condición de reposo, utilizándose esta misma condición de reposo para la determinación de los empujes a largo plazo que actuarán sobre los muros que forman el cajón.

Existe una diferencia notable en ambas presiones, que lo representa el valor de la sobrecarga actuante en la superficie del terreno, ya que para el diseño de troqueles, la sobrecarga considerada fue mayor debido a que en ellas se tomaron en cuenta factores como: el peso de la maquinaria, materiales, etc.

En cuanto a la determinación del gasto de infiltración, se cuantificó el gasto que aflora hacia el fondo de la excavación en base a la permeabilidad del material, teniendo presente que a este gasto se debe adicionar el correspondiente a la lámina de agua acumulada por lluvia. Lo cual se debe de prever de acuerdo a la época del año en que se lleve a cabo la construcción de la obra.

Una de las soluciones adoptadas para disminuir el riesgo de falla por subpresión, provocada por la presencia de lentes arenosos, es la instalación de pozos de alivio, los que servirán para la disipación de las presiones que genera el agua en la masa del suelo. El poner en funcionamiento estos pozos de alivio implica además el correcto uso del agua desalojada. Ética y ecológicamente no es válida otra solución que no sea la inyección del líquido al mismo suelo.

Para conocer la pendiente ideal que se empleará en los taludes de avance se realizaron dos tipos de análisis, uno que considera una superficie de falla cilíndrica y otro considerando falla por traslación.

Los resultados obtenidos demuestran que la pendiente de los taludes de avance queda regida por el análisis que considera la falla por traslación. Este hecho se corrobora por la estratigrafía presente en la zona, con un manto superficial constituido por capas interestratificadas de limo arcilloso y limo arenoso de resistencias media a alta, subyacida por los depósitos de baja resistencia de la formación arcillosa superior en la que debido a desecación se genera un incremento notable en la resistencia en su parte más próxima a la superficie. Presentándose la falla por traslación cuando la resistencia al esfuerzo cortante disminuye visiblemente con la profundidad.

Por otra parte en el análisis de movimiento verticales se dan 4 etapas durante el proceso constructivo claramente identificables, que son:

1. Etapa de excavación, en la que en un periodo muy corto, aproximadamente dos días, se tendrá una expansión máxima del orden de 9cm en el subtramo Estrella-Río Blanco y de 8.6cm en el subtramo Río Blanco-La Villa.
2. Etapa de construcción, en la que en tres semanas se tendrá un hundimiento de la estructura de 1.5cm en el subtramo Estrella-Río Blanco, y de 4cm en el subtramo Río Blanco- La Villa,
3. Etapa de adaptación de la estructura del suelo a la disminución de esfuerzos debidos a la sobrecompensación en la que la estructura tendrá un incremento de expansión de tipo diferido de 3.4cm en el subtramo Estrella-Río Blanco y de 5cm en el subtramo Río Blanco-La Villa.

4. Etapa a largo plazo, en la que la estructura sufrirá una expansión aparente del orden de 0.35cm/año en el subtramo Estrella-Río Blanco, y de 2.5 cm/año en el subtramo Río Blanco-La Villa, entre la estructura y la superficie del terreno circundante por el efecto de la sobrecompensación en el hundimiento regional.

Toda la secuencia anterior debe ser verificada minuciosamente durante y después de cada fase del proceso constructivo, con ayuda de los bancos de nivel profundo, para relacionar los resultados del estudio con los reales.

Uno de los factores que intervienen de manera activa en los análisis realizados es el tiempo. Al realizar las excavaciones, la condición mas idónea se presenta inmediatamente que se concluye la excavación, ya que en los suelos arcillosos se da un abatimiento del nivel freático conforme avanza la excavación, lo que provoca que en el fondo de la excavación se alcance la máxima resistencia al esfuerzo cortante, siempre y cuando no exista en el fondo de la excavación un estrato permeable que provoque una falla por subpresión, como es el caso del tramo en estudio.

Conforme avanza el tiempo, en el fondo de la excavación, se recupera gradualmente la presión que ejerce el agua, lo que repercute directamente en un decremento en la resistencia al esfuerzo cortante, además de que las expansiones en el suelo se incrementan. Es por esa razón que la excavación debe de permanecer descubierta sin la aplicación de carga el mínimo de tiempo posible.

Además el tiempo de construcción de la obra Metro, debé ser lo más breve posible, no solo por la situación anterior, si no por algo de lo que no se ha hecho mención, que es la interrupción de la circulación por la Calzada de Guadalupe, y otras avenidas cercanas. Esto debe ser objeto de un amplio estudio de viabilidad, para identificar posibles soluciones de circulación, con el fin de afectar lo menos posible a los usuarios de estas avenidas.

Definitivamente el llevar a la práctica este estudio geotécnico es un proceso delicado, que requiere la presencia de Ingenieros con experiencia suficiente, que tengan una visión muy generalizada de todas las fases del proyecto, y que además cuenten con el liderazgo y capacidad de tomar decisiones que solucionen adecuadamente cualquier eventualidad en el proyecto.

Un ejemplo claro de esto lo representa el uso de lodo bentonítico. El presente estudio menciona las especificaciones que debe de cumplir el lodo bentonítico, pero en la práctica, el Ingeniero debe en primer lugar, llevar un control de calidad de la bentonita, decidir el lugar de almacenamiento de la misma, definir la ubicación de la planta que proporcionará el lodo, o si éste va a ser abastecido por pipas, y que hacer con el lodo que no cumpla con las especificaciones, etc.

Lógicamente que no toda la responsabilidad de la ejecución de la obra recae sobre una sola persona, pero el Ingeniero debe ser capaz de atender y solucionar todos los requerimientos propios del proyecto.

Por último es importante hacer énfasis que el éxito de un estudio geotécnico para un proyecto de tal naturaleza, radica en el seguimiento del mismo a la práctica, verificando el comportamiento de todo el proceso constructivo, correlacionando resultados esperados con los reales, y así juzgar la efectividad y confiabilidad de los métodos utilizados en el diseño del proyecto.

BIBLIOGRAFIA

- Mecánica de suelos, Tomo I; Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez; 1980.
- Ingeniería de Cimentaciones; Ralph B. Peck, Walte E. Hanson, Thomas H. Thornburn; 1990.
- Mecánica de suelos en la Ingeniería práctica; Karl Terzaghi, Ralph B. Peck; 1980.
- El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo; Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C.; 1990.
- XVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Casos historia en Mecánica de Suelos; SMMS; 1992.
- Manual de Exploración Geotécnica; Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal; 1988.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN