

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"



PROYECTO DE ESTABILIZACION
DE UN TALUD VERTICAL
CON ANCLAS POSTENSADAS

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

IGNACIO OSVALDO CERRILLA HERNANDEZ



MEXICO D.F.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

1998.

268826



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**A mis padres
por su apoyo.**

**A Bisbirudolfo, Zara, Kasandra,
Braulio y Claudia.**

INDICE

| | Página. |
|---|----------------|
| Introducción | 1 |
| Capítulo I.- Condiciones que determinaron la necesidad de estabilizar un talud verticalmente. | |
| I.1.- Proyecto Arquitectónico | |
| - Antecedentes. | 3 |
| Capítulo II.- Estudio de Mecánica de Suelos | |
| II.1.- Exploración y estratigrafía | |
| - Características del talud. | 6 |
| - Trabajos ejecutados | 6 |
| - Geología | 8 |
| - Estratigrafía. | 10 |
| II.2.- Pruebas de laboratorio realizadas y características mecánicas de los diferentes tipos de suelos | 13 |
| II.3.- Alternativas de estabilización. | 30 |
| - Análisis de estabilidad en zona de rellenos | 41 |
| - Análisis de estabilidad general | 45 |
| Capítulo III.- Diseño de anclajes | |
| III.1.- Introducción | 53 |
| III.2.- Diseño de anclas en rellenos y en terreno natural | |
| - Capacidad de los anclajes. | 55 |
| - Diseño de anclajes en rellenos | 57 |
| - Diseño de anclajes en Formación Jolopo | 60 |
| III.3.- Características de las anclas | 64 |
| III.4.- Proceso de corrosión | 67 |
| III.5.- Materiales utilizados para la fabricación de anclas | 71 |

INDICE

| | Página. |
|---|---------|
| III.6.- Procedimiento constructivo de anclas | |
| - Construcción del ancla. | 72 |
| - Procedimiento de colocación | 74 |
| Capítulo IV.- Diseño de muros y zapatas | |
| IV.1.- Diseño de muros para rellenos. | 77 |
| IV.2.- Diseño de zapatas para anclas en Formación Jolopo | 89 |
| Capítulo V.- Especificaciones y procedimiento constructivo | |
| V.1.- Especificaciones. | 98 |
| V.2.- Procedimiento constructivo en zona de rellenos | 99 |
| V.3.- Procedimiento constructivo en Formación Jolopo | 100 |
| Conclusiones. | 103 |
| Bibliografía. | 107 |

INTRODUCCION

La estabilidad de taludes es una parte del campo de estudio de la Mecánica de Suelos, en donde se analizan las condiciones generales del suelo y el lugar en donde se requiera hacer un talud. Existen diferentes alternativas para estabilizar taludes ya sea inclinados o verticales, proporcionando una determinada configuración al terreno o reforzando por medio de elementos de contención. La alternativa más adecuada estará regida por las características de los diferentes tipos de suelo que conformen el talud, por necesidades de espacio y economía.

En este proyecto se describe el procedimiento de estudio y análisis para estabilizar un talud vertical con anclas postensadas, partiendo de la evaluación del proyecto arquitectónico, exploración necesaria para determinar las características físicas y mecánicas de los diferentes tipos de suelo que conformarán el talud así como su posición y espesores. Se describen las diferentes pruebas de laboratorio practicadas a los suelos encontrados, de acuerdo a su Geología.

Se presentan como alternativas de estabilización para el talud vertical el uso de anclas postensadas y el uso del edificio como elemento de soporte, correspondiendo al cliente la valoración de costos y procedimientos constructivos que no interfieran con el desarrollo del resto de la obra.

Una vez definida la alternativa a desarrollar, se presentan los análisis de estabilidad en diferentes secciones consideradas como típicas, tomando en cuenta los valores de resistencia de las pruebas de laboratorio practicadas a los diferentes tipos de suelo y el procedimiento constructivo más eficiente, que además proporcione seguridad al desarrollo de la obra.

La capacidad y posición de las anclas se determina con los resultados de los análisis de estabilidad de acuerdo a los tipos de suelo encontrados.

Se mencionan las características de las anclas, materiales a emplear y procedimiento de fabricación para proporcionar adecuada protección contra corrosión ya que se trata de anclajes permanentes.

Se detalla el diseño de elementos de concreto necesarios para distribuir la carga aplicada por las anclas a cada tipo de suelo. Finalmente se presentan las especificaciones a seguir previas a los trabajos de estabilización, así como los procedimientos constructivos de acuerdo a los tipos de suelo.

Se tomó como base a seguir para el presente proyecto el estudio de Mecánica de Suelos realizado por Pagira S.A. para la estabilidad del talud Sur del Centro Corporativo Bosques, en donde tuve la oportunidad de participar durante la etapa de diseño y como supervisor técnico durante la obra de estabilización.

CAPITULO I

Condiciones que determinaron la necesidad de estabilizar un talud verticalmente.

OBJETIVO ESPECIFICO:

Analizar y evaluar las condiciones que determinaron la necesidad de estabilizar verticalmente, el talud existente en el lindero Sur del Centro Corporativo Bosques, con la Colonia "Cooperativa Palo Alto", en la proximidad de la calle Bosques de Alisos.

I.1.- Proyecto Arquitectónico.

Antecedentes:

Se proyecta construir un Centro Corporativo entre las calles de Bosques de Tamarindos y Bosques de Alisos, en la Colonia Bosques de las Lomas, en la Ciudad de México. El Proyecto constará de dos etapas; la primera ubicada al Oriente del predio, conformada por la torre del edificio denominado "Marco I" que constará de 32 niveles, destinada para oficinas y un edificio perimetral de cuatro niveles (sótanos), que funcionará como estacionamiento. La segunda, ubicada en el lado Poniente del predio, constará de la torre del "Marco II", también de 32 niveles, con su respectivo edificio de estacionamiento.

El talud en estudio corresponde a la primera etapa, ubicado en el lado Sur del predio, en la colindancia del proyecto con la colonia "Cooperativa Palo Alto"

El talud mide 120 m. de longitud aproximadamente y su altura es variable de 33 a 36 m. aproximadamente, abarcando actualmente una franja de 30 a 45 m. de ancho. La superficie estimada que ocupa el talud actual es de 4500 m².

En el proyecto Arquitectónico se ha considerado ocupar el área del talud existente para ubicar cajones de estacionamiento y bodegas en los sótanos -1 al -4. En la losa superior se ubicará la vialidad de acceso al estacionamiento por la calle Bosques de Alisos.

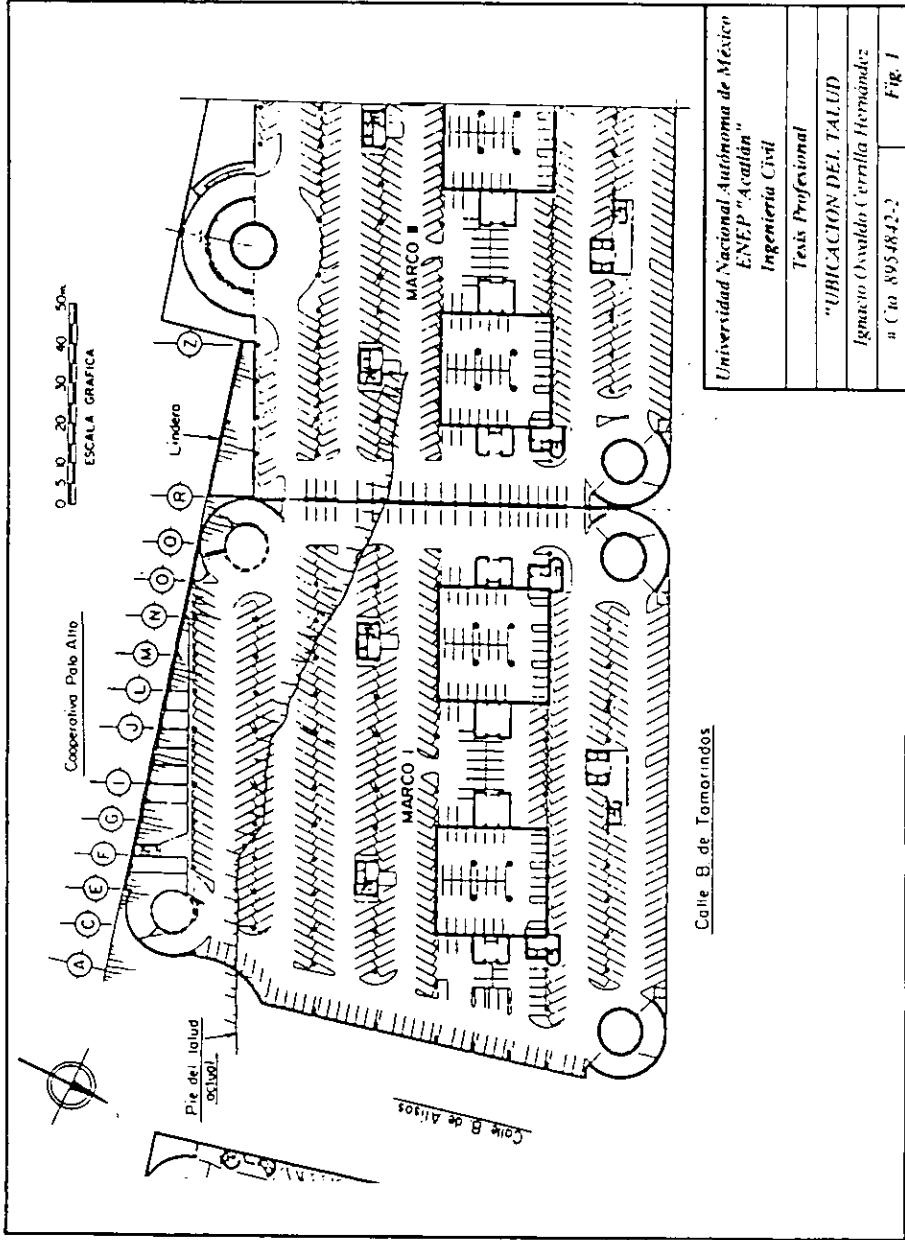
Debido a la configuración del proyecto Arquitectónico, el talud invade aproximadamente 76 cajones de estacionamiento por nivel, sumando en total más de 300 cajones, además de las zonas de bodegas en los cuatro niveles de sótano y las rampas de acceso a éstos. Como se puede ver, el área

afectada por el talud representa una parte muy importante del proyecto, de ahí la necesidad de hacer de esta zona, un espacio para alojar gran parte de los cajones de estacionamiento y poder cumplir con el Art 80 Inciso II I del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal "Las edificaciones deberán contar con los espacios para estacionamientos de vehículos que se establecen a continuación, de acuerdo a su tipología y a su ubicación, conforme a lo siguiente

| Tipología | Número mínimo de cajones |
|----------------|---------------------------------------|
| II. Servicios. | |
| II.1 Oficinas | 1 por 30 m ² construidos". |

Por características del proyecto arquitectónico y debido a que el estabilizar el talud en forma inclinada representaría la pérdida de un número considerable de cajones de estacionamiento, se optó por estabilizar el talud verticalmente.

En la Figura # 1, se presenta en planta el proyecto arquitectónico general a nivel de estacionamientos, en donde se ubica el área de influencia del talud actual



CAPITULO II.

Estudio de Mecánica de Suelos.

OBJETIVO ESPECIFICO:

Determinar las características físicas y propiedades mecánicas, de los diferentes tipos de suelo que conforman el talud; así como establecer diferentes alternativas de estabilización.

II.1.- Exploración y estratigrafía.

Características del talud:

El talud queda localizado al Sur del edificio del Marco I, casi paralelo a la calle Bosques de Tamarindos y limitará al edificio de Estacionamiento en su parte Sur (Eje 1), en toda su altura. En la Figura # 1 se indica la localización del talud con respecto al edificio

Los niveles del hombro del talud actual en la colindancia Sur varían entre 76.0 m. a 80.6 m. siendo el nivel 0.00 m. el correspondiente a la elevación +2400.00 m s.n.m. el nivel de excavación para el sótano más profundo, será el 45.2 m. En la plataforma ubicada en la corona del talud existe un fraccionamiento de interés social, en donde el nivel de las calles es casi horizontal, con ligeras pendientes hacia el Oriente.

Para efectos de análisis de estabilidad, interesa una franja de cerca de 25 m. de ancho en la parte superior del talud, a partir del paramento vertical o colindancia Sur, ya que es el ancho aproximado de una cuña de suelo sobre un plano inclinado 60° . Sobre esta franja existen algunas casas de dos pisos, muy separadas entre sí, por lo que su peso se consideró como una carga uniformemente distribuida de 1 ton/m². El muro del futuro edificio inmediato al talud, se cimentará en una zapata corrida a una prof. de 0.8 m., lo cual aumenta en esta cantidad la altura del talud como condición temporal solamente.

La configuración actual del terreno en elevación lateral, se presenta en las Figuras # 2 y 3 para secciones típicas.

Trabajos ejecutados:

Se estudió la Geología de la zona que ocupa el talud y se determinó la estratigrafía en toda su altura en distintas secciones, ya que existen algunas variaciones.

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

CONFIGURACION DE TALUD ORIGINAL EN EJE "J"

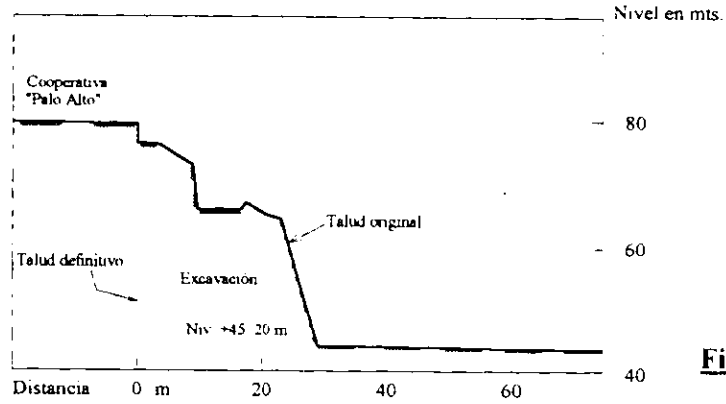


Fig. 2

CONFIGURACION DE TALUD ORIGINAL EN EJE "N"

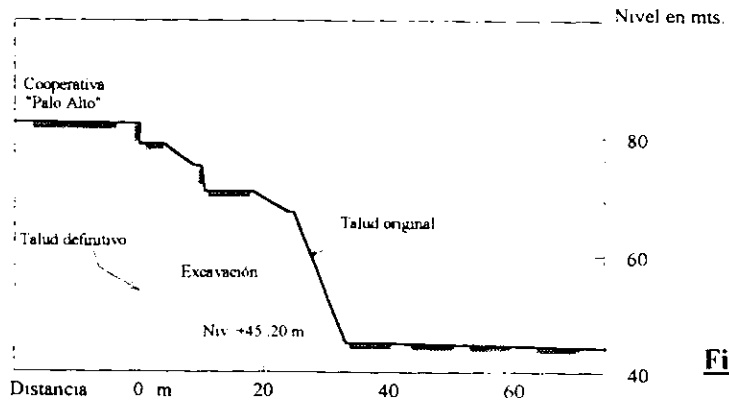


Fig. 3

Se excavaron 10 calas en la parte superior del talud, al Norte de la barda del linderó, para determinar el espesor de los rellenos.

Se estudió la topografía proporcionada por el cliente, para determinar las alturas de análisis del talud en diferentes secciones. Se inspeccionaron las filtraciones de agua en la parte superior

Se obtuvieron 17 muestras cúbicas inalteradas, representativas de los suelos en toda la altura del talud, a las que se realizaron diversas pruebas de laboratorio.

Se estudió la tectónica del lugar y se tomaron numerosas fotografías para su estudio

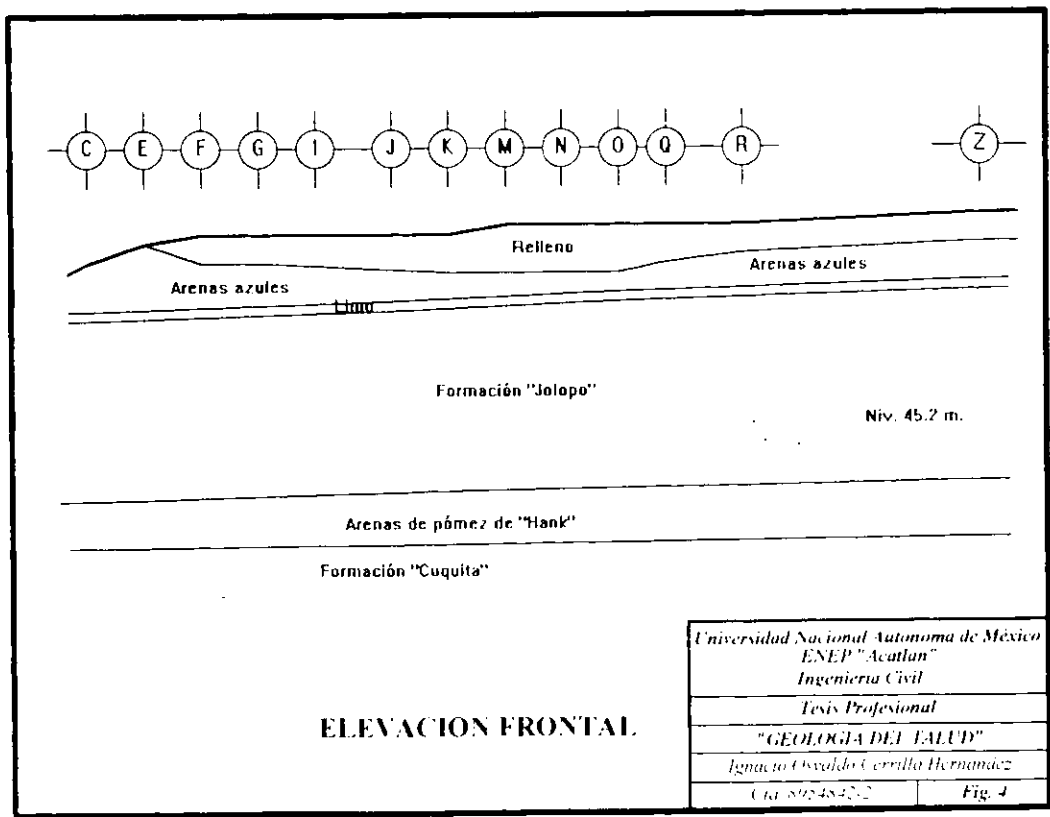
Se hicieron análisis de estabilidad del talud original y con paramento vertical, por medio de un programa de computadora, para condiciones sin refuerzo y con refuerzo

Se calcularon las presiones normales al plano de falla para determinar la resistencia al corte aplicable.

Geología:

De acuerdo con la información obtenida de las inspecciones al lugar y apoyándose en las exploraciones realizadas para el diseño de la cimentación del "Marco I", se puede definir que en la parte superior del talud existen rellenos conformados principalmente por arena y grava, de espesor variable entre 5 y 8 m. Bajo los rellenos se encuentra la formación de "Arenas Azules", esta formación fue explotada para obtener agregados de arena y grava utilizados en la elaboración de concreto hidráulico. Actualmente su espesor varía de 3 a 6 m, aproximadamente. Esta capa se caracteriza por estar constituida de arenas y gravas de color azul o gris principalmente, con algo de finos y boleos aislados, fuertemente cementada. Se depositó en forma de "Blast", es decir, lanzada por un volcán a gran velocidad horizontal hace 220.000 años aproximadamente (ver Figura # 4).

La parte inferior del manto erosionó, prácticamente en su totalidad, los suelos que existían, como si fuera la acción de un "chorro de arena", dejando únicamente un estrato delgado de "Limo" color café con espesor de 40 a 60 cm, que aún se observa en el lugar (ver Figura # 4). Bajo este limo se encuentra la "Formación Jolopo", también del mismo origen (Blast), que se extiende aproximadamente hasta el nivel 35.0 m., frente al "Marco I". Esta formación de aproximadamente 430.000 años de edad, consta de arenas grises con gravas y boleos aislados, poco cementadas (ver Figura # 4).



Bajo la "Formación Jolopo", se encuentran los tres estratos de Arena de pomez "Hank", de origen piroclástico (que cayeron como lluvia). Estos estratos no afectan la estabilidad del talud, por encontrarse a gran profundidad (ver Figura # 4)

Bajo el estrato anteriormente mencionado, se encuentra la "Formacion Cuquita", constituida principalmente por boleos y gravas fuertemente cementados

Se detectaron tres zonas con filtraciones importantes de agua en la cara del talud, al nivel de las "Arenas Azules" y en parte de los Rellenos en una de ellas. La filtración hacia abajo queda restringida por el estrato delgado de "Limo" café que subyace a la capa de "Arenas Azules". Se ha observado que la filtración de agua no es constante y que puede deberse a fugas en la tubería de agua potable de la

"Cooperativa Palo Alto", ya que no se percibe olor de aguas negras. Es importante drenar toda el agua de este talud. Las formaciones de "Arenas azules", "Jolopo" y las Arenas de "Hank", descienden ligeramente hacia el Oriente

Estratigrafía:

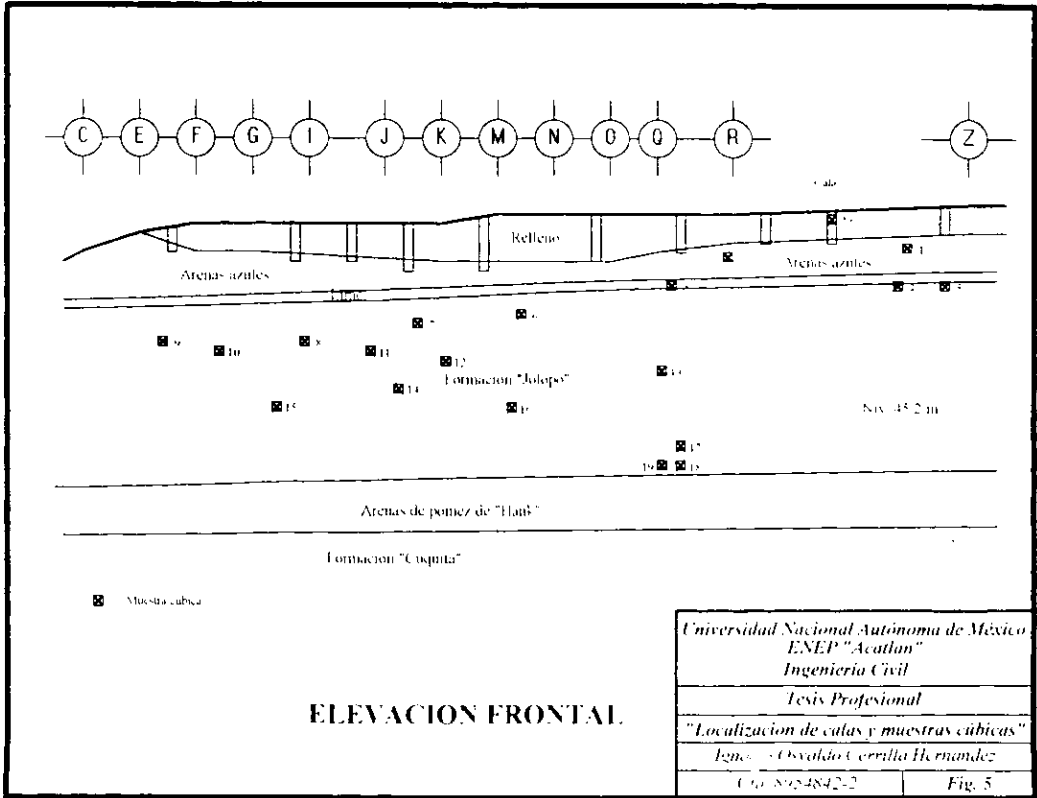
La estratigrafía se determinó en campo, con la inspección de la cara del talud en diferentes secciones y apoyándose en los análisis de las muestras cúbicas obtenidas. No fue posible hacer exploraciones al Sur del talud, debido a que la "Cooperativa Palo Alto" no autorizó la entrada de equipo para realizar la investigación en esta zona. Apoyándose en la estratigrafía determinada en la cara del talud actual y en los niveles de los diferentes tipos de suelo que se detectaron durante la excavación para construir el Marco I, se puede suponer que dicha estratigrafía no tenga variaciones en dirección Norte-Sur dentro del cuerpo del talud. En la Figura # 5, se presenta la localización de calas y muestras cúbicas (las muestras 17, 18 y 19 se obtuvieron de un pozo a cielo abierto)

Se encontraron en la superficie "Rellenos" constituidos por arenas y gravas con espesores de 5 a 8 m, ubicándose el espesor máximo al centro del talud (Eje N del proyecto arquitectónico aproximadamente).

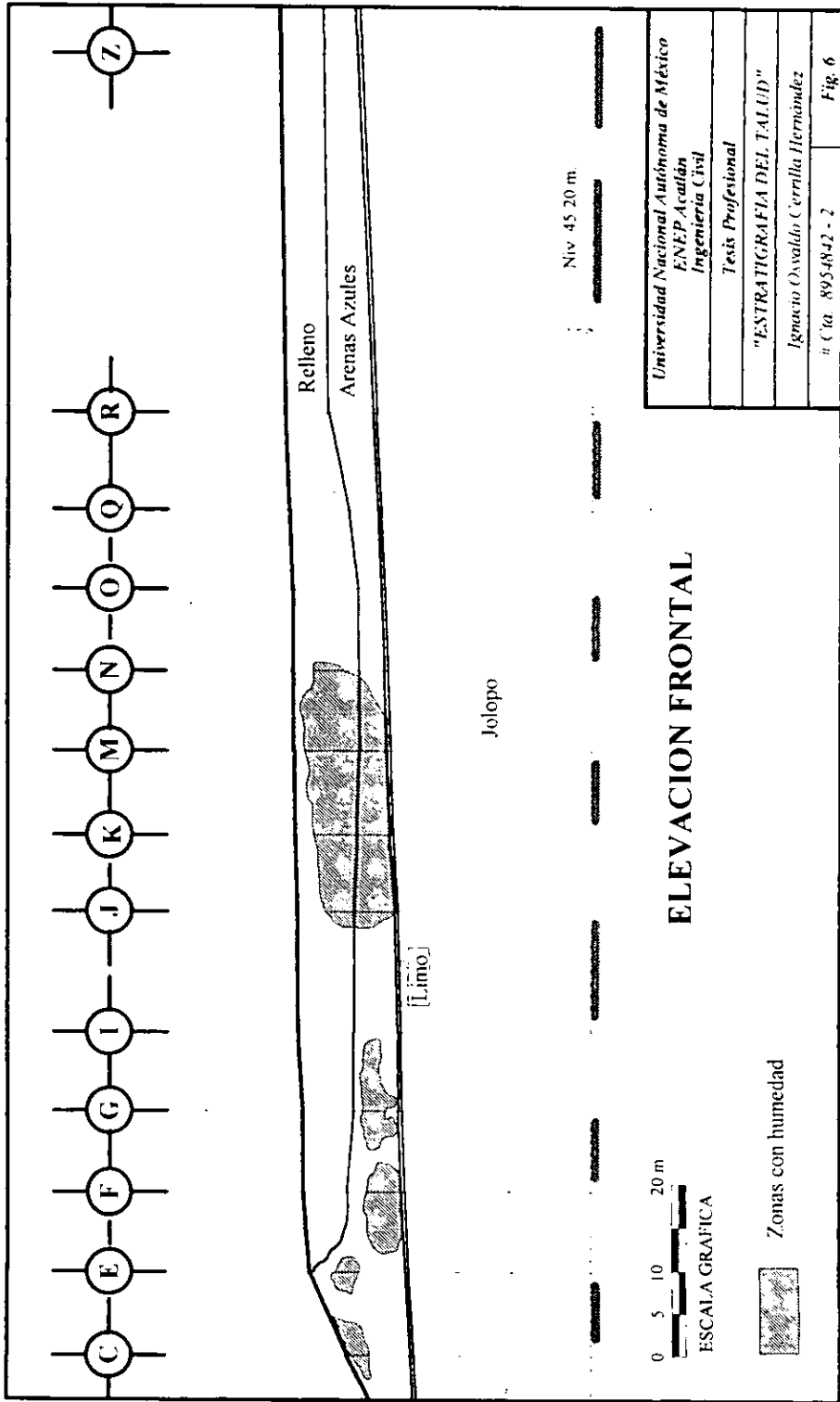
Bajo los "Rellenos" se encontró el estrato de "Arenas Azules" (arena fina a gruesa gris, azul y café rosado, de poco limosa a limosa, con vetas de limo café rojizo y de arena media gris, con gran cantidad de gravas y boleos hasta de 20 cm, fuertemente cementada), con espesores del orden de 3 a 6 m, su frontera inferior desciende cerca de 4 m, hacia el Oriente. Estos suelos son pesados y muy resistentes; desafortunadamente su espesor es limitado (de 3 a 6 m.), en relación a la altura final del talud (35 m, en promedio).

Bajo las "Arenas Azules" se encontró un estrato de "Limo" café (limo arenoso café, con vetas de oxidación, raíces, gravas y boleos hasta de 8 cm.). Este estrato tiene un espesor de apenas 40 a 60 cm, y por lo tanto se estima que no influye en la resistencia de cualquier plano de falla, presenta menos permeabilidad que los suelos arenosos para las filtraciones de agua detectadas en los estratos superiores.

Bajo esta capa delgada de "Limo", se encuentra la "Formacion Jolopo" (arena media a gruesa micropumitica gris claro o café rojizo muy claro, muy poco limosa, cuarzosa, con vetas de oxidacion y gran cantidad de gravitas, gravas y boleos), en las muestras cúbicas los boleos alcanzan tamaños hasta de 17 cm, pero en el campo pueden encontrarse frecuentemente hasta de 90 cm y en ocasiones tamaños mayores. Las gravas y boleos no están en contacto unos con otros, por lo que la resistencia de este estrato está dada por la matriz arenosa, la cual tiene poca cementacion y grano debil (micropumítico). Las gravas y boleos son de grano angular y subangular. Este estrato se prolonga hasta el nivel 35 m. aproximadamente, muy abajo del nivel 45.2 m. que es el nivel máximo de excavacion y del pie del talud; en la Figura # 6 se presenta en elevación frontal la estratigrafía del talud



ELEVACION FRONTAL.



11.2.- Pruebas de laboratorio realizadas y características mecánicas de los diferentes tipos de suelos.

Se hicieron diversas pruebas de laboratorio, para determinar las características mecánicas de los diferentes tipos de suelo que conforman el talud

En el estrato de "Rellenos", se determinó que el contenido de humedad varía de 19 a 20 % y que el peso volumétrico promedio es del orden de 1.8 ton/m³ aproximadamente

En el estrato de "Arenas azules", se determinaron las siguientes propiedades: contenido de humedad entre 7 y 12 %, valores de cohesión obtenidos en pruebas de compresión simple, variables de 3.19 a 4.5 kg/cm²; pesos volumétricos naturales entre 1.87 y 2.13 ton/m³; pesos volumétricos secos entre 1.67 y 1.99 ton/m³; relación de vacíos de 0.31 a 0.6, grado de saturación de 41 a 61 % y densidad de sólidos de 2.61 a 2.67.

Debido a que el estrato de "Arenas Azules" presenta una resistencia bastante alta, se consideró suficiente determinar su resistencia por medio de pruebas de compresión simple

En el estrato de "Limo", se determinó contenido de humedad de 29 a 41 %, peso volumétrico promedio de 1.66 ton/m³ en estado natural y de 1.2 ton/m³ en estado seco, grado de saturación de 86 % y relación de vacíos de 1.11 a 1.16

En las muestras obtenidas de la "Formación Jolopo", los contenidos de humedad varían entre 4 y 10 %, los valores de cohesión "c", determinados en pruebas triaxiales del tipo rápida (UU), son de 0.05 a 0.69 kg/cm²; los ángulos de fricción interna "φ", se encuentran entre 29 y 36.5°, los pesos volumétricos naturales van de 1.73 a 1.91 ton/m³ y los pesos volumétricos secos entre 1.61 y 1.82 ton/m³, dependiendo de la cantidad de gravas que contenga la muestra analizada, su relación de vacíos es del orden de 0.5, lo cual indica que se encuentra en estado muy compacto, grado de saturación de 22 a 45 % y densidad de sólidos en promedio de 2.58.

Para determinar la resistencia de los suelos de la "Formación Jolopo" que constituye el 70% de la altura del talud, se hicieron 14 pruebas triaxiales de tipo rápida (UU) en probetas labradas de las muestras cúbicas inalteradas. Se consideró que los resultados de este tipo de prueba triaxial, reflejan el comportamiento del talud en la etapa crítica, que se estima, será la etapa de estabilización. El labrado de las probetas fue muy laborioso, debido a la presencia de gravas que al aparecer dentro del perímetro

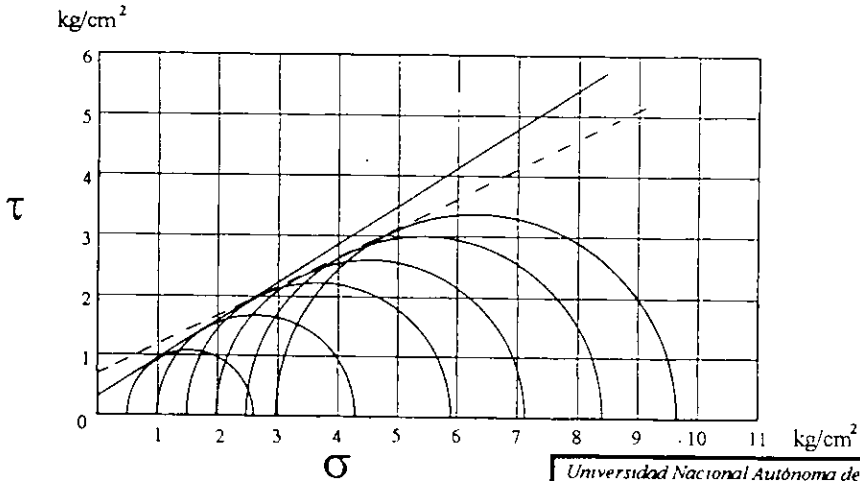
de alguna probeta cilíndrica, muchas veces inutilizaban dicho espécimen. Las pruebas triaxiales se hicieron en "etapas", aumentando la presión gradualmente, apenas detectada la falla a cierta presión confinante. Los resultados de estas pruebas se presentan en las Figuras # 7 a 20, en forma de círculos de Mohr; sobre las envolventes se han marcado líneas tangentes cuya inclinación con respecto a la horizontal representa el ángulo de fricción interna " ϕ " del suelo y los valores de la ordenada en su intersección con la tangente o valor de "c".

Se hicieron además dos pruebas triaxiales reconstituidas con suelos compactados de la "Formación Jolopo", cuyos resultados se presentan en las Figuras # 21 y 22.

Las tangentes a los círculos tocan a todos estos en 7 pruebas, en las otras pruebas, se determinaron diferentes valores de "c" y " ϕ ", para esfuerzos normales menores a un determinado valor y para esfuerzos normales mayores a éste; estos valores se presentan en la Tabla I.

A partir de las presiones calculadas para el plano de falla, se escogieron los valores de "c" y " ϕ " en el rango de presiones de las pruebas triaxiales del nivel correspondiente, los cuales se presentan en la Tabla II, para hacer un análisis de estabilidad con 7 estratos de propiedades distintas correspondientes a la "Formación Jolopo".

En la "Formación Jolopo", el promedio del ángulo de fricción de las pruebas realizadas, es de 32.3°.

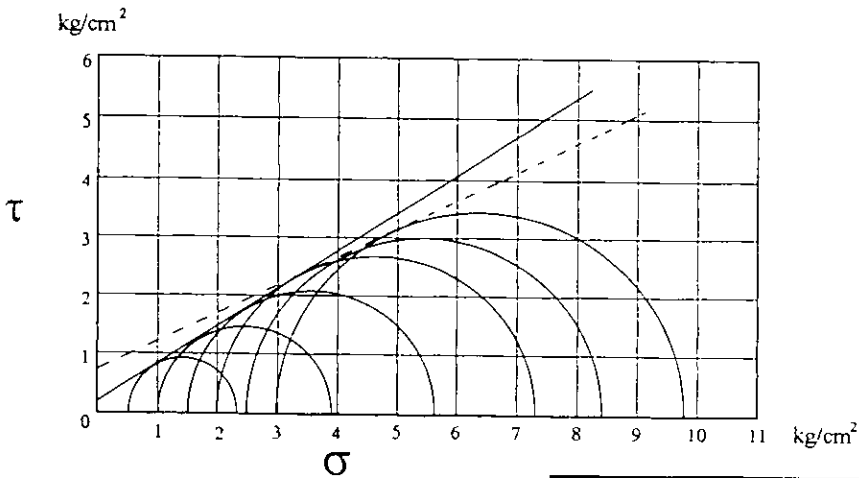


Clasificación: Arena media a fina cuarzosa gris (Jolopo)

Nivel: 70.25 m. $C = 0.26 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 32.5^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

| | |
|---|-------------|
| Universidad Nacional Autónoma de México | |
| ENEP "Acatlán" | |
| Ingeniería Civil | |
| Tesis Profesional | |
| Prueba Triaxial | MUESTRA # 4 |
| Ignacio Oswaldo Cerrilla Hernández | |
| # Cta. 8954842-2 | Fig. 7 |

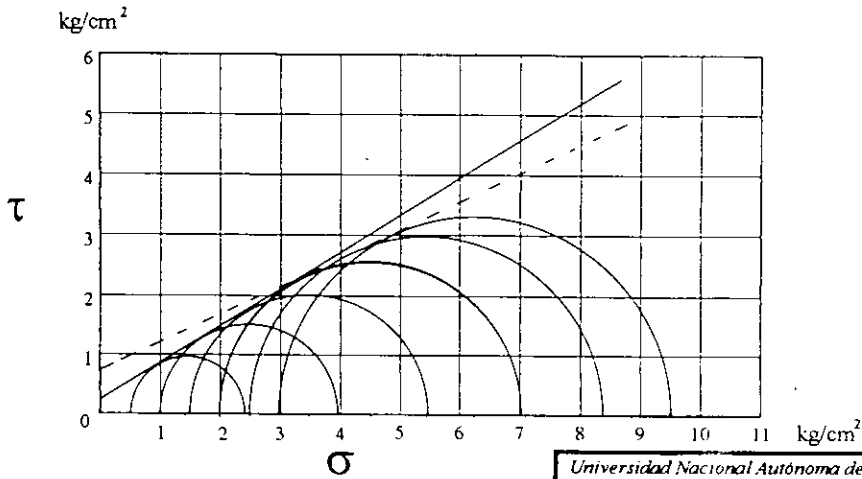


Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo)

Nivel: 70.25 m. $C = 0.18 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 33^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

| | |
|---|-------------|
| Universidad Nacional Autónoma de México | |
| ENEP "Acatlán" | |
| Ingeniería Civil | |
| Tesis Profesional | |
| Prueba Triaxial | MUESTRA # 5 |
| Ignacio Oswaldo Cerrilla Hernández | |
| # Cta. 8954842-2 | Fig. 8 |



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa café rojizo poco limosa (Jolopo).

Nivel: 67.85 m. $C = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 31^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

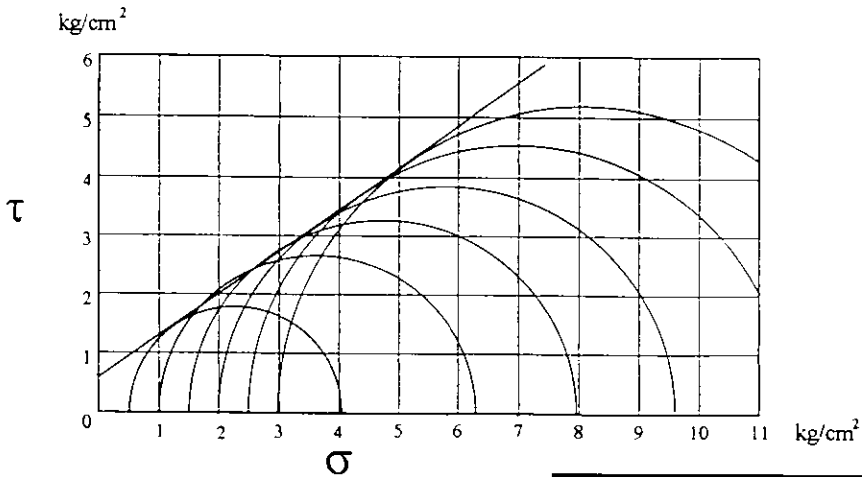
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 6

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

Cta. 8954842-2

Fig. 9



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo)

Nivel: 66.65 m. $C = 0.58 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 36.5^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

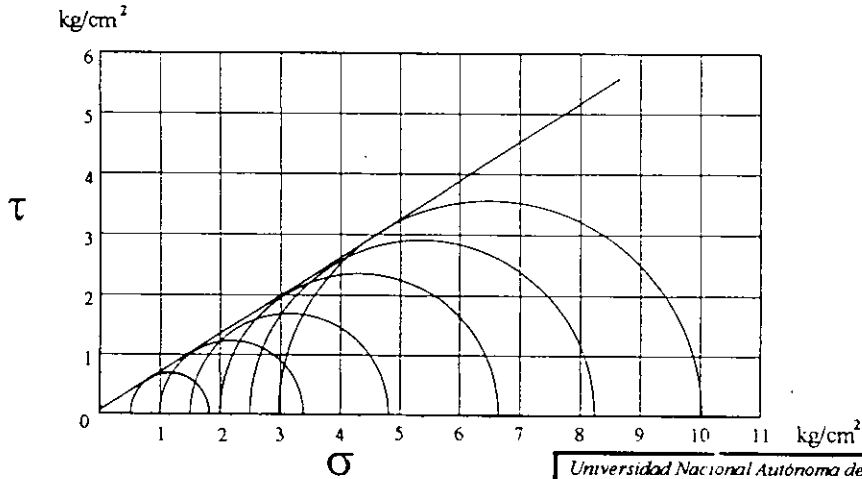
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 7

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

Cta. 8954842-2

Fig. 10



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo).

Nivel: 62.25 m. $C = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 32^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

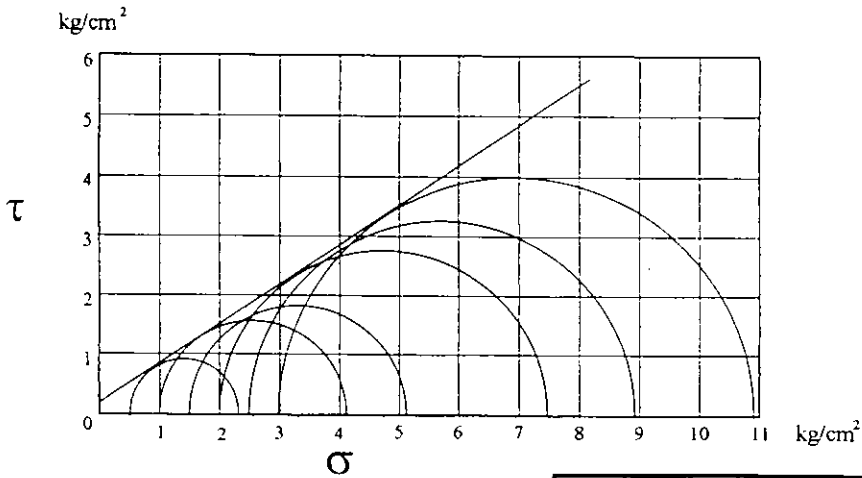
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 8

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

Cta. 8954842-2

Fig. 11



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo)

Nivel: 62.25 m. $C = 0.15 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 33.5^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

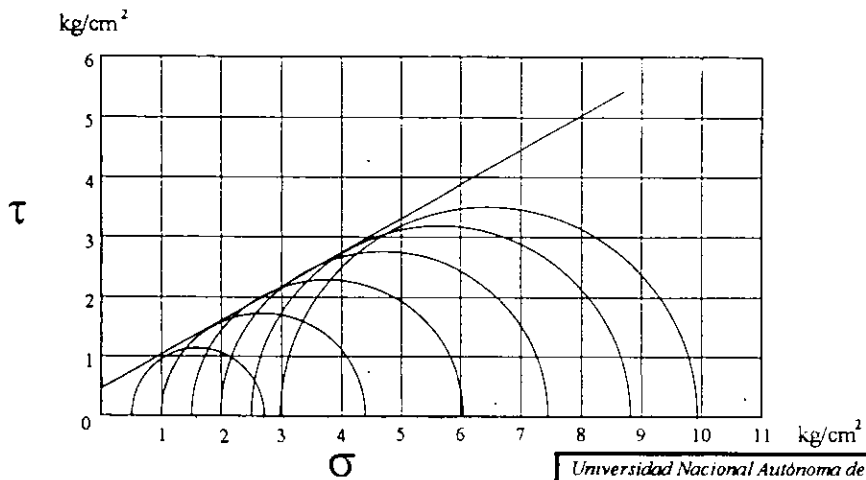
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 9

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

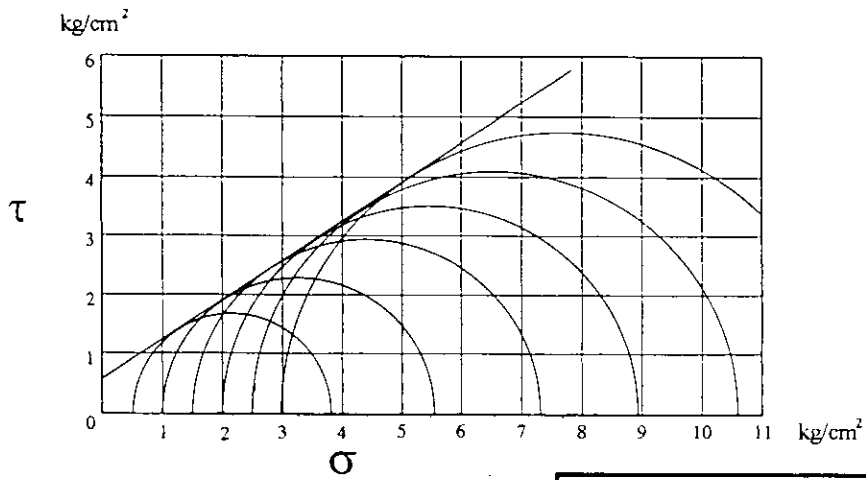
Cta. 8954842-2

Fig. 12



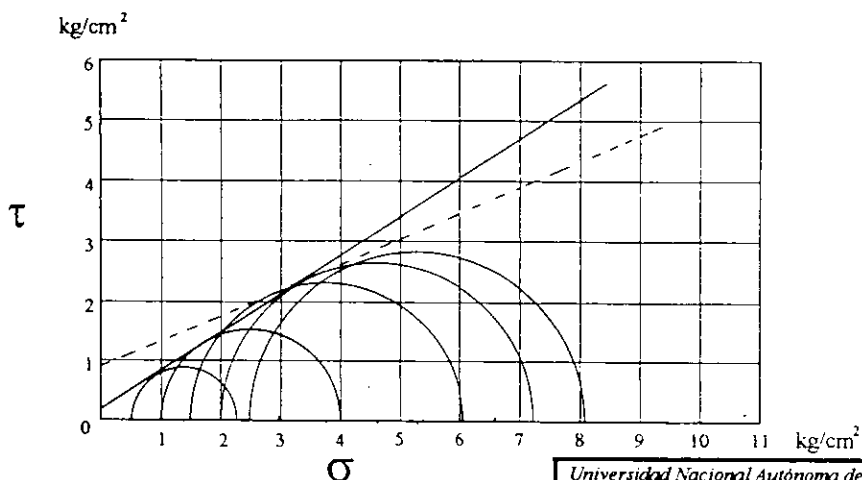
Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo).
 Nivel: 60.50 m. $C = 0.46 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 29.5^\circ$
 σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

| | |
|---|--------------|
| Universidad Nacional Autónoma de México ENEP "Acatlán" Ingeniería Civil | |
| Tesis Profesional | |
| Prueba Triaxial | MUESTRA # 10 |
| Ignacio Oswaldo Cerrilla Hernández | |
| # Cta. 8954842-2 | Fig. 13 |



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo).
 Nivel: 60.25 m. $C = 0.60 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 33^\circ$
 σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

| | |
|---|--------------|
| Universidad Nacional Autónoma de México ENEP "Acatlán" Ingeniería Civil | |
| Tesis Profesional | |
| Prueba Triaxial | MUESTRA # 11 |
| Ignacio Oswaldo Cerrilla Hernández | |
| # Cta. 8954842-2 | Fig. 14 |



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo).

Nivel: 59.31 m. $C = 0.20 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 32.5^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

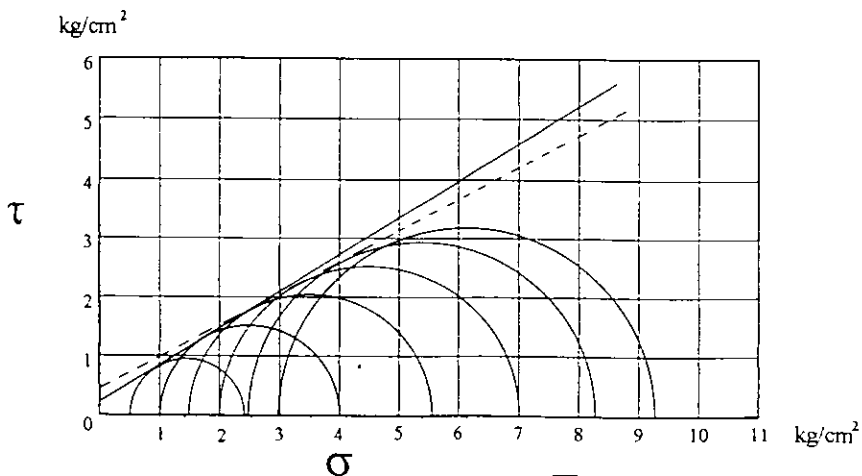
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 12

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

Cta. 8954842-2

Fig. 15



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo)

Nivel: 58.53 m. $C = 0.22 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 32^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

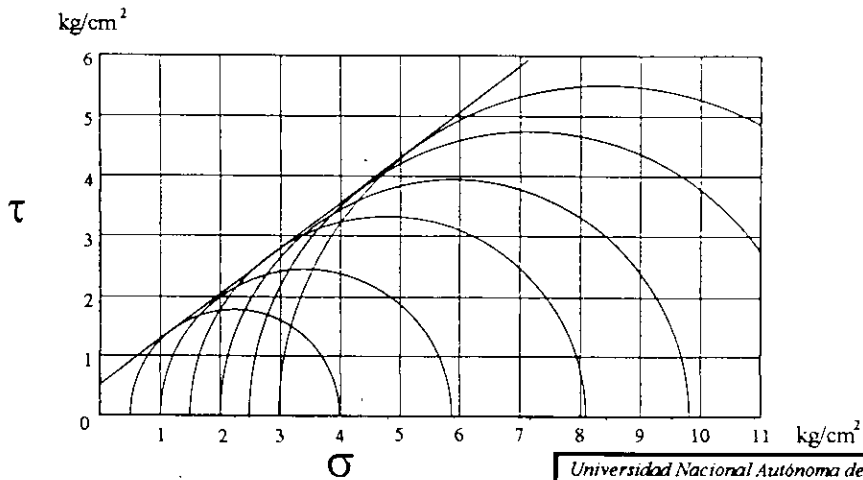
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 13

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

Cta. 8954842-2

Fig. 16



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo).

Nivel: 55.98 m. $C = 0.53 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 36.5^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

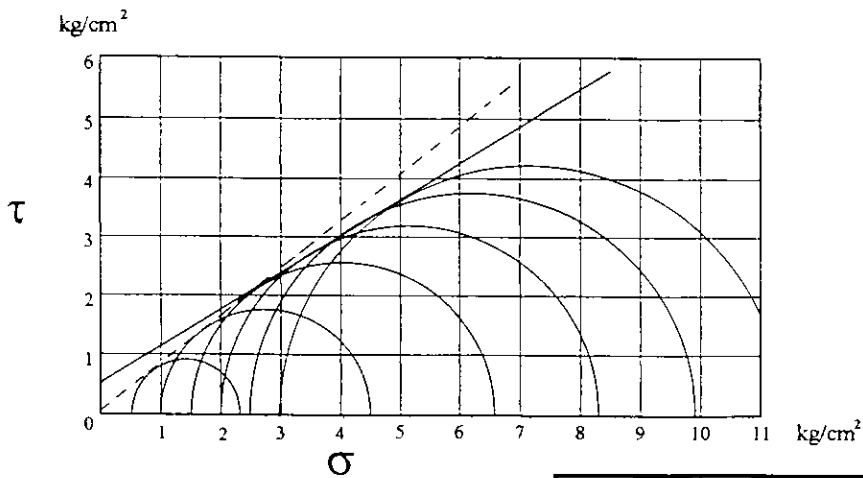
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 14

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

Cta. 8954842-2

Fig. 17



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo)

Nivel: 52.65 m. $C = 0.52 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 32^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

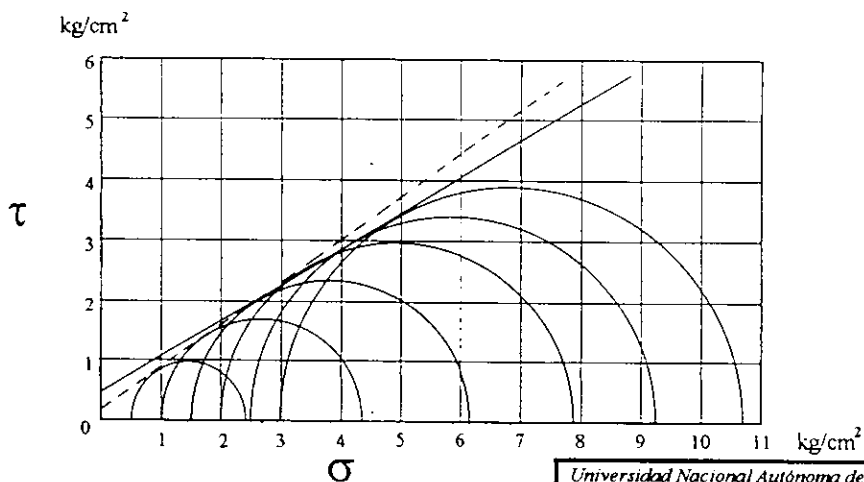
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 15

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

Cta. 8954842-2

Fig. 18



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris
(Jolopo).

Nivel: 52.65 m. $C = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 30^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

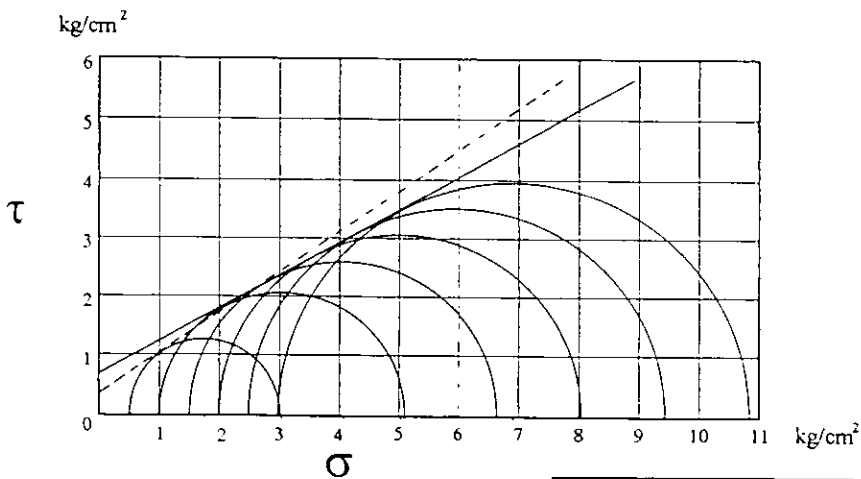
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 16

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

Cta. 8954842-2

Fig. 19



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris
(Jolopo)

Nivel: 41.12 m. $C = 0.67 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 29^\circ$

σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

Universidad Nacional Autónoma de México
ENEP "Acatlán"
Ingeniería Civil

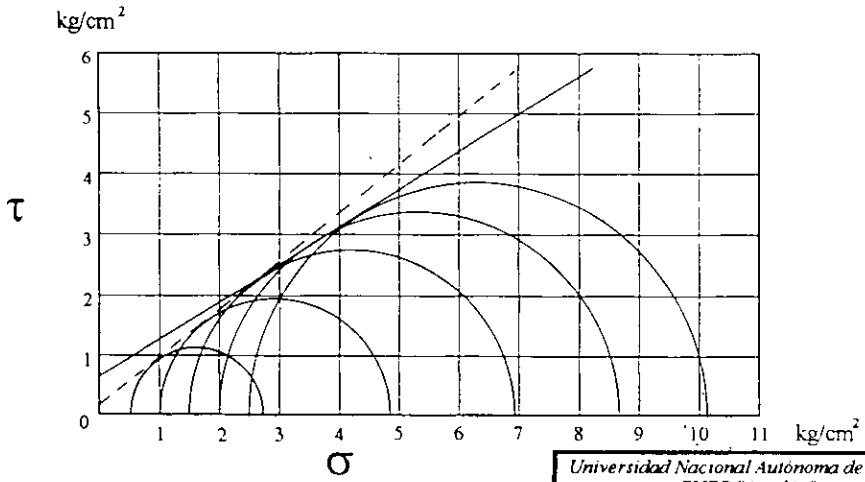
Tesis Profesional

Prueba Triaxial MUESTRA # 17

Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández

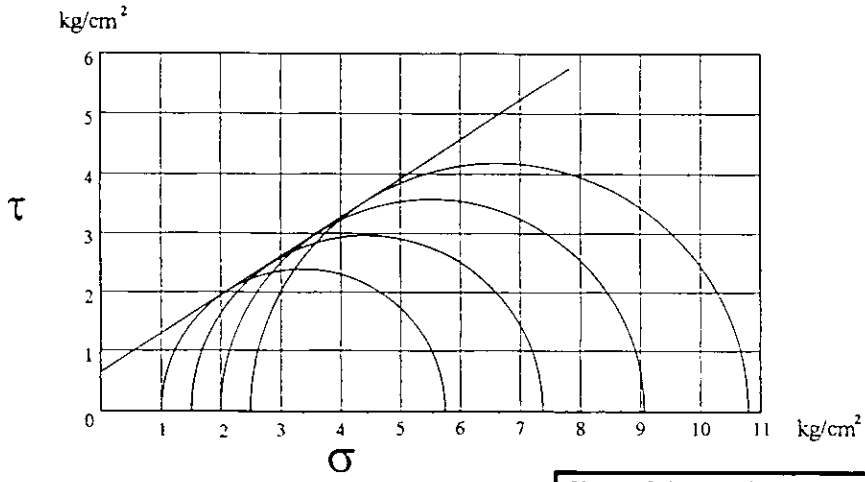
Cta. 8954842-2

Fig. 20



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo). Muestra reconstituida.
 Nivel: 40.65 m. $C = 0.61 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 32^\circ$
 σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

| | |
|---|--------------|
| Universidad Nacional Autónoma de México ENEP "Acatlán" Ingeniería Civil | |
| Tesis Profesional | |
| Prueba Triaxial | MUESTRA # 18 |
| Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández | |
| # Cta. 8954842-2 | Fig. 21 |



Clasificación: Arena media a gruesa cuarzosa gris (Jolopo). Muestra reconstituida.
 Nivel: 40.65 m. $C = 0.69 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 32.5^\circ$
 σ = Esfuerzo normal τ = Esfuerzo cortante

| | |
|---|--------------|
| Universidad Nacional Autónoma de México ENEP "Acatlán" Ingeniería Civil | |
| Tesis Profesional | |
| Prueba Triaxial | MUESTRA # 19 |
| Ignacio Osvaldo Cerrilla Hernández | |
| # Cta. 8954842-2 | Fig. 22 |

TABLA I.
TALUD SUR.
CENTRO CORPORATIVO BOSQUES.
PRUEBAS TRIAXIALES.

| MUESTRA N° | NIVEL (m) | σ_n MENOR | | | σ_n MAYOR | |
|---------------|--------------|----------------------------|----------------------------|---------------|----------------------------|---------------|
| | | a (kg/cm ²) | C (kg/cm ²) | ϕ (°) | C (kg/cm ²) | ϕ (°) |
| 4 | 70.25 | 2.6 | 0.26 | 32.5 | 0.68 | 25.5 |
| 5 | 70.25 | 3.4 | 0.18 | 33 | 0.80 | 25 |
| 6 | 67.85 | 3.4 | 0.25 | 31 | 0.71 | 25 |
| 12 | 59.31 | 3.3 | 0.20 | 32.5 | 0.90 | 23 |
| 13 | 58.53 | 2.5 | 0.22 | 32 | 0.51 | 27 |
| 15 | 52.65 | 2.7 | 0.06 | 38.5 | 0.52 | 32 |
| 16 | 52.65 | 2.5 | 0.13 | 36.5 | 0.50 | 30 |
| 17 | 41.12 | 2.4 | 0.35 | 35 | 0.67 | 29 |
| 18 | 40.65 | 2.7 | 0.20 | 38 | 0.61 | 32 |

Simbología σ_n = Esfuerzo normal. C = Cohesión ϕ = Angulo de fricción interna

Los valores de "c" varían de 0.05 a 0.69 kg/cm², siendo el promedio 0.404 kg/cm²

El valor de "c" se determinó también, analizando la estabilidad del talud existente, de la "costilla" que se dejó dentro del predio para soportar algunos cables de alta tensión, la cual tiene 80° de inclinación y una altura de 15 m. (este análisis se presenta en la Figura = 23), obteniendo un valor de "c" de 0.38 kg/cm², suponiendo $\phi = 31^\circ$ para un factor de seguridad igual a 1, la costilla está integrada exclusivamente por la "Formación Jolopo" y el factor de seguridad debe ser como mínimo de 1, considerando un estado incipiente de falla. El valor obtenido de "c" con este análisis es un límite inferior promedio para el valor de "c" en la "Formación Jolopo"

De todas estas pruebas se obtuvo el valor del ángulo de fricción interna para los análisis de estabilidad, $\phi = 32.3^\circ$, y una cohesión c = 4.04 ton/m² para la "Formación Jolopo"

Se graficaron también las curvas esfuerzo-deformación de la muestra N° 16 (Figura = 24), obtenidas durante la prueba triaxial en etapas; observándose comportamientos plásticos de las probetas a la falla, lo cual es ventajoso para un comportamiento no frágil del talud

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en costilla central

Cálculo de cohesión para la "Formación Jolopo"

| Material | γ ton/m ³ | C ton/m ² | ϕ ° |
|--------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Jolopo | 1.86 | 3.8 | 31 |

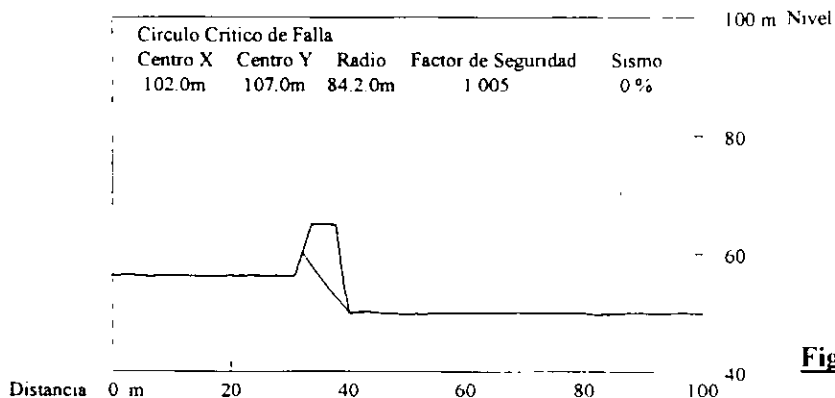


Fig. 23

**TABLA II.
TALUD SUR.
CENTRO CORPORATIVO BOSQUES.
ESFUERZOS NORMALES AL PLANO DE FALLA.**

| MUESTRA N° | NIVEL (m.) | σ_v (kg/cm ²) | σ_n (kg/cm ²) | C (kg/cm ²) | ϕ (°) |
|---------------|---------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|---------------|
| 1 | 76.05 | 0.94 | 0.42 | 4.14 | 30 |
| 2 | 73.75 | 1.38 | 0.61 | 3.03 | 30 |
| 4,5* | 70.25 | 2.04 | 0.93 | 0.22 | 33 |
| 6 | 67.85 | 2.50 | 0.93 | 0.22 | 31 |
| 7 | 66.65 | 2.73 | 1.30 | 0.58 | 36.5 |
| 8,9* | 62.25 | 3.56 | 1.81 | 0.10 | 33 |
| 10,11* | 60.38 | 3.92 | 2.07 | 0.53 | 31.3 |
| 12,13* | 58.92 | 4.20 | 2.29 | 0.21 | 32.5 |
| 14 | 55.98 | 4.75 | 2.66 | 0.53 | 36.5 |
| 15,16* | 52.65 | 5.39 | 3.18 | 0.51 | 31 |
| 17 | 41.12 | 7.58 | 7.58 | 0.67 | 29 |

Simbología: σ_v = Esfuerzo vertical. σ_n Esfuerzo normal C = Cohesion
 ϕ = Angulo de fricción interna. * Se considero el nivel promedio

En la Tabla III se presenta un resumen de las características físicas y propiedades mecánicas de los diferentes tipos de suelo, determinadas con las muestras cúbicas

Se hicieron varios análisis granulométricos de la "Formación Jolopo" y de las Arenas de pomez (presentados en las Figuras # 25 a 27); tratándose de arenas de media a gruesa gris, de cuarzo, de grano subangular y subredondeado, bien graduadas con gran cantidad de gravas para el caso de las Figuras # 25 y 26 que corresponden a la "Formación Jolopo". Y de arena media a gruesa de pomez café claro, de grano subangular y subredondeado para la Figura # 27. Los boleos no se incluyen debido al tamaño de las muestras obtenidas, pero las curvas dan una idea de la distribución granulométrica

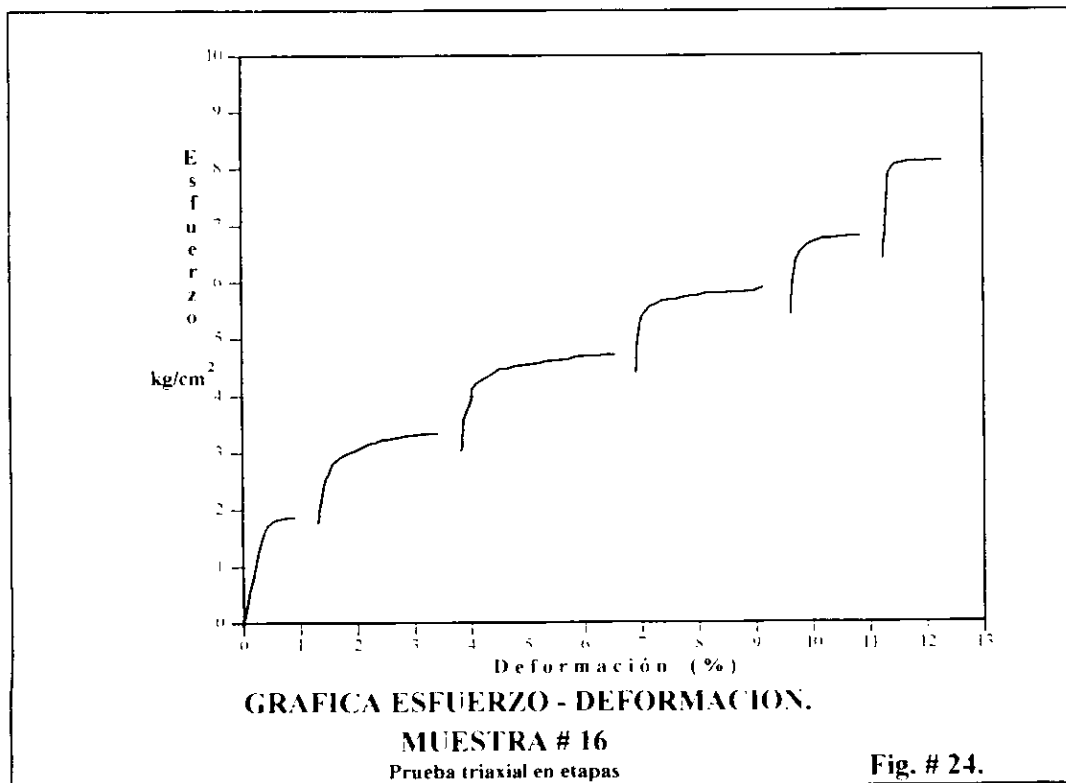


TABLA III
TALUD SUR
CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
CARACTERISTICAS DE MUESTRAS CUBICAS.

| MUESTRA N° | NIVEL m. | CLASIFICACION | m (%) | C (kg/cm ²) | φ (°) | γ (t/m ³) | γ _d (t/m ³) | e | Sr (%) | Gs | |
|------------|----------|---|-------|-------------------------|-------|-----------------------|------------------------------------|------|--------|------|--|
| 1 | 76 05 | Arena gruesa a media limosa café, con vetas de limo café rojizo y de arena media gris, con gran cantidad de gravas, gravitas y boleos hasta de 20 cm (formacion de arenas azules) | 12 | 4.5 | | 1.87 | 1.67 | 0.6 | 56 | 2.67 | |
| | | | 10 | 3.77 | | 1.89 | 1.75 | 0.52 | 41 | | |
| | | | 8 | | | | | | | | |
| 2 | 73 75 | Arena fina a gruesa café rosado, poco limosa, con gran cantidad de gravas, gravitas y boleos hasta de 10 cm (formacion de arenas azules) | 7 | 2.87 | | 2.12 | 1.97 | 0.32 | 61 | 2.61 | |
| | | | 7 | 3.19 | | 2.13 | 1.99 | 0.31 | 60 | | |
| | | | 8 | | | | | | | | |
| | | | 7 | | | | | | | | |
| 3 | 70 95 | Limo arenoso café con vetas de oxidacion, raices, gravitas, gravas y boleos hasta de 8 cm | 29 | 1.92 | | 1.65 | 1.19 | 1.16 | 86 | | |
| | | | 41 | | | 1.67 | 1.22 | 1.11 | 86 | | |
| | | | 39 | | | | | | | | |
| | | | 37 | | | | | | | | |
| 4 | 70 25 | Arena media a fina cuarzosa gris, con vetas de arena media café rosado, gravas, gravitas y boleos hasta de 13 cm (formacion jolopo) | 8 | 0.26 | 32.5 | 1.78 | 1.66 | 0.55 | 32 | 2.85 | |
| | | | 8 | | | 1.78 | 1.68 | 0.54 | 29 | | |
| | | | 7 | | | | | | | | |
| | | | 6 | | | | | | | | |
| 5 | 70 25 | Arena media a gruesa gris, cuarzosa, con vetas de oxidacion, gravitas, gravas y boleos hasta de 12 cm (formacion jolopo) | 7 | 0.18 | 33 | 1.85 | 1.75 | 0.48 | 31 | 2.59 | |
| | | | 6 | | | 1.78 | 1.68 | 0.54 | 27 | | |
| | | | 6 | | | | | | | | |
| | | | 6 | | | | | | | | |
| 6 | 67 85 | Arena media a gruesa cuarzosa café rojizo, poco limosa, con vetas de oxidacion, gravitas, gravas y boleos hasta de 13 cm (formacion jolopo) | 10 | 0.25 | 31 | 1.88 | 1.73 | 0.5 | 45 | 2.59 | |
| | | | 10 | | | 1.86 | 1.71 | 0.52 | 44 | | |
| | | | 9 | | | | | | | | |
| 7 | 66 65 | Arena media a gruesa cuarzosa café rojizo, muy poco limosa, con gravas y gravitas hasta de 8 cm con vetas de oxidacion (formacion jolopo) | 7 | 0.58 | 36.5 | 1.89 | 1.77 | 0.46 | 38 | 2.58 | |
| | | | 8 | | | 1.87 | 1.75 | 0.47 | 36 | | |
| | | | 7 | | | | | | | | |
| 8 | 62 25 | Arena media a gruesa cuarzosa gris, con gran cantidad de gravitas, gravas y boleos hasta de 13 cm (formacion jolopo) | 7 | 0.05 | 32 | 1.77 | 1.67 | 0.54 | 28 | 2.58 | |
| | | | 7 | | | 1.73 | 1.61 | 0.6 | 30 | | |
| | | | 6 | | | | | | | | |
| | | | 7 | | | | | | | | |
| 9 | 62 25 | Arena media a gruesa cuarzosa gris, con gravitas, gravas y boleos hasta de 11 cm (formacion jolopo) | 5 | 0.15 | 33.5 | 1.82 | 1.74 | 0.47 | 23 | 2.57 | |
| | | | 5 | | | 1.88 | 1.81 | 0.42 | 22 | | |
| | | | 4 | | | | | | | | |
| | | | 4 | | | | | | | | |

TABLA III
TALUD SUR
CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
CARACTERISTICAS DE MUESTRAS CUBICAS.
 continuación

| MUESTRA Nº | NIVEL m. | CLASIFICACION | w (%) | C (kg/cm ²) | ϕ (°) | γ (t/m ³) | γ_d (t/m ³) | e | Sr (%) | Gs |
|---------------|-------------|---|------------|----------------------------|---------------|---------------------------------|-----------------------------------|------|-----------|------|
| 10 | 60 50 | Arena media a gruesa cuarzosa gris, con gravitas, gravas y boleos hasta de 10 cm (formacion jolopo) | 6 | 0.46 | 29.5 | 1.85 | 1.77 | 0.46 | 26 | |
| | | | 6 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| 11 | 60 25 | Arena media a gruesa cuarzosa gris, con gravitas, gravas y boleos hasta de 12 cm (formacion jolopo) | 6 | 0.6 | 33 | 1.85 | 1.76 | 0.47 | 30 | 2.59 |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| 12 | 59 31 | Arena media a gruesa cuarzosa gris, con gravitas, gravas y boleos hasta de 17 cm (formacion jolopo) | 5 | 0.2 | 32.5 | 1.85 | 1.76 | 0.48 | 28 | 2.6 |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| 13 | 58 53 | Arena media a gruesa cuarzosa gris, con gravitas, gravas y boleos hasta de 10 cm (formacion jolopo) | 5 | 0.22 | 32 | 1.89 | 1.80 | 0.44 | 30 | 2.59 |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 6 | | | | | | | |
| 14 | 55 98 | Arena media a gruesa cuarzosa gris, con gravitas, gravas y boleos hasta de 10 cm (formacion jolopo) | 6 | 0.53 | 36.5 | 1.81 | 1.72 | 0.51 | 27 | 2.59 |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| 15 | 52 65 | Arena media a gruesa cuarzosa gris, con gravitas, gravas y boleos hasta de 9 cm (formacion jolopo) | 6 | 0.52 | 32 | 1.88 | 1.79 | 0.43 | 30 | |
| | | | 6 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| | | | 5 | | | | | | | |
| 16 | 52 65 | Arena media a fina cuarzosa gris claro, con gravitas, gravitas y boleos hasta de 5 cm (formacion jolopo) | 7 | 0.5 | 30 | 1.84 | 1.71 | 0.50 | 30 | |
| | | | 7 | | | | | | | |
| | | | 8 | | | | | | | |
| | | | 7 | | | | | | | |
| 17 | 41 12 | Arena media a fina cuarzosa gris claro, con gravitas, gravitas y boleos hasta de 15 cm (formacion jolopo) | 7 | 0.67 | 29 | | | | | |
| | | | 8 | | | | | | | |
| 18 | 40 65 | Arena media a fina cuarzosa gris claro, con gravitas, gravas y boleos hasta de 15 cm (formacion jolopo) | 8 | 0.61 | 32 | 1.85 | 1.72 | 0.50 | 43 | 2.58 |
| | | | 7 | | | | | | | |
| | | | 8 | | | | | | | |

TABLA III
TALUD SUR
CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
CARACTERISTICAS DE MUESTRAS CUBICAS.
continuación

| MUESTRA N° | NIVEL m. | CLASIFICACION | ω (%) | C (kg/cm ²) | ϕ (°) | γ (t/m ³) | γ_d (t/m ³) | e | Sr (%) | Gs |
|---------------|-------------|---|-----------------|----------------------------|---------------|---------------------------------|-----------------------------------|---|-----------|----|
| 19 | 40.65 | Arena media a fina cuarzosa gris claro, con gravitas, gravas y boleos hasta de 15 cm (formacion jolopo) | 8 7 | 0.69 | 32.5 | | | | | |
| 20 | 80.00 | Rellenos | 19 20 | | | 1.50 | | | | |

SIMBOLOGIA.

ω = Contenido de humedad natural.

C = Cohesión.

ϕ = Angulo de fricción interna.

γ = Peso volumétrico natural.

γ_d = Peso volumétrico seco.

e = Relación de vacíos.

Sr = Grado de saturación.

Gs = Densidad de sólidos

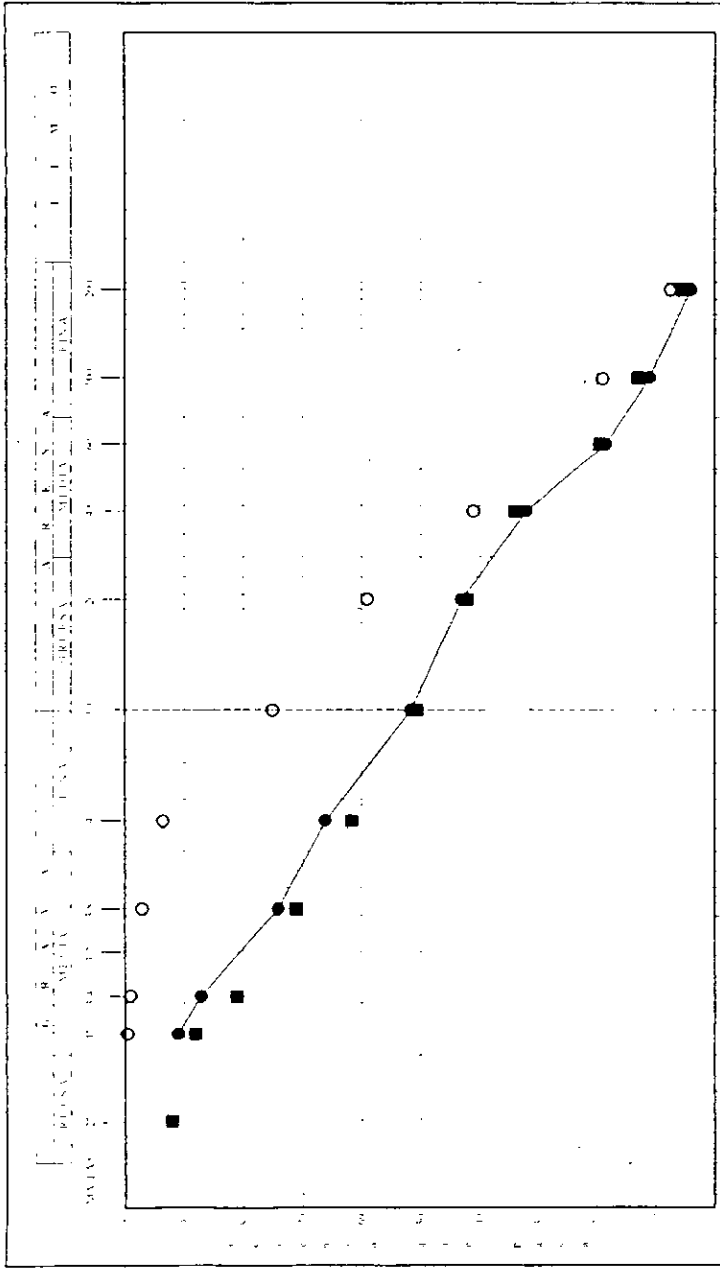


Fig. 25

● Pozo P-1 0.00 m de profundidad Cu = 23 Cc = 0.32
 Arena media a gruesa gris cuarzoza, con gran cantidad de gravas de grano subangular y subredondeado.

Fig. 26

■ Pozo P-2 10.50 m de profundidad Cu = 37 Cc = 0.30
 Arena media a gruesa gris cuarzoza, con gran cantidad de gravas de grano subangular y subredondeado.

Fig. 27

○ Pozo P-1 10.00 m de profundidad Cu = 10 Cc = 0.96
 Arena media a gruesa de pomez café claro de grano subangular y subredondeado.

| |
|---|
| Universidad Nacional Autónoma de México |
| ENEP Acapulco |
| Ingeniería Civil |
| Tejido Profesional |
| "ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO" |
| Realizado por: Osvaldo Corvillo Hernández |
| Fecha: 20/05/2012 |
| Fig. 25, 26 y 27 |

II.3.- Alternativas de estabilización.

Para hacer los análisis de estabilidad, se utilizó un programa de computadora (G Slope), en el cual se maneja el método modificado de Bishop; que es una variante del método sueco o de las dovelas. Este método se basa en la suposición de que la superficie crítica de falla en un talud, es un arco de círculo con origen en algún punto frente a la cara del talud; la masa de suelo que se encuentra dentro de este arco de círculo, se divide en "dovelas" o gajos verticales, cuyos elementos mecánicos como peso, esfuerzos normales y tangenciales con la superficie de falla y en su caso la presión de agua, tienden a provocar un deslizamiento de la masa de suelo sobre el arco de círculo o superficie crítica de falla; esta tendencia al deslizamiento es limitada por la resistencia del suelo al corte, dada por la expresión:

$$s = c + \sigma(\text{tg}\phi)$$

donde:

"c" es la cohesión del suelo.

" σ " es el esfuerzo normal aplicado por el peso de la masa de suelo.

" ϕ " es el ángulo de fricción interna del suelo.

Cuando el esfuerzo que tiende a provocar el deslizamiento es mayor que la resistencia al corte, se dice que el talud se encuentra en estado de falla y su factor de seguridad (que es el cociente de la resistencia entre las fuerzas que provocan el deslizamiento), es menor a 1; en tal condición, se requiere reforzar el talud para aumentar la resistencia al deslizamiento y obtener un factor de seguridad mayor que 1, que disminuya las posibilidades de que la falla se presente.

Se hicieron numerosos análisis de estabilidad, utilizando distintos parámetros de resistencia, alturas del talud y espesores de los estratos.

Los resultados de los análisis de estabilidad y los valores utilizados en estos, son considerados para una franja de suelo de espesor unitario en sentido perpendicular al plano del papel (1 m. de ancho).

La altura del talud varía entre 33 y 36 m., los "Rellenos" tienen espesor variable de 4.5 a 8 m. y se estimó un valor de $\phi = 25^\circ$, considerando un peso volumétrico de 1.8 ton m³, se despreció la cohesión

de estos rellenos: las "Arenas Azules" tienen cohesión de 35.8 ton/m², un ángulo de fricción interna estimado de 30° y un peso volumétrico de 2.0 ton/m³, con espesores de 3 a 6 m.

Se utilizó para el estrato de "Limo", una cohesión de 19.2 ton/m², un ángulo de fricción interna estimado de 20° y un peso volumétrico de 1.66 ton/m³.

A la "Formación Jolopo" se le asignó una cohesión de 4.04 ton/m², un ángulo de fricción interna de 32.3° y un peso volumétrico de 1.86 ton/m³, sin presión de agua.

Debido a la presencia de una colonia en parte de la corona del talud, para efectos de diseño por sismo, se consideró al talud como estructura tipo "A", según el Art. 174 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal:

"... las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I.- Grupo A.- Construcciones cuya falla podría causar la pérdida de un número elevado de vidas

De acuerdo a la zonificación sísmica del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el proyecto se ubica en la zona I (zona de lomas), correspondiendo un coeficiente sísmico de 0.16, aumentado 50% por tratarse de estructura tipo "A"; entonces, el coeficiente correspondiente será:

$$c = 0.16 \times 1.5 = 0.24g \quad (g \text{ es la aceleración de la gravedad})$$

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en el inciso 10.2 referente a "Muros de Retención", se indica aplicar a la masa de suelo que se encuentra por encima de la superficie crítica de deslizamiento, considerada en estado límite de equilibrio bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical; una aceleración horizontal igual a $c/3$ veces la gravedad. Por lo tanto, el coeficiente sísmico aplicable será igual a $0.24/3 = 0.08g$, es decir, el 8% de la aceleración de la gravedad.

En el primer análisis de estabilidad presentado en la Figura # 28, se observa la configuración del talud actual en el Eje N, que es en donde se tiene mayor espesor de rellenos, así como un corte de aproximadamente 20 m. de altura, con inclinación de 80°, obteniéndose un factor de seguridad de 1.019, aplicando 8% de sismo. En este análisis se puede apreciar que la superficie crítica de falla no afecta a la zona de casas, pero existe un alto riesgo de que la falla se presente en esta parte del talud ya que el factor de seguridad es muy cercano a 1.

En la Figura # 29 se presenta un análisis del talud original en el Eje N, en el cual la superficie crítica de falla que pudiera afectar la zona de casas, tiene un factor de seguridad de 1.307 (en esta condición también se consideró el 8% de sismo)

Se hizo un análisis de estabilidad para un corte vertical en el Eje N, tomando en cuenta las variaciones de "c" y " ϕ ", para la "Formación Jolopo" (ver Figura # 30), obtenidos en las pruebas triaxiales, resultando un factor de seguridad de 0.647

En la Figura # 31, se presenta un análisis de estabilidad en el Eje N, considerando para la "Formación Jolopo" $c = 4.04 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 32.3^\circ$, que son los valores promedio de todas las pruebas triaxiales, en donde se obtuvo un factor de seguridad igual a 0.636.

Como se puede observar, la diferencia entre el factor de seguridad obtenido con los valores de todas las pruebas triaxiales y el factor de seguridad obtenido con los valores promedio, es del orden del 2%; por lo tanto, utilizando los valores promedio además de obtener resultados un poco conservadores, se ahorra tiempo al hacer los análisis.

Debido a que el proyecto arquitectónico requiere un talud vertical, se estudiaron dos alternativas de estabilización:

- a) - Usar el "Edificio" como apoyo lateral.
- b) - Usar anclas postensadas, hechas con torones de acero de alta resistencia

A continuación se describe brevemente la solución de utilizar el "Edificio" como apoyo, que no fue aceptada.

Se calcularon los empujes que tendría el edificio para soportar el talud y se indicó al Ing. estructurista que serían del orden de 260 a 340 ton/m siguiendo una distribución de presiones aproximadamente triangular (ver Figuras # 32 a 35). La estructuración del edificio es a base de marcos de vigas y columnas de concreto, teniéndose muros de concreto únicamente en el perímetro y en los cubos de elevadores; los cortantes que deberían resistir las columnas, rebasan en mucho su capacidad, pues no se tiene apoyo de suelo en el lado Norte del edificio, que pudiera contrarrestar dichos empujes; por lo que sería necesario colocar muros de cortante para poder estabilizar el talud

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje N

Configuración original

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 |
| # 2.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 |
| # 3.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 |
| # 4.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 |

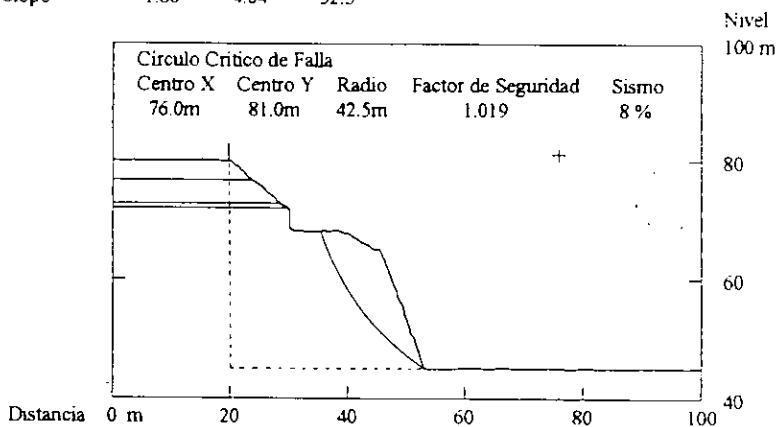


Fig. 28

Estabilidad en Eje N

Configuración original, falla en zona de casas

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 |
| # 2.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 |
| # 3.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 |
| # 4.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 |

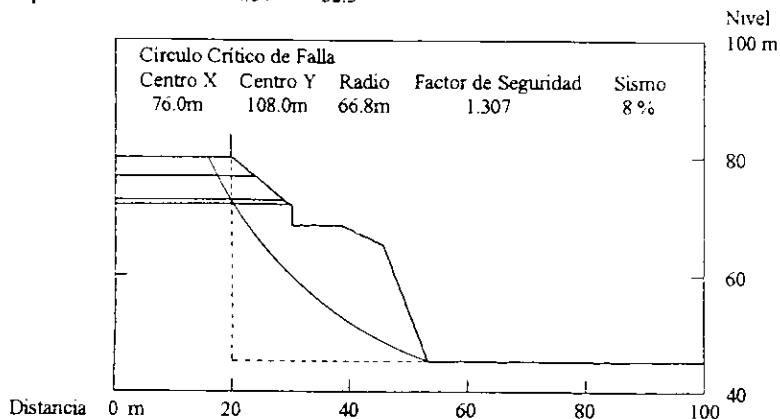


Fig. 29

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje N

Jolopo estratificado.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° |
|-----------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|-----------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | # 6.- Jolopo 2 | 1.86 | 5.8 | 36.5 |
| # 2.- Arenas azules 1 | 1.88 | 41.4 | 30 | # 7.- Jolopo 3 | 1.86 | 1 | 33 |
| # 3.- Arenas azules 2 | 2.13 | 30.3 | 30 | # 8.- Jolopo 4 | 1.86 | 5.3 | 31.3 |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19 | 20 | # 9.- Jolopo 5 | 1.86 | 2.1 | 32.5 |
| # 5.- Jolopo 1 | 1.86 | 2.2 | 31 | # 10.- Jolopo 6 | 1.86 | 5.3 | 36.5 |

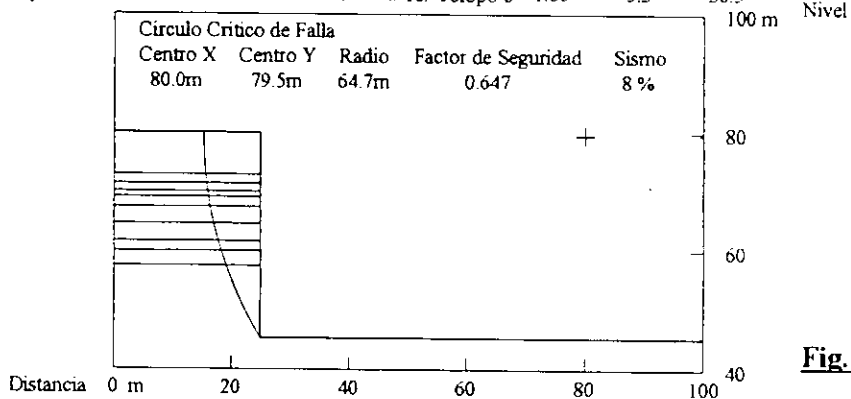


Fig. 30

Estabilidad en Eje N

Valores promedio en Jolopo.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 |
| # 2.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 |
| # 3.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 |
| # 4.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 |

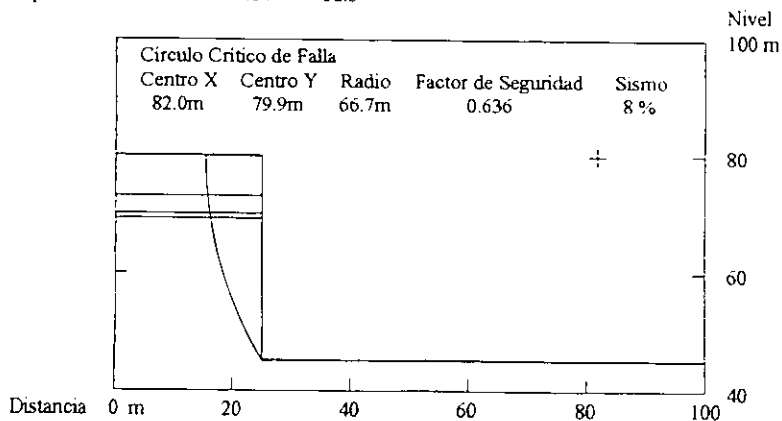


Fig. 31

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje F.

Resultante de empujes.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° 1 | Coord. X 25.0m | Coord. Y 56.4m | Comp. horiz. 260ton |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|----------------|-------------------|-------------------|------------------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | | | | |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | | | | |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | | | | |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | | | | |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | | | | |

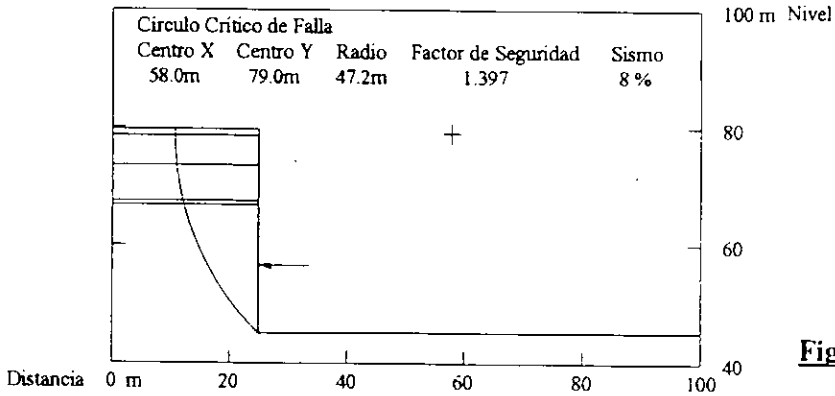


Fig. 32

Estabilidad en Eje J.

Resultante de empujes.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° 1 | Coord. X 25.0m | Coord. Y 56.6m | Comp. horiz. 295ton |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|----------------|-------------------|-------------------|------------------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | | | | |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | | | | |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | | | | |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | | | | |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | | | | |

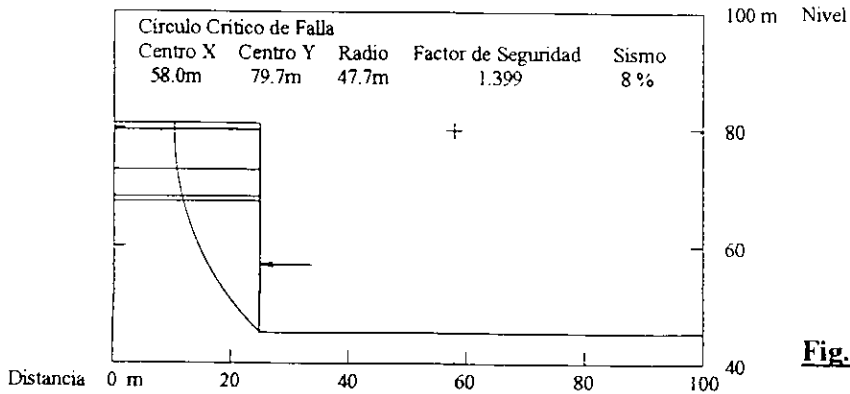


Fig. 33

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje N.

Resultante de empujes.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° 1 | Coord. X 25.0m | Coord. Y 56.7m | Comp. horiz. 335ton |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|----------------|-------------------|-------------------|------------------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | | | | |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | | | | |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | | | | |
| # 4.- Lirno | 1.66 | 19.2 | 20 | | | | |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | | | | |

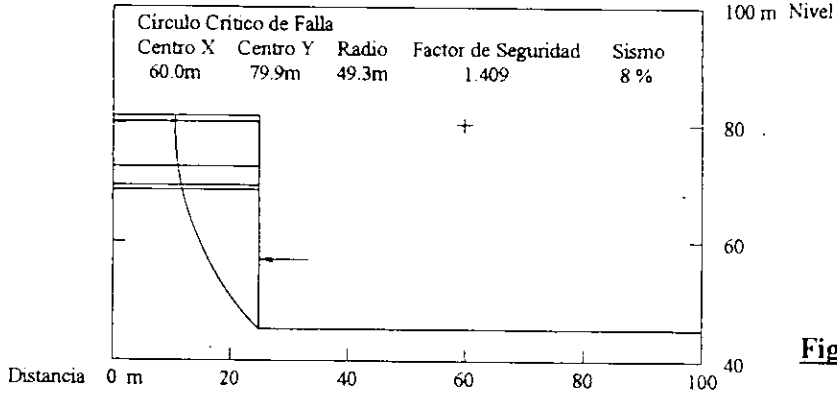


Fig. 34

Estabilidad en Eje R.

Resultante de empujes.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° 1 | Coord. X 25.0m | Coord. Y 57.0m | Comp. horiz. 335ton |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|----------------|-------------------|-------------------|------------------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | | | | |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | | | | |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | | | | |
| # 4.- Lirno | 1.66 | 19.2 | 20 | | | | |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | | | | |

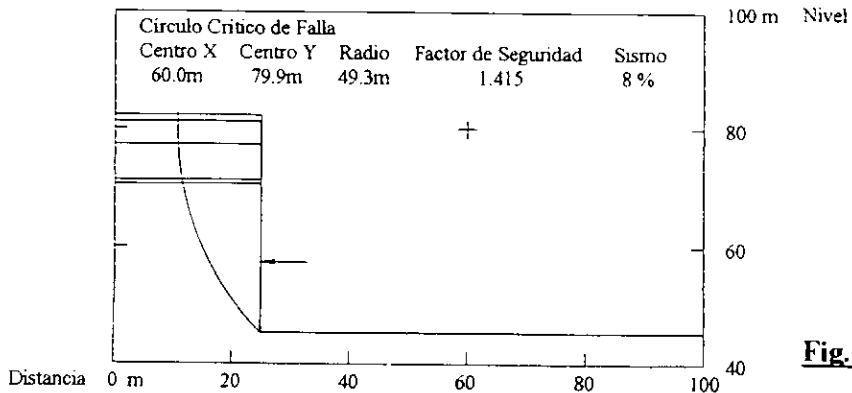


Fig. 35

Debido a la configuración del proyecto arquitectónico los 20 m superiores del talud, no pueden ser soportados por el edificio, por lo tanto, en el estrato de rellenos y en una parte de la "Formación Jolopo" se deberán usar anclas.

Se revisó por parte del cliente, la alternativa de modificar el proyecto arquitectónico, estructurando los sótanos a base de muros de concreto, lo cual representa una reducción considerable de los espacios para circulación y número de cajones de estacionamiento. Además, el procedimiento constructivo requeriría hacer maniobras de excavación y movimiento de maquinaria en los sótanos, lo cual incrementaría considerablemente el costo de la obra. Por todos estos aspectos, esta alternativa de estabilización fue desechada.

Debido a que la estabilización se hará a base de anclas postensadas, a continuación se describe el proceso de cálculo para esta alternativa:

Como se mencionó anteriormente, la altura del talud y los espesores de los estratos que lo conforman son variables en toda su longitud, para efecto de analizar condiciones típicas de cada tramo, se escogieron secciones tomando como referencia los ejes del proyecto arquitectónico, en las cuales se puede apreciar la variación de altura y espesor de los estratos; no se presenta un análisis de cada eje, pues las variaciones entre dos o más consecutivos no son muy significativas. Se escogieron secciones en los ejes F, J, N y R.

Como se puede ver en la Figura # 36 (sección en Eje F), para una altura total de 33.5 m, con espesor de "Rellenos" de 5 m, espesor de "Arenas Azules" de 6.1 m, espesor del estrato de "Limo" de 0.6 m (promedio en toda la longitud del talud) y 21.8 m. de "Formación Jolopo", el factor de seguridad es de 0.765, por lo tanto, el talud requiere refuerzo adicional para que las condiciones de estabilidad se mantengan dentro de un rango de seguridad aceptable. En los análisis de estabilidad de los ejes J, N y R (Figuras # 37 a 39), se presentan variaciones en el factor de seguridad crítico, con valores de 0.707, 0.636 y 0.679 respectivamente. Como se puede apreciar, el factor de seguridad menor corresponde al eje N, que tiene altura total de 34.7 m, espesor de "Rellenos" de 7.8 m, y espesor de "Arenas Azules" de 2.9 m. De lo anterior podemos deducir que el incremento del espesor de "Rellenos" cuya resistencia es casi nula, el menor espesor de "Arenas Azules" de resistencia muy considerable y el incremento de altura total, reducen notablemente las condiciones de estabilidad del talud. En el caso del análisis para

el eje R, que es donde se tiene la altura mayor (35.5 m.), el factor de seguridad aumenta, debido a la reducción en el espesor de los "Rellenos" (3.8 m) y al incremento de espesor en el estrato de "Arenas Azules" (5.9 m).

En cualquier sección del talud en estudio, para estabilizarlo verticalmente se requiere refuerzo adicional, pues en todos los análisis se obtuvo un factor de seguridad menor a 1, lo cual indica un estado de falla inminente para estas configuración

Para determinar el refuerzo adicional necesario que proporcione un factor de seguridad aceptable, se suponen una serie de fuerzas externas actuando en la cara del talud, en toda su altura, en dirección contraria a los empujes horizontales, ocasionados por el peso de la masa de suelo. La suma de momentos generados por la resistencia del suelo y la fuerza externa aplicada con respecto al origen del círculo crítico de falla; debe ser mayor al momento generado (momento motor) en dirección contraria por el peso de la masa de suelo con respecto al origen del círculo de falla, como mínimo 1.4 veces.

El factor de seguridad de 1.4 incluyendo el sismo, se considera aceptable para un talud permanente.

Como se puede observar en todos los análisis de estabilidad que involucren el efecto de fuerzas externas, solamente se tiene componente horizontal, debido a que se están suponiendo anclas horizontales y no inclinadas, ya que se consideran más eficientes por no tener una componente vertical hacia abajo que incremente el momento motor y reduzca el factor de seguridad. Las anclas inclinadas se usan para garantizar la inyección de lechada por gravedad, expulsando el aire atrapado dentro de la tubería con la misma lechada; además de proporcionar una fuerza de compresión aproximadamente normal al plano de falla. En las anclas horizontales el aire atrapado se extraerá con la bomba de vacío conectada al tubo de inyección final.

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje F.

Análisis sin fuerzas externas.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 |

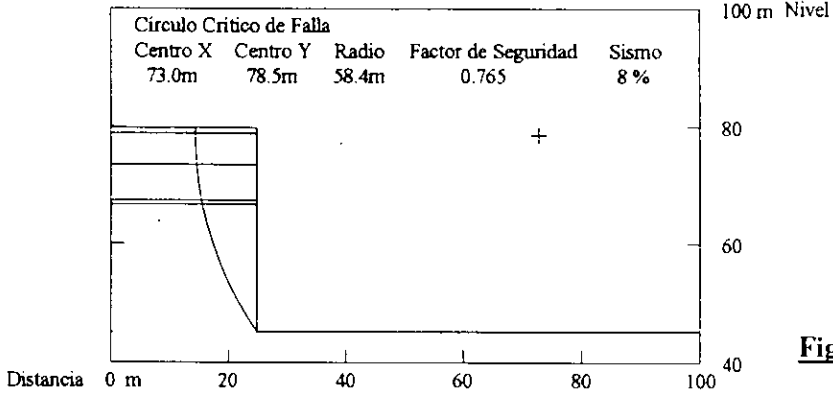


Fig. 36

Estabilidad en Eje J.

Análisis sin fuerzas externas.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 |

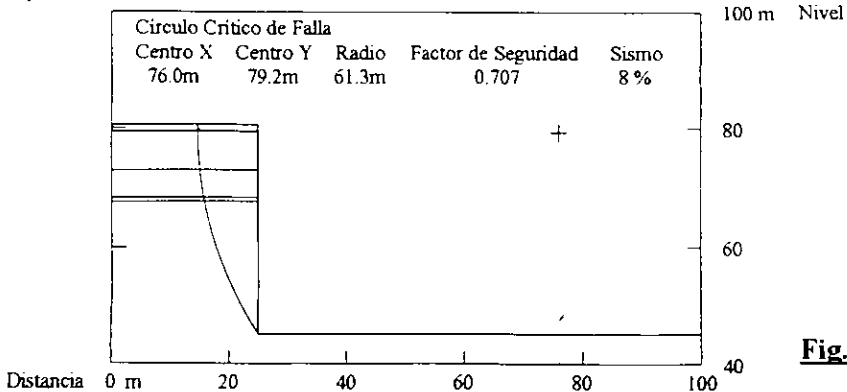


Fig. 37

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje N.

Análisis sin fuerzas externas

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 |

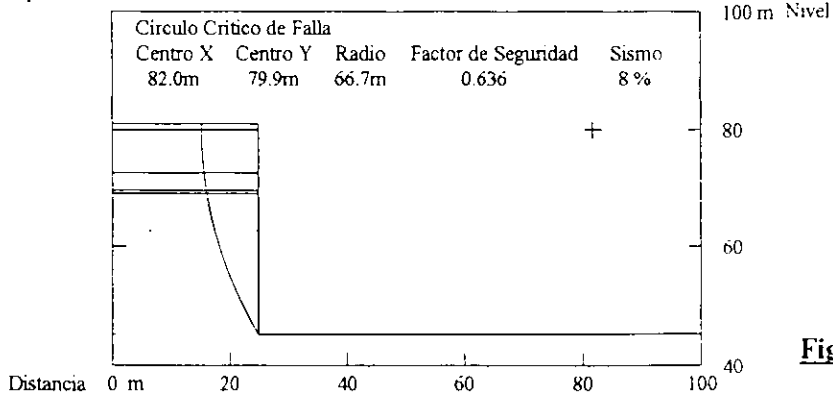


Fig. 38

Estabilidad en Eje R.

Análisis sin fuerzas externas

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 |

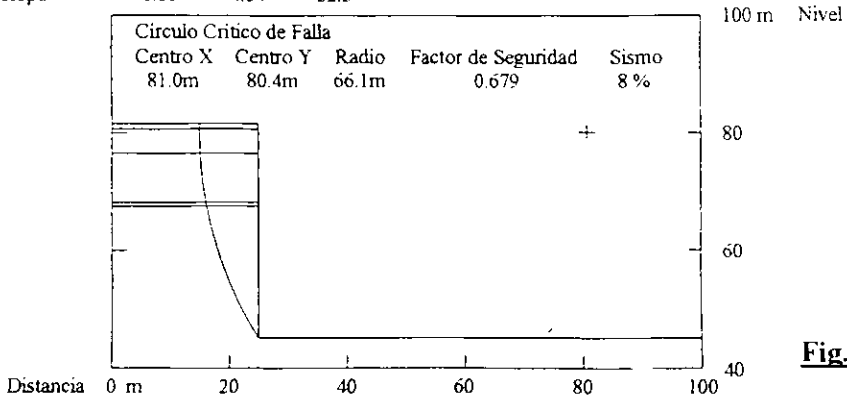


Fig. 39

En las Figuras # 32 a 35, se presenta la magnitud de la fuerza necesaria para lograr un factor de seguridad de 1.4, así como su punto de aplicación, para las cuatro secciones consideradas. Esta fuerza es variable de acuerdo a la altura y espesor de estratos en cada sección de 260 a 340 ton m aproximadamente. El aplicar esta fuerza como única en toda la altura del talud, requeriría de una estructura de concreto o de acero de dimensiones excesivamente grandes, además de ser prácticamente imposible evitar algún tipo de falla durante el proceso constructivo, por lo tanto, el número de fuerzas en que se deberá descomponer esta resultante estará dado como sigue:

- fuerza necesaria para contener el estrato de rellenos y evitar una falla local
- en el estrato de arenas azules, debido a sus características mecánicas y a su espesor, no se requieren anclas para mantener un factor de seguridad aceptable en una falla local
- altura máxima en corte vertical que mantiene un factor de seguridad mínimo de 1.25, como condición temporal durante el proceso constructivo, incluyendo el efecto del sismo y de 1.4 como condición permanente, después de tensar el ancla en construcción para el nivel considerado
- debido a que los empujes horizontales se incrementan con la altura, en una distribución de esfuerzos aproximadamente triangular, la zona que requiere mayor concentración de fuerzas es la más baja del talud

Análisis de estabilidad en zona de "Rellenos":

Los "Rellenos" están formados por arenas y gravas muy poco cementadas, presentando en algunas partes cementación considerable y en otras únicamente bolcos sin finos, estos "Rellenos" son desperdicios de mina. Para el análisis de estabilidad, se considero un peso volumétrico de 1.8 ton m³ y un coeficiente de empuje activo " k_a " de 0.41, que corresponde a un ángulo de fricción interna de 25°, despreciándose la cohesión. La expresión usada para determinar el valor del coeficiente de empuje activo es

$$k_a = \tan^2(45 - \phi / 2)$$

donde: k_a = Coeficiente de empuje activo,

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo

En la corona del talud existen casas de interés social de 2 niveles, con separaciones entre sí de 6 m, aproximadamente; la distancia mínima de las casas al paramento vertical del talud es de 10 m, cuyo

desplante forma un ángulo aproximadamente igual a 25° con respecto a la frontera inferior de los rellenos en el caso más crítico (para 6.0 m de espesor), por lo que se puede despreciar el efecto del peso de las casas en una falla local del estrato de rellenos. Para el análisis de estabilidad de los "Rellenos" y del talud en general, se consideró una sobrecarga uniforme sobre la corona, de 1.0 ton/m^2 . Para la combinación de acciones de empuje horizontal por carga gravitacional y sismo, se tomarán factores de seguridad de 1.3 y 1.1 respectivamente. Todos los análisis presentados, toman en cuenta una longitud unitaria perpendicular al plano del papel, por lo tanto, los cálculos que involucren volúmenes se manejarán como áreas.

La sobrecarga en los rellenos, provoca un empuje horizontal de:

$$E = P \cdot k_a \cdot F.S.$$

donde:

E = Empuje horizontal generado por la sobrecarga.

P = Magnitud de la sobrecarga.

$F.S.$ = Factor de Seguridad.

La presión horizontal activa del suelo:

$$P_a = \gamma \cdot h \cdot k_a \cdot F.S.$$

El empuje total activo para una masa de suelo con paramento vertical, superficie horizontal en su corona y sobrecarga esta dado por:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot k_a \cdot F.S.}{2} + E \cdot h$$

donde: E_a = Empuje activo.

γ = Peso volumétrico del suelo.

h = Altura considerada.

k_a = Coeficiente de empuje activo.

La altura mínima considerada para estimar la capacidad de las anclas en los "Rellenos", será de 5 m.:

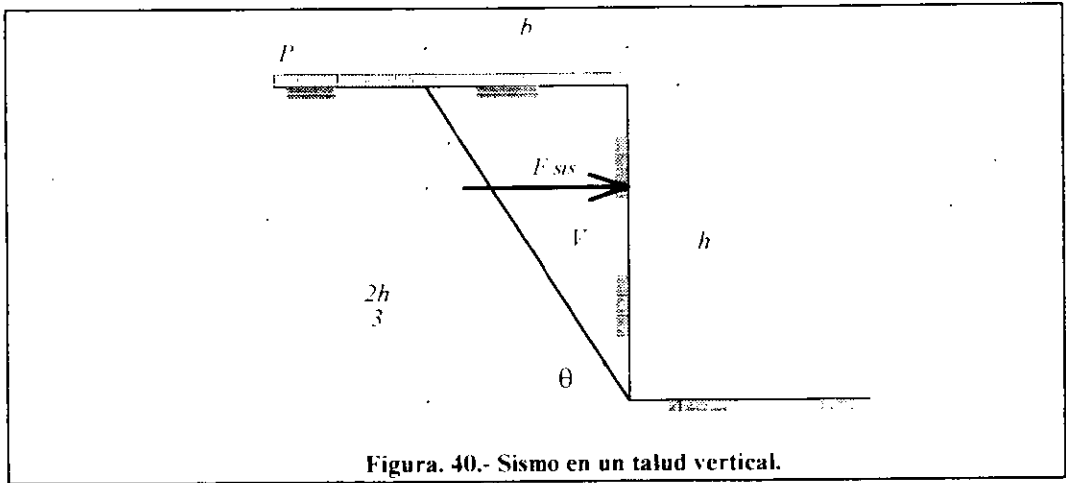
Para determinar los empujes por cargas estáticas, se tiene:

$$P = 1 \text{ ton/m}^2 \quad \gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3 \quad h = 5 \text{ m.} \quad k_a = 0.41 \quad F.S. = 1.3$$

$$E = 1 \times 0.41 \cdot 1.3 = 0.53 \text{ t/m}^2 \quad P_a = 1.8(5)(0.41)(1.3) = 0.53 = 5.33 \text{ ton/m}^2$$

$$E_a = (5.33 + 0.53) \times 5/2 = 14.65 \text{ t/m.}$$

Para aplicar el sismo a esta masa de suelo, se supone un triángulo formado a partir de la base del talud considerado, cuyo ángulo con respecto a la horizontal, será de $\theta = 45^\circ + \phi/2$, este triángulo representa el volumen de la masa de suelo, cuyo peso multiplicado por el coeficiente sísmico, provocará empujes adicionales al presentarse un sismo, cuya resultante se ubica a $2/3$ de su altura. En la Figura. # 40, se presenta un diagrama del efecto del sismo en un talud.



donde:

F_{SIS} Fuerza sísmica aplicada.

V Volumen de la masa de suelo en que se aplica el sismo.

h Altura considerada del talud.

b Ancho de la cuña de suelo en la corona del talud.

P = Magnitud de la sobrecarga.

θ = Ángulo igual a $45^\circ + \phi/2$.

empujes por sismo:

$$\theta = 45 + 25/2 = 57.5^\circ \quad \gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3 \quad P = 1 \text{ ton/m}^2 \quad h = 5 \text{ m.} \quad F.S. = 1.1$$

$$c = 0.08$$

$$b = 5/\tan 57.5^\circ = 3.19 \text{ m.} \quad W_{cu} = 3.19 \times 1 = 3.19 \text{ ton.} \quad V = 3.19 \cdot 5/2 = 7.98 \text{ m}^3$$

$$W_s = 7.98 \times 1.8 = 14.36 \text{ ton.} \quad W_{tot} = 3.19 + 14.36 = 17.55 \text{ ton.}$$

$$F_{sism} = 17.55 \times 0.08 \times 1.1 = 1.54 \text{ ton.}$$

W_{sc} = Peso de la sobrecarga actuando en la cuña considerada = $P \times b$

W_s = Peso de la cuña de suelo considerada = $V \times \gamma$

$$W_{tot} = W_{sc} + W_s$$

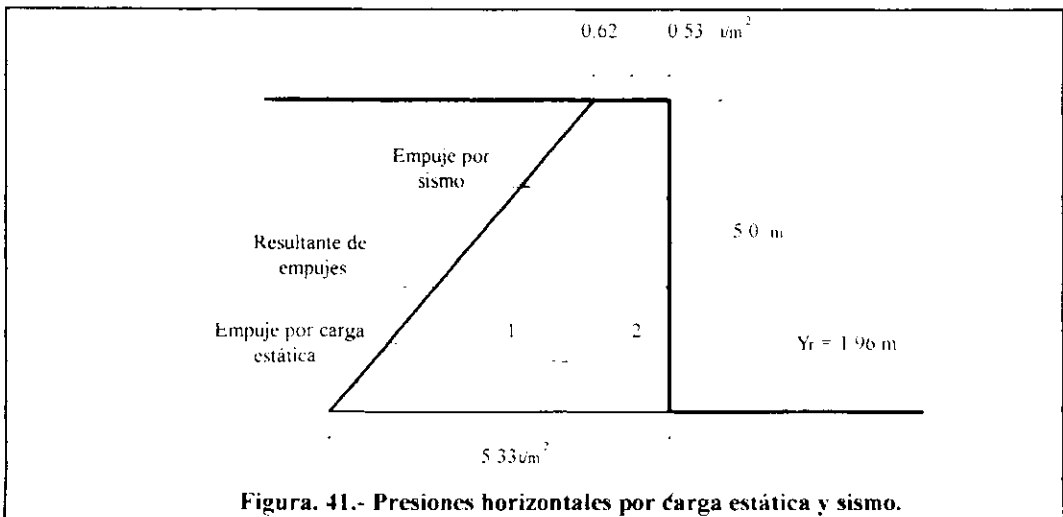
El empuje total horizontal, será igual a $E_n + F_{sism} = 14.65 + 1.54 = 16.19 \text{ ton/m.}$

Colocando anclas a una separación horizontal de 5 m., la capacidad de las anclas será:

$$16.19 \times 5 = 80.95 \text{ ton.}$$

Se considerarán anclas de 80 ton. a cada 5 m. de separación horizontal en los primeros 5 metros de altura de "Relleno".

Para determinar el punto de aplicación de la fuerza de las anclas, se deberá precisar la posición vertical de la resultante de los empujes horizontales obtenidos, para la altura considerada (en este caso de 5 m.). La posición de la resultante se determinará, utilizando los valores de las presiones horizontales, incluyendo carga estática y sismo, en toda la altura del talud analizado, como se muestra en la Figura # 41.



$$\text{Empuje por sismo} = 0.62 \times 5/2 = 1.54 \text{ ton.}$$

| Sección | Area | Y | AxY | |
|----------|-------------|------|--------------|--|
| 1 | 10.45 | 1.67 | 17.45 | |
| 2 | <u>5.75</u> | 2.5 | <u>14.38</u> | $Y_r = \frac{31.83}{16.20} = 1.96 \text{ m}$ |
| Σ | 16.20 | | 31.83 | 16.20 |

La posición vertical de la resultante con respecto a la corona del talud, será

$$-5 + 1.96 = -3.04 \text{ m}$$

En este caso se considera como nivel cero, al nivel de la corona.

Cuando el espesor del estrato de "Rellenos" sea mayor a 5 m, los empujes se determinarán siguiendo el criterio anteriormente mencionado, obteniendo la magnitud de la fuerza resultante para toda y su posición para contrarrestar el momento generado por el ancla colocada en el nivel -3.04 m y la resultante de empujes. La magnitud y posición de esta fuerza equilibrante representa el efecto del ancla necesaria para contener el espesor de rellenos adicional. La capacidad y separación horizontal entre anclas se estimará inicialmente manteniendo una distribución acorde a las anclas del nivel superior.

Las anclas adicionales en la zona de "Rellenos", se colocarán como sigue:

| Espesor de Rellenos | Empuje adicional | Capacidad del ancla | Separación horizontal | Posición vertical |
|---------------------|------------------|---------------------|-----------------------|-------------------|
| 6 m | 6.4 ton/m | 35 ton | 5.0 m | -5.26 m |
| 7 m | 13.9 ton/m | 35 ton | 2.5 m | -5.77 m |
| 8 m | 22.4 ton/m | 55 ton | 2.5 m | -6.29 m |

Con estos valores se determinará posteriormente la longitud libre y longitud de bulbo necesaria para cada ancla, de acuerdo a las condiciones de estabilidad general del talud en toda su altura y a la resistencia del suelo.

Análisis de estabilidad general:

Los valores de las fuerzas necesarias para mantener un factor de seguridad de 1.4 en todo el talud, presentados en las Figuras # 32 a 35, comprenden a las fuerzas aplicadas en los "Rellenos".

como valor del factor de seguridad 1.252 como condición temporal. en las Figuras # 44, 45 y 46 se presentan los análisis de estabilidad para la colocación de anclas en los niveles 53.0, 50.0 y 47.0 m. como condición temporal y en la Figura # 47 se tiene el análisis de estabilidad general. en donde el factor de seguridad mínimo en toda la altura del talud es igual a 1.41 como condición permanente. el cual corresponde a la falla en el pie del talud. Como se puede observar. la superficie de falla en la Figura # 47 tiene un radio mayor que la obtenida en la Figura # 46. debido a que en esta última no se tiene el efecto del ancla en el nivel 47.0 m.

De manera similar se determinó la posición y fuerza de las anclas en las secciones de los Ejes J, N y R presentados en los análisis de las Figuras # 48, 49 y 50

Todas las anclas serán horizontales. de ahí que en los análisis solamente se presente un valor numérico en la componente horizontal: este valor representa la fuerza necesaria por unidad de longitud para mantener el factor de seguridad indicado. el cual deberá multiplicarse por la separación horizontal designada para las anclas. para determinar su carga de trabajo.

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje F. Procedimiento constructivo

Excavación en nivel 59.5 m.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° 1 | Coord. X 35.0m | Coord. Y 75.3m | Comp. horiz. 16ton |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|----------------|-------------------|-------------------|-----------------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | | | | |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | | | | |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | | | | |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | | | | |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | | | | |

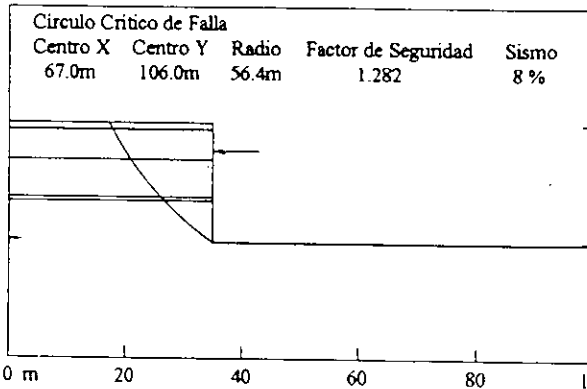


Fig. 42

Estabilidad en Eje F. Procedimiento constructivo.

Excavación en nivel 54.5 m.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° 1 | Coord. X 35.0m | Coord. Y 75.3m | Comp. horiz. 16ton |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|----------------|-------------------|-------------------|-----------------------|
| # 1 - Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | 2 | 35.0m | 61.0m | 14ton |
| # 2 - Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | | | | |
| # 3 - Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | | | | |
| # 4 - Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | | | | |
| # 5 - Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | | | | |

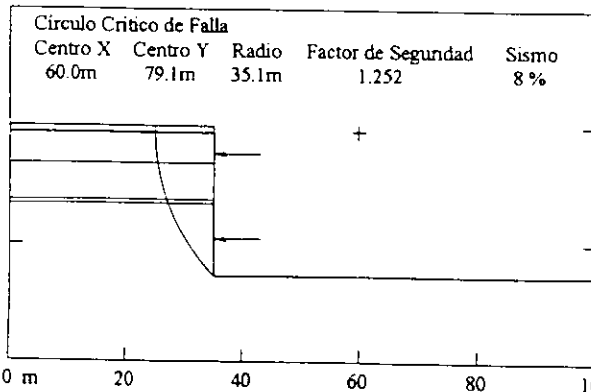


Fig. 43

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje F. Procedimiento constructivo

Excavación en nivel 51.5 m.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° | Coord. X | Coord. Y | Comp. horiz. |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|-----------|----------|----------|--------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | 1 | 35.0m | 75.3m | 16ton |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | 2 | 35.0m | 61.0m | 14ton |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | 3 | 35.0m | 56.0m | 47ton |
| # 4.- Lirno | 1.66 | 19.2 | 20 | | | | |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | | | | |

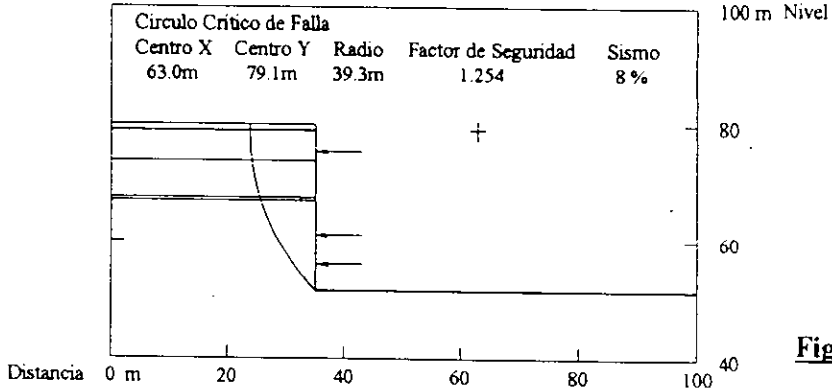


Fig. 44

Estabilidad en Eje F. Procedimiento constructivo.

Excavación en nivel 48.5 m.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° | Coord. X | Coord. Y | Comp. horiz. |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|-----------|----------|----------|--------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | 1 | 35.0m | 75.3m | 16ton |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | 2 | 35.0m | 61.0m | 14ton |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | 3 | 35.0m | 56.0m | 47ton |
| # 4.- Lirno | 1.66 | 19.2 | 20 | 4 | 35.0m | 53.0m | 53ton |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | | | | |

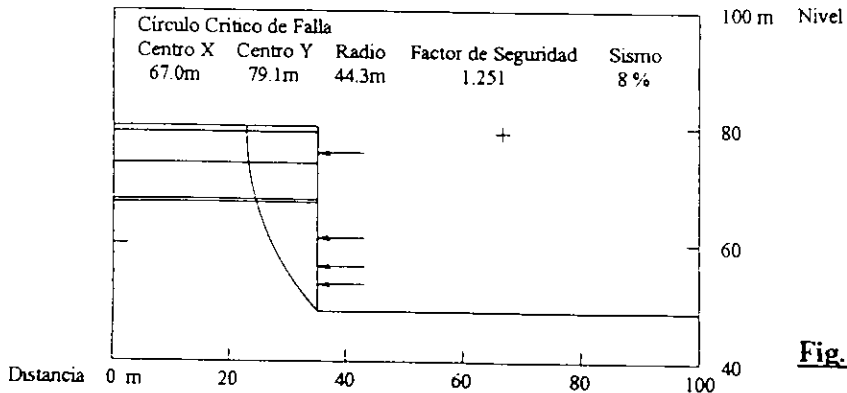


Fig. 45

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje F. Procedimiento constructivo

Excavación en nivel 45.2 m.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° | Coord. X | Coord. Y | Comp. horz. |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|-----------|----------|----------|-------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | 1 | 35.0m | 75.3m | 16ton |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | 2 | 35.0m | 61.0m | 14ton |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | 3 | 35.0m | 56.0m | 47ton |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | 4 | 35.0m | 50.0m | 53ton |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | 5 | 35.0m | 50.0m | 61ton |

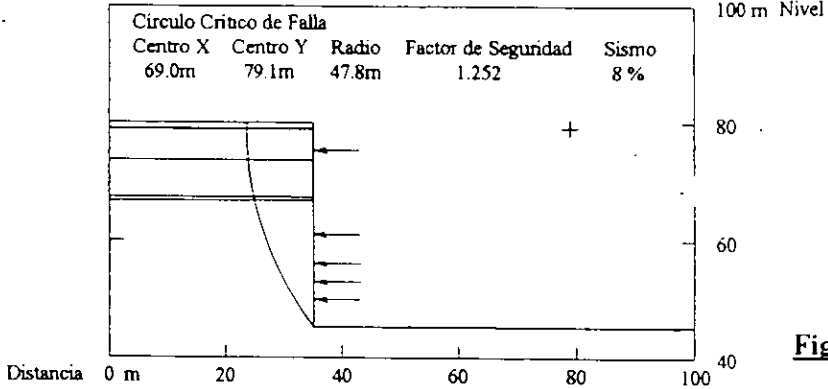


Fig. 46

Estabilidad en Eje F. Análisis definitivo

Con fuerzas externas.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° | Coord. X | Coord. Y | Comp. horz. |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|-----------|----------|----------|-------------|
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | 1 | 35.0m | 75.3m | 16ton |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | 2 | 35.0m | 61.0m | 14ton |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | 3 | 35.0m | 56.0m | 47ton |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | 4 | 35.0m | 50.0m | 53ton |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | 5 | 35.0m | 47.0m | 49ton |

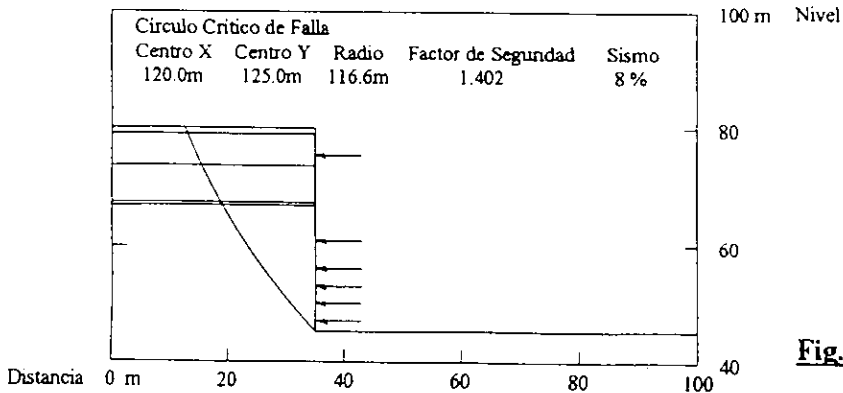


Fig. 47

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje J. Análisis definitivo.

Con fuerzas externas.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° | Coord. X | Coord. Y | Comp. horiz. |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|-----------|----------|----------|--------------|
| | | | | 1 | 35.0m | 77.4m | 16ton |
| | | | | 2 | 35.0m | 74.6m | 14ton |
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | 3 | 35.0m | 65.0m | 20ton |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | 4 | 35.0m | 60.0m | 26ton |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | 5 | 35.0m | 56.0m | 49ton |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | 6 | 35.0m | 53.0m | 55ton |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | 7 | 35.0m | 50.0m | 62ton |
| | | | | 8 | 35.0m | 47.0m | 50ton |

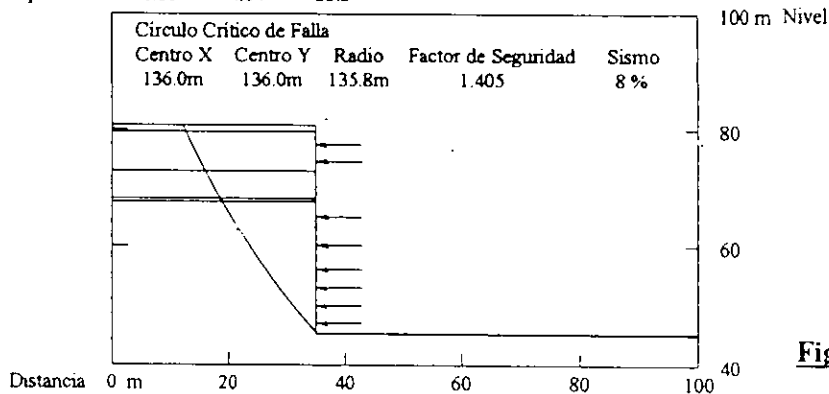


Fig. 48

Estabilidad en Eje N. Análisis definitivo.

Con fuerzas externas.

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° | Coord. X | Coord. Y | Comp. horiz. |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|-----------|----------|----------|--------------|
| | | | | 1 | 35.0m | 77.9m | 16ton |
| | | | | 2 | 35.0m | 74.6m | 22ton |
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | 3 | 35.0m | 65.0m | 25ton |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | 4 | 35.0m | 60.0m | 35ton |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | 5 | 35.0m | 56.0m | 61ton |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | 6 | 35.0m | 53.0m | 63ton |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | 7 | 35.0m | 50.0m | 65ton |
| | | | | 8 | 35.0m | 47.0m | 60ton |

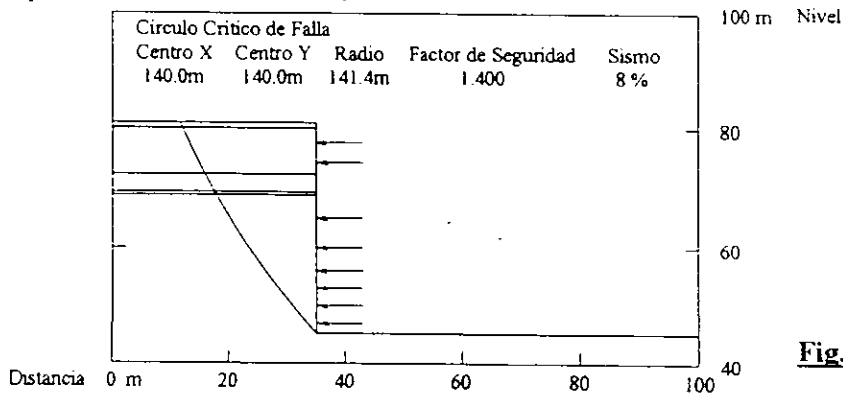


Fig. 49

**CENTRO CORPORATIVO BOSQUES
TALUD SUR**

Estabilidad en Eje R. Análisis definitivo.

Con fuerzas externas

| Material | γ ton/m ³ | c ton/m ² | ϕ ° | Fuerza N° | Coord. X | Coord. Y | Comp. horz. |
|---------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------|-----------|----------|----------|-------------|
| | | | | 1 | 35.0m | 78.7m | 16ton |
| | | | | 2 | 35.0m | 65.0m | 30ton |
| # 1.- Sobrecarga | 1 | 0 | 0 | 3 | 35.0m | 60.0m | 30ton |
| # 2.- Rellenos | 1.8 | 0.0 | 25 | 4 | 35.0m | 56.0m | 55ton |
| # 3.- Arenas azules | 2.0 | 35.8 | 30 | 5 | 35.0m | 53.0m | 58ton |
| # 4.- Limo | 1.66 | 19.2 | 20 | 6 | 35.0m | 50.0m | 63ton |
| # 5.- Jolopo | 1.86 | 4.04 | 32.3 | 7 | 35.0m | 47.0m | 54ton |

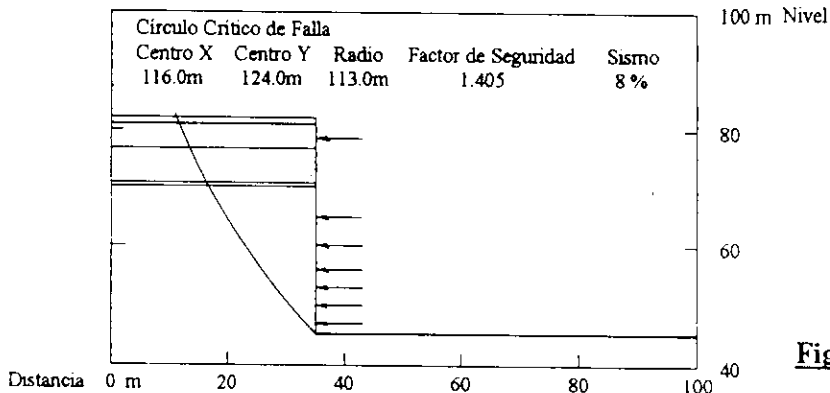


Fig. 50

CAPITULO III

Diseño de anclajes.

OBJETIVO ESPECIFICO:

Determinar las características de las anclas empleadas, así como dar las indicaciones correspondientes para su fabricación, colocación y funcionamiento. Cálculo de muros y zapatas para tomar la carga aplicada por las anclas.

III.1.- Introducción.

Las aplicaciones de los anclajes en suelo y roca son muy variadas, se pueden utilizar siempre como elementos de tensión, en los siguientes casos:

- Elemento de soporte en muros de contención.
- Para estabilizar taludes en suelo o en roca
- Elementos de reacción en pruebas de carga para pilotes.
- Sistema de anclaje en tuneles sumergidos.
- Para tomar tensiones en las cimentaciones de presas de concreto tipo gravedad
- Como elementos de atraque en los extremos de puentes atirantados
- Etc

El propósito de los anclajes, es transmitir la carga aplicada por algún elemento en la superficie, hasta algún punto dentro de la masa de suelo

Los anclajes pueden ser de diferentes tipos, de acuerdo a los materiales empleados

- Barras de acero de alta resistencia, generalmente usadas en longitudes menores a 12 m. y capacidad máxima de trabajo de 60 ton. Este tipo de anclajes son muy eficientes en roca
- Cables formados por grupos de torones de 0.5" o 0.6" de diámetro, dispuestos en arreglos circulares: utilizados para cargas muy grandes de trabajo (hasta 200 ton)
- Etc

También se pueden clasificar de acuerdo a su profundidad y mecanismo de falla en.

1.- Anclajes superficiales: cuya relación profundidad diámetro generalmente es mayor que 5 y menor que 10, en donde la falla presenta un desgajamiento de la superficie, acompañada por el desprendimiento del ancla

2.- Anclajes profundos, en donde la relación profundidad diámetro es mayor que 10 y cuya falla no presenta alteraciones en la superficie

Uno de los principales problemas de los anclajes, es la disminución de su capacidad de trabajo, debido a la corrosión, lo cual representa un punto muy importante a considerar para el buen funcionamiento de estos elementos.

Los anclajes pueden ser considerados temporales o permanentes, dependiendo del uso que se les asigne

- Los anclajes temporales comúnmente son utilizados para estabilizar excavaciones grandes, donde el edificio tomará los empujes permanentes del suelo, en este caso, su vida útil será únicamente el periodo de construcción. Estos anclajes son muy susceptibles a la corrosión, pues los torones o barras carecen de una protección adecuada que los aisle de agentes corrosivos.

- Los anclajes permanentes cuentan con una adecuada protección contra la corrosión, proporcionada por diversos tipos de materiales que impidan en todo momento, el contacto de los cables o barras con agentes corrosivos tales como humedad, aire o algún otro tipo de sustancia; tales materiales pueden ser recubrimientos plásticos, pinturas epóxicas o metálicas, tubos de acero o PVC, etc. Cuando se utilizan barras, primero se bañan en una solución que elimine residuos de óxido y otras impurezas, luego se cubren con una capa de pintura metálica, siguiendo con una capa de pintura epoxica. El tubo de acero es utilizado en la zona del bulbo o zona inyectada a presión, para proteger los cables o barras y el tubo de plástico o PVC se utiliza en la zona libre del anclaje. El espacio libre entre los tubos y los torones o barras, se rellena con lechada de cemento, así como el espacio entre el tubo y el suelo de la perforación.

Los anclajes del presente proyecto serán del tipo permanente, utilizando como protección contra la corrosión un tubo de acero que alojará en su interior a los torones cubiertos por lechada en la zona del bulbo y por grasa en al zona libre. Como medida de seguridad adicional, antes de hacer la

inyección final de lechada se conectara una bomba de vacío que succionara todo el aire que se encuentre dentro del tubo de acero. Esto se hace con la finalidad de garantizar que no quedaran burbujas de aire atrapadas en contacto con los torones, que pudieran provocar corrosión en estos.

III.2.- Diseño de anclas en rellenos y en terreno natural.

Capacidad de los anclajes:

La capacidad de los anclajes, dependerá fundamentalmente del tipo de suelo, diámetro de la perforación y presión de inyección.

Para poder predecir la capacidad de un anclaje, se requiere experiencia y juicio, ya que la variación en el diámetro de la perforación, el procedimiento de instalación, la longitud del bulbo que desarrolla una fricción efectiva entre el suelo y el tubo, así como la distribución de esfuerzos que actúan en el ancla; influyen de manera significativa en la capacidad de esta.

En muchas ocasiones la capacidad es estimada empíricamente o con la correlación de datos obtenidos de pruebas realizadas en suelos similares.

A continuación se menciona la capacidad de anclas profundas cementadas, citadas por diversos autores:

Una relación simple estimada para anclajes largos, dada por "T. D. Dismuke" en 1975 (recomienda considerar un factor de seguridad igual a 3, para determinar la carga de diseño)

| TABLA V | |
|---|--------------|
| - Arenas y gravas inyectadas a presión | 19.7 ton m. |
| - Arenas y gravas inyectadas por gravedad | 9.8 ton m |
| - Arcillas inyectadas por gravedad | 6.5 ton m |
| - Anclas cortas con campana | 50 ton ancla |
| - Anclas cementadas en roca | 13.1 ton m |

En el "Manual de Anclajes en Roca y Suelos", de la Nicholson Anchorage Division of Nicholson Construction Co. los valores citados a continuación, son las cargas de diseño obtenidas para anclas aisladas con longitudes de 45 a 60 m..

TABLA VI

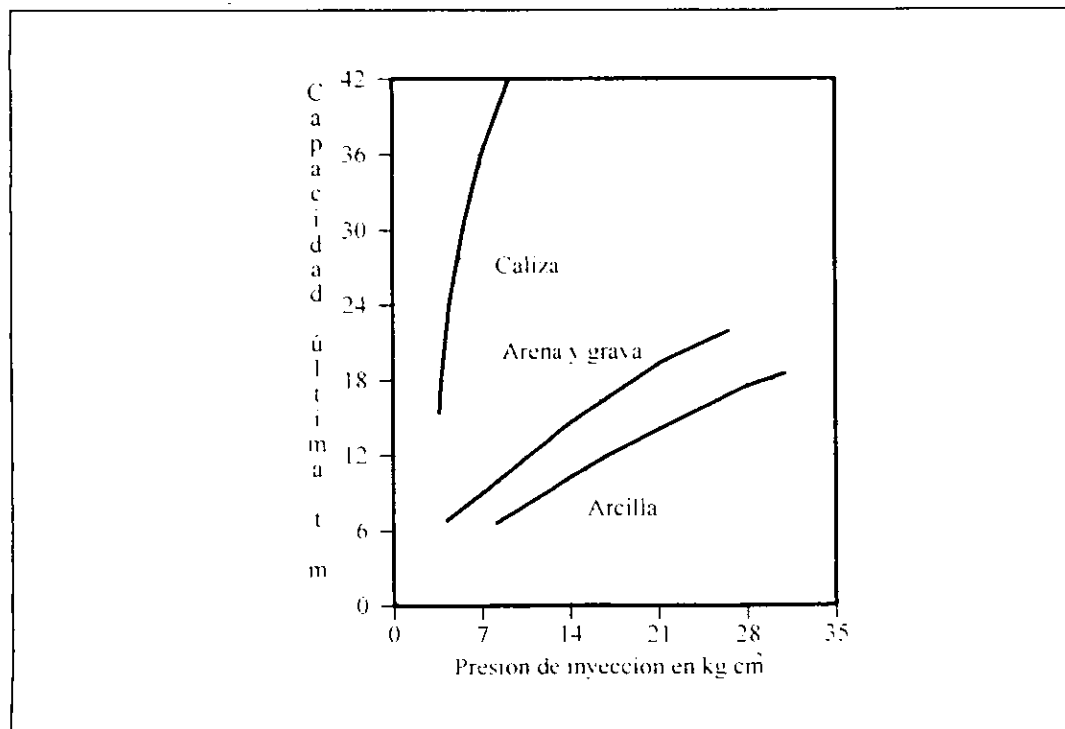
| | |
|-------------------|---------|
| - Roca | 750 ton |
| - Arcilla glacial | 240 ton |
| - Arena y grava | 186 ton |
| - Arena fina | 150 ton |

La capacidad última típica para anclajes de 4" de diámetro, en suelos, inyectados a presiones elevadas: según "D. T. Goldberg" en 1976, es como sigue (aplicar un factor de seguridad igual a 3, para diseño):

TABLA VII

| | |
|-------------------------------|---------------|
| - Arenas limpias y gravas | 16 a 33 ton m |
| - Arena limpia media a gruesa | 12 a 25 ton m |
| - Arena suelta | 8 a 16 ton m |
| - Arcilla muy rigida | 3 a 10 ton m |

En 1970, "G. S. Littlejohn" definió la capacidad última de anclajes en diferentes tipos de suelo, según la presión de inyección, resumiendo esto en la siguiente gráfica (aplicar F.S. = 2.5)



En 1974, "D. J. Murphy" estima la capacidad ultima del ancla, en funcion de la presion vertical ejercida por la masa de suelo en el nivel del ancla en estudio, de acuerdo a la siguiente expresion

$$Q_u = \pi BL(C + \sigma_v \tan \phi)$$

donde,

Q_u = Capacidad ultima del ancla en ton

B = Diámetro de la perforación en m

L = Longitud del bulbo en m.

C = Cohesión del suelo en ton.m².

σ_v = Esfuerzo normal aplicado en el nivel del ancla en ton m²

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo

Recomienda usar F.S. = 2.5.

Este criterio es muy conservador, pues supone que la superficie de falla entre el anclaje y la masa de suelo se presenta en el contorno de la perforación, lo cual no sucede en la realidad, ya que al realizar la inyección de lechada a presión, ésta penetra en el suelo una longitud tal que aumenta el diametro del anclaje cementado, alejando la superficie de falla hasta donde la lechada no pudo penetrar, por lo tanto, se tiene un incremento en el area de contacto entre anclaje y suelo, que representa un incremento en la capacidad de carga del anclaje. Podemos resumir entonces, que la longitud de penetración de la lechada en el suelo, es directamente proporcional a la presión de inyección y a la porosidad de la masa de suelo; de ahí que la capacidad de carga de anclajes en arenas y gravas, sea mas susceptible a las variaciones en la presión de inyección, que los anclajes en limos y arcillas.

- Diseño de anclajes en rellenos:

Segun el inciso II 3 del capitulo anterior, las anclas superiores en el estrato de rellenos, ubicadas a 3.04 m. a partir de la corona del talud, serán de 80 ton., con una separacion horizontal de 5.0 m.

Como se mencionó en el capitulo II, los rellenos están conformados principalmente por gravas y arenas muy poco cementadas, con gran cantidad de vacios entre sus partículas, lo cual permite que la lechada inyectada a presión penetre en el suelo circundante, aún mas que en cualquiera de los demas

estratos que conforman el talud. Por tal motivo, es difícil evaluar el diámetro efectivo del anclaje, formado por la lechada de cemento.

Para determinar la resistencia de los anclajes en la zona de rellenos, se utilizarán los criterios de Dismuke, El Manual de Anclajes en Roca y Suelo, Littlejohn y Goldberg, ya que la naturaleza de este tipo de suelo, no permite aplicar el criterio de Murphy, pues habría que precisar el diámetro efectivo del anclaje, después de la inyección. Se puede tener una idea del diámetro efectivo del anclaje, evaluando el volumen de lechada necesaria para inyectar a presión, la longitud correspondiente a un tubo de manguito.

De acuerdo a Dismuke, para anclajes en arenas y gravas inyectadas a presión, se debe considerar una carga de diseño de:

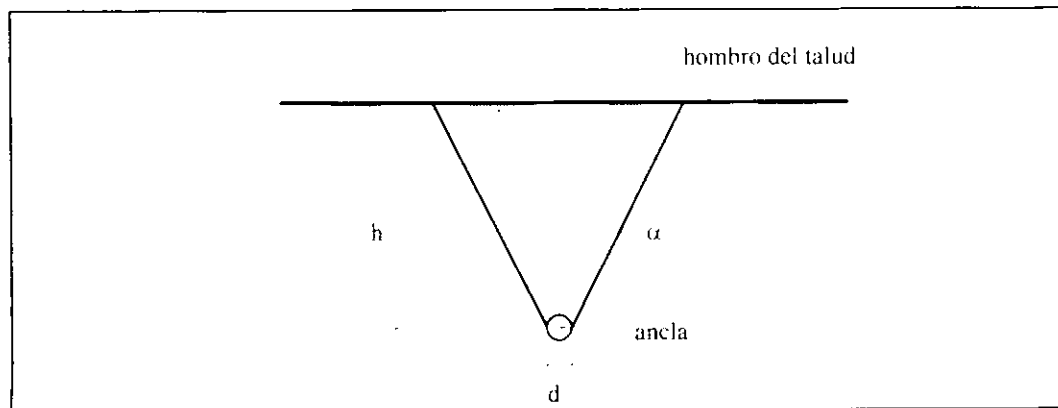
$$19.7 \cdot 3 = 6.6 \text{ ton/m.}$$

Según el Manual de Anclajes en Roca y Suelo, la carga promedio para anclajes en gravas y arenas de longitud promedio de 52.5 m, será:

$$186 \cdot 52.5 = 3.5 \text{ ton/m.}$$

El primer nivel de anclas se ubica a 3.04 m. bajo el hombro del talud. Para utilizar la gráfica de Littlejohn, se debe determinar la presión máxima de inyección que se pueda dar al ancla, sin provocar una falla en la superficie o corona del talud por exceso de presión. Para esto se considera el peso de una cuña de suelo actuando sobre el ancla, limitada lateralmente por una línea inclinada un ángulo

$\alpha = 45 \cdot \phi$ (simétrico sobre el ancla). Según la siguiente figura



En este caso los valores son los siguientes

$$h = 3.04 \text{ m.} \quad d = 3'' = 0.0762 \text{ m} \quad \phi = 25' \quad \alpha = 45' - 25' = 70'$$

El área de la cuña será:

$$A = 0.0762 \cdot 3.04 + \frac{3.04^2}{\tan 70} = 3.60 \text{ m}^2$$

considerando un ancho unitario, el volumen será 3.60 m^3 , y su peso será

$$W = 3.6 \cdot 1.8 = 6.48 \text{ ton.}$$

el peso de la cuña está actuando sobre la mitad del perímetro del ancla, por lo tanto, se tiene una presión sobre la superficie del tubo de:

$$P' = \frac{6.48 \times 1000}{\pi \cdot 7.62 \times 0.5 \times 100} = 5.41 \text{ kg/cm}^2$$

tomando un factor de seguridad igual a 2.0, la presión máxima de inyección para este nivel de anclas será:

$$P'_{max} = \frac{5.41}{2.0} = 2.7 \text{ kg/cm}^2$$

con este valor entramos a la gráfica de Littlejohn, para arenas y gravas determinándose como capacidad última 5.0 ton/m . Este autor recomienda aplicar un factor de seguridad de 2.5 para estimar la carga de diseño, que será:

$$5 \cdot 2.5 = 2.0 \text{ ton m.}$$

Por último, para anclajes en arenas y gravas según Goldberg, la capacidad de diseño será:

$$16 \cdot 3 = 5.3 \text{ ton.m.}$$

En resumen:

| Autor | Capacidad de diseño |
|--------------------|---------------------------------|
| Dismuke | 6.6 ton m |
| Manual de anclajes | 3.5 ton/m. |
| Littlejohn | 2.0 ton/m. |
| Goldberg | <u>5.3 ton/m</u> 17.4 ton/m. |

Capacidad promedio = $17.4 / 4 = 4.35 \text{ ton/m}$.

Se considerará como carga de diseño para anclajes en rellenos, 4 ton m .

- Diseño de anclajes en Formación Jolopo:

Para determinar la capacidad de carga de los anclajes en Jolopo, se procede de manera similar al cálculo anteriormente realizado

Los valores asignados para anclajes en arenas y gravas inyectadas a presión, según Dismuke, el manual de anclajes en roca y suelo y Goldberg, son los mismos, es decir, 6.6, 3.5 y 5.3 ton m respectivamente. Los valores que tendrán variación, serán los considerados por Littlejohn y Murphy, los cuales dependen de la posición del anclaje en el talud; a continuación se resumen los valores de acuerdo a estos dos autores:

| TABLA VIII | | | | |
|------------------------|------------------------------|-----------|--------------------|-----------|
| Criterio de Littlejohn | | | Criterio de Murphy | |
| Nivel | Presión máx. de inyección | Capacidad | σ_v | Capacidad |
| m. | kg/cm ² | ton/m. | ton/m ² | ton m |
| 65.0 | 20 | 7.3 | 27 | 3.3 |
| 61.0 | 20 | 7.3 | 34.2 | 4.0 |
| 60.0 | 20 | 7.3 | 36 | 4.2 |
| 56.0 | 20 | 7.3 | 43.2 | 4.9 |
| 53.0 | 20 | 7.3 | 48.6 | 5.5 |
| 50.0 | 20 | 7.3 | 54 | 6.0 |
| 47.0 | 20 | 7.3 | 59.4 | 6.5 |

Nota: Se ha considerado como presión máxima de inyección 20 kg/cm², ya que es la presión que puede alcanzar con certeza la bomba de pistón, que se utilizará en la inyección de lechada

Con los valores anteriores, podemos resumir la capacidad de los anclajes en Jolopo, según su posición

| TABLA IX | | |
|----------|-----------------------------|------------------------------|
| Nivel | Capacidad promedio ton/m | Capacidad de diseño ton m |
| 65.0 | 5.2 | 5.0 |

| TABLA IX (continuación) | | | |
|-------------------------|-----------------------------|------------------------------|--|
| Nivel | Capacidad promedio ton m | Capacidad de diseño ton m | |
| 61.0 | 5.3 | 5.0 | |
| 60.0 | 5.4 | 5.0 | |
| 56.0 | 5.5 | 5.5 | |
| 53.0 | 5.6 | 5.5 | |
| 50.0 | 5.7 | 5.5 | |
| 47.0 | 5.8 | 5.5 | |

De acuerdo a los valores de las fuerzas necesarias para estabilizar el talud (como componente horizontal de cada fuerza en los análisis de estabilidad), en las diferentes secciones consideradas y con los valores de la Tabla IX se puede determinar la siguiente distribución de anclas

| TABLA X Distribución de anclas en Jolopo. | | | | |
|--|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Nivel | Ejes C a F | Ejes F a J | Ejes J a N | Ejes N a R |
| 65.0 m. | ----- | 80 ton @ 4m | 100 ton @ 4m | 120 ton @ 4m |
| 61.0 m. | 70 ton @ 5 m | ----- | ----- | ----- |
| 60.0 m. | ----- | 110 ton @ 4m | 140 ton @ 4m | 120 ton @ 4m |
| 56.0 m. | 100 ton @ 2m | 100 ton @ 2m | 120 ton @ 2m | 110 ton @ 2m |
| 53.0 m. | 110 ton @ 2m | 110 ton @ 2m | 130 ton @ 2m | 120 ton @ 2m |
| 50.0 m. | 120 ton @ 2m | 130 ton @ 2m | 130 ton @ 2m | 130 ton @ 2m |
| 47.0 m. | 100 ton @ 2m | 100 ton @ 2m | 120 ton @ 2m | 110 ton @ 2m |

Como se puede observar en la tabla anterior, las anclas mantienen el mismo nivel que las fuerzas aplicadas para estabilizar el talud; de ahí que la única variación sea en la capacidad y en la separación horizontal.

Con la capacidad de diseño obtenida para anclajes en Rellenos y en Jolopo, y de acuerdo a la superficie de falla presentada en los diferentes análisis de estabilidad, podremos determinar la longitud libre, longitud de bulbo y longitud total de los anclajes

La longitud libre de todos los anclajes se determinará con el siguiente criterio

- Determinar la longitud horizontal entre el paramento vertical del talud y la superficie de falla en el nivel considerado, de acuerdo a los análisis de estabilidad de las Figuras # 47 a 50

- La longitud libre, será la dimensión obtenida según el inciso anterior multiplicada por 1.1; la cual no podrá ser menor a 7 m. Se considerará 7 m. como longitud libre mínima, ya que el postensado de cables requiere una deformación de estos para alcanzar la carga especificada, por lo tanto, cuando la longitud efectiva de deformación (aproximadamente igual a longitud libre - longitud de bulbo/8) es pequeña, las pequeñas variaciones en las deformaciones de los cables, representarán considerables variaciones en la carga aplicada a éstos.

La longitud de bulbo se determinará dividiendo la capacidad total de las anclas entre la capacidad especificada de acuerdo al tipo de suelo y al nivel del ancla en cuestión.

A continuación se define la longitud entre paramento vertical y superficie de falla, así como la longitud libre correspondiente a cada nivel de anclas

| TABLA XI Longitud libre de anclajes. Ancho de cuña de falla x 1.1 | | | | |
|---|------------|------------|------------|------------|
| Nivel m | Ejes C a F | Ejes F a J | Ejes J a N | Ejes N a R |
| -3.04 | 22.5 m. | 23.5 m. | 24.0 m | 25.0 m. |
| -5.26 | ----- | 22.5 m | ----- | ----- |
| -5.77 | ----- | 22.5 m. | 22.5 m. | ----- |
| -6.29 | ----- | ----- | 22.5 m | 22.5 m. |
| 65.00 | ----- | 16.5 m | 16.5 m | 17.0 m. |
| 61.00 | 14.0 m. | ----- | ----- | ----- |
| 60.00 | ----- | 13.0 m. | 13.0 m. | 13.5 m. |
| 56.00 | 10.0 m. | 10.0 m. | 10.0 m. | 10.0 m. |
| 53.00 | 7.5 m | 7.5 m. | 7.5 m | 7.5 m. |
| 50.00 | 7.0 m. | 7.0 m. | 7.0 m | 7.0 m. |
| 47.00 | 7.0 m. | 7.0 m. | 7.0 m | 7.0 m. |

TABLA XII
Capacidad del suelo por metro lineal de anclaje

| Tipo de suelo | Capacidad |
|---------------------------|-----------|
| Rellenos | 4.0 ton m |
| Jolopo de Niv. 60 a 65 m. | 5.0 ton m |
| Jolopo de Niv. 47 a 56 m | 5.5 ton m |

TABLA XIII
Longitud de bulbo

| Nivel m. | Capacidad total del ancla ton. | Capacidad del suelo ton. m. | Longitud de bulbo m |
|-------------|-----------------------------------|--------------------------------|------------------------|
| -3.04 | 80 | 4.0 | 20.0 |
| -5.26 | 35 | 4.0 | 9.0 |
| -5.77 | 35 | 4.0 | 9.0 |
| -6.29 | 55 | 4.0 | 14.0 |
| 65.00 | 80 | 5.0 | 16.0 |
| 65.00 | 100 | 5.0 | 20.0 |
| 65.00 | 120 | 5.0 | 24.0 |
| 61.00 | 70 | 5.0 | 14.0 |
| 60.00 | 110 | 5.0 | 22.0 |
| 60.00 | 120 | 5.0 | 24.0 |
| 60.00 | 140 | 5.0 | 28.0 |
| 56.00 | 100 | 5.5 | 18.5 |
| 56.00 | 110 | 5.5 | 20.0 |
| 56.00 | 120 | 5.5 | 22.0 |
| 53.00 | 110 | 5.5 | 20.0 |
| 53.00 | 120 | 5.5 | 22.0 |
| 53.00 | 130 | 5.5 | 24.0 |
| 50.00 | 120 | 5.5 | 22.0 |
| 50.00 | 130 | 5.5 | 24.0 |
| 47.00 | 100 | 5.5 | 18.5 |
| 47.00 | 110 | 5.5 | 20.0 |
| 47.00 | 120 | 5.5 | 22.0 |

III.3.- Características de las anclas:

Las anclas estarán formadas por torones de acero de alta resistencia conformados en grupos, protegidos por un tubo de acero, cementados a este por medio de lechada, el tubo de acero se cementará al suelo también por medio de lechada

Los torones de acero de alta resistencia tendrán las siguientes características

- Marca "Alto Carbono S.A. de C.V."
- Toron relevado de esfuerzos.
- Grado 270 K.
- Medida 0.6" de diámetro.
- Carbono 0.82 %.
- Manganeso 0.67 %.
- Silicio 0.18 %.
- Fosforo 0.011 %.
- Azufre 0.008 %.
- Carga al 1 % de alargamiento, 24,539 kg
- Carga de Ruptura, 27,896 kg.
- Alargamiento en 24", 3.6 %.
- Area, 143.0 mm².
- Módulo de elasticidad, 20,364 kg mm²
- Limite elástico, 21,800 kg

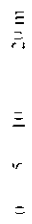
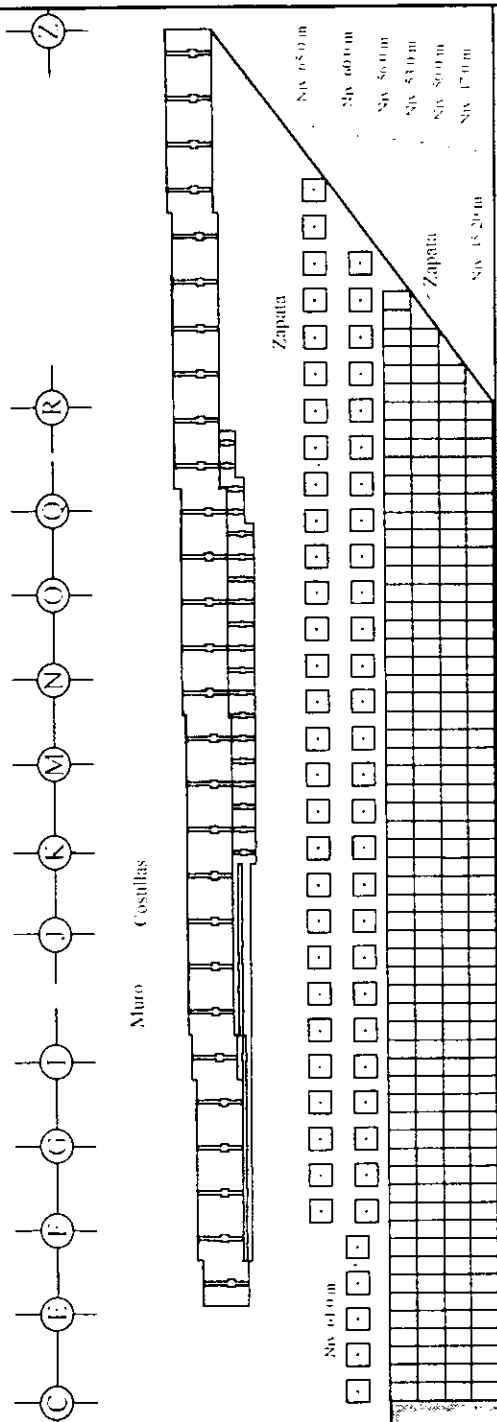
Los torones se harán trabajar en promedio a 0.6fy, esto es, el 60 % del limite elástico.

(0.6 x 21800 = 13080 kg). Considerar 13 ton por torón

Se ha podido determinar en laboratorio que la adherencia entre lechada y tubos de acero, es de 4.8 hasta 6.2 kg cm². Este valor no es tan susceptible a las variaciones en la presión de inyección; los esfuerzos de trabajo en los anclajes serán del orden 2.5 kg cm²

Con los resultados obtenidos anteriormente para cada tipo de anclaje, se puede establecer un resumen general de las características de las anclas, en donde se incluya capacidad del ancla, longitud de bulbo, longitud libre, longitud total, número de torones de 0.6", localización entre ejes y separación horizontal

En la figura 51, se presenta una elevación frontal del talud, con la localización de las anclas tanto en rellenos como en Jolopo, así como sus respectivos elementos de concreto propuestos



ESCALA GRÁFICA

Universidad Nacional Autónoma de México
 ENEP Académ
 Ingeniería Civil
 León Profesional
 "LOC ALIZACION DE ANCLAS"
 Ingeniero Civildado Cervillo Hernandez
 Cta. 8954842-2
 Fig. 51

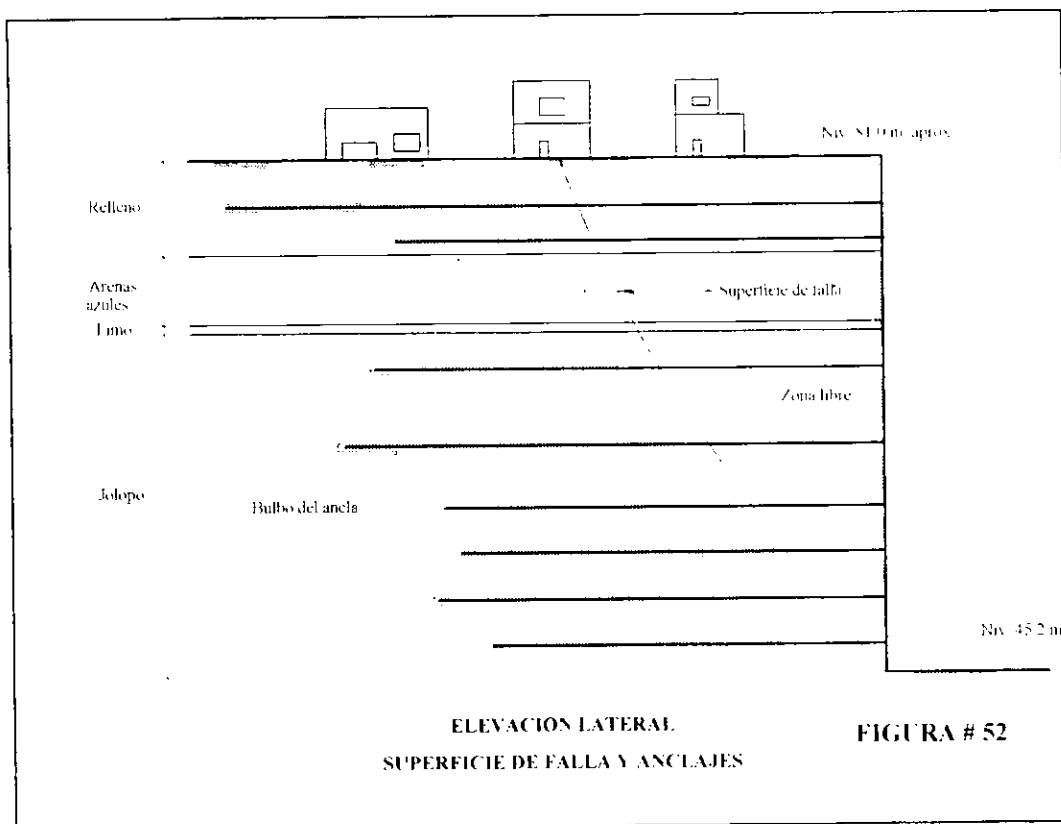
TABLA XIV
ANCLAS EN RELLENOS

| Nivel m. | Capacidad ton. | Long. de bulbo m. | Long. libre m. | Long. total m. | # torones 0.6" | Localizacion y separacion |
|-------------|-------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------------------|
| -3.04 | 80 | 20 | 22.5 | 42.5 | 6 | E a Z a 5m |
| -5.26 | 35 | 9 | 22.5 | 31.5 | 3 | F a I a 5m |
| -5.77 | 35 | 9 | 22.5 | 31.5 | 3 | I a K a 2.5m |
| -6.29 | 55 | 14 | 22.5 | 36.5 | 5 | K a Q a 2.5m |

TABLA XV
ANCLAS EN JOLOPO

| Nivel m. | Capacidad ton. | Long. de bulbo m. | Long. libre m. | Long. total m. | # torones 0.6" | Localizacion y separacion |
|-------------|-------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------------------|
| 65.0 | 80 | 16 | 17 | 33 | 6 | F a J a 4m |
| 65.0 | 100 | 20 | 17 | 37 | 8 | J a N a 4m. |
| 65.0 | 120 | 24 | 17 | 41 | 9 | N a R a 4m |
| 61.0 | 70 | 14 | 14 | 28 | 6 | C a F a 5m |
| 60.0 | 110 | 22 | 13 | 35 | 9 | F a J a 4m |
| 60.0 | 140 | 28 | 13 | 41 | 11 | J a N a 4 m |
| 60.0 | 120 | 24 | 14 | 38 | 9 | N a R a 4m. |
| 56.0 | 100 | 18.5 | 10 | 28.5 | 8 | C a J a 2m. |
| 56.0 | 120 | 22 | 10 | 32 | 9 | J a N a 2m |
| 56.0 | 110 | 20 | 10 | 30 | 9 | N a R a 2m |
| 53.0 | 110 | 20 | 7.5 | 27.5 | 9 | C a J a 2m. |
| 53.0 | 130 | 24 | 7.5 | 31.5 | 10 | J a N a 2m. |
| 53.0 | 120 | 22 | 7.5 | 29.5 | 9 | N a R a 2m. |
| 50.0 | 120 | 22 | 7 | 29 | 9 | C a F a 2m. |
| 50.0 | 130 | 24 | 7 | 31 | 10 | F a R a 2m. |
| 47.0 | 100 | 18.5 | 7 | 25.5 | 8 | C a J a 2m |
| 47.0 | 120 | 22 | 7 | 29 | 9 | J a N a 2m. |
| 47.0 | 110 | 20 | 7 | 27 | 9 | N a R a 2m. |

En la Figura # 52. se puede observar una elevación lateral del talud, en donde se indica la superficie de falla con respecto a los anclajes



III.4.- Proceso de corrosión.

Como es sabido, el acero es un material de excelentes características mecánicas pero es muy vulnerable a los procesos de corrosión o descomposición, lo cual se puede ocasionar de diferentes maneras. Cuanto más elevado es el grado de aleación, más complejos resultan los mecanismos de la corrosión del acero

Existen diferentes formas de corrosión, para elementos tensores de anclajes de acero, para armaduras y para pretensado se pueden distinguir fundamentalmente cuatro formas de corrosión

Corrosión superficial: la mayoría de los elementos de acero que no están protegidos sufren una corrosión superficial si el aire tiene suficiente humedad, lo que ocurre casi siempre que se encuentran a la intemperie.

Picaduras: estas se producen cuando en la superficie aparecen diferencias potenciales. Por reacción anódica se produce una aceleración de erosión puntual de iones de hierro. Los iones cloruro que no se han consumido durante la reacción aceleran la picadura de forma peligrosa.

Corrosión bajo tensión: si se aplican tensiones elevadas al acero, pueden producirse fenómenos de corrosión bajo tensiones si existen ciertas condiciones, sin embargo hay que diferenciar la reacción anódica de la corrosión bajo tensiones (o corrosión por tensofisuración), para la cual se dan pocas veces todas las condiciones precisas.

Fragilidad por hidrógeno: la fragilidad debida al hidrógeno es la forma de corrosión que se presenta con mayor frecuencia debido a que se cumplen fácilmente las condiciones favorables para que tenga lugar la reacción. Sin embargo, el mecanismo de ataque del metal no es el mismo de los tres primeros casos citados, para los que se produce una corrosión anódica.

Para que tenga lugar la corrosión anódica, empezando por una corrosión superficial y llegar hasta la picadura y corrosión por tensofisuración, se requiere fundamentalmente lo siguiente

- Una diferencia de potencial en la superficie del acero. El acero no protegido es atacado siempre por óxidos: el ánodo y cátodo se forman debido a las distintas condiciones superficiales.
- Una disociación galvánica del metal, la cual es posible únicamente en presencia de un electrólito. Cualquier humedad o solución conductora permite la ionización, la resistencia en el interior del metal es siempre reducida.
- Es necesario el oxígeno, el cual supone la condición precisa para que se cierre el circuito de la oxidación del metal. El oxígeno con la carga negativa del cátodo reacciona con las moléculas de agua formando iones (OH). Los hidróxidos de hierro son una fase intermedia en la formación de óxidos de hierro bivalentes y trivalentes. Cuando alternan zonas con un aporte alto de oxígeno y otras con un

aporte bajo, se forman elementos de aireación. Estos aumentan considerablemente la velocidad de la corrosión.

Los anclajes se componen de tres tramos, los cuales están afectados de manera diferente por los agentes corrosivos:

- La cabeza del anclaje es la más próxima a la atmósfera y por consiguiente la más expuesta a un ambiente corrosivo: sin protección, las influencias atmosféricas tales como calor, radiación, humedad, aire polucionado, etc. pueden provocar corrosión, por tal motivo es indispensable proporcionar una protección adecuada a los torones para evitar que un ambiente agresivo los deteriore.

- La longitud libre es un tramo del anclaje en donde se producen las mayores deformaciones, por lo tanto, la protección contra corrosión que se proporcione debe permitir tales deformaciones evitando el contacto de agentes corrosivos con el acero de los torones.

- La longitud de adherencia o longitud de bulbo, es la que se encarga de transmitir la carga aplicada en el extremo del anclaje al suelo circundante por medio de fricción, por lo cual, se deben utilizar sistemas de protección eficaces que resistan a largo plazo las sollicitaciones a esfuerzos cortantes.

Los principales componentes de protección contra la corrosión son los siguientes

- Mortero de cemento, de acuerdo al diagrama de Pourbaix, se puede apreciar que el mortero de cemento con un valor pH de hasta 12.6, es una protección activa contra la corrosión. La superficie de acero se vuelve eléctricamente pasiva por el medio alcalino del mortero de cemento, por lo que independientemente del potencial existente no puede producirse corrosión. Esta es la explicación termodinámica de un hecho que hizo posible al concreto reforzado.

- Vainas de plástico: separan al mortero de cemento de los torones, creando una barrera estanca al paso de gases. De acuerdo a los requerimientos mecánicos, de transporte o condiciones de montaje, se utilizan tubos de plástico de PVC duro, PPh o PE con un espesor de pared mínimo de 1 mm.

- Tubos de acero: en nuestro caso la utilización de tubo de acero cumple una doble función, proteger a los torones del contacto contra agentes corrosivos y funcionar como elemento de transmisión de esfuerzos cortantes de los torones al suelo. El contacto entre tubo de acero y torones se

evita por medio de separadores de plástico que guían a los torones dentro de la tubería, para posteriormente ser cubiertos con mortero de cemento o lechada.

- Grasas especiales: tienen que rellenar los huecos existentes y permitir las deformaciones durante el tensado; tienen que cumplir determinadas exigencias desde el punto de vista de la calidad (pureza, absorción de agua, resistencia eléctrica, saponificación, durabilidad) y aplicación (viscosidad, resistencia a la temperatura).

Se consultó al Ing. Químico Joan Genescá de la Universidad Nacional Autónoma de México, experto en el tema, quien comentó lo siguiente:

- La corrosión por reacción con el oxígeno del aire no es problema, pues produce una capa de óxido muy delgada y uniforme que protege de mayor corrosión.

- El agua de mezclado de la lechada no debe contener cloruro de calcio ni sulfato de magnesio en proporciones mayores de 200 a 300 partes por millón; por lo tanto, debe analizarse el agua con nitrato de plata.

- No se formará par galvánico, ya que los dos metales (torones y tubo) se encuentran en la misma posición en la tabla galvánica y la conductividad de la lechada es baja.

- En algunos aceros hay pequeñas inclusiones de sulfuro de calcio y magnesio que provocan corrosión, por lo tanto, se debe hacer metalografía de los aceros para verificar que esto no ocurra.

III.5.- Materiales utilizados para la fabricación de anclas.

Las anclas estarán formadas por torones de acero de alta resistencia, totalmente libres de óxido, grasa o polvo, de 0.6" de diámetro, arreglados en grupos de 3 a 11 torones, según el número especificado en las tablas de anclajes en rellenos y en Jolopo, estos torones estarán amarrados con fleje de plástico colocados @ 1 m de separación en la zona del bulbo y a 2 m en la zona libre. Se colocará un poliducto de 1/2" de diámetro al centro del grupo de torones, por medio del cual se hará el vacío y la inyección final de lechada para cementar los torones al tubo de acero. En la zona del bulbo se colocarán separadores de plástico entre los torones @ 2 m.

Los torones en la zona libre estarán enfundados en un tubo de polietileno de alta densidad (PEHD) de 2.5 o 3" de diámetro, el cual estará lleno de grasa, es decir, los torones en la zona libre estarán cubiertos de grasa. En la transición de la zona libre y la zona del bulbo, se colocará un tapón de mortero de cemento dentro del tubo PEHD, el cual impedirá que la grasa y la lechada del anclaje se mezclen. Es de suma importancia mencionar que no debe existir ningún metal diferente al tubo de acero en contacto con los torones dentro del ancla para evitar la formación de óxido por par galvánico y evitar así la corrosión de los torones.

Como protección contra la corrosión, se utilizará tubo de acero de 3" cédula 40 en las anclas de 35 a 80 ton y de 3.5" cédula 40 en las anclas de 100 a 140 ton, con sus respectivos acoples soldados para evitar fugas de lechada entre tramos de tubo. En el tubo de acero se harán cuatro perforaciones concéntricas @ 1.5 m. de separación en la zona del bulbo, las cuales se cubrirán con tubos de manguito; por medio de estas perforaciones se harán las inyecciones de lechada para cementar el tubo al suelo y formar el bulbo del ancla.

Se colocarán en el tubo de acero tres centradores de solera a 1.5 m. de separación en la zona del bulbo y a 2.0 m. de separación en la zona libre; es recomendable colocar estos centradores sobre los tubos de manguito para evitar que éstos se deslicen al introducir el ancla en la perforación. En un extremo del tubo de acero se hará una punta de bala que servirá como guía al introducir el tubo dentro del barrenado.

Para cementar los torones al tubo de acero y a su vez cementar éste al suelo, se utilizará lechada de cemento tipo III o tipo V, en proporción de 25 litros de agua por saco de cemento, no se podrán utilizar aditivos por ningún motivo, pues se ha comprobado que a largo plazo los aditivos reducen la resistencia del cemento

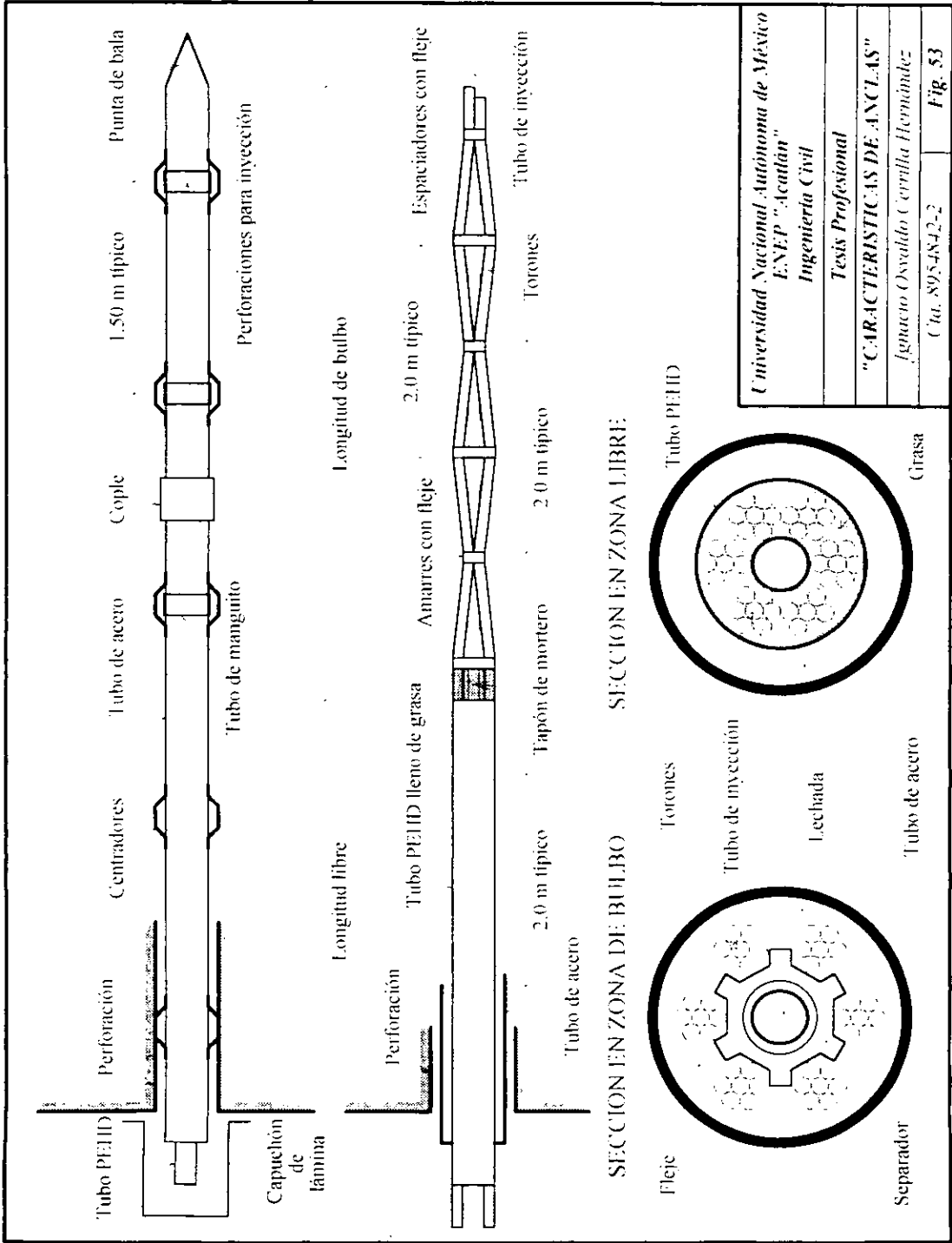
En el extremo del ancla que sobresale del talud, se colocará una placa de acero apoyada en el muro o zapata de concreto, la cual tendrá soldado un tubo troncocónico de lámina de acero, el diámetro interior de este tubo en su extremo más reducido, será el mismo que el diámetro exterior del tubo de acero de las anclas y en su otro extremo tendrá un diámetro de 5.5", esto con la finalidad de que el tubo troncocónico funcione como un acople que se rellenará de grasa después de tensar el ancla. Las puntas de los torones que queden fuera de la placa de tensado, expuestas a la intemperie, se protegerán con un capuchón de lámina atornillado a la placa de apoyo, relleno de grasa, el cual evitará que se presente corrosión en los torones por contacto con el aire, la lluvia o la humedad. En la figura 53, se presenta el ancla típica especificada, en vista lateral y dos secciones transversales, una en la zona de bulbo y otra en la zona libre

III.6.- Procedimiento constructivo de anclas.

Construcción del ancla:

Se deberá preparar una mesa de longitud tal que se pueda mantener un ancla de las más largas sobre ésta sin dejar colgando algún tramo; esta mesa deberá colocarse en algún lugar cubierto, que impida el contacto de la lluvia con el acero de los torones. El carrete de cable para los torones se deberá mantener "enuacalado" y cubierto con una lona, separado del piso como mínimo 50 cm

El cable para los torones se cortará con disco, una longitud igual a la longitud total especificada para cada ancla más 2 m. Se cortará un poliducto de 1.2" de diámetro de la misma longitud que los torones; se colocarán los separadores de plástico en la zona del bulbo a 2 m y se amarrarán los torones con fleje de plástico a 1 m, en la zona del bulbo (al centro entre separadores y sobre estos) y a 2 m en la zona libre



Universidad Nacional Autónoma de México
 E.N.E.P. "Acatlán"
 Ingeniería Civil
 Tesis Profesional
 "CARACTERÍSTICAS DE ANCLAS"
 Ignacio Osvaldo Cervilla Hernández
 C.U. 8954842-2

Fig. 53

En el tamo correspondiente a la zona libre del ancla, los torones estaran protegidos con un tubo PEHD de 2.5 o 3", según sea el caso, el cual tendra una longitud igual a la longitud libre especificada para cada ancla más 50 cm.. Posteriormente se colocara un tapon de mortero de cemento en el extremo interior del tubo PEHD de 2.5 o 3" (en la transición de la zona libre y la zona del bulbo), el cual se dejara fraguar un día; se flejará el tubo PEHD sobre el tapon de mortero con fleje de plástico. Inseguida se inyectará grasa a presión por medio de perforaciones, comenzando en la cercanía del tapón de mortero hasta que sea expulsada por el otro extremo de dicho tubo, en ocasiones se requerirá hacer perforaciones intermedias para acelerar la inyección de grasa, se deberá tener cuidado al hacer dichas perforaciones de no lastimar los torones ni dejar huecos sin grasa dentro del poliducto.

Procedimiento de colocación:

Se hará la perforación horizontal de 5" de diametro, con una longitud 1 m mayor a la especificada como longitud total de las anclas, utilizando lodo bentonítico al 3 % para estabilizar la perforación y evitar derrumbes al momento de perforar, la bentonita podrá desarenarse para volver a ser utilizada.

Una vez terminada la perforación, se introducirá el tubo de acero, roscando y soldando los acoples de las uniones al tubo; engrasando este por fuera en el tramo correspondiente a la longitud libre, para evitar que se adhiera al suelo o lechada.

Inmediatamente después de colocar el tubo de acero, se introducirá en este un obturador sencillo hasta el fondo, para inyectar agua por el último manguito y poder limpiar toda la perforación de lodo bentonítico.

Una vez limpia la perforación, se inyectará lechada por los tubos de manguito utilizando un obturador doble que garantice la inyección en cada tramo de manguitos, esta primera inyección se hará con presión máxima de 5 kg/cm^2 y servirá para cementar el tubo a la perforación, por lo tanto, se deberá sellar la boca de la perforación al rededor del tubo de acero, dejando dos mangueras a través del sello o tapón, por donde se expulsará la lechada una vez llena la perforación. Terminando de hacer esta primera inyección, se deberá lavar el tubo de acero para poder realizar al día siguiente la segunda inyección de lechada.

La segunda inyección de lechada servirá para formar el bulbo del ancla, inyectando la lechada a la máxima presión especificada; esta inyección también se deberá hacer con obturador doble, para garantizar la formación del bulbo en toda su longitud correspondiente. En esta operación se romperá la capa de lechada de la primera inyección y la lechada nueva inyectada a presiones mayores penetrará en el suelo formando el bulbo; la presión de inyección especificada se deberá mantener durante 5 minutos en cada tramo de manguitos, hasta completar el bulbo. Es recomendable mantener un registro del volumen de lechada inyectada en cada etapa, lo cual dará una idea de la porosidad del suelo o de las dimensiones de los caídos si los hubiese. Al terminar la segunda inyección se deberá lavar y soplear nuevamente el tubo de acero.

Posteriormente se introducirá el grupo de torones en el tubo de acero y se sellará la boca del ancla con un tapón de mortero, dejando respiraderos similares a los de la primera inyección entre tubo de acero y tubo de PEHD.

Cuando se vaya a realizar la inyección final de lechada, se deberá conectar una "T" al poliducto de 0.5", en donde una salida se llevará hasta la bomba de vacío y la otra se llevará hasta la bomba de inyección de lechada; en la manguera de esta última se colocará otra "T" en donde se conectará una manguera de descarga de un tanque con lechada. Todas las mangueras deberán tener una válvula de paso, para poder cancelarlas en un determinado momento.

Antes de comenzar la inyección final de lechada, se abrirá la válvula de la manguera conectada a la bomba de vacío, se tapanán los respiraderos y se hará el vacío dentro del tubo de acero del ancla, al máximo posible. La presión atmosférica varía con la altitud, esto es, el vacío total que corresponde a 76 cm de mercurio, se puede alcanzar solamente a nivel del mar, que es en donde se tiene una presión atmosférica a 20 °C $p_a = 1.01 \times 10^5 \text{ N/m}^2$; la variación del vacío con la altitud, se puede determinar con la siguiente fórmula:

$$p = p_a e^{-\alpha y}$$

donde, p - Vacío en altitud especificada.

p_a - Vacío perfecto (al nivel del mar = 76 cm Hg).

α - 0.116 km^{-1}

y - Altitud en kilómetros

El talud se encuentra a 2450 m, aproximadamente sobre el nivel del mar ($y = 2.45 \text{ km}$.)

sustituyendo estos valores en la fórmula anteriormente mencionada, se tiene

$$p = 76 \cdot e^{-0.10 \cdot 2.48} = 57.2 \text{ cmHg}$$

Como se puede ver, el vacío que se puede alcanzar en la Ciudad de México, es del orden de los 57 cmHg; es difícil alcanzar tal valor en nuestro caso, pues no se tiene un sello perfecto entre el tapon de mortero y los respiraderos o tubo de inyección, de ahí que sea aceptable alcanzar como mínimo el 90 % del vacío total, es decir, 51 cmHg.

Una vez realizado el vacío, se cierra la válvula de la manguera de la bomba de vacío y se abre la válvula de la manguera de descarga del tanque con lechada, para que la lechada en este tanque sea succionada por el vacío realizado en el ancla. En el momento en que se deje de succionar la lechada del tanque, se cerrará la válvula de la manguera de descarga y se abrirá la válvula de la bomba de inyección para terminar de llenar el ancla con lechada, que será cuando la lechada se vea por los respiraderos; en este momento se mantendrá una presión de inyección de 5 kg/cm² durante 5 minutos y se cerrará la válvula del poliducto de 0.5".

Para poder tensar las anclas, se deberá dar un tiempo de fraguado de 10 días mínimo, después de realizar la inyección final.

CAPITULO IV

Diseño de muros y zapatas.

OBJETIVO ESPECIFICO:

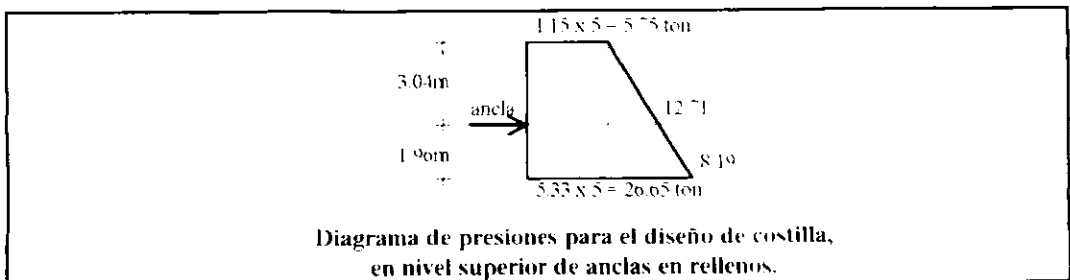
Diseñar los elementos de concreto que se encargarán de distribuir la carga aplicada por las anclas al suelo, de acuerdo a las características de éste.

IV.1.- Diseño de muros para rellenos.

Ya se ha determinado la capacidad, posición y características de las anclas, para poder estabilizar el talud en estudio, pero un punto vital para esto es el diseñar los elementos que se encargarán de distribuir la carga de las anclas al suelo. El tipo de estructura a diseñar, depende principalmente del tipo de suelo y las dimensiones de estos estarán regidas por la resistencia del concreto armado y el suelo. En la zona de rellenos, es recomendable usar un muro continuo que impida que el suelo con muy poca cohesión se derrumbe por los bordes de los elementos de concreto.

Diseño de muros en rellenos.

Muro correspondiente a las anclas del nivel -3.04 m. separadas a 5 m. y con altura tributaria de 5 m. De acuerdo al criterio utilizado para determinar los empujes horizontales en la zona de rellenos, tomamos el diagrama de presiones para determinar los elementos mecánicos de la costilla y el muro. La costilla se diseñará como un doble cantilever con carga combinada en uniformemente distribuida y triangular.



De acuerdo a los valores indicados en el diagrama de presiones para el diseño de costilla en nivel superior de anclas en rellenos, podemos determinar el momento y cortante en los dos cantilever, para poder dimensionar la costilla. En todas las costillas se considerara un ancho de 40 cm, pues se debe dejar ahogado en el concreto un tubo de PVC de 6" de diametro, para que los torones del ancla puedan pasar libremente a través del elemento de concreto

$$M_{sup} = 5.75 \cdot \frac{3.04^2}{2} + 12.71 \cdot \frac{3.04^2}{6} = 46.15 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{mi} = 18.46 \cdot \frac{1.96^2}{2} + 8.19 \cdot \frac{1.96^2}{3} = 45.95 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{sup} \approx M_{mi}$$

La pequeña diferencia entre los resultados, se debe a la aproximacion numerica de los valores considerados tanto en la posición de la resultante de empujes, como en los calculos, se tomara como momento de diseño $M = 46.15 \text{ ton} \cdot \text{m}$.

En el diseño de los elementos de concreto se seguiran las especificaciones de las Normas Tecnicas Complementarias para Estructuras de Concreto, se usara concreto con las siguientes características

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 11000 \sqrt{f_c}$$

El acero de refuerzo será del tipo R-42, con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y modulo de elasticidad de $2,100,000 \text{ kg/cm}^2$.

Constantes de diseño:

$$\text{concreto } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{recubrimiento típico: } 5 \text{ cm.} \quad b = 40 \text{ cm en costilla y } b = 100 \text{ cm en muro.}$$

Se diseñará como viga simplemente armada

$$f^*_c = 0.8f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*_c = 0.85f_y = 3570 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_b = \frac{f^*_c \cdot 4800}{f_y (f_y + 6000)} = \frac{170 \cdot 4800}{4200(4200 + 6000)} = 0.019$$

p_b Porcentaje de la sección balanceada.

Se usará como porcentaje de acero de diseño $p = 0.35p_k$

$$p = 0.35 \times 0.019 = 0.0067$$

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q (1 - 0.5q) \quad q = \frac{p f''_c}{f''_c} = \frac{0.0067 \times 4200}{170} = 0.1655$$

$F_R = 0.9$ para diseño por flexión.

Diseño de costilla:

$$M_R = M_D = 46.15 \text{ ton m} = 4,615,000 \text{ kg cm}$$

$$4,615,000 = 0.9 \times 40 \times d^2 \times 170 \times 0.1655 (1 - 0.5 \times 0.1655) \quad \text{despejando } d$$

$$d = \sqrt{\frac{4,615,000}{929.05}} = 70.5 \text{ cm} \approx 71 \text{ cm}$$

La sección de la costilla será de 40 x 76 cm (considerando los 5 cm de recubrimiento especificados).

$$A_s = \text{Area de acero de refuerzo a tensión} = p b d = 0.0067 \times 40 \times 71 = 19.03 \text{ cm}^2$$

se colocarán 4 varillas # 8, para tener un armado simétrico en ambos lados del ducto, en lecho cercano al suelo.

$$A_{STMP} = \text{Area de acero de refuerzo por temperatura} = 0.0015 b d$$

$$A_{STMP} = 0.0015 \times 40 \times 71 = 4.26 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 # 6, en lecho exterior.

Revisión por cortante: por facilidad de cálculo y manteniéndose siempre dentro de la seguridad, se considerará una variación lineal de cortante, del punto aplicación de la carga resultante hacia los extremos de la costilla, por lo tanto, se tiene:

$$p = 0.01 \quad F_R = 0.8 \text{ para diseño por cortante} \quad V_{CR} = \text{Cortante resistente del concreto.}$$

$$V_{CR} = F_R (0.2 + 30p) \sqrt{f''_c} = 0.8 (0.2 + 30 \times 0.0067) \sqrt{200} = 4.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{como } h = 76 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = \frac{4.54}{1.3} = 3.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{STP} = (5.75 + 18.46) \times \frac{3.04}{2} = 36.8 \text{ ton}$$

$$V'_{M2} = (18.46 + 26.65) \cdot \frac{1.96}{2} = 44.2 \text{ ton}$$

se utilizará una placa de tensado de 30 x 30 cm

Considerando la sección crítica de falla por cortante, a $d/2$ a partir del paño de la base de la columna o elemento de aplicación de la carga podemos definir lo siguiente

Cortante en cantilever superior:

$$l = \text{longitud de la viga} = 3.04 \text{ m} \quad V'_u \quad \text{Cortante unitario} \quad V'/l$$

$V'_{d/2}$ = Cortante en la sección crítica

$$V'_u = \frac{36.8}{3.04} = 12.11 \text{ ton/m} \quad V'_{d/2} = 36.8 - 12.11(0.15 + 0.355) = 30.68 \text{ ton/m}$$

v = cortante en concreto v_c = cortante en acero $v = V'_{CR}$

$$v = \frac{30680}{40 \cdot 71} = 10.8 \text{ kg/cm}^2 \quad v = V'_{CR}$$

Debido a que el cortante en el concreto es mayor que el cortante resistente del concreto, es necesario colocar anillos que tomen el cortante excedente (v_c)

$$v_c = 10.8 - 3.49 = 7.31 \text{ kg/cm}^2$$

Usando anillos # 3, la separación horizontal será

$$S_{h1} = \frac{V'_R A_s f_y}{v_c b} = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200}{7.31 \times 40} = 16.3 \text{ cm}$$

N = número de anillos a una separación determinada, en un metro del elemento = 100/s

$$N = 100/16 = 6.25 \quad \text{se usarán 7 anillos \# 3 @ 16}$$

$$V'_{1.2} = 36.8 - 12.11(1.2) = 22.27 \text{ ton} \quad v = \frac{22270}{40 \cdot 71} = 7.84 \text{ kg/cm}^2$$

$V'_{1.2}$ = cortante a 1.2 m del punto de aplicación de la carga

$$v_c = 7.84 - 3.49 = 4.35 \text{ kg/cm}^2 \quad S_{h2} = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200}{4.35 \times 40} = 27.4 \text{ cm}$$

usar anillos # 3 @ 27 en tramo restante.

resumen de anillos en cantilever superior, 7 # 3 @ 16 + # 3 @ 27

Cortante en cantilever inferior $l = 1.96 \text{ m}$

$$V_{1/2} = 44.2 \text{ ton} \quad V_u = 44.2 - 1.96 \cdot 22.55 \text{ ton m}$$

$$V_{1/2} = 44.2 - 22.55 (0.505) = 32.81 \text{ ton} \quad v = \frac{32810}{40 \cdot 71} = 11.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 11.55 - 3.49 = 8.06 \text{ kg/cm}^2 \quad s_c = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200}{8.06 \times 40} = 14.80 \text{ cm}$$

usar 7 anillos # 3 @ 14.

$$V_{1/2} = 44.2 - 22.55 (1.2) = 17.14 \text{ ton} \quad v = \frac{17140}{40 \cdot 71} = 6.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 6.04 - 3.49 = 2.55 \text{ kg/cm}^2 \quad s_c = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200}{2.55 \times 40} = 46.8 \text{ cm}$$

$s_c > d/2$ por lo tanto se colocarán anillos # 3 @ 35

resumen de anillos en cantilever inferior: 7 # 3 @ 14 + 3 @ 35

Diseño del dado:

Suponiendo un dado de $80 \times 80 \times 76 \text{ cm}$ $d = 71 \text{ cm}$ $b_{cra} = 70 \text{ cm}$

perímetro = $70 \times 4 = 280 \text{ cm}$ $\text{área} = 280 \times 71 = 19,880 \text{ cm}^2$

Carga puntual aplicada por el ancla $P = 80 \times 1.2 = 96 \text{ ton} = 96,000 \text{ kg}$

$$v = \frac{96000}{19880} = 4.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = \frac{20.28}{80 \times 71} = 0.0035 < 0.01 \quad V_{cr} = 0.8(0.2 + 50 \times 0.0035)\sqrt{200} = \frac{3.45}{1.5} = 2.65 \text{ kg/cm}^2$$

$4.83 > 2.65$ $v_c = 4.83 - 2.65 = 2.18 \text{ kg/cm}^2$ usando anillos # 4

$$s_c = \frac{0.8 \times 2 \times 1.27 \times 4200}{2.18 \times 80} = 48.9 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0.003 \times 80 \times 71 = 17.04 \text{ cm}^2 \quad 2 \times 8.52 \text{ cm}^2$$

usando anillos # 5, $N = 8.52 / 1.98 = 4.3$

colocar 4 anillos # 5 uniformemente distribuidos en tres direcciones perpendiculares.

Diseño de muro:

Se considerará al muro como una viga continua, con claros iguales y momentos iguales, el momento negativo máximo en los apoyos y el momento positivo máximo al centro del claro serán los siguientes:

$$M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{12} \quad M_{\text{mín}} = \frac{wl^2}{24}$$

Los puntos de inflexión estarán a 1.06 m. de los apoyos

El muro tendrá un cantilever de 2.0 m en cada extremo.

w = presión horizontal promedio en una franja de 1 m de altura, de acuerdo al nivel en que se encuentre dicha franja

Muro de nivel. - 5 a -4 m. $w = 4.91 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $l = 5 \text{ m}$

$$M_{\text{máx}} = \frac{4.91 \cdot 5^2}{12} = 10.23 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$b = 100 \text{ cm}$ $\rho = 0.0067$

Sustituyendo estos valores en la ecuación para diseño por flexión, se tiene

$$1023000 = 0.9 \times 100 \times d^2 \times 170 \times 0.1647(1 - 0.5 \times 0.1647)$$

despejando d

$$d = \sqrt{\frac{1023000}{2312.4}} = 21.0 \text{ cm}$$

El peralte total del muro será de 26 cm. (considerando los 5 cm de recubrimiento especificados).

$$A_s = 0.0067 \times 100 \times 21 = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$V_{u2} = 12.28 - 4.91(0.255) = 11.03 \text{ ton} \quad v = \frac{11030}{100 \times 21} = 5.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.0067 \times 0.01 \quad f_{cr} = 0.8(0.2 + 30 \times 0.0067)\sqrt{200} = 4.54 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante en el concreto, es mayor que el que puede resistir, por lo tanto, habría que colocar refuerzo transversal para tomar esta diferencia. Si consideramos $d = 25 \text{ cm}$, tendremos

$$V_{u2} = 12.28 - 4.91(0.275) = 10.93 \text{ ton} \quad v = \frac{10930}{100 \times 25} = 4.37 \text{ kg/cm}^2$$

4.37 - 4.54, por lo tanto, se considerará para el diseño del muro sin refuerzo adicional por cortante $d = 25$ cm., entonces, el peralte total del muro sera de 30 cm

Sustituyendo este valor en la ecuación para el diseño por flexión, para determinar el refuerzo por momento negativo, se tiene:

$$1023000 = 0.9 \cdot 100 \cdot 25^2 \cdot 170 \cdot q(1 - 0.5q) = 9562500q - 4781250q^2$$

$$\text{resolviendo esta ecuación, tenemos: } q_1 = 1.887 \quad q_2 = 0.113$$

con el valor de q , podemos determinar el porcentaje de acero necesario para el refuerzo por flexión p .

$$p_2 = \frac{0.113 \times 170}{4200} = 0.0046 < 0.019$$

$$p_1 = \frac{1.88 \times 170}{4200} = 0.0761 > 0.019$$

como se puede apreciar, el utilizar el valor mayor de q , representa un porcentaje de acero mayor que el de la sección balanceada, lo cual no está permitido por el reglamento, por lo tanto, se utilizará el menor de los valores de q para determinar el porcentaje de acero

$$A_s = 0.0046 \times 25 \times 100 = 11.5 \text{ cm}^2$$

usar = 5 @ 17, en lecho cercano al suelo.

Armado por momento positivo:

$$M_{\text{max}} = \frac{4.91 \cdot 5^2}{24} = 5.11 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$511000 = 0.9 \cdot 100 \cdot 25^2 \cdot 170 \cdot q(1 - 0.5q) = 9562500q - 4781250q^2$$

$$\text{resolviendo: } q = 0.055$$

$$p = \frac{0.055 \times 170}{4200} = 0.0022$$

$$A_s = 0.0022 \times 100 \times 25 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} b d = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} \cdot 100 \cdot 25 = 6.6 \text{ cm}^2$$

usar = 4 @ 19, en lecho exterior.

Para reducir el armado, se considerara el acero por temperatura como continuo, y solamente se colocarán bastones en donde se requiera

$$A_{STEM} = 0.0015 \times 100 \times 25^2 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{usar } \# 4 \text{ @ } 33 \text{ continuo en ambos lechos}$$

El momento resistente del acero continuo sera

$$q = \frac{0.0015 \cdot 4200}{170} = 0.037$$

$$M_k = 0.9 \times 100 \times 25^2 \times 170 \times 0.037(1 - 0.5 \times 0.037) = 347267 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 3.47 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Con la ecuación de momento para la viga continua que representa el muro, podemos determinar en que puntos el momento positivo y negativo vale 3.47 ton m y con esto poder determinar la longitud de los bastones necesarios.

$$M = -10.23 + \frac{w/x}{2} - \frac{wx^2}{2}$$

$$\text{Resolviendo la ecuación para } M = 3.47 \text{ ton m.} \quad x_1 = 1.70 \text{ m} \quad x_2 = 3.30 \text{ m}$$

$$\text{Resolviendo la ecuación para } M = -3.47 \text{ ton m.} \quad x_1 = 0.65 \text{ m} \quad x_2 = 4.35 \text{ m}$$

con estos resultados, se puede definir la longitud de los bastones adicionales para refuerzo por flexión:

Bastones negativos:

$$A_s = 11.5 - 3.75 = 7.75 \text{ cm}^2$$

usar bastones # 5 @ 25, de 2.4 m, centrados en costillas en lecho cercano al suelo.

Bastones positivos:

$$A_s = 6.6 - 3.75 = 2.85 \text{ cm}^2$$

usar bastones # 3 @ 25, de 2.3 m, centrados entre costillas en lecho exterior.

Muro de nivel, -4 a -3 m. $w = 4.08 \text{ ton/m}$ $l = 5 \text{ m}$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 25 \text{ cm}$.

$$M_{\text{max}} = \frac{4.08 \cdot 5^2}{12} = 8.5 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M'_{\text{max}} = \frac{4.08 \cdot 5^2}{24} = 4.25 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Armado negativo:} \quad 850000 - 0.9 \times 100 \times 25^2 \times 170 \times q(1 - 0.5q)$$

$$850000 - 9562500q - 4781250q^2$$

$$\text{resolviendo, } q = 0.093$$

$$p = \frac{0.093 \cdot 170}{4200} = 0.004$$

$$A_s = 0.004 \cdot 25 \cdot 100 = 10.0 \text{ cm}^2$$

Armado positivo: $425000 = 0.9 \times 100 \times 25^2 \times 170 \times q (1 - 0.5q)$

$$425000 = 9562500q - 4781250q^2$$

resolviendo, $q = 0.045$

$$p = \frac{0.045 \cdot 170}{4200} = 0.002$$

$$A_s = 0.002 \times 25 \times 100 = 5.0 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{mín}}}$$

Por lo tanto, se usará el área mínima de acero por flexión (6.6 cm^2).

Armado horizontal:

continuo en ambos lechos; # 4 @ 33.

bastones positivos; # 3 @ 25 de 2.3 m., centrados entre costillas en lecho exterior.

bastones negativos; # 4 @ 20. de 2.2 m., centrados en costillas en lecho cercano a suelo.

Muro de nivel, -3 a -2 m.; $w = 3.24 \text{ ton/m}$ $l = 5 \text{ m}$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 24 \text{ cm}$

$$M_{\text{vivo}}^- = \frac{3.24 \cdot 5^2}{12} = 6.75 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{vivo}}^+ = \frac{3.24 \cdot 5^2}{24} = 3.38 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Armado negativo: $675000 = 0.9 \times 100 \times 25^2 \times 170 \times q (1 - 0.5q)$

$$675000 = 9562500q - 4781250q^2$$

resolviendo, $q = 0.0733$

$$p = \frac{0.0733 \cdot 170}{4200} = 0.003$$

$$A_s = 0.003 \cdot 25 \cdot 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Armado positivo: $338000 = 0.9 \times 100 \times 25^2 \times 170 \times q (1 - 0.5q)$

$$338000 = 9562500q - 4781250q^2$$

resolviendo, $q = 0.036$

$$p = \frac{0.036 \cdot 170}{4200} = 0.0015$$

$$A_s = 0.0015 \cdot 25 \cdot 100 = 3.75 \text{ cm}^2 = A_{s_{\text{mín}}}$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.0015 \times 1.33 \times 25 \times 100 = 4.99 \text{ cm}^2$$

Armado horizontal:

positivo continuo: # 4 @ 25

negativo continuo: # 4 @ 33

bastones negativos: # 4 @ 33, de 2.2 m. centrados en costillas, en lecho cercano al suelo.

Muro de nivel. - 2 a 0 m: $w = 2.4 \text{ ton/m}$ $l = 5 \text{ m.}$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 24 \text{ cm}$

$$M_{\text{min}} = \frac{2.4 \cdot 5^2}{12} = 5.0 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_{\text{max}} = \frac{2.4 \cdot 5^2}{24} = 2.5 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Armado negativo: $500000 = 0.9 \times 100 \times 25^2 \times 170 \times q (1 - 0.5q)$

$$500000 = 9562500q - 4781250q^2$$

resolviendo, $q = 0.0537$

$$p = \frac{0.0537 \cdot 170}{4200} = 0.0022$$

$$A_s = 0.0022 \times 25 \times 100 = 5.5 \text{ cm}^2$$

Armado positivo: $250000 = 9562500q - 4781250q^2$

resolviendo, $q = 0.0264$

$$p = \frac{0.0264 \cdot 170}{4200} = 0.0011$$

$$A_s = 0.0011 \times 1.33 \times 25 \times 100 = 3.66 \text{ cm}^2 \approx A_{s \text{ por } T}$$

por lo tanto, se usará como armado positivo el acero por temperatura.

Armado horizontal:

continuo en ambos lechos: # 4 @ 33.

bastones negativos: # 3 @ 25 de 2.0 m., centrados en costillas en lecho cercano al suelo.

Armado vertical en toda la altura. # 4 @ 33, en ambos lechos.

Siguiendo este mismo criterio, se diseñó el muro para rellenos de 6, 7 y 8 m. de espesor, de acuerdo a la localización de anclas establecida en el capítulo II para este tipo de suelo. El resumen de armados y dimensiones de los muros y costillas, se presenta de acuerdo a la nomenclatura de la figura # 54, en la tabla XVI.

TABLA XVI
DIMENSIONES Y ARMADO DE MURO EN ZONA DE RELLENOS

Muro de Niv. 0 a - 5 m.:

| Nivel m | Bastones Negativos centrados en anclas | Bastones positivos al centro del claro entre anclas |
|------------|---|--|
| 0 a -2 | = 3 @ 25, de 2.0 m de long | sin |
| -2 a -3 | = 4 @ 33, de 2.2 m de long | Armado positivo continuo = 4 @ 25 |
| -3 a -4 | = 4 @ 20, de 2.2 m de long. | = 3 @ 25, de 2.3 m de long |
| -4 a -5 | = 5 @ 25, de 2.4 m de long | = 3 @ 25, de 2.3 m de long |

- Notas:**
- Anclas de 80 ton. @ 5.0 m.
 - Armado horizontal continuo en ambos lechos = 4 @ 33.
 - Los bastones indicados en la tabla, se colocarán como refuerzo al armado horizontal
 - Anillos en costilla: Cantilever superior a partir de placa de acero: 7 # 3 @ 16 - # 3 @ 27.
Cantilever inferior a partir de placa de acero: 7 # 3 @ 14 - # 3 @ 35
 - El dado se colocará centrado en el eje del ancla, y será de 80 x 80 x 76 cm, con 4 anillos = 5 colocados en tres direcciones perpendiculares
 - Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 - Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Recubrimiento típico = 5 cm.

Muro de Niv. - 5 a - 6 m.:

- Notas:**
- Anclas de 35 ton @ 5.0 m
 - El dado se colocará centrado en el eje del ancla, y será de 50 x 50 x 55 cm, con 4 anillos = 4 colocados en tres direcciones perpendiculares

Muro de Niv. - 5 a - 7 m.:

- Notas:**
- Anclas de 35 ton @ 2.5 m
 - El dado se colocará centrado en el eje del ancla, y será de 50 x 50 x 55 cm, con 4 anillos = 4 colocados en tres direcciones perpendiculares

Muro de Niv. - 5 a - 8 m.:

| Nivel m | Armado horizontal negativo continuo | Armado horizontal positivo continuo |
|------------|--|--|
| -5 a -6 | = 4 @ 22 | = 3 @ 20 |
| -6 a -7 | = 4 @ 20 | = 4 @ 30 |
| -7 a -8 | = 4 @ 16 | = 4 @ 24 |

- Notas:**
- Anclas de 55 ton @ 2.5 m
 - Anillos en costilla: Cantilever superior: # 3 @ 16
Cantilever inferior: # 3 @ 18.
 - El dado se colocará centrado en el eje del ancla, y será de 55 x 55 x 60 cm, con 4 anillos = 4 colocados en tres direcciones perpendiculares

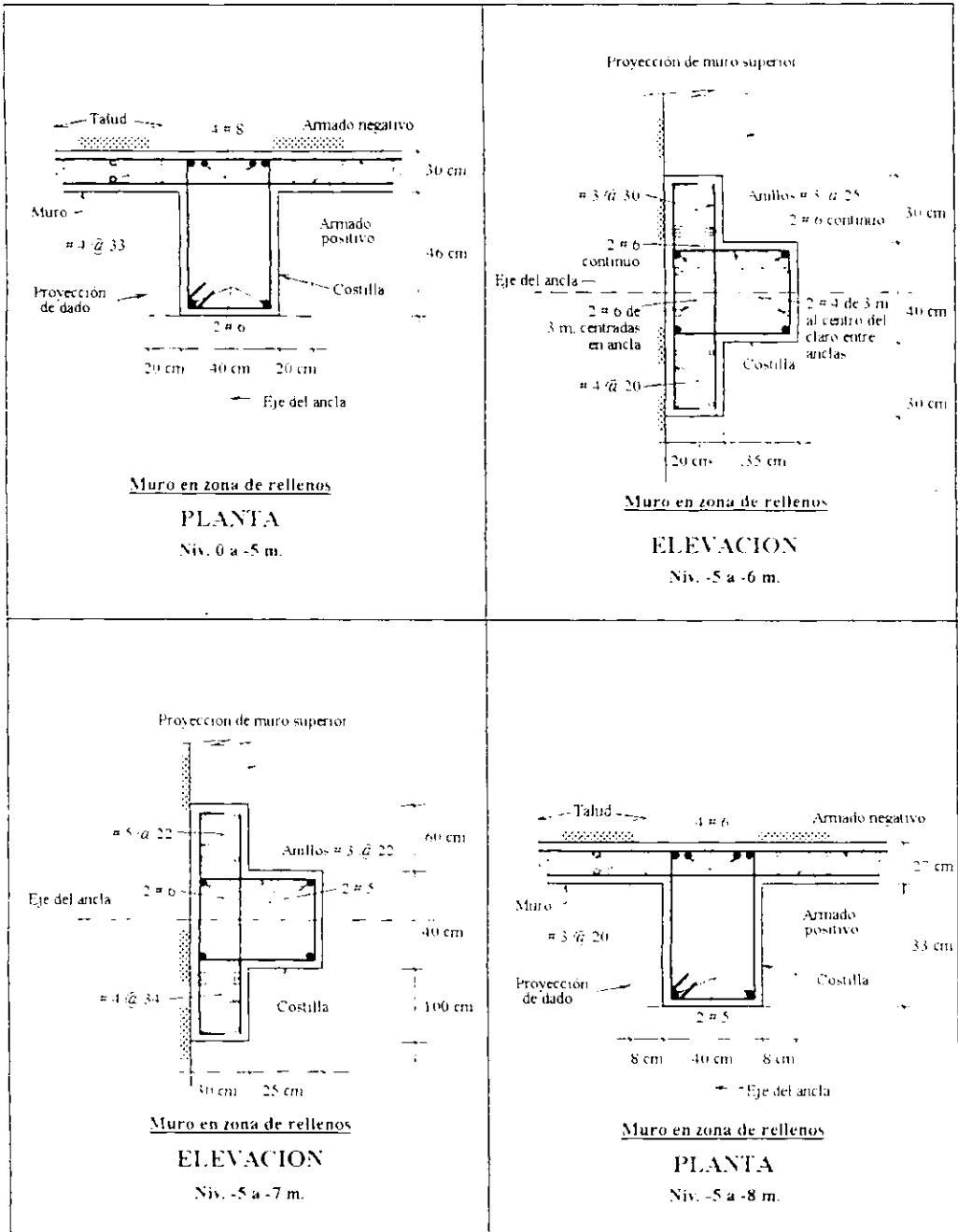


Fig. 54

IV.2.- Diseño de zapatas para anclas en Formación Jolopo.

Las anclas postensadas, comprimen a la masa de suelo, antes de que esta se deforme y ejerza empujes sobre los elementos de concreto, esto es, se presenta un empuje pasivo. Para determinar las dimensiones de las zapatas para las anclas en Jolopo, se debe considerar la presión máxima que resiste el suelo, para no provocar una falla local si la zapata es muy pequeña y transmite presiones excesivas a este; o en su defecto, si se desaprovecha la capacidad del suelo ante empujes pasivos, construyendo elementos muy grandes como un muro continuo de concreto, que además resulta muy costoso.

La presión pasiva de una masa de suelo se determina con la siguiente expresión

$$P_p = \gamma \cdot h \cdot k_p$$

donde:

$$\gamma = 1.86 \text{ ton/m}^3$$

h = Altura de la masa de suelo, arriba del punto considerado.

$$k_p = \text{Coeficiente de empuje pasivo} = \text{tg}^2 (45 + \phi/2)$$

Para el Jolopo, $\phi = 32.3^\circ$, entonces, $k_p = \text{tg}^2 (45 + 32.3/2) = 3.29$.

Con los valores anteriormente obtenidos, podemos definir la presión pasiva en cada nivel de anclas y usando un factor de seguridad igual a 3, se puede definir la presión pasiva máxima admisible. Esto se resume en la siguiente tabla:

| TABLA XVII | | | |
|------------|-----------|--------------------------------------|---|
| Nivel m | h m. | Presión pasiva ton/m ² | Presión pasiva máxima admisible ton.m ² |
| 65.0 | 15 | 91.8 | 30.6 |
| 61.0 | 19 | 116.2 | 38.7 |
| 60.0 | 20 | 122.3 | 40.8 |
| 56.0 | 24 | 146.9 | 48.9 |
| 53.0 | 27 | 165.2 | 55.0 |
| 50.0 | 30 | 183.6 | 61.2 |
| 47.0 | 33 | 201.9 | 67.3 |

Para las anclas en los niveles 60, 61 y 65 m, se usarán zapatas cuadradas de 2.5 x 2.5 m.

Para las anclas en los niveles 47, 50, 53 y 56 m. se usarán zapatas rectangulares de 2 x 3 m

Se optó por uniformizar las dimensiones de las zapatas, para usar cimbras metálicas en el colado y poder dar varios usos a la cimbra, abatiendo costos

Con estas dimensiones se ejercerán las siguientes presiones

| Nivel m. | Presión máxima admisible ton/m ² | Presión máxima aplicada con zapata ton m ² |
|-------------|--|--|
| 65.0 | 30.6 | 23.0 |
| 61.0 | 38.7 | 13.4 |
| 60.0 | 40.8 | 26.9 |
| 56.0 | 48.9 | 24.0 |
| 53.0 | 55.0 | 26.0 |
| 50.0 | 61.2 | 26.0 |
| 47.0 | 67.3 | 24.0 |

Como se puede observar, en todos los casos la presión máxima aplicada es menor que la presión máxima admisible.

La presión máxima aplicada con zapata se consideró como la carga de diseño de las anclas multiplicada por 1.2 y dividida entre el área de la zapata

Diseño de zapatas cuadradas de 2.5 x 2.5 m., para anclas de niv. 65.0 m., carga máxima de 120 ton.

En el diseño de zapatas se seguirán las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto, se usará concreto reforzado con las siguientes características

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 14000 \sqrt{f'_c} \quad \text{Peso volumétrico} = 2.2 \text{ ton/m}^3$$

El acero de refuerzo será del tipo R-42, con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad de 2,100,000 kg/cm^2 .

Constantes de diseño.

concreto $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

recubrimiento: típico = 5 cm. $b = 100 \text{ cm}$.

$$f''_c = 0.85 f'_c = 0.85 \cdot 240 = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_o = \frac{f''_c \cdot 4800}{f'_c (f'_c + 6000)} = \frac{204 \cdot 4800}{4200(4200 + 6000)} = 0.023$$

p_o = Porcentaje de la sección balanceada.

Se usará como porcentaje de acero de diseño $p = 0.35 p_o$

$$p = 0.35 \cdot 0.023 = 0.0081$$

$$q = \frac{0.0081 \cdot 4200}{206} = 0.1651$$

Las zapatas se diseñarán como vigas de 1 m. de ancho en doble cantilever, en donde la carga uniformemente distribuida será la carga máxima aplicada por el ancla, dividida entre la longitud total de las dos franjas perpendiculares de 1 m. de ancho

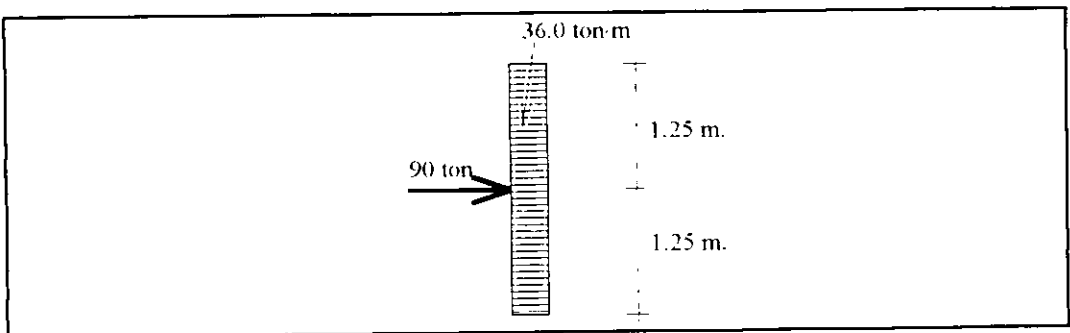
La carga máxima se tendrá cuando el ancla se tense a la carga especificada, más el 20 % de esta carga.

Zapata cuadrada de 2.5 x 2.5 m. $L = 2.5 \times 2 \times 1 = 4$ m.

presión

$$P = \frac{120 \times 1.2}{4} = 36.0 \text{ ton/m}$$

haciendo un diagrama de cuerpo libre para cada viga:



Considerando l como la longitud, del cantilever, el momento máximo será:

$$M_{Max} = \frac{wl^2}{2} = \frac{36 \times 1.25^2}{2} = 28.125 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} = \frac{wL^2}{2} = \frac{36 \times 1.25^2}{2} = 28.125 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

El peralte de la zapata se limitara a 60 cm. para poder utilizar el valor maximo del cortante resistente del concreto especificado en las Normas Técnicas Complementarias

$$V_{CR} = 0.5F_k \sqrt{f'_c} = 0.5 \cdot 0.8 \sqrt{240} = 6.2 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

para: $\frac{M}{Vd} \leq 2$ y $b \geq 4d$ $d = 55 \text{ cm}$ $2.5m \geq 4 \cdot 55m$

revisando la sección: $V = 36 \times 1.25 = 45 \text{ ton}$, $\frac{M}{Vd} = \frac{28.125}{45 \times 0.55} = 1.14 < 2$

por lo tanto, se puede utilizar $V_{CR} = 6.2 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$

sustituyendo el valor del momento maximo en la ecuación de diseño por flexion, se tiene:

$$2812500 = 0.9 \times 100 \times 55^2 \times 206 \times q(1 - q/2)$$

$$0.0501 = q - 0.5q^2$$

resolviendo, $q = 0.0514$

$$p = \frac{0.0514 \times 206}{4200} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 55 = 13.75 \text{ cm}^2$$

$$p_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{300}}{4200} = 0.0029$$

$$\text{ó}$$

$$p_{min} = p \times 1.33$$

$$0.0025 \times 1.33 = 0.0033 > 0.0029$$

entonces, $A_s = 0.0029 \times 100 \times 55 = 15.95 \text{ cm}^2$ usar # 6 a 18 en dos direcciones, en

lecho cercano al suelo.

Para hacer una sección mas económica, el peralte total de la zapata se reducirá de 60 a 30 cm a partir de la franja central de 1 m. de ancho, con un chaflán a 45°, esto es, quedará una especie de pirámide truncada en el centro de la zapata, de 1 x 1 m. en su cara superior

El acero por temperatura en la zona central de la zapata (en donde el peralte es de 60 cm.), será:

$$A_{S_{TEMP}} = 0.0015 \times 100 \times 55 = 8.25 \text{ cm}^2$$

usar # 5 @ 24 en dos direcciones, en ancho de 1 m, en lecho exterior.

En la zona en donde el peralte total es de 30 cm, se tiene

$$A_{SLM} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

usar # 3 @ 19 en dos direcciones, en franja perimetral, en lecho exterior.

Revisión por cortante como viga:

$$V = 36 \times 1.25 = 45 \text{ ton.}$$

$$V_{d2} = 45 - 36 \left(0.15 + \frac{0.55}{2} \right) = 29.7 \text{ ton}$$

$$v = \frac{29700}{100 \times 55} = 5.4 \text{ kg/cm}^2 < 6.2 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por penetración:

$$P = 144 \text{ ton.} \quad b = 30 + 55 = 85 \text{ cm.} \quad \text{Perímetro} = 4 \times 85 = 340 \text{ cm}$$

$$\text{Area lateral} = 340 \times 55 = 18700 \text{ cm}^2 \quad v = \frac{144000}{18700} = 7.7 \text{ kg/cm}^2 > 6.2 \text{ kg/cm}^2$$

Se requiere refuerzo adicional por cortante: para esta condición se tiene

$$V_{CR} = 0.4 \cdot 0.7 \sqrt{240} = 4.33 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante en el acero será,

$$v_s = 7.7 - 4.33 = 3.36 \text{ kg/cm}^2$$

Las vigas ficticias tendrán como sección, $b = 55 + 30 = 85 \text{ cm.}$ $d = 55 \text{ cm}$

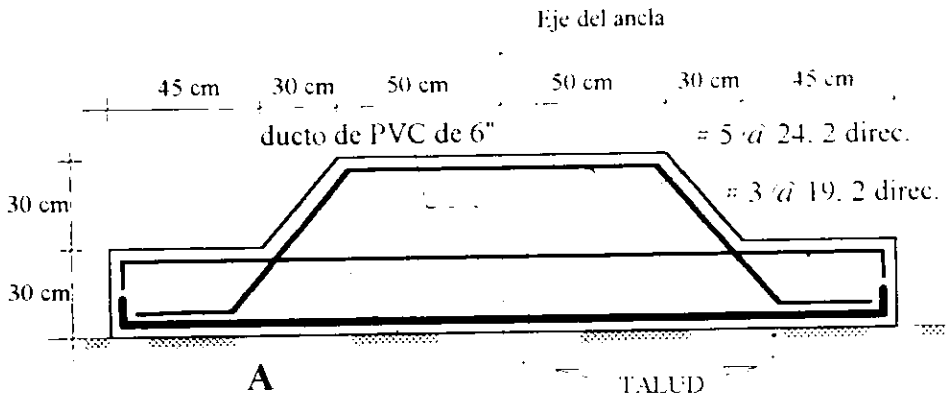
Usando varilla # 3, la separación de anillos en cada rama será,

$$s_3 = \frac{0.8 \times 0.85 \cdot 2 \cdot 0.71 \cdot 4200}{85 \cdot 3.36} = 14.2 \text{ cm}$$

La separación máxima de anillos para este tipo de refuerzo será igual a $d/3$

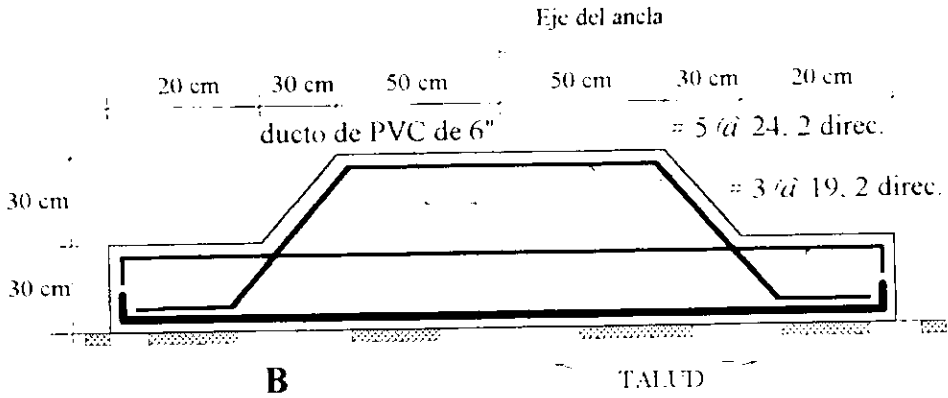
$55/3 = 18.33 > 14.2$, por lo tanto se usarán anillos # 3 @ 14, en cuatro ramas, en toda la longitud de la zapata, el ancho de los anillos será de 85 cm.

Siguiendo este mismo criterio, se diseñaron las zapatas restantes. El resumen de armados, dimensiones y localización de las zapatas, se presenta en la tabla V, de acuerdo a la nomenclatura de las figuras # 55 a 58.



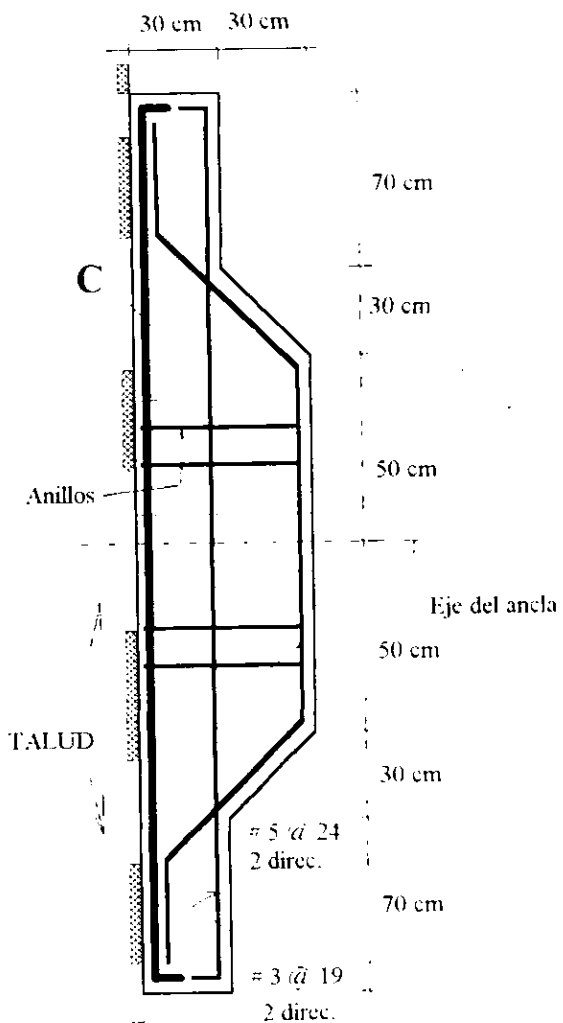
PLANTA Y ELEVACION
ZAPATA CUADRADA
Simétrica

FIG. 55



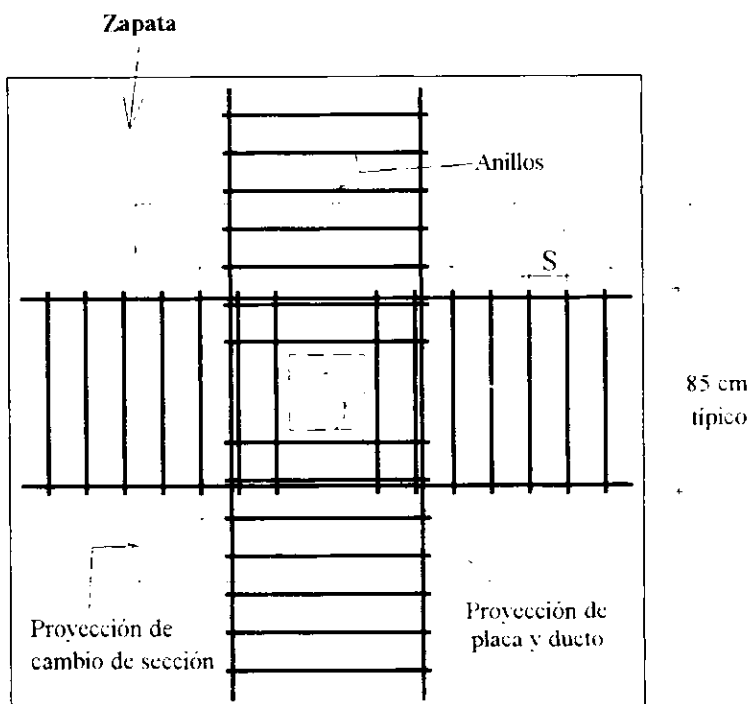
PLANTA
ZAPATA RECTANGULAR PARA ANCLAS DE NIVEL 47 A 56 m.

FIG. 56



ELEVACION
ZAPATA RECTANGULAR

FIG. 57



LOCALIZACION DE ANILLOS EN ZAPATAS
FIG. 58

TABLA XIX
DIMENSIONES Y ARMADO DE ZAPATAS EN JOLOPO.

| Nivel m | Dimensiones m | Capacidad ton/ancla | Armado A | Armado B | Armado C | Anillos # y S | Observaciones |
|------------|------------------|------------------------|-------------|-------------|-------------|------------------|----------------------------|
| 65.0 | 2.5 x 2.5 | 80 - 120 | #6 a 18 | - | - | #3 a 14 | Armado en dos direcciones. |
| 61.0 | 2.5 x 2.5 | 70 | #5 a 22 | - | - | - | Armado en dos direcciones. |
| 60.0 | 2.5 x 2.5 | 110 - 140 | #6 a 16 | - | - | #4 a 18 | Armado en dos direcciones |
| 56.0 | 2.0 x 3.0 | 100 - 120 | - | #5 a 21 | #6 a 18 | #3 a 14 | - |
| 53.0 | 2.0 x 3.0 | 110 - 130 | - | #5 a 20 | #6 a 16 | #4 a 21 | - |
| 50.0 | 2.0 x 3.0 | 120 - 130 | - | #5 a 20 | #6 a 16 | #4 a 21 | - |
| 47.0 | 2.0 x 3.0 | 100 - 120 | - | #5 a 21 | #6 a 18 | #3 a 14 | - |

Nota:

- Los armados indicados en la tabla, se colocarán en el lecho cercano al suelo del talud.
- Los anillos de refuerzo, se colocarán de acuerdo a la figura. 58.
- El ancho de los anillos será de 85 cm. y su altura variará de acuerdo al peralte de la sección.

CAPITULO V

Especificaciones y procedimiento constructivo.

OBJETIVO ESPECIFICO:

Proporcionar las especificaciones a seguir antes de iniciar y durante los trabajos de estabilización del talud, así como describir el procedimiento constructivo, de acuerdo a las características de los diversos materiales que conforman el talud.

V.1.- Especificaciones.

Antes de comenzar la excavación del talud, se deberán colocar cinco inclinómetros en el cuerpo de éste, separados 2.0 m. del paramento vertical definitivo, distribuidos de manera equidistante en toda la longitud del talud. El extremo inferior de estos inclinómetros se deberá ubicar como mínimo en el nivel 35.0 m. para garantizar un punto de referencia fijo que no se afecte por los movimientos del talud; la tubería se deberá fijar al suelo usando lechada de cemento en proporción 25 litros de agua por saco de cemento para evitar errores en las mediciones; se deberán sellar las uniones entre los tramos de tubería, para evitar filtraciones de lechada, la cementación se deberá hacer por tramos para evitar que la tubería flote. Las costillas de la tubería se deberá orientar de acuerdo al paramento del talud, esto es, paralela y perpendicularmente a la colindancia; la boca de los inclinómetros se deberá proteger con un brocal de concreto y un registro con tapa de acero y candado para evitar que la tubería se dañe o se tape con basura. La lectura inicial o de referencia se deberá tomar antes de iniciar los trabajos de excavación; las lecturas subsecuentes se tomarán 2 días después de concluir cada etapa de excavación y 1 día después de tensar cada nivel de anclas, con las gráficas superpuestas de estas lecturas, se podrán observar los movimientos horizontales del talud conforme aumenta su altura en corte vertical, los cuales se deberán mantener siempre por debajo del 1% de la altura.

V.2.- Procedimiento constructivo en zona de Rellenos.

Como se mencionó en los capítulos II y III, la parte superior del talud esta conformada por rellenos muy heterogéneos en cuanto a su cementación, es decir, en algunas partes se encuentran cementados y en otras totalmente sueltos. Por tal motivo y debido a que en algunas zonas las construcciones vecinas se encuentran relativamente cerca del paramento vertical del talud, es necesario establecer un procedimiento constructivo para la excavación y estabilización, que no afecte a los vecinos, ni ocasione problemas durante la obra.

1.- Se comenzará la excavación de la parte superior del talud, en los primeros cinco metros de altura, utilizando un "bulldozer" o tractor con "ripper" para aflojar el suelo en zonas cementadas y posteriormente ser acarreado fuera de la obra, dejando un talud inclinado 45° con respecto a la horizontal, a partir de la colindancia.

2.- La perforación para las anclas se hará desde el paramento inclinado 45° , realizando todo el procedimiento de perforación, colocación y cementación de las anclas de 80 ton. en el nivel -3.04 m., sin hacer ningún movimiento de tierras adicional al indicado en la primera etapa.

3.- Una vez colocadas las anclas, se abrirá una zanja vertical hasta la colindancia de 1.2 m. de ancho hasta el nivel -5.0 m. y se armará y colará la costilla, el dado y el tramo de muro correspondiente en el ancho de esta zanja; dejando salidas y dobladas las varillas horizontales del muro para continuar el armado y colado posteriormente. Una vez fraguado este primer colado, se tensarán las anclas a 20 ton.

Al completar esta tercera etapa, se tendrán franjas alternadas de suelo y costillas de concreto.

4.- Se excavará la parte superior del talud (franjas de suelo) en 2.0 m. de altura y se armará y colará el tramo de muro correspondiente, a fin de unir en su parte superior las costillas coladas en la etapa anterior; una vez fraguado el concreto, las anclas se tensarán hasta 40 ton.; posteriormente se repetirá esta última etapa en alturas de 1.5 m. en forma descendente, hasta completar el muro de 5.0 m. de altura, aumentando la tensión de las anclas en 20 ton. al final de cada etapa, hasta llegar a las 80 ton. especificadas.

Para colocar el segundo nivel de anclas en rellenos, se excavará el talud en toda su longitud hasta 1.5 m. abajo del nivel de las anclas respectivas, dejando una berma de 1.0 m. de ancho en la base del muro ya construido y un talud a 45° de inclinación con respecto a la horizontal. Si la supervisión determina mediante inspección personal de la excavación, que el relleno está lo suficientemente cementado para hacer un corte vertical sin problemas de caídos, se puede hacer el corte verticalmente para construir las anclas y el muro en una sola etapa; de lo contrario, se deberá seguir el mismo criterio indicado para el nivel superior de anclas, es decir, se deberá construir en etapas.

En la zona de rellenos se tendrá un muro continuo, por lo que será necesario colocar drenes @ 1.5 m. de separación horizontal y vertical en todo el muro, para evitar la formación de tirante de agua que incremente las presiones horizontales. Los drenes serán de PVC de 2" y 50 cm de longitud, los cuales atravesarán el muro hasta el suelo; estos drenes se deberán destapar después de descimbrar el muro.

V.3.- Procedimiento constructivo en Formación Jolopo.

Una vez terminada la estabilización de los rellenos, se excavará verticalmente hasta encontrar el estrato de limo café, deteniendo la excavación 1.5 m. abajo de su frontera inferior, para poder hacer las perforaciones de 4" de diámetro con contrapendiente del 2% para colocar los tubos de PVC de 2.5" de diámetro y 25 m. de longitud, con perforaciones de 1.0 cm de diámetro @ 15 cm de separación horizontal, alternadamente en los dos tercios superiores de su sección, el tercio de sección sin perforar se deberá colocar como superficie de escurrimiento. Estos drenes se ubicarán 50 cm arriba de la frontera superior del estrato de limo @ 2.5 m de separación horizontal en las zonas con humedad y @ 5.0 m en el resto del talud.

Después de haber colocado los drenes, se excavará verticalmente hasta el nivel 59.5 m. del Eje C al F y hasta el nivel 63.5 m. del Eje F al R; con la plataforma a estos niveles se procederá a perforar, colocar y cementar las anclas correspondientes a los niveles 60.5 y 64.5 m. respectivamente, afinando la cara del talud a mano para proporcionar una mejor superficie de apoyo de la zapata sobre el suelo.

En los análisis de estabilidad se ha considerado hacer la excavación a lo largo de todo el talud por facilidad constructiva, sin poner en riesgo la estabilidad general.

Para todas las anclas de la "Formación Jolopo", se deberán colocar las zapatas precoladas y con un mínimo de 28 días de fraguado de acuerdo a la Tabla V, verificando que la resistencia del concreto sea la especificada.

El espacio que quede libre entre la zapata y el suelo, deberá rellenarse con lechada de cemento de abajo hacia arriba, para garantizar el apoyo total de la zapata contra el suelo.

Una vez tensadas las anclas de cada nivel y revisadas y aprobadas sus respectivas gráficas de tensado por parte de la supervisión técnica, se procederá a excavar verticalmente a lo largo de todo el talud para construir el siguiente nivel inferior de anclas, es decir, en los niveles 58.5, 54.5, 51.5 y 45.5 m.

La zona entre los rellenos y el primer nivel de anclas en Jolopo, no requiere refuerzo adicional, pero es conveniente protegerla contra erosión con concreto lanzado, dejando drenes de PVC de 2" de diámetro por 30 cm. de longitud, distribuidos en toda la superficie en arreglo al tresholillo (a), 2.5 x 2.5 m. La boca de todos los drenes (largos y cortos) se deberá proteger para evitar que el concreto lanzado los tape y los inutilice.

En la base de las zapatas del último nivel de anclas, se colocarán drenes de 25 m de longitud (\bar{a}) 5.0 m. de separación horizontal, similares a los drenes largos ubicados sobre el estrato de Limo.

El relleno de la zanja que se abrirá para hacer la zapata corrida paralela a la cara del talud, deberá hacerse con suelo-cemento, en proporción de tres sacos de cemento por metro cúbico de tepetate, compactado en capas de 15 cm de espesor al 95% de Proctor Estándar como mínimo.

Es recomendable captar los escurrimientos de los drenes en una canaleta conectada a la red de drenaje del edificio, para evitar que el suelo en el pie del talud se humedezca.

Se deberán reparar las fugas de agua de la Colonia Palo Alto que humedecen la parte superior del talud.

Una vez terminado el proceso de estabilización del talud, es recomendable hacer lecturas de los inclinómetros al menos dos veces por año, para llevar un récord de los movimientos horizontales.

Se deberá verificar la tensión de las anclas cada año, escogiendo cinco anclas al azar distribuidas en todo el talud, colocando el gato de tensado y midiendo la carga necesaria para despegar las cuñas en los torones de las placas, el registro de esta maniobra se deberá enviar a la supervisión técnica para ser comparado con el registro de tensado inicial y dictaminar si el ancla perdió tensión o se mantiene funcionando adecuadamente.

CONCLUSIONES

- Se proyecta construir un Centro Corporativo entre las calles de Bosques de Tamarindos y Bosques de Alisos, en la Colonia Bosques de las Lomas en la Ciudad de Mexico. El proyecto estará conformado por un edificio central de 32 pisos destinados para oficinas y un cuerpo perimetral de cuatro niveles en donde se ubicarán los estacionamientos y la zona de bodegas. Debido a la configuración del proyecto y a las características del terreno actual, es necesario estabilizar verticalmente el talud Sur del predio que colinda con la colonia Cooperativa Palo Alto ya que el talud actual invade gran parte del proyecto en la zona de estacionamientos.

- Para conocer la estratigrafía del talud se hicieron varias calas en la parte superior en donde se detectaron rellenos de mina de espesores variables entre cinco y ocho metros, desde muy sueltos en zonas de gravas y boleos hasta algo cementados en zonas con arena y algo de finos. Bajo los rellenos se detectó un estrato de arenas azules con gravas y boleos muy cementadas depositados en forma de Blast de aproximadamente 220,000 años de edad, este estrato tiene espesores de tres a seis metros y desciende ligeramente hacia el Oriente; en este estrato se detectaron algunas humedades aisladas producto de fugas en la tubería de agua potable de la colonia Palo Alto, las cuales son limitadas en su parte inferior por un estrato de limo café con gravas aisladas de aproximadamente 60 cm de espesor constante en toda la longitud del talud y que subyace a las arenas azules.

A continuación del estrato de limo se encontró la Formación Jolopo del mismo origen que las arenas azules (Blast), de aproximadamente 430,000 años de edad, conformada por arena media a gruesa micropumítica gris claro o café rojizo con gran cantidad de gravas y boleos de hasta 90 cm de tamaño; este estrato se profundiza hasta aproximadamente diez metros bajo el nivel de desplante del edificio (nivel 35 m). Bajo la Formación Jolopo se encuentra la Formación de arenas de pómez Hank de origen piroclástico y de aproximadamente seis metros de espesor. Finalmente se llegó hasta la Formación Cuquita constituida principalmente por boleos y gravas fuertemente cementados.

- De todos los estratos que conforman el talud se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas a las que se hicieron diferentes pruebas en laboratorio para conocer sus características físicas y mecánicas tales como determinación de contenido de humedad natural, peso volumétrico natural y seco, relación

de vacíos, grado de saturación y densidad de sólidos. A las muestras obtenidas de la Formación Jolopo, se hicieron pruebas triaxiales del tipo rápidas, para determinar el ángulo de fricción interna " ϕ " y la cohesión; además de las pruebas triaxiales, se hizo un análisis de estabilidad de una costilla de suelo existente en el predio de aproximadamente 15 m de altura, la cual esta conformada unicamente por la Formación Jolopo, estimando un ángulo de fricción interna de 31° , peso volumétrico promedio de los obtenidos en las muestras cúbicas y buscando la cohesión necesaria para obtener un factor de seguridad de 1, lo que representa un límite inferior de los valores promedio. Se hicieron además análisis granulométricos de la Formación Jolopo, en donde se observa la buena graduación de estos suelos; se presenta además una gráfica esfuerzo-deformación obtenida durante una prueba triaxial del tipo rápida en etapas, en donde se observa un comportamiento plástico previo a la falla, lo cual es favorable para el talud en estudio.

- Con los datos obtenidos de las diferentes pruebas realizadas en laboratorio, se procedió a establecer diferentes alternativas de estabilización, en donde se consideró utilizar al edificio como elemento de soporte o usar anclas postensadas. Para la primer alternativa se hicieron análisis de estabilidad en secciones representativas de las diferentes alturas y espesores de estratos en todo el talud, para determinar los empujes transmitidos al edificio; debido a que el proyecto contempla una estructuración a base de marcos formados por vigas y columnas, se requeriría construir muros de concreto perpendiculares al talud para poder soportar los empujes, lo cual reduciría notablemente los espacios para circulación, afectando las áreas de estacionamiento y bodegas. Por tal motivo, se optó por estabilizar el talud por medio de anclas postensadas, liberando al edificio de empujes horizontales.

Para hacer los análisis de estabilidad se consideraron las características de los diferentes tipos de suelo tales como peso volumétrico, cohesión y ángulo de fricción interna, así como el efecto de la sobrecarga proporcionada por las casas en la corona del talud y la acción del sismo. Para diseñar las anclas en los rellenos se consideró una altura tributaria inicial de 5 m que facilitase el procedimiento constructivo sin desperdiciar capacidad de los anclajes; en algunas zonas en donde el espesor de rellenos es mayor a 5 m, se colocó un segundo nivel de anclas, todas ellas apoyadas sobre un muro continuo para evitar socavaciones por la falta de cementación del suelo; para determinar la capacidad y

posicion de las anclas se considero la distribucion de presiones en la altura estimada y definiendo la posicion de la resultante de empujes

- Para determinar la posicion y capacidad de las anclas en la Formacion Jolopo se procedio a analizar la estabilidad del talud vertical con la excavacion en diferentes niveles manteniendo un factor de seguridad como minimo de 1.25 para condicion temporal. un metro arriba del nivel de excavacion determinado se colocó el primer nivel de anclas y su capacidad se estimo como la fuerza necesaria para aumentar el factor de seguridad hasta 1.40 como minimo. Para determinar la posicion y capacidad del nivel inferior de anclas se procedio de manera similar, buscando la altura maxima de excavacion para mantener un factor de seguridad temporal de 1.25. Con este metodo se pueden construir las anclas por franjas horizontales acelerando los trabajos de perforacion, colocacion y tensado sin comprometer la estabilidad general del talud

- Se especificó el tipo de acero en los torones a utilizar, así como sus características físicas, mecánicas y químicas. Se detallo el procedimiento de construccion de los anclajes, perforacion, formacion del bulbo, cementacion, tensado y proteccion final de los torones contra la intemperie

- Se hizo el diseño de los elementos de concreto necesarios para distribuir la carga aplicada por las anclas a la masa de suelo. Para el estrato de rellenos se diseño un muro continuo con costillas verticales y dados, para contener los suelos sueltos que se encuentran en la parte superior del talud

Para las anclas en los niveles superiores de la Formacion Jolopo se diseñaron zapatas cuadradas de dimensiones típicas y solamente colocando el armado necesario para las diferentes cargas aplicadas por las anclas. Debido al gran numero de anclas que se requieren en la parte baja del talud, las zapatas se diseñaron de forma rectangular y dimensiones típicas, existiendo variacion unicamente en el acero de refuerzo

- Se dieron indicaciones a seguir respecto a la colocacion de inclinómetros en el cuerpo del talud antes de iniciar los trabajos de estabilizacion, registros y mediciones necesarias de acuerdo al avance de la obra. Se indico en el procedimiento constructivo la forma de excavar y construir el muro en zona de rellenos y se señala además que se requieren drenes profundos arriba del estrato de limo y en la base del talud, aumentando el número de estos en las zonas con humedad y filtraciones de agua;

en el muro de la zona de rellenos y en los espacios entre zapatas, se requieren drenes cortos que eviten la formación de bolsas de agua detrás de dicho muro ó del concreto lanzado

Durante el desarrollo del presente proyecto, se han desglosado temas que se han considerado como esenciales para cumplir los objetivos establecidos. Se ha podido definir la solución para estabilizar el talud verticalmente a base de anclas postensadas, proporcionando un factor de seguridad aceptable y estableciendo un procedimiento constructivo que no interfiera con el resto de la obra

Durante la etapa de construcción se pudo comprobar la eficiencia del sistema propuesto, ya que el comportamiento del talud durante su estabilización y una vez concluida esta, no ha presentado problemas de inestabilidad local o general, ni movimientos horizontales o verticales excesivos

BIBLIOGRAFIA

- 1 - PAGIRA S A
Estudio de la estabilidad del talud Sur
Centro Corporativo Bosques
Bosques de las lomas, México D F
(Feb 1993)
- 2 - Departamento del Distrito Federal
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
México D F
Editorial Libros Económicos.
(1991)
- 3 - Departamento del Distrito Federal
Normas Técnicas Complementarias para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal
México D.F
Editorial Libros Economicos
(1990).
- 4 - Hunt, Roy E
Geotechnical Engineering Techniques and Practices
U S A
Ed Mc Graw Hill
(1986)
- 5 - Hanna, Thomas H
Foundations in Tension
Ground Anchors
U S A
Ed Mc Graw Hill
(1982)
- 6 - Gonzalez Cuevas, O
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Segunda Edición
Mexico D F
Editorial Limusa
(1993)
- 7 - Juarez Badillo, E
Mecánica de Suelos
Segunda Edición
México D F
Editorial Limusa.
(1991)

BIBLIOGRAFIA

- 8 - Bowles, Joseph E
Foundation Analysis and Design.
Fourth Edition.
Singapore.
Ed. Mc. Graw Hill
(1988)
- 9 - Meli Piralla, Roberto.
Diseño Estructural
México D.F.
Editorial Limusa
(1993)
- 10 - Carrillo, Nabor
Investigación sobre Estabilidad de Taludes y Fundaciones.
México D.F.
Universidad Nacional Autónoma de México.
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán.
(1984)