



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN**

**DISEÑO GEOTÉCNICO DEL SISTEMA DE  
RETENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UN  
CORTE DE 48.0 m DE ALTURA, PROYECTADO EN  
SUELOS VOLCÁNICOS DE CEMENTACIÓN  
VARIABLE, EN UN PREDIO UBICADO AL  
PONIENTE DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A:  
OSCAR ROMANO RENDÓN**

**ASESOR:  
ING JOSÉ LUIS RODRÍGUEZ TORRES**



**FES ARAGÓN**

**MÉXICO, 2013**



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.

*Agradezco a Dios el estar presente en mí a cada momento  
y concederme ejercer esta bella profesión.*

*A mis Padres, los Sres. Ildfonso Romano Coronel y Eustolia Rendón  
Romano, por su cariño, comprensión y apoyo en cada día de mi vida.  
¡Gracias por su confianza!*

*A mis hermanos Rosalba, Lorena, Janet, Alfonso y Aldemar quienes  
integran mi gran familia y con quienes he compartido inmejorables  
momentos. Mención especial merece Lorena, quien me brindó su  
apoyo en la difícil etapa de estudiante.*

*A Beatriz M<sup>a</sup> de la Luz Almendariz Villamares,  
una excepcional compañera y el complemento de  
mi vida, ¡Gracias por tu amor y paciencia!*

*A la empresa Ingenieros Cuevas Asociados y en  
especial a sus directores, Ing Alberto Cuevas Rivas e  
Ing Juan Manuel Cuevas Ochoa, a quienes les debo  
mi formación profesional. ¡Gracias por su  
incondicional apoyo, son un ejemplo a seguir!*

*A todos mis profesores por su enseñanza, en  
especial al Ing José Luis Rodríguez Torres,  
Director de Tesis y al Mtro José Paulo  
Mejorada Mota, por sus valiosos comentarios.*

*A mis compañeros de trabajo, con  
quienes he compartido grandes  
experiencias. Principalmente al Ing  
Mario Alberto Arvizu Camacho por  
su valiosa colaboración.*

# CONTENIDO

	Página
INTRODUCCIÓN	<i>i</i>
1. CONDICIONES GEOLÓGICAS DEL SITIO	<i>1</i>
1.1 <b>Marco geológico regional</b>	<i>1</i>
1.2 <b>Marco vulcanológico</b>	<i>2</i>
1.3 <b>Estratigrafía general</b>	<i>2</i>
1.4 <b>Geología local</b>	<i>4</i>
2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO	<i>5</i>
2.1 <b>Información geotécnica disponible</b>	<i>5</i>
2.2 <b>Trabajos de exploración geotécnica</b>	<i>6</i>
2.3 <b>Ensayes de laboratorio</b>	<i>8</i>
2.3.1 <i>Pruebas índice</i>	<i>8</i>
2.3.2 <i>Pruebas mecánicas</i>	<i>8</i>
2.4 <b>Interpretación estratigráfica</b>	<i>10</i>
3. DISEÑO GEOTÉCNICO DEL SISTEMA DE RETENCIÓN	<i>12</i>
3.1 <b>Características del proyecto</b>	<i>12</i>
3.2 <b>Coefficiente sísmico</b>	<i>13</i>
3.3 <b>Modelo geotécnico</b>	<i>14</i>
3.4 <b>Consideraciones para el diseño</b>	<i>14</i>
3.5 <b>Análisis de estabilidad</b>	<i>15</i>
3.5.1 <i>Estabilidad del talud sin refuerzo</i>	<i>15</i>
3.5.2 <i>Sistema de retención</i>	<i>19</i>
3.5.3 <i>Estabilidad del talud con refuerzo</i>	<i>22</i>
3.6 <b>Características de las anclas</b>	<i>25</i>
3.7 <b>Muros de retención</b>	<i>29</i>
3.7.1 <i>Presiones horizontales</i>	<i>29</i>
3.7.2 <i>Consideraciones para el diseño</i>	<i>30</i>
3.7.3 <i>Análisis de estabilidad</i>	<i>30</i>
3.8 <b>Sistema de drenaje</b>	<i>32</i>
4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	<i>34</i>
4.1 <b>Secuencia constructiva</b>	<i>34</i>
4.2 <b>Muro de contención</b>	<i>34</i>
4.3 <b>Sistema de anclaje</b>	<i>35</i>
4.3.1 <i>Habilitación de anclas</i>	<i>35</i>
4.3.2 <i>Perforación e instalación</i>	<i>36</i>
4.3.3 <i>Anclas pasivas</i>	<i>39</i>
4.4 <b>Concreto lanzado</b>	<i>39</i>

4.4.1 <i>Equipo</i>	39
4.4.2 <i>Colocación</i>	40
4.5 <b>Instrumentación</b>	41
4.6 <b>Pruebas de carga en anclas</b>	44
4.7 <b>Avance en la construcción</b>	47
CONCLUSIONES	52
REFERENCIAS	54
ANEXO I TRABAJOS DE EXPLORACIÓN	55
ANEXO II-a ENSAYES DE LABORATORIO (Pruebas índice)	61
ANEXO II-b ENSAYES DE LABORATORIO (Pruebas mecánicas)	65
ANEXO III-a ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SIN REFUERZO	74
ANEXO III-b ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON REFUERZO	93

## INTRODUCCIÓN

Como parte del proyecto para la construcción de un edificio con uso de Hotel en un predio con topografía tipo lomerío, que se ubica en la zona de Santa Fe al poniente de la ciudad de México, es necesario realizar excavaciones importantes en el terreno para configurar un corte con la geometría idónea que permita alojar la estructura; la altura máxima que alcanzará el corte será de 48.0 m y se sitúa en el lindero poniente del predio, este se desarrollará en suelos de origen volcánicos de cementación variable característicos de la región.

En el presente trabajo se presenta el diseño geotécnico para definir el sistema de retención que garantice las condiciones de seguridad del corte proyectado así como de la estructura en su conjunto, emitiendo las características de dicho sistema, así como el procedimiento recomendado para la construcción del mismo.

Es de gran importancia mencionar que el proyecto cuenta con la limitante de no realizar ningún trabajo sobre y bajo la superficie del predio colindante al poniente; por lo que es imperativo que la solución para la estabilización del corte se desarrolle dentro del terreno en estudio. Así mismo, el sistema de retención deberá ser diseñado de carácter permanente.

En el Capítulo 1 se presenta brevemente la descripción geológica general de la Cuenca que forma el Valle de México, describiendo el marco vulcanológico, la estratigrafía general y la geología local de la zona poniente de la ciudad, región donde se ubica el predio donde se desarrolla el proyecto.

El Capítulo 2 muestra las condiciones geotécnicas del sitio, ubicándolo dentro de la zonificación propuesta por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones; se describen los trabajos que constituyen la campaña de exploración geotécnica, así como los ensayos de laboratorio realizados para la determinación de los parámetros de resistencia de las diferentes unidades estratigráficas detectadas; finalmente, se precisa el modelo estratigráfico necesario para los análisis de estabilidad.

Las características particulares del proyecto se emiten en el Capítulo 3, donde además se plantea el sistema de retención que constituye la solución para garantizar la estabilidad del corte, que debido a la limitante descrita anteriormente es de tipo mixto, consistente en un muro de contención por gravedad, anclas pasivas y postensadas, complementadas con una cubierta de concreto lanzado y su sistema de drenaje correspondiente. Por otro lado, se presentan los análisis de estabilidad de taludes realizados para diferentes condiciones, asumiendo superficies de falla cilíndrica y plana, definiendo con ello los factores de seguridad globales sin refuerzo y con él mediante la relación de fuerzas resistentes y actuantes.

En el mismo Capítulo 3 se describen las características y el patrón del sistema de anclaje propuesto; asimismo, se define la geometría del muro de contención a partir de los esfuerzos horizontales actuantes sobre el respaldo; se propone también el sistema de drenaje necesario para disipar las presiones hidrostáticas que se pudieran generar debido a la infiltración de agua pluvial en la masa de suelo.

En el Capítulo 4 por su parte, se describe el procedimiento constructivo recomendado para la construcción del sistema de retención, describiendo los trabajos necesarios para cada una de las partes que constituyen al sistema. Así mismo, se emiten las recomendaciones generales para la construcción, como son la implementación de la instrumentación necesaria para llevar el control de

los movimientos del terreno y estructuras colindantes asociados a la excavación, así como la propuesta de ejecutar pruebas de carga en las anclas para verificar la capacidad de las mismas.

Finalmente se presentan las conclusiones derivadas de los análisis realizados y los resultados obtenidos. Los perfiles individuales de los sondeos exploratorios realizados, se exhiben en el Anexo I. En el Anexo II se presentan las pruebas de laboratorio ejecutadas tanto las índice como las mecánicas. Las tablas y figuras correspondientes a los diferentes análisis de estabilidad se muestran en el Anexo III, donde se exhiben los factores de seguridad ante diferentes superficies de falla sin y con refuerzo.

# 1. CONDICIONES GEOLÓGICAS DEL SITIO

## 1.1 Marco geológico general

La cuenca de México se ubica en la porción central de la provincia geológica de la Faja Volcánica Transmexicana, está constituida por una depresión azolvada denominada como Valle de México, a manera de una gran presa (Benigno Ingeniería, 2010). La delimitan al norte las Sierras de Pachuca, Tepotztlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán; de las Cruces al poniente; Nevada y Río Frío al oriente y Chichinautzin al sur (Fig 1.1).

La cortina de la gran presa que representa la cuenca, se sitúa en el sur y está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por las arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes. El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores ocurridas durante los últimos 500,000 años (Pleistoceno superior), que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca (Tamez Enrique, Mooser Federico, 1987).

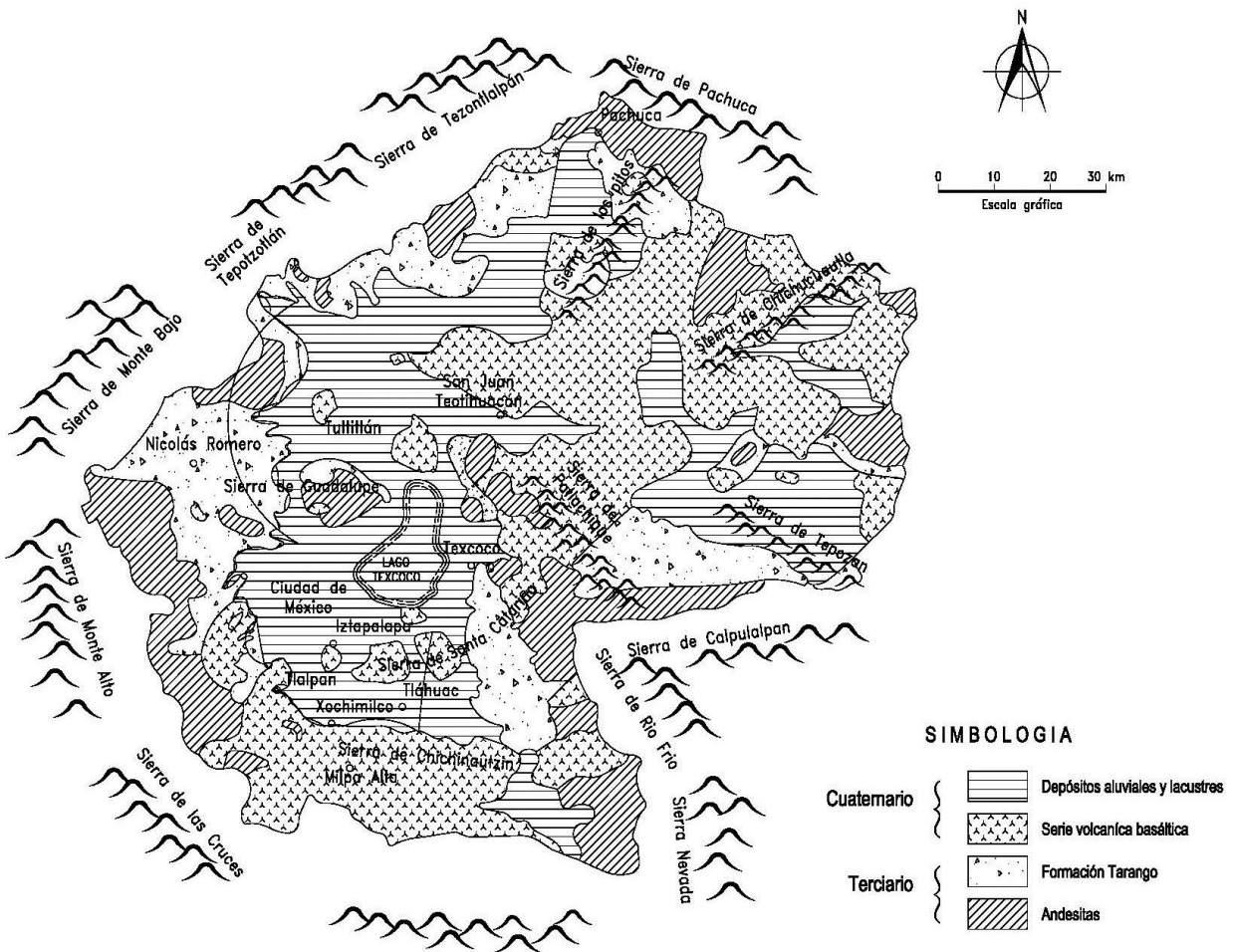


Fig. 1.1 Geología general del Valle de México



## 1.2 Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico. De este origen son por ejemplo las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del Tepeyac; lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como la sierra de Santa Catarina y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle (Tamez Enrique, Mooser Federico, 1987).

Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un gran volcán, como lo es el cerro de San Miguel, ubicado al suroeste de la ciudad de México; este complejo volcán con múltiples calderas, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100,000 años, habiendo producido en un lapso de 2 a 3 millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Zona de Lomas.

Por otro lado, entre los depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico; las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas, el viento levantó este polvo y lo transportó a grandes distancias; o los depositó en laderas durante periodos de clima frío, transformándose en suelos inmaduros que con el tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglaciar, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas.

## 1.3 Estratigrafía general (Tamez Enrique, Mooser Federico, 1987)

*Depósitos de Lago.* Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos de lago. Hay que señalar que ello solamente es válido para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración, el que desaparecía cuando esta superaba a las lluvias, por lo que el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura.

Como consecuencia de lo anterior se presentaron transgresiones y regresiones lacustres. El resultado práctico de esta alternancia fue la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí la depositación de arcillas; en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos (Fig 1.2b).

*Depósitos de Transición.* Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de las Lomas, lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. Las aportaciones

fluviales de las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie (Fig 1.2c).

*Depósitos de las Lomas.* En la secuencia estratigráfica de las Lomas se identifican tres fenómenos geológicos que se enlistan a continuación (Fig 1.2a):

- 1) La erosión subsiguiente de estos depósitos que formaron barrancas profundas.
- 2) El depósito en las barrancas formado por morrenas.
- 3) El relleno parcial de estas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de que se depositaron. En la Fig. 1.2 se muestra la estratigrafía general de los diferentes depósitos, según Tamez Enrique y Mooser Federico, (1987).

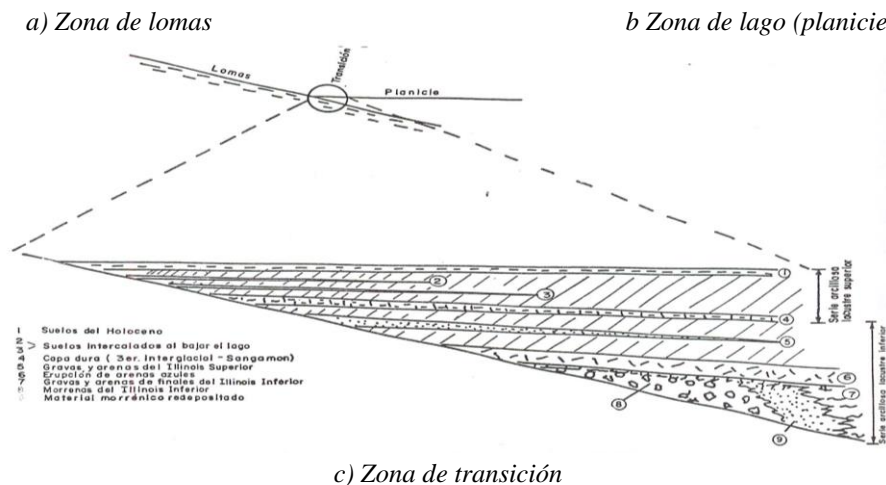
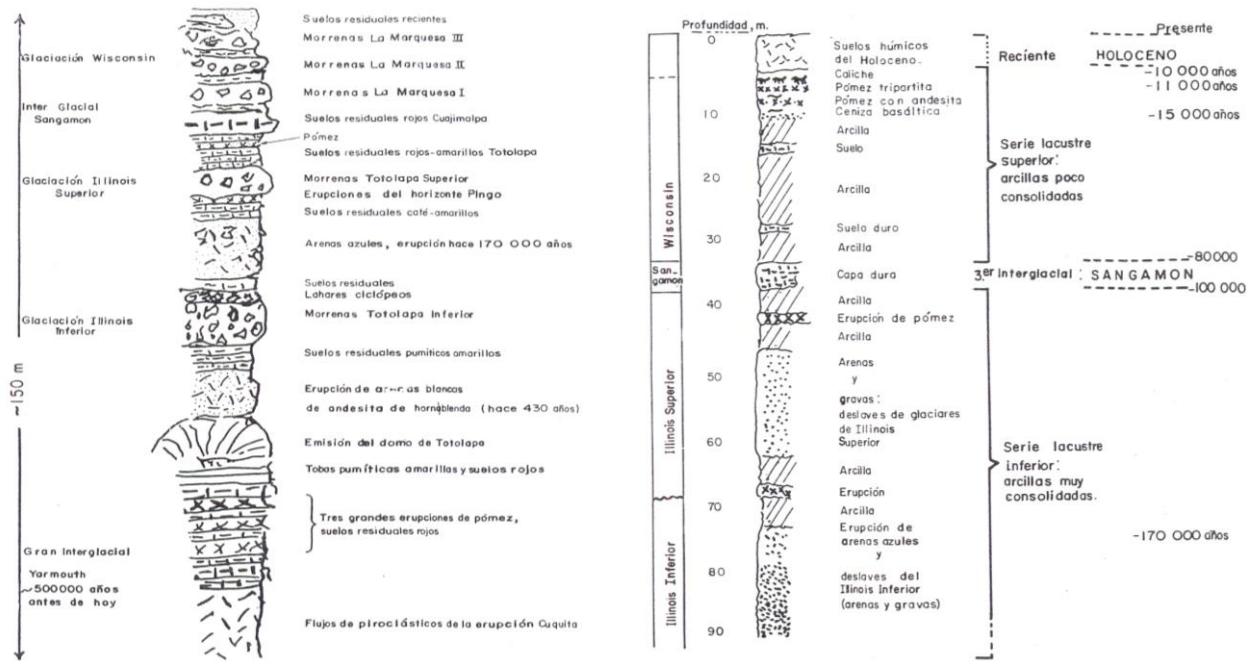


Fig. 1.2 Perfiles geológicos de las diferentes zonas del Valle de México (Mooser Federico, 1987)

## 1.4 Geología local

El sitio de interés se ubica en la zona de las Lomas que limita a la cuenca de México al poniente, denominada Sierra de las Cruces, constituida por los abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva, principalmente en el Plioceno Inferior y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores (Fig 1.2a).

En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados (Tamez Enrique, Mooser Federico, 1987):

*Horizontes de cenizas volcánicas.* De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

*Capas de erupciones pumíticas.* Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

*Lahares.* Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediata a la erupción.

*Lahares calientes.* Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísticas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

*Depósitos fluvioglaciares.* Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial; se distinguen por su ligera estratificación.

*Depósitos fluviales.* Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca de México.

*Suelos.* Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

## 2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

### 2.1 Información geotécnica disponible

Geotécnicamente, el predio se ubica dentro de la Zona I, o de Lomas, establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El subsuelo de esta zona se caracteriza por presentar materiales producto de las erupciones volcánicas de la Sierra de las Cruces. Los materiales del sitio son generalmente competentes, presentando alta resistencia al esfuerzo cortante y baja deformabilidad. Algunos de ellos fueron explotados mediante minas subterráneas o excavaciones a cielo abierto; eventualmente, existen rellenos colocados sin control utilizados para nivelar terrenos cercanos a barrancas (Fig 2.1).

Particularmente en el sitio afloran suelos de origen volcánico de cementación variable, conformados generalmente por arcillas arenosas y arenas limosas con gravas empacadas en el mismo material.

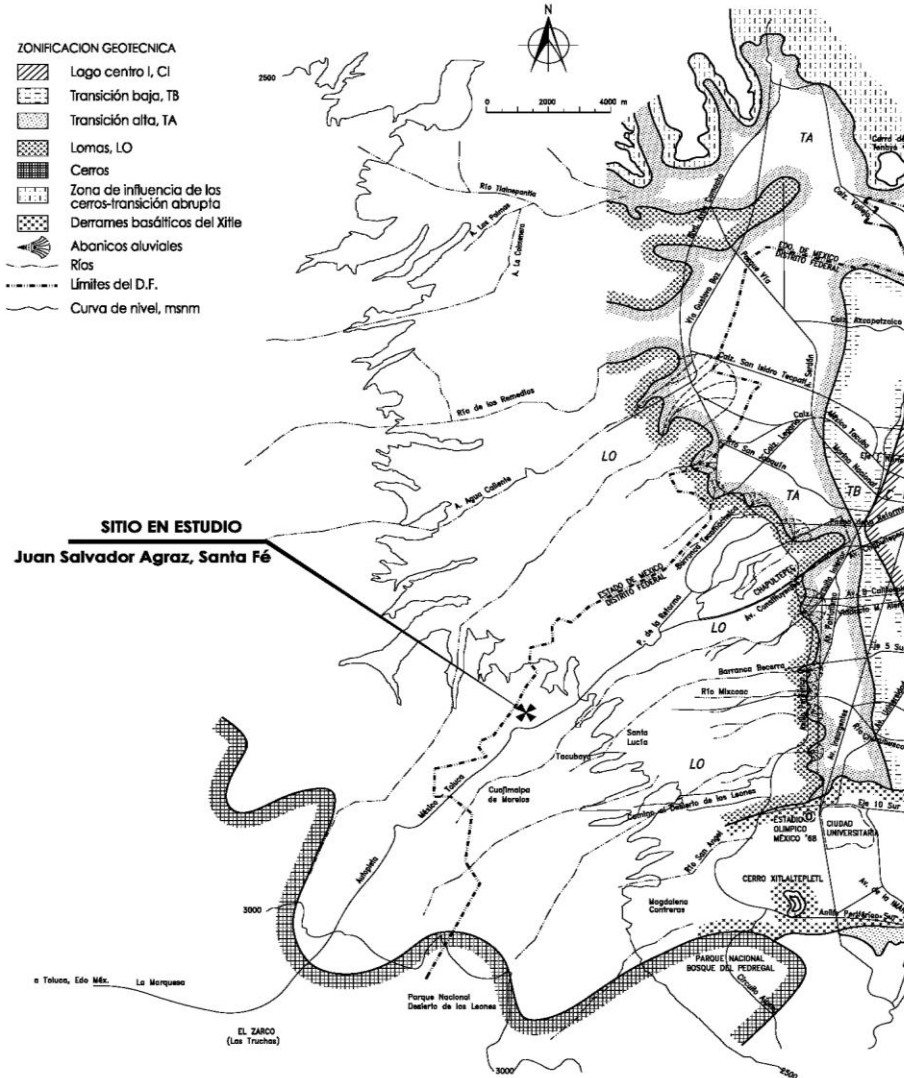


Fig. 2.1 Zonificación geotécnica del poniente de la ciudad de México

## 2.2 Trabajos de exploración geotécnica

Para precisar la estratigrafía del sitio y con el interés de definir los parámetros de resistencia, se programó una campaña de exploración consistente en la ejecución de 2 sondeos de penetración estándar (SPT-1 y 2) a profundidades del orden de 35.0 m, medidos a partir del nivel de brocal; adicionalmente, se realizó un sondeo de tipo mixto (SM-1) a 20.0 m de profundidad, en el que se alternaron las técnicas de penetración estándar y avance controlado. Por otro lado, se obtuvieron 6 muestras cúbicas inalteradas representativas de las unidades estratigráficas identificadas previamente. Finalmente, se realizaron visitas de inspección de donde se recopiló información geológica y geotécnica necesaria para el planteamiento del modelo estratigráfico. En la Fig 2.2 se presenta la ubicación en planta de los sondeos exploratorios ejecutados.

*Penetración estándar.* La técnica de penetración estándar permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, consiste en hincar a percusión un tubo muestreador con dimensiones estandarizadas, mediante el impacto generado con una masa de 64 kg que se deja caer libremente de una altura de 75 cm, contabilizando el número de golpes correspondientes para hincar cada uno de los 3 avances de 15 cm (ASTM D 1586-11). La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes N necesarios para penetrar en el suelo los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm) los golpes en los primeros 15 cm se desprecian porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre se suspende la prueba. Un procedimiento alternativo usual consiste en hincar el penetrometro 15 cm adicionales (60 cm en total); sin embargo, el número de golpes N se obtiene como ya se describió anteriormente; por lo que la ventaja de este procedimiento es que la longitud que se muestrea es ligeramente mayor, permitiendo detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

Con esta técnica de exploración geotécnica se obtienen muestras alteradas representativas del suelo, que nos permiten definir la estratigrafía del sitio, así como determinar las propiedades índice de las diversas unidades detectadas.

Es importante mencionar que debido a la rigidez de los materiales en algunos sitios de la Zonas de Lomas el tubo muestreador sólo penetra algunos centímetros y únicamente puede estimarse que la resistencia a la penetración estándar N es mayor de 50 golpes, por lo que no se logra definir ningún parámetro de resistencia; en este sentido es de suma importancia emplear correcciones empíricas a partir de la penetración estándar con las debidas reservas.

*Avance controlado.* Consiste en perforar los materiales con una broca tricónica con diámetro es de 2 15/16 pulgadas, conformada por 3 conos giratorios embalerados que tienen dientes de abrasión en forma esférica o de prismas, comúnmente de acero con incrustaciones de carburo de tungsteno.

La prueba consiste en perforar el suelo utilizando agua o aire como fluido de perforación, que además permite mantener la temperatura de la herramienta, registrando el tiempo en segundos que se requiere para avanzar segmentos de 10 cm (Tamez E, 1987).

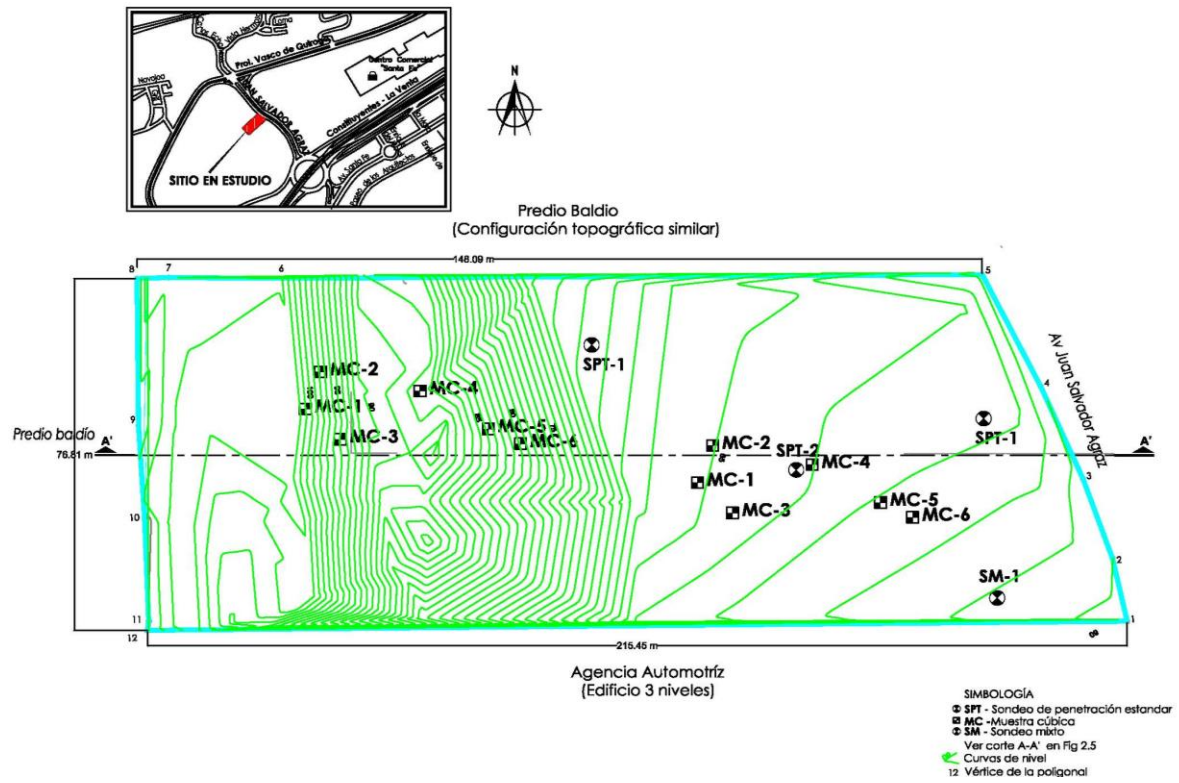


Fig. 2.2 Ubicación de sondeos exploratorios (Ingenieros Cuevas Asociados, 2008)

En la Fig 2.3 se presenta un informe fotográfico con algunos aspectos observados durante la campaña de exploración. En el Anexo I se exhiben los perfiles individuales de los sondeos exploratorios ejecutados.



Fig. 2.3 Personal y equipo ejecutando los sondeos exploratorios

*Muestreo en taludes.* Las calas realizadas en los taludes existentes se excavaron con herramientas manuales como son el pico, la barreta y la pala, labrando y recuperando muestras cúbicas inalteradas necesarias para la obtención de los parámetros de resistencia de las diferentes unidades estratigráficas observadas.

## 2.3 Ensayes de laboratorio

Las muestras de suelo recuperadas durante la campaña de exploración geotécnica, debidamente protegidas e identificadas fueron trasladadas a un laboratorio de Mecánica de Suelos donde se les realizaron los ensayos índice y mecánicos siguientes.

### 2.3.1 Pruebas índice

Con el propósito de generar un modelo estratigráfico confiable, es necesario identificar de manera cuantitativa la mayor parte de los componentes del suelo que puedan relacionarse con las propiedades físicas de interés. Las propiedades índice de las diferentes muestras se determinaron con la ejecución de las siguientes pruebas:

- Clasificación visual y al tacto de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)
- Contenido natural de agua
- Porcentaje de finos
- Densidad de sólidos
- Límites de consistencia
- Peso volumétrico natural

Los resultados de los ensayos se presentan en los perfiles individuales del Anexo I, así como en el Anexo II-a.

### 2.3.2 Pruebas mecánicas

Para definir los parámetros de resistencia que se utilizarán en los análisis de estabilidad, las muestras cúbicas inalteradas fueron sometidas a ensayos de resistencia al esfuerzo cortante de tipo Triaxial consolidada-drenada (TXX-CD).

Se programó el ensayo consolidado-drenado para la determinación de los parámetros de resistencia debido a que la mayor parte del corte se realizará sobre depósitos de arena, cuya falla potencial se producirá en condiciones drenadas; por otro lado, en el caso de los suelos redepositados consistentes predominantemente por arcillas, es posible que se presenten fallas a largo plazo.

Por lo citado anteriormente, estas condiciones de falla pueden simularse en el laboratorio mediante la prueba consolidada-drenada, en la cual la muestra se consolida completamente con el esfuerzo de confinamiento y luego se falla bajo condiciones drenadas a una velocidad adecuada para impedir la generación de excesos de presión intersticial ( $u$ ), de tal manera que  $u=0$  durante la etapa de corte.

En la Fig 2.4 se exhibe un pequeño informe fotográfico donde se muestra la ejecución de las pruebas de laboratorio. Los resultados de los ensayos mecánicos se presentan en la Tabla 2.1 así como en el Anexo II-b.

TABLA 2.1 RESULTADOS DE LABORATORIO EN MUESTRAS INALTERADAS

Muestra	Nivel topográfico	SUCS	$\omega$ %	LL %	IP %	$\gamma$ t/m <sup>2</sup>	c t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
MC-1	+41.0	CL	28.3	43.7	23.2	1.68	23.0 4.3*	25.0 30.0*
MC-2	+38.0	CL	22.7	37.4	16.5	1.71	28.3 4.5*	25.6 28.0*
MC-3	+35.0	CL	20.3	39.3	17.3	1.65	29.5 5.0*	33.0 28.0*
MC-4	+28.0	SM	14.5	---	---	1.85	2.95	42.0
MC-5	+24.0	SM	18.1	---	---	1.89	3.15	38.0
MC-6	+20.0	SM	17.0	---	---	1.83	3.60	39.5

**Nomenclatura:** SUCS = sistema unificado de clasificación de suelos;  $\omega$  = contenido natural de agua; LL = límite líquido; IP = índice de plasticidad;  $\gamma$  = peso volumétrico natural; c = cohesión definida a partir de ensayos consolidados-drenados;  $\phi$  = ángulo de fricción interna, definido en pruebas consolidadas-drenadas. \* Estos valores corresponden con pruebas saturadas.



Fotos a) y b) Tendido de muestras alteradas obtenidas de los sondeos de penetración estándar para clasificación visual y al tacto



Fotos c) y d) Determinación del contenido de humedad en las muestras de suelo, mediante el pesado en estado húmedo y seco. Enfriado de muestras para la determinación de la densidad de los sólidos



Fotos e) y f) Toma de lecturas en los micrómetros de carga y deformación, correspondientes al ensayo de compresión triaxial

Fig. 2.4 Ejecución de pruebas de laboratorio



## 2.4 Interpretación estratigráfica

A partir de las visitas de reconocimiento del sitio, así como de los resultados de los sondeos exploratorios realizados (Ingenieros Cuevas Asociados, 2008) se define el modelo estratigráfico utilizado en los análisis de estabilidad y que brevemente se describe a continuación, referido al nivel de banqueta como el nivel  $N\pm 0.00$  (Fig 2.5):

*Relleno heterogéneo.* Formado por arcilla arenosa colores café y gris, con algunos boleos y materiales producto de desperdicio de construcción, empacados en el mismo, en la parte superficial tiene abundantes raíces. El espesor del estrato es del orden de 3.0 m (N+44.0 a N+41.0 m).

*Suelos redepositados.* (N+41.0 a N+29.0 m) Integrados por arcilla limosa color café con tonos rojizos, con contenido variable de arena fina y media cuarzosa, andesítica y pumítica, de partículas subangulosas; el conjunto tiene una consistencia variable de rígida a muy dura. Debido a los minerales arcillosos que constituyen este estrato, es muy susceptible de erosión.

*Tobas cementadas.* (N+29.0 a N+6.0 m) Formadas por arenas finas, medias y gruesas andesíticas, cuarzosas y pumíticas, de partículas subangulosas, con contenido variable de limos color gris y café claro, con gravas andesíticas y algunos boleos empacados; el conjunto se encuentra en estado muy compacto.

*Roca volcánica.* (A partir de N+6.0 m) Boleos de roca andesítica color gris con manchas cafés, la roca presenta alto grado de alteración debido al intenso fracturamiento. Debido a la alteración de la roca se consideró como un suelo residual en los análisis correspondientes.

*Nivel freático.* Durante la campaña de exploración, no se detectó el nivel de aguas freáticas; por lo que se concluye que en la zona se encuentra muy profundo.

*Minas subterráneas.* A partir de los resultados de los sondeos exploratorios, se concluye que no existen minas y/o cavernas subterráneas que pudieran poner en riesgo la estabilidad de la estructura.

*Condiciones hidrodinámicas.* En la zona se observan evidencias de escurrimientos de agua desde la superficie de los taludes que han arrastrado y erosionado a los suelos finos redepositados. Ello ha inducido fallas locales en varios predios vecinos que se traducen en el deslizamiento de bloques de suelo. Por lo anterior, se considera que el flujo de agua y su efecto en las unidades estratigráficas es el principal factor de inestabilidad en los taludes.

Durante los recorridos por la zona y en varios predios cercanos con características estratigráficas y topográficas similares, se observó que se han generado algunas fallas de tipo local en los suelos finos redepositados asociadas a la saturación; por lo que para este proyecto es indispensable considerar este efecto y plantar las alternativas de solución que minimicen los riesgos de saturación y por ende la generación de fallas.

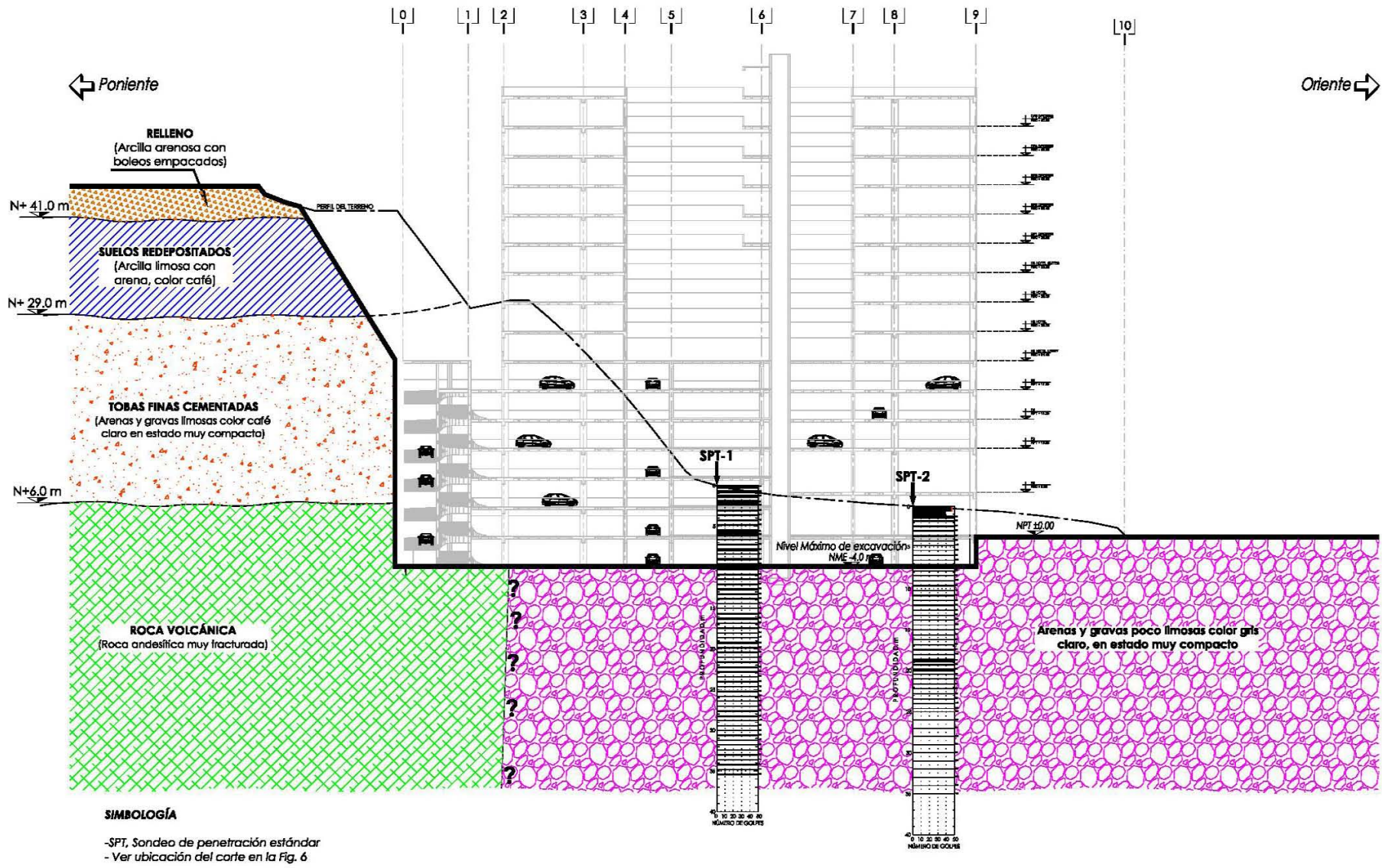


Fig. 2.5 Perfil estratigráfico A-A' (Ingenieros Cuevas Asociados, 2008)

### 3. DISEÑO GEOTÉCNICO DEL SISTEMA DE RETENCIÓN

#### 3.1 Características del proyecto

*Antecedentes.* Como parte del proyecto para la construcción de un edificio con uso de Hotel en un predio con superficie de  $4,050.16 \text{ m}^2$ , localizado en la Av Juan Salvador Agraz s/n, en la zona de Santa Fe, de la delegación Cuajimalpa, al poniente de la ciudad de México, es necesario realizar excavaciones importantes en el terreno para configurar un corte con la geometría idónea que permita alojar la estructura; la altura máxima que alcanzará el corte será de 48.0 m y se sitúa en el lindero poniente del predio, se desarrolla en suelos de origen volcánicos de cementación variable característicos de la región.

El inmueble se conformará por un nivel de sótano cuya excavación alcanzará una profundidad de 4.0 m con relación al nivel medio de la banquetta, planta baja, 13 pisos y azotea; la altura del edificio será del orden de 54.0 m, a partir del nivel de banquetta. La distribución arquitectónica consiste en 6 niveles para uso de estacionamientos, 4 pisos para el hotel y 5 niveles para oficinas (Fig 3.1).

*Topografía y colindancias.* El terreno cuenta con una topografía tipo lomerío con un desnivel de 44.0 m en dirección poniente-orientado con un ángulo de inclinación de  $52^\circ$  aproximadamente con relación a la horizontal; por lo que demandará la ejecución de cortes importantes en el lindero poniente para alcanzar los niveles establecidos en el proyecto. Colinda al norte con un predio baldío con una configuración topográfica similar; al sur con una agencia automotriz formada por una estructura de 3 niveles; al orientado con la Av Juan Salvador Agraz y al poniente, que corresponde con la zona alta del terreno con otro predio baldío (Fig 3.1).

De acuerdo con la configuración topográfica del sitio, así como de las características arquitectónicas del proyecto, se requiere realizar un corte permanente en el lindero poniente cuya altura será del orden de 48.0 m; por lo que será necesario implementar un sistema de retención que garantice las condiciones de seguridad del corte y de la estructura en su conjunto.

***Restricciones en la estabilización del corte.*** El proyecto cuenta con la limitante de no realizar ningún trabajo sobre y bajo la superficie del predio colindante al poniente; por lo que es imperativo que la solución para la estabilización del corte (el sistema de retención) se desarrolle dentro del terreno en estudio. La limitante de espacio para alojar el sistema de retención, obliga a implementar uno de tipo mixto; es decir, un conjunto de soluciones que al integrarlas garanticen los factores de seguridad que el proyecto requiere.

*Características geométricas del corte.* Para alojar la estructura proyectada y respetando la restricción en el fondo del predio, se planteó configurar el corte del terreno con una geometría mixta, dicho planteamiento parte de ejecutar el menor volumen de excavación. De manera general la configuración del corte se describe a continuación: *De  $N+41 \text{ m}$  a  $N+20 \text{ m}$ .* un talud con inclinación del orden de  $50^\circ$  con respecto a la horizontal y altura de 21.0 m; *De  $N+20.0 \text{ m}$  a  $N-4.0 \text{ m}$ .* corte vertical con altura de 24.0 m (Fig 3.1).

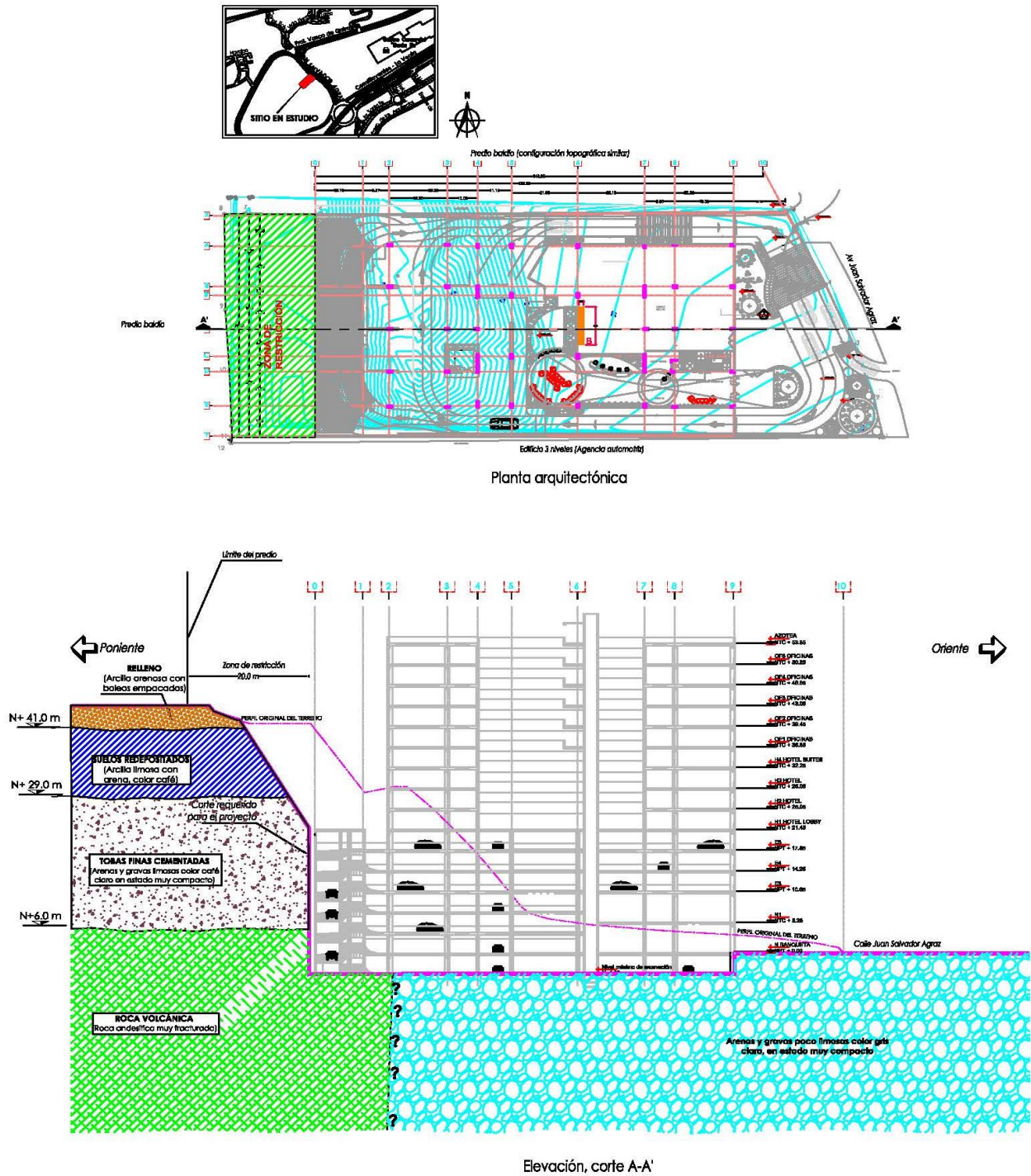


Fig 3.1 Características arquitectónicas del proyecto (Ingenieros Cuevas Asociados, 2008)

### 3.2 Coeficiente sísmico

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (Departamento del Distrito Federal, 2004) el coeficiente sísmico recomendado para los análisis correspondientes es de 0.16, que corresponde a la Zona I.

### 3.3 Modelo geotécnico

Para llevar a cabo los análisis de estabilidad correspondientes es necesario formular un modelo geotécnico confiable a partir del cual se definirá el sistema de retención que satisfaga las necesidades del proyecto, garantizando las condiciones de seguridad que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (Departamento del Distrito Federal, 2004).

El modelo se genera a partir de la interpretación estratigráfica que se exhibe en la Fig 3.1, así como de los parámetros de resistencia obtenidos en los ensayos de laboratorio realizados en las muestras de suelo recuperadas durante la campaña de exploración (Tabla 2.1, Capítulo 2). El modelo geotécnico que se utilizará en los análisis subsecuentes se exhibe en la Tabla 3.1.

TABLA 3.1 MODELO GEOTÉCNICO

Unidad estratigráfica	Espesor m	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	c t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
Relleno	3.0	1.40	1.0	15.0
Suelos redepositados	12.0	1.65	4.3	28.0
Tobas cementadas	23.0	1.80	3.0	38.0
Roca volcánica	>10.0	2.00	6.0	40.0

#### NOMENCLATURA

- $\gamma$  peso volumétrico del suelo
- c cohesión media del suelo
- f ángulo de fricción interna medio del suelo

### 3.4 Consideraciones para el diseño

El análisis del sistema de retención debe llevarse a cabo haciendo referencia a los modos de falla que se pueden presentar en cada caso. Consecuentemente, el objetivo del diseño es lograr que el sistema de retención sea seguro ante todos los modos potenciales de falla. Como resultado final además de lo anterior, es que el proyecto sea realizable dentro de las restricciones económicas y operativas que normalmente existen en una obra de Ingeniería Civil.

*Modos de falla.* El modo de falla a que se verá expuesto el corte o talud requerido es principalmente debido al deslizamiento de material que se genera por la relajación de esfuerzos asociados a la excavación. La falla o deslizamiento de un talud se presenta con un ángulo de inclinación con respecto a la horizontal que depende fundamentalmente de la geometría y de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los diferentes materiales que lo constituyen.

Otro modo de falla muy común y que se debe considerar es el debido a la erosión provocada por arrastre de material por el viento, agua, etc. Una manifestación típica de este fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud. Desde el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente; sin embargo, debido a experiencias se han proporcionado normas que atenúan gradualmente el efecto si se les aplica correctamente (Juárez Badillo, 1997).

Con el objetivo de determinar el factor de seguridad mínimo y en base en ello proponer el sistema de retención adecuado, para este caso en particular se analizan superficies potenciales de falla de tipo cilíndricas y planas cinemáticamente posibles, en el caso de las cilíndricas se asumen fallas en las fronteras entre unidades estratigráficas, así como en los cambios de pendiente; en cuanto a las fallas planas se analizarán diversas cuñas de deslizamiento variando el ángulo de inclinación que forman con la horizontal a partir del pie del talud.

*Secuencia de cálculo para el diseño.* El diseño geotécnico se inicia con el cálculo de los factores de seguridad del corte sin refuerzo alguno; si dicho factor de seguridad resulta escaso se debe implementar un sistema de refuerzo que induzca a la masa de suelo la fuerza necesaria y/o que contrarreste la relajación de esfuerzos para llevar al factor de seguridad a valores adecuados, que comúnmente deben mayores a 1.5 en taludes temporales y mayor que 2.0 en taludes permanentes (Holguín E, Ovando Efraín, 2002).

### 3.5 Análisis de estabilidad

#### 3.5.1 Estabilidad del talud sin refuerzo

Una vez definido el modelo geométrico y geotécnico del corte en proyecto, se procede con el cálculo correspondiente para valorar los factores de seguridad en condiciones estáticas y accidentales. El análisis de las condiciones de seguridad del talud se realizó considerando el método de las dovelas para diversas superficies de falla cilíndricas y planas (Fellenius, 1936). Cabe mencionar que dichos análisis son bidimensionales; es decir, la longitud considerada es unitaria.

Es importante mencionar que el estrato de relleno se modeló como una sobrecarga adicional a la reglamentaria de  $1.5 \text{ t/m}^2$ , (Departamento del Distrito Federal, 2004) igual a su espesor por el peso volumétrico correspondiente; por lo que la sobrecarga considerada es de  $5.7 \text{ t/m}^2$  y está aplicada sobre los suelos redepositados, con esto la altura total del corte es de 41.0 m (Fig's 3.2 y 3.3).

El análisis iterativo para diferentes superficies de falla con este método, condujo a la obtención de los factores de seguridad mínimos, la expresión empleada es la siguiente (Peter L Berry, 1994):

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - F_i \sin \alpha_i) \tan \phi_i \right]}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \alpha_i + F_i \cos \alpha_i)} \quad (3.1)$$

donde:

$FS$  factor de seguridad

- $n$  número de dovelas
- $c_i$  cohesión del suelo en la base de la dovela  $i$ ,  $t/m^2$
- $b_i$  ancho de la dovela  $i$ , m
- $W_i$  peso de la dovela considerada, incluyendo la sobrecarga en la superficie, t
- $F_i$  fuerza sísmica en la base de la dovela  $i$ , t
- $\alpha_i$  ángulo de la dovela  $i$  con respecto a la horizontal, grados
- $\phi_i$  ángulo de fricción interna del suelo en la base de la dovela  $i$ , grados

*Fuerza sísmica.* La fuerza sísmica que desarrollará la masa de suelo, se valoró conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (Departamento del Distrito Federal, 2004); su magnitud se calculó de la forma siguiente:

$$F = \frac{c}{3}W \quad (3.2)$$

donde:

- $F$  fuerza sísmica por longitud unitaria, t
- $c$  coeficiente sísmico, 0.16 para la Zona de Lomas
- $W$  peso del suelo limitado por la superficie de falla, incluyendo la sobrecarga en la superficie, t

Al sustituir los valores correspondientes se obtienen los factores de seguridad mínimos en condiciones estáticas y sísmicas de las diferentes superficies de falla analizadas. En las Tablas 3.2 y 3.3 se exhiben los resultados correspondientes a superficies de falla cilíndricas y planas, respectivamente.

TABLA 3.2 FACTORES DE SEGURIDAD PARA SUPERFICIES DE FALLA CILÍNDRICAS

SUPERFICIE DE FALLA	UBICACIÓN	$\beta$ grados	H m	q $t/m^2$	TIPO DE FALLA	FS	
						ESTÁTICO	SÍSMICO
1	N+41.0 a N+29.0 m	50.0	12.0	5.0	Corona	1.72	1.57
2	N+41.0 a N+20.0 m	50.0	21.0	5.0	Corona	1.44	1.32
3	N+41.0 a N+6.0 m	50.0/90.0	35.0	5.0	Corona	0.90	0.83
4	N+41.0 a N-4.0 m	50.0/90.0	44.0	5.0	Pie	0.80	0.73

NOMENCLATURA

- $\beta$  ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal
- H altura vertical de la superficie de falla
- q sobrecarga considerada en el hombro del talud
- FS factor de seguridad

En la Fig 3.2 se exhiben de manera esquemática las diversas superficies de falla analizadas de tipo cilíndrico, mientras que en la Fig 3.3 se presentan las correspondientes de fallas planas que forman cuñas con diferentes ángulos de inclinación con relación a la horizontal. En el Anexo III-a se exhiben las Tablas y Figuras correspondientes a los análisis de estabilidad para cada una de las superficies de falla propuestas.

TABLA 3.3 FACTORES DE SEGURIDAD PARA SUPERFICIES DE FALLA PLANAS

$\alpha$ grados	W t	FS	
		Estático	Sísmico
45.0	1,528.82	1.00	0.91
50.0	1,218.71	0.90	0.82
55.0	983.08	0.81	0.74
60.0	748.87	0.74	0.68
65.0	526.25	0.78	0.72

NOMENCLATURA

- $\alpha$  ángulo de inclinación de la superficie de falla con respecto a la horizontal
- W peso de la cuña de deslizamiento, incluyendo la sobrecarga
- FS factor de seguridad

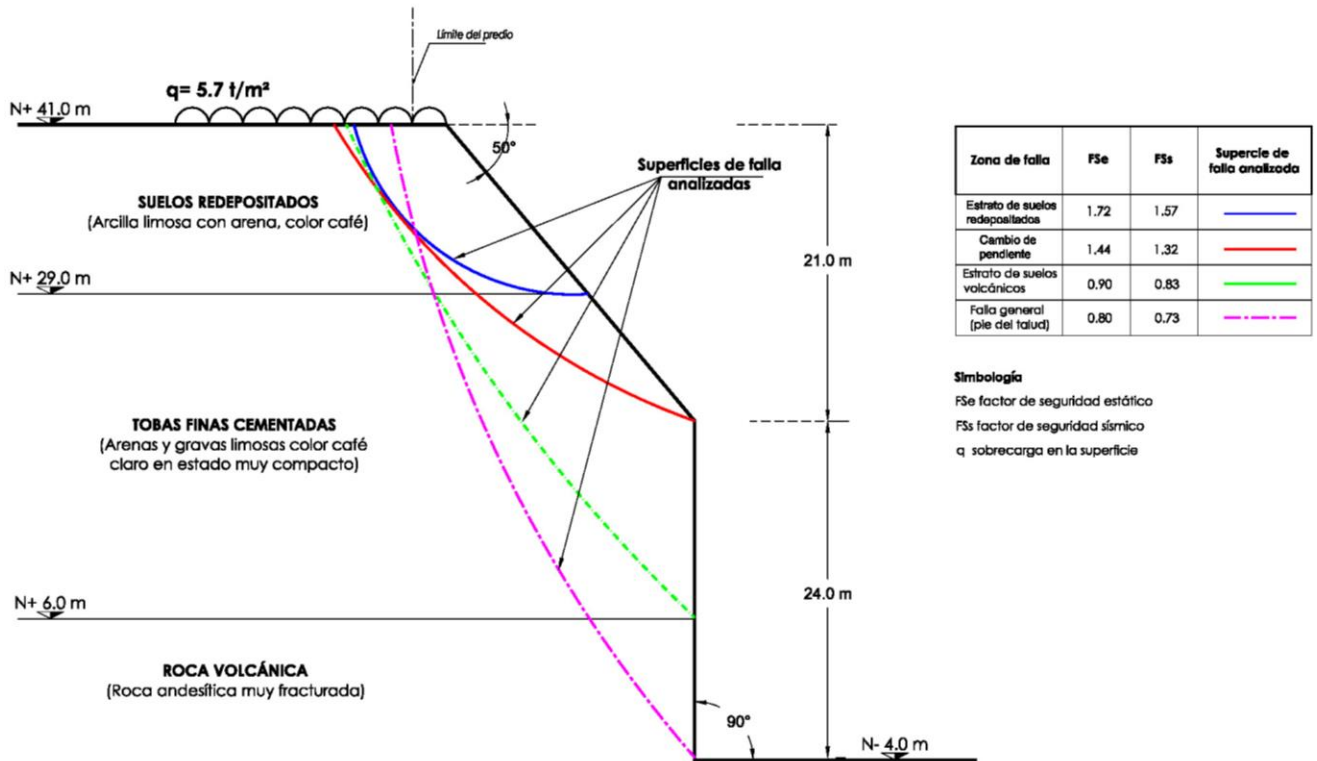


Fig. 3.2 Estabilidad del talud sin refuerzo, considerando superficies de fallas cilíndricas



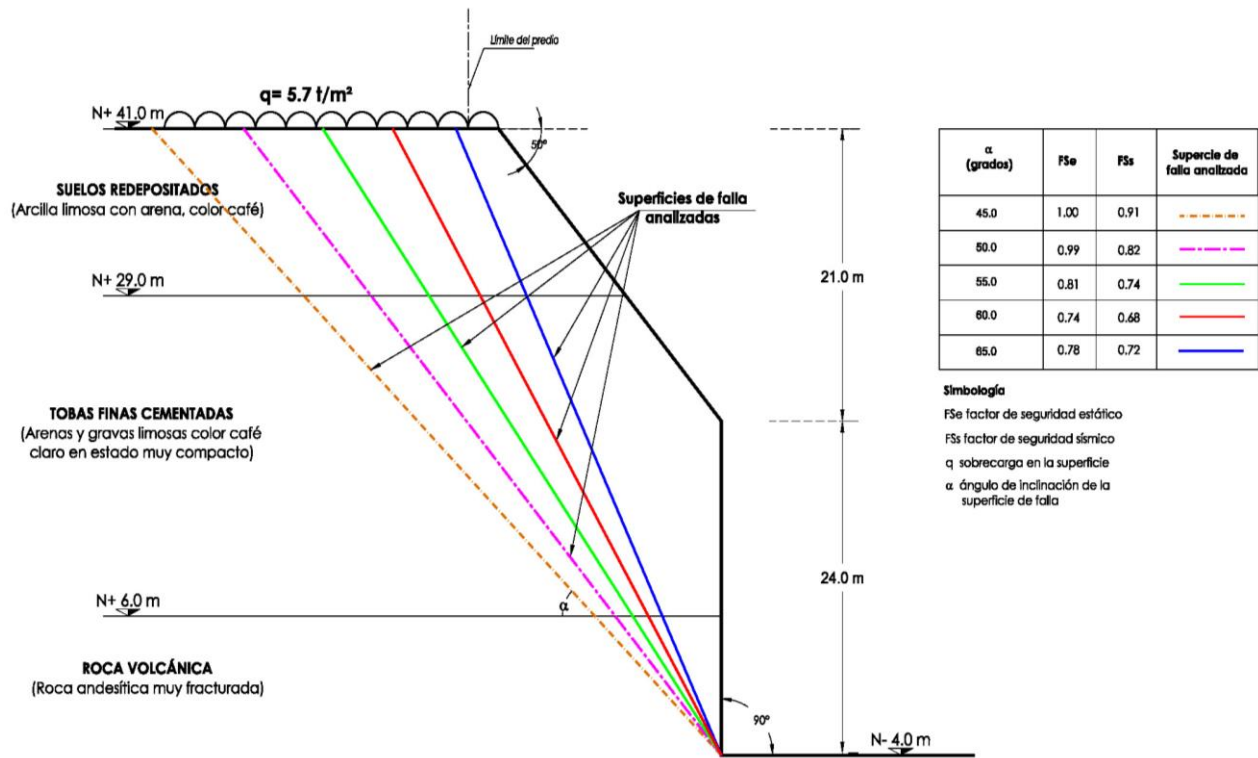


Fig. 3.3 Estabilidad del talud sin refuerzo, considerando superficies de falla planas

A partir de los resultados que se exhiben en las Tablas y Figuras 3.2 y 3.3, así como de las recomendaciones para los factores de seguridad mínimos para taludes permanentes, se desprenden las siguientes conclusiones:

- De los análisis correspondientes a la superficie de falla en el estrato de suelos redepositados resultan factores de seguridad de 1.72 y 1.57 en condiciones estáticas y accidentales, respectivamente que podrían considerarse aceptables; sin embargo, debido a que este estrato es muy susceptible a la erosión debido a los materiales finos que lo constituyen, en necesario implementar un sistema de refuerzo que garantice las condiciones de seguridad.
- En cuanto a las superficies de falla cilíndricas (Fig 3.2) que se desarrollan en el estrato de suelos volcánicos cementados, se obtuvieron factores de seguridad menores a los mínimos recomendados, siendo estos de 1.44 y 1.32 en el cambio de pendiente y 0.90 y 0.83 en la frontera con el estrato de roca, para ambos casos en condiciones estáticas y sísmicas, respectivamente; por lo que también será necesaria la implementación del sistema de refuerzo que incremente los factores de seguridad y garantice la estabilidad del corte y la estructura en su conjunto.
- Para la estabilidad global del corte con superficie de falla cilíndrica resultan factores de 0.80 y 0.73 (Fig 3.2), mientras que para fallas planas los factores mínimos obtenidos corresponden con la cuña de deslizamiento con ángulo de inclinación de 60° con relación a la horizontal, estos son de 0.78 y 0.72 en las condiciones citadas anteriormente (Fig 3.3). Estos factores de seguridad se encuentran por debajo de los mínimos recomendados, por lo que

para incrementarlos y garantizar las condiciones de seguridad que el proyecto demanda, se tendrá que implementar un sistema de retención.

Como se puede observar en los puntos anteriores, existe un común denominador consistente en la necesidad de implementar un sistema de refuerzo para satisfacer las condiciones de seguridad del corte y la estructura en su conjunto. Dicho sistema deberá satisfacer las condiciones de seguridad para fallas locales, así como las globales.

### 3.5.2 Sistema de retención

Para incrementar los factores de seguridad del corte proyectado y considerando las restricciones constructivas en el predio adyacente, se ha propuesto una alternativa de solución de tipo mixto consistente en un conjunto de soluciones que al integrarlas formarán el sistema de retención requerido. Las soluciones parciales se describen a continuación:

*Muro de retención por gravedad.* El estrato de relleno heterogéneo existente en la parte alta del predio con espesor del orden de 3.0 m (Fig 2.5), se confinará con un muro que trabajará por gravedad, debiendo satisfacer las condiciones de seguridad ante fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga; el muro será de mortero fluido con una resistencia de 50 kg/cm<sup>2</sup> y se desplantará sobre el terreno natural conformado por los suelos redepositados.

*Anclas pasivas como refuerzo del suelo.* Debido a las limitaciones del proyecto, en el estrato de suelos redepositados existente entre los niveles N+41.0 m y N+29.0 m (Fig's 3.2 y 3.3) se implementará un sistema de refuerzo consistente de clavos de anclaje o anclas pasivas. El sistema se integra por varillas corrugadas del N° 12 dispuestas a cada 2.0 m en ambos sentidos en una perforación de 10 cm de diámetro, el espacio existente entre el acero de refuerzo y el suelo se rellenará con una lechada agua-cemento. Los clavos tendrán longitud variable que se irá incrementando conforme el nivel de colocación descienda y formarán un ángulo descendente de 20° con respecto a la horizontal. La finalidad de este tipo de solución es formar un bloque de suelo reforzado que trabajará como un muro de contención.

*Anclas postensadas.* Para incrementar los factores de seguridad globales y garantizar la estabilidad del corte en conjunto se proponen anclas postensadas de 15.0 cm de diámetro y longitud variable, inclinadas 20° con relación a la horizontal. La inclinación se propuso con la finalidad de que las anclas tuvieran una mayor longitud de desarrollo.

Las anclas son elementos que proporcionan fuerzas externas a la masa de suelo con el objeto de restablecer el confinamiento del suelo en la vecindad de un corte, restableciendo el equilibrio en taludes inestables o aumentando la seguridad en laderas o cortes preexistentes (Holguín E, Ovando Efraín, 2002). Existen diversos tipos de anclaje, en este caso se propusieron anclas postensadas a base de cables de acero o también denominados torones dispuestos en una perforación previa y recubiertos con una lechada de agua-cemento.

Las anclas postensadas o de tensión constan principalmente de 3 partes principales (Holguín E, Ovando Efraín, 2002): **Bulbo de inyección o longitud activa.** Definida como la longitud de anclaje,

esta queda en el fondo del barreno y se extiende una longitud suficiente para que se desarrollen las fuerzas de diseño, dentro de este bulbo se inyecta mortero a presión para incrementar los esfuerzos dentro del mismo y el terreno circundante; **Longitud libre o pasiva.** Es la longitud del barreno en la cual no se aplica lechada a presión, esta se puede rellenar con mortero de menor calidad al que se utiliza en el bulbo, en esta zona no existe transferencia de esfuerzos entre el ancla y el suelo circundante. **Longitud de tensado.** Es la longitud expuesta que se requiere para tensar el ancla o para efectuar pruebas de carga.

**Mecanismo de transferencia de carga.** Al tensar las anclas se produce una presión en la zona de las zapatas, que genera un cono de redistribución de presiones, precomprimiendo la cuña potencial de falla; esta misma fuerza de tensado desarrolla las curvas de transferencia de carga en la zona del bulbo (Cuevas Alberto, 2011). Teniéndose así el equilibrio límite en la superficie de falla. El mecanismo de transferencia de carga ancla-suelo se muestra en la Fig 3.3.

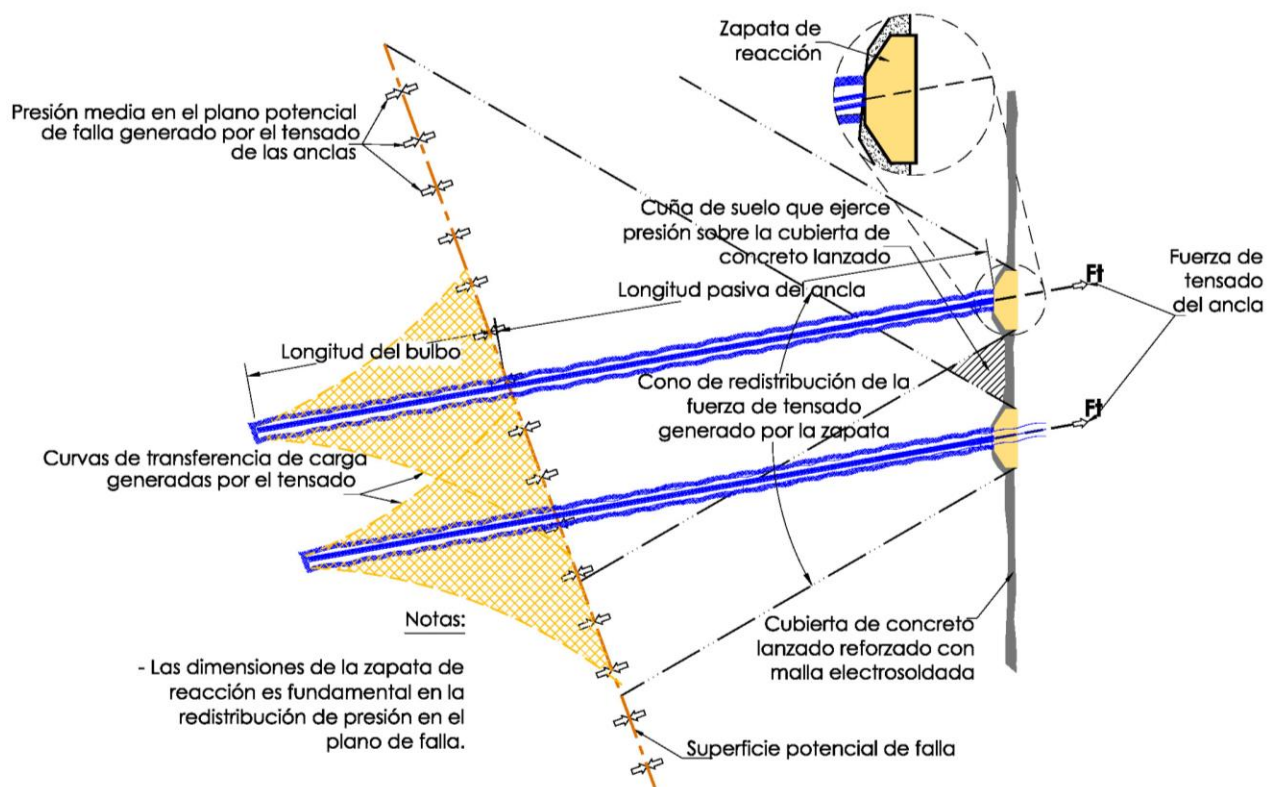


Fig. 3.4 Mecanismo de transferencia de carga de las anclas postensadas (Cuevas Alberto, 2011)

**Concreto lanzado.** Para evitar la degradación de los parámetros de resistencia por erosión en el talud, se debe proteger con una cubierta de concreto lanzado reforzado con doble malla electrosoldada 6-6/6x6 que además de evitar el intemperismo, formará una membrana trabajando a compresión que confinará la masa de suelo. La cubierta tendrá 10 cm de espesor y una resistencia  $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ .

El concreto lanzado se define según ACI 506 R como un mortero o concreto lanzado neumáticamente a una gran velocidad contra una superficie. Existen dos métodos para su

colocación: vía húmeda y vía seca; ambos procedimientos se distinguen por el método de elaboración de la mezcla y por el equipo mecánico utilizado en la aplicación.

A continuación se describen algunas características y diferencias del concreto lanzado en comparación con el concreto tradicional (Bracamontes Raúl, 2005):

- Las partículas individuales de agregado cubiertas de cemento, salen de la boquilla a gran velocidad contra la superficie de aplicación, sobre la cual se adhieren y compactan al mismo tiempo por la fuerza de impacto, creando una masa sólida. Contrariamente a lo que ocurre con el concreto tradicional, que se coloca primero en obra y se compacta después, generalmente por vibración.
- El tamaño máximo del agregado del concreto lanzado es de 13 mm (1/2”).
- En el momento de impactarse sobre la superficie de aplicación, una parte del material es rechazado. Este material recibe el nombre de rebote, por lo que la composición del concreto lanzado colocado es diferente al concreto que sale de la boquilla.
- La superficie de aplicación puede presentar cualquier forma o inclinación, tiene una mayor adherencia a la superficie de aplicación y se coloca por capas; esto también lo diferencia del concreto normal. Debido a la fuerza de impacto y la adherencia, permite obtener la forma de superficie deseada.
- La relación agua-cemento en el concreto lanzado es generalmente baja aproximadamente de 0.40, y la resistencia cuando es colocado adecuadamente, es mayor.
- El concreto lanzado con relación al concreto convencional, requiere una mayor cantidad de cemento, generalmente entre 300 y 500 kg/m<sup>3</sup>.
- Para la elaboración de concreto lanzado se utilizan los mismos ingredientes que en el concreto tradicional, como son agua, cemento, agregados pétreos y aditivos.

Los materiales para la elaboración del concreto lanzado deben cumplir con las especificaciones correspondientes y se deben elegir para satisfacer los criterios técnicos, de durabilidad, seguridad y de salud correspondientes.

Un concreto durable es aquel que, sin deteriorarse, soporta las condiciones para las cuales fue diseñado durante su tiempo de vida útil; estas condiciones incluyen el medio ambiente al cual es expuesto el concreto y las condiciones propias de trabajo.

Definido el sistema de retención es necesario dimensionar las longitudes y número de niveles de las anclas postensadas, para ello se utilizan las superficies de falla críticas en las que se encuentran los factores de seguridad mínimos; la longitud activa o bulbo de inyección se determina garantizando que estos sobrepasen las superficies potenciales de deslizamiento. En el caso de las anclas pasivas o clavos de anclaje la longitud se restringe por el límite del predio. En la Fig 3.5 se presentan las superficies de falla críticas, cilíndrica y plana con las que se propondrán las longitudes del anclaje; es conveniente trazar ambas superficies para tomar la más desfavorable o la que garantice mayores longitudes de anclas.

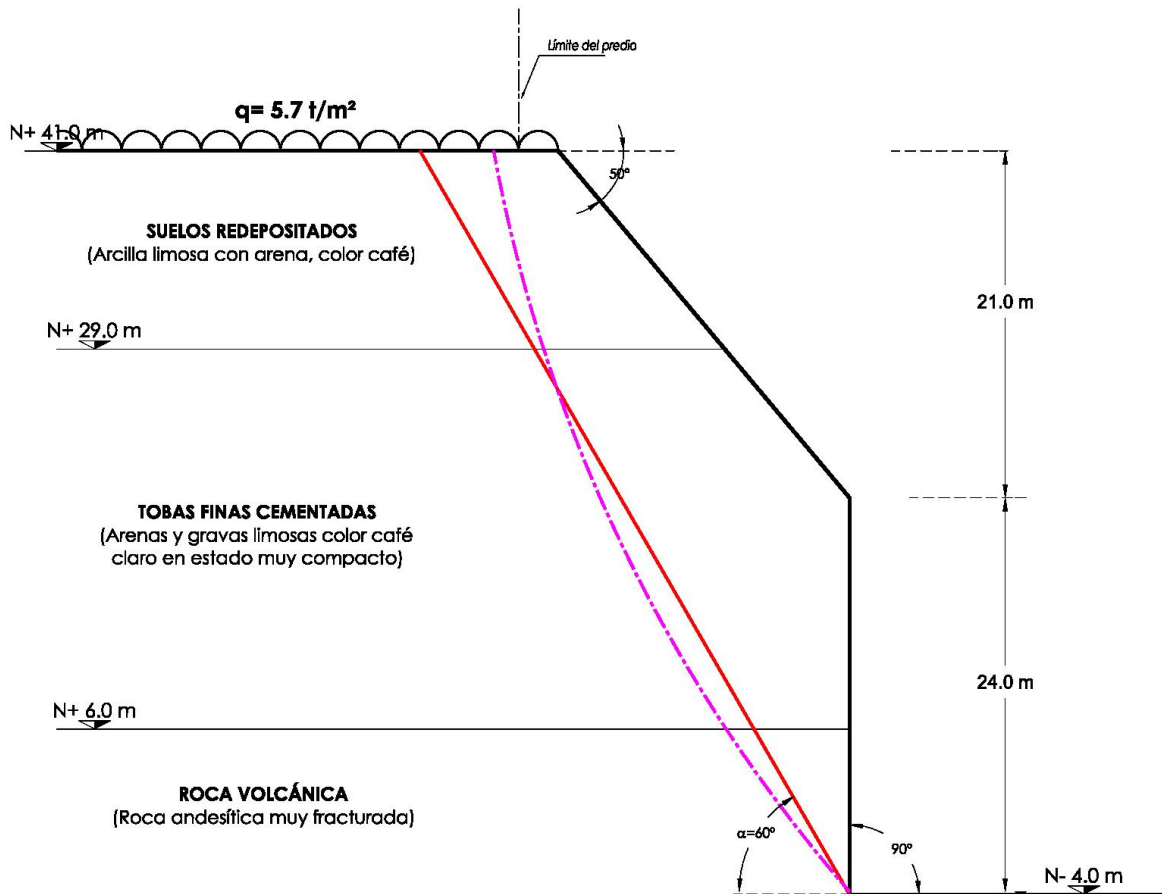


Fig. 3.5 Superficies potenciales de falla críticas, cilíndrica y plana

### 3.5.3 Estabilidad del talud con refuerzo

El análisis correspondiente con la implementación del sistema de retención se realizó despreciando el efecto de las anclas pasivas; es decir se consideraron únicamente las fuerzas externas que inducen las anclas postensadas con la finalidad de aumentar su capacidad de carga y por ende su longitud activa o bulbo de inyección, la expresión utilizada es la siguiente (Peter L Berry, 1994):

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i + F_{Ai} \sin(\alpha + \theta) - F_i \sin \alpha_i] \tan \phi \right]}{\sum_{i=1}^n [W_i \sin \alpha_i + F_i \cos \alpha_i - F_{Ai} \cos(\alpha + \theta)]} \quad (3.3)$$

donde:

$F_{Ai}$  fuerza de anclaje en la dovela  $i$ , t

$\theta$  ángulo de inclinación de las anclas con respecto a la horizontal,  $20^\circ$

Las demás literales ya fueron definidas

*Determinación del patrón de anclaje.* Con base en la geometría del corte y las condiciones estratigráficas se propone un número de niveles de anclaje; la capacidad de las anclas se determina dividiendo la fuerza total del anclaje necesaria para un adecuado factor de seguridad entre el número de niveles, que se divide a su vez entre la separación entre anclas propuestas (Holguín E, Ovando Efraín, 2002).

*Fuerza de anclaje.* La fuerza de anclaje total por longitud unitaria para garantizar los factores de seguridad adecuados para el proyecto vale 672.0 t.

*Patrón de anclaje.* Primeramente con la fuerza total de anclaje, se determina la presión equivalente; enseguida se establece la fuerza de anclaje unitaria y se calcula el área tributaria, de donde se establece la separación horizontal y vertical. Las expresiones utilizadas son (Cuevas Alberto, 2011):

$$p_d = \frac{F_{At}}{0.85H} \quad (3.4)$$

$$A_t = \frac{F_{Au}}{p_d} \quad (3.5)$$

donde:

$p_d$	presión equivalente, t/m
$F_{At}$	fuerza total de anclaje, 672.0 t
$H$	altura del corte, 44.0 m
$A_t$	área tributaria

Sustituyendo los valores correspondientes, el patrón de anclaje resultó de 2.5 x 2.5 m en sentido horizontal y vertical.

*Capacidad de las anclas postensadas.* La capacidad friccionante de las anclas se determinó de la siguiente manera (Holguín E, Ovando Efraín, 2002):

$$Q_f = \frac{\pi D P l \tan \phi}{FS} \quad (3.6)$$

donde:

$Q_f$	capacidad friccionante del ancla, t
$D$	diámetro del ancla, 15 cm
$P$	presión de inyección, 7.0 kg/cm <sup>2</sup> propuesta para este caso
$l$	longitud del bulbo del ancla, m
$\phi$	ángulo de fricción del suelo a lo largo del bulbo del ancla, grados

Al sustituir los valores correspondientes la capacidad de las anclas en función de la longitud del bulbo y de la resistencia del suelo donde se desarrolla, resultó variable entre 37.0 y 148.0 t.

Como resultado de este análisis realizado para las superficies de falla críticas (Fig 3.5) se obtuvo que con la incorporación del sistema de anclaje se incrementan los factores de seguridad. Los resultados se muestran en la Tabla 3.4 y Fig 3.6. En el Anexo III-b se presentan las tablas correspondientes a los análisis individuales.

Finalmente, la presencia de las anclas genera una nueva superficie de falla (Fig 3.6) la estabilidad de esta nueva superficie de falla se llevó a cabo empleando las ecuaciones (3.1) y (3.3). Los factores de seguridad obtenidos resultaron de 1.9 y 1.7 para condiciones estáticas y accidentales, respectivamente, considerados como aceptables.

TABLA 3.4 FACTORES DE SEGURIDAD EN LAS SUPERFICIES DE FALLA CRÍTICAS

SUPERFICIE DE FALLA	FS SIN ANCLAS		FS CON ANCLAS	
	ESTÁTICO	SÍSMICO	ESTÁTICO	SÍSMICO
Circular	0.80	0.73	2.06	1.93
Plana	0.74	0.68	2.07	1.95

NOMENCLATURA

FS factor de seguridad

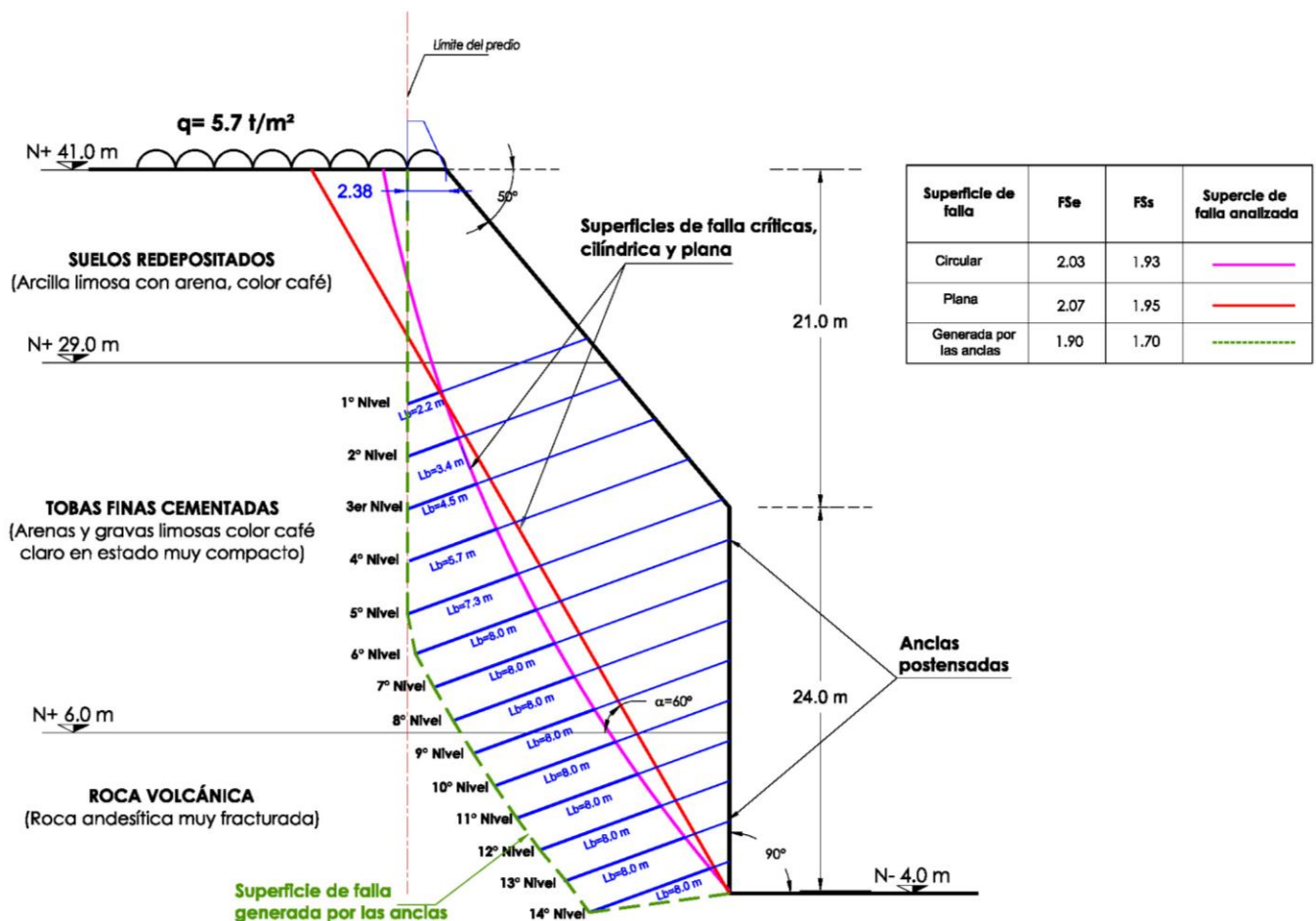


Fig. 3.6 Estabilidad global del talud con el sistema de anclas postensadas

La Fig 3.6 muestra de forma esquemática el número de niveles de anclaje necesarios para inducir en la masa de suelo la fuerza requerida que satisface los factores de seguridad; por otro lado se muestra la longitud activa o del bulbo de inyección que en las primeras 5 líneas está restringida por el límite

del terreno; cabe aclarar que las longitudes activas se determinaron a partir de la superficie de falla cilíndrica que resulta más conservadora debido a que ésta penetra más en la masa de suelo.

### 3.6 Características de las anclas

Las anclas tendrán diámetro de 15 cm, se perforarán con una máquina neumática con una inclinación descendente de 20° con relación a la horizontal, después de limpiada la perforación se procede a la introducción del torón de refuerzo, provisto de centradores que garantice el recubrimiento necesario. Las anclas deberán contar con el sistema de manguitos<sup>1</sup>, que permita en un futuro aumentar su capacidad al reinyectarlas a alta presión. En la Fig 15 se exhiben las características de las anclas.

*Lechada de inyección.* El espacio anular entre la perforación y el acero de refuerzo se rellenará con una lechada de agua-cemento dosificada con una relación en peso 1:1.5, con una resistencia de al menos 150 kg/cm<sup>2</sup>, que se inyectará a una presión de 7.0 kg/cm<sup>2</sup>. Para alcanzar rápidamente la resistencia de la lechada se utilizará un acelerante de fraguado y un estabilizador de volumen para evitar contracciones.

*Acero de refuerzo.* Los torones<sup>2</sup> estarán formados por cables de 7 hilos con alma de acero y esfuerzo de fluencia  $f_y=4,200$  kg/cm<sup>2</sup> la capacidad de diseño corresponde al esfuerzo de trabajo 0.6  $f_y$ ; el diámetro del torón será de 15.24 mm (0.6 de pulgada).

*Postensado.* Se realizará el postensado según se indica en la Tabla 3.5, en un lapso de 3 días, cuando la lechada de inyección haya alcanzado la resistencia de diseño. Se utilizará un gato hidráulico que sujeta los extremos de los cables, primero se aplica la carga de asiento para posteriormente aplicar la carga de trabajo.

*Zapatas de reacción.* Las anclas reaccionarán en zapatas horizontales o dados que contarán con dimensiones de 1.4 x 1.4 x 0.5 m, reforzadas con varilla corrugada; sobre la zapata se dispondrá una placa de acero cuyas características se exhiben en la Fig 3.7.

*Concreto lanzado.* Las anclas se complementarán con una cubierta de concreto lanzado que además de evitar el intemperismo del suelo, formará una membrana trabajando a compresión que confinará la masa de suelo. Está cubierta tendrá un espesor de 10.0 cm y una resistencia 200 kg/cm<sup>2</sup>, se reforzará con doble malla electrosoldada 6-6/6x6, que se sujetará al terreno con trozos de 50 cm de varilla del N° 4 distribuidas en una retícula de 1.5x1.5.

En la Fig 3.7 se presentan las características generales del sistema de retención integral, se exhiben además las partes constitutivas de las anclas pasivas y postensadas; por su parte en la Fig 3.8 se muestra la distribución de las anclas requeridas para la estabilización del corte y los detalles de la zapata de reacción.

---

<sup>1</sup> Consiste en una manguera de inyección con perforaciones obstruidas con cinta canela, que permite reinyectar las anclas posterior a su construcción

<sup>2</sup> Cables de acero formado por un alma y 7 hilos que es el elemento del ancla que soporta las fuerzas de tensión



TABLA 3.5 CARACTERÍSTICAS DE LAS ANCLAS POSTENSADAS

LÍNEA	NIVEL (m)	LONGITUD, m			FZA DE TENSADO (t)	N° TORÓN (0.6")
		Pasiva	Bulbo	Total		
1	+30.5	9.7	2.2	11.9	37.0	3.0
2	+28.0	11.1	3.3	14.4	56.0	4.0
3	+25.5	11.8	4.5	16.3	77.0	5.0
4	+23.0	12.8	5.7	18.5	94.0	6.0
5	+20.5	13.5	7.3	20.8	124.0	8.0
6	+18.0	12.8	8.0	20.8	136.0	9.0
7	+15.5	11.5	8.0	19.5	136.0	9.0
8	+13.0	10.5	8.0	18.5	136.0	9.0
9	+10.5	9.0	8.0	17.0	148.0	10.0
10	+8.0	7.5	8.0	15.5	148.0	10.0
11	+5.5	6.0	8.0	14.0	148.0	10.0
12	+3.0	4.5	8.0	12.5	148.0	10.0
13	+0.5	3.0	8.0	11.0	148.0	10.0
14	-2.0	1.5	8.0	9.5	148.0	10.0

**Nota:** El nivel está referido al de la banqueta que corresponde con  $N \pm 0.0$  m

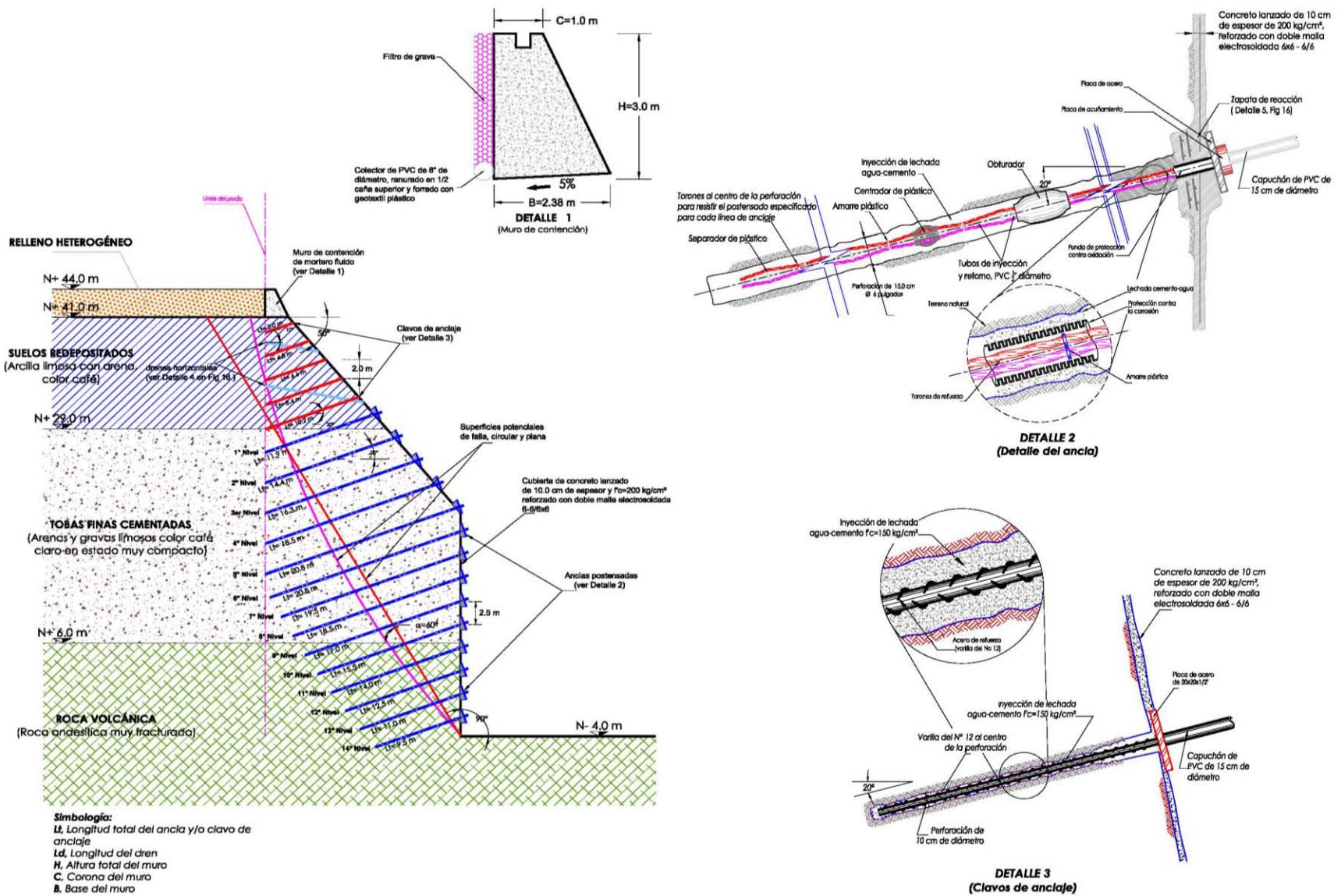


Fig. 3.7 Características generales del sistema de retención

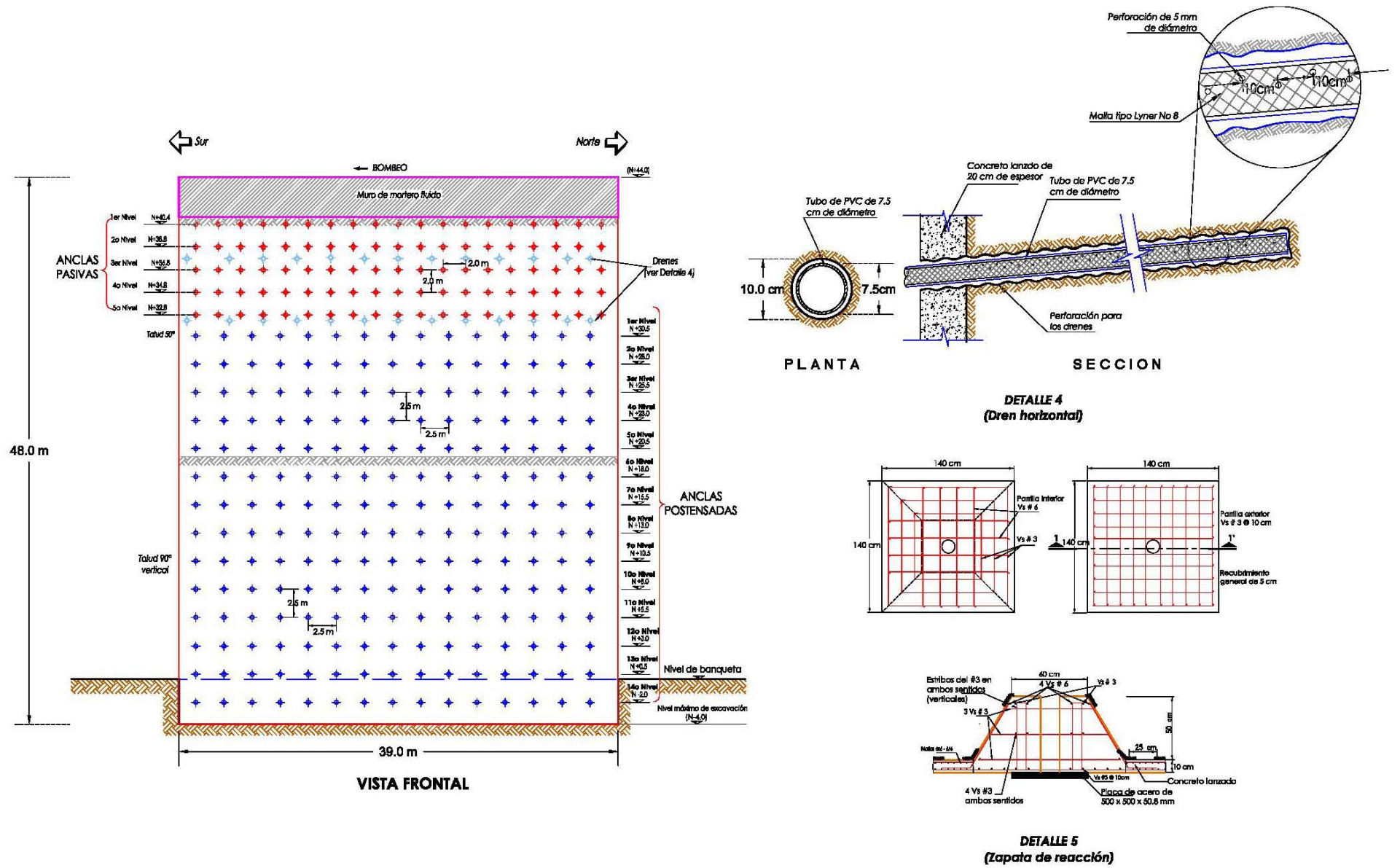


Fig. 3.8 Distribución de las anclas y drenes

### 3.7 Muros de retención

Para confinar el corte en el estrato superficial de relleno heterogéneo es necesaria la construcción de un muro de retención por gravedad, que se propone sea de mortero fluido con resistencia mínima  $f'c=50 \text{ kg/cm}^2$  y peso volumétrico de  $1.5 \text{ t/m}^3$ .

Por otro lado, el estrato de suelo redepositado que es muy susceptibles de erosionarse por intemperismo y que ha presentado fallas en algunos predios de la zona, se reforzará implementando un sistema de anclas pasivas consistentes en varillas del N° 12 con longitud variable; el patrón de anclaje será a cada 2.0 m en ambos sentidos y se complementará con una membrana de concreto lanzado de 10 cm de espesor reforzado con doble malla electrosoldada 6-6/6x6. Con la implementación del sistema de refuerzo se formará un bloque de suelo que trabajará y se analizará como muro de contención con una sobrecarga en la corona equivalente al peso del estrato de relleno.

#### 3.7.1 Presiones horizontales

Los muros de retención por gravedad deberán ser diseñados para soportar las presiones horizontales activas que generará el relleno en su respaldo, para ello se determinaron dichas presiones utilizando el criterio de Rankie, en el que se considera la sobrecarga actuando en la corona del muro. La expresión utilizada es (Tamez Enrique, 2001):

$$p_{ha} = k_a(q + \gamma h) - 2c\sqrt{k_a} \quad (3.7)$$

con

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (3.8)$$

donde:

$p_{ha}$	presión horizontal activa, $\text{t/m}^2/\text{m}$
$q$	sobrecarga en la corona del muro, 1.5 y 7.1 $\text{t/m}^2$ para el muro de relleno fluido y el bloque reforzado, respectivamente
$k_a$	coeficiente de empuje de tierras activo, 0.59 y 0.36 para el estrato de relleno y suelo redepositado, respectivamente
$\gamma$	peso volumétrico del suelo retenido, 1.4 y 1.65 $\text{t/m}^3$ para el relleno y suelo redepositado, respectivamente.
$h$	altura total del muro, 4.0 y 12.0 m para el muro de relleno fluido y de suelo reforzado, respectivamente.
$c$	cohesión media del suelo retenido, 1.0 y 4.3 $\text{t/m}^2$ en el estrato de relleno y suelo redepositado, respectivamente
$\phi$	ángulo de fricción interna del suelo retenido, 28 y 38° para el relleno y suelo redepositado, respectivamente

Sustituyendo los valores correspondientes se obtienen las expresiones siguientes, que al integrarlas resultan los empujes horizontales actuando en el respaldo de los muros:

$$p_{ha} = -0.65 + 0.83h \quad \text{para el muro de relleno fluido} \quad (3.9)$$

$$p_{ha} = -2.6 + 0.59h \quad \text{para el bloque de suelo reforzado} \quad (3.10)$$

En la Fig 3.9 se muestran los diagramas de presiones horizontales actuando en el respaldo de los muros.

### 3.7.2 Consideraciones para el diseño

*Geometría de los muros.* A partir de las características del proyecto se plantearon las geometrías para el muro de relleno fluido y de suelo reforzado que se presentan en la Fig 3.9 y en la Tabla 3.6.

*Peso del muro.* El peso total de los muros por longitud unitaria se estimó considerando su geometría y peso volumétrico de los materiales que lo constituyen, estos resultaron de 11.64 t para el muro de relleno fluido y de 445.9 t para el caso del suelo reforzado.

Las características geométricas y fuerzas consideradas en los análisis de estabilidad de los muros se presentan en la Fig 3.9.

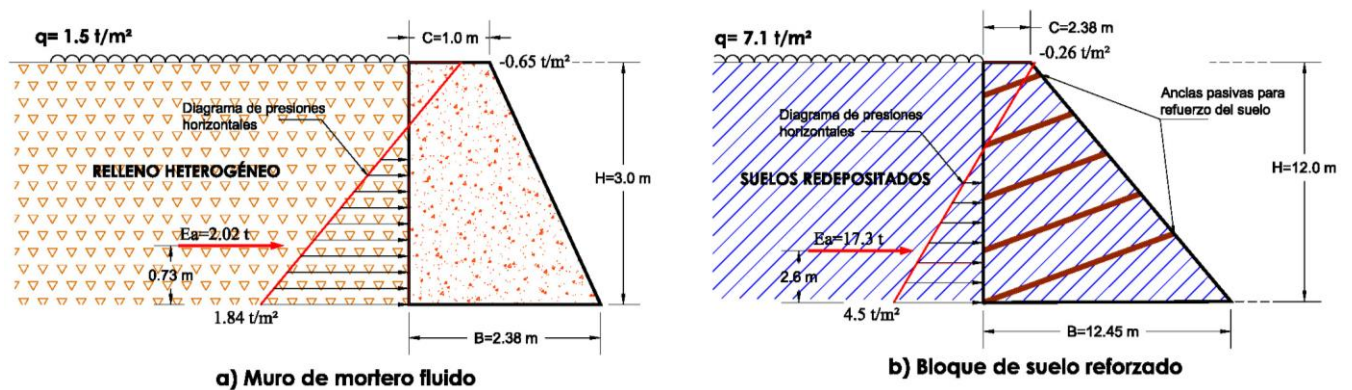


Fig 3.9 Consideraciones para el análisis de estabilidad de muros de contención

### 3.7.3 Análisis de estabilidad

*Revisión por volteo.* La revisión por volteo se efectúa comparando los momentos de volteo resistente y actuante con respecto a la base del muro (Muni Budhu, 2000):

$$FS_v = \frac{M_R}{M_A} \geq 1.5 \quad (3.11)$$

donde:

- $FS_v$  factor de seguridad por volteo
- $M_R$  momento resistente debido al peso del muro, t m
- $M_A$  momento actuante debido al empuje horizontal, t m

Al sustituir los valores correspondientes, se obtienen los factores de seguridad por volteo, éstos se presentan en la Tabla 3.6.

*Revisión por deslizamiento.* Se realiza comparando el peso del muro afectado por los parámetros de resistencia del suelo de sustentación, con respecto a la magnitud del empuje que actúa en el respaldo (Muni Budhu, 2000):

$$FS_D = \frac{W \tan \phi}{E_a} \geq 1.5 \quad (3.12)$$

donde:

- $FS_D$  factor de seguridad por deslizamiento
- $W$  peso del muro, t
- $\phi$  ángulo de fricción interna del suelo bajo la base del muro, grados
- $E_a$  empuje activo por metro de longitud, t

Sustituyendo los valores respectivos resultan los factores de seguridad que se exhiben en la Tabla 3.6.

*Esfuerzos máximos en la base del muro.* Los esfuerzos en la base del muro se obtienen al aplicar la siguiente expresión (Muni Budhu, 2000):

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{W}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (3.13)$$

donde:

- $W$  peso del muro, t
- $A$  área de la base del muro, m<sup>2</sup>
- $e$  excentricidad de cargas, m
- $B$  ancho de la base, m

Sustituyendo los valores correspondientes, se obtienen esfuerzos en compresión y tensión en la base del muro que deberán ser comparados con la capacidad de carga del suelo de sustentación; estos se presentan en la Tabla 3.6.

*Capacidad de carga.* La capacidad de carga se determinó considerando el suelo de sustentación como puramente friccionante debido a su origen geológico, la expresión empleada es la siguiente (Tamez Enrique, 2001):

$$q_a = \frac{\sigma N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma}{FS} F_{red} \quad (3.14)$$

donde:

- $q_a$  capacidad de carga admisible, t/m<sup>2</sup>
- $\sigma$  esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante, 0.0 t/m<sup>2</sup>
- $\gamma$  peso volumétrico del suelo bajo el desplante, 1.65 y 1.8 t/m<sup>3</sup> para los suelos redepositados y volcánicos, respectivamente
- $B$  ancho del cimiento, 2.38 y 12.45 m para el muro de relleno fluido y suelo reforzado, respectivamente
- $N_q, N_\gamma$  factores de forma en función del ángulo de fricción del suelo, 14 y 17 para los suelos redepositados ( $\phi=28^\circ$ ); 55 y 85 para los suelos volcánicos, respectivamente ( $\phi=38^\circ$ )

- $FS$  factor de seguridad, 3 y 2 en condiciones estáticas y accidentales, respectivamente  
 $F_{red}$  factor de reducción debido a que no se desarrolla la superficie de falla completa por la cercanía con el corte, 0.5

Al sustituir los respectivos valores la capacidad de carga admisible resultante para cada caso se presenta en la Tabla 3.6.

TABLA 3.6 ESTABILIDAD EN MUROS DE RETENCIÓN

MURO	GEOMETRÍA, m			$q_a$ , t/m <sup>2</sup>		$\sigma$ , t/m <sup>2</sup>		FACTORES DE SEGURIDAD	
	B	H	C	Estáticas	Sísmicas	Máx	Mín	Volteo	Deslizamiento
Relleno fluido	2.38	3.0	1.0	5.6	8.3	4.1	2.3	>2.0	2.0
Suelo reforzado	12.45	12.0	2.38	205.0	310.0	50.7	21.0	>2.0	>2.0

NOMENCLATURA

- B ancho de la base del muro
- H altura total del muro
- C corona del muro
- $q_a$  capacidad de carga admisible del suelo de sustentación
- $\sigma$  esfuerzos en la base del muro

Como se puede observar en la Tabla anterior los análisis presentados satisfacen las condiciones de seguridad por volteo y deslizamiento; además, el bloque de esfuerzos en la base de los muros son menores que la capacidad de carga admisible del suelo de sustentación y no se desarrollarán tensiones. Por lo que tanto el muro de mortero fluido como el bloque de suelo reforzado cumplen con los requerimientos.

Las características del muro de contención de mortero fluido y del suelo reforzado, se exhiben en la Fig 3.7, que corresponde al sistema de retención general integrando las soluciones parciales.

### 3.8 Sistema de drenaje

En los análisis anteriormente presentados no consideran la presión hidrostática que pudiera generar el agua infiltrada tanto en los rellenos heterogéneos como los suelos subyacentes y que es el principal detonante de fallas en cortes y taludes. Con el interés de evitar la generación de dichas presiones es indispensable implementar un sistema de drenaje que canalice el flujo de agua hacia fuera de la zona del corte.

*Drenes horizontales.* Se deben instalar dos líneas de drenes de 12.0 m de longitud dentro de una perforación de 10 cm de diámetro, los drenes tendrán una inclinación ascendente de 10° y serán a base de tubos de PVC de 3 pulgadas de diámetro forrados con geotextil plástico. La separación horizontal de los drenes será de 3.0 m (Fig 3.8).

*Drenaje superficial.* En el caso del muro de contención se configurará en la corona una cuneta que conduzca el escurrimiento superficial hacia el drenaje pluvial. Por su parte, para captar y conducir el agua infiltrada en los rellenos, se deberá construir un filtro de grava en el respaldo del muro de 30 cm de ancho y la altura correspondiente al muro, que canalizará el flujo hacia un colector dispuesto en la base del muro, formado por tubería de PVC de 8" de diámetro, ranurada en su ½ caña superior y forrada con geotextil plástico, que evitará el arrastre de finos (Fig 3.7).



## 4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Basado en las condiciones topográficas del sitio y a la restricción de acceso por el predio colindante al poniente, es necesario conformar vialidades para el tránsito de la maquinaria que excavará y configurará el corte; el desarrollo de las vialidades abarcará parte del terreno colindante al sur. Por otro lado, debido a las pendientes muy pronunciadas los camiones para carga y acarreo de materiales deberán operar desde la parte baja.

### 4.1 Secuencia constructiva

De manera general la secuencia constructiva para la estabilización del corte consiste en:

- 1) Excavación del estrato de relleno, cimbrado y construcción del muro de contención de mortero fluido.
- 2) Perfilado del talud de 50°, protección con la membrana de concreto lanzado; perforación y colocación de las anclas pasivas.
- 3) Corte y configuración del talud y construcción de las anclas postensadas. El corte se realizará en etapas, cada etapa consiste en excavar hasta 1.0 m por debajo del nivel de anclaje, la etapa subsecuente se realizará una vez que la línea de anclas hayan sido postensadas; la secuencia se repite hasta alcanzar el fondo de la excavación.

### 4.2 Muro de contención

Los trabajos se iniciarán con el trazo y nivelación del sitio donde se alojará el muro.

*Excavación.* Excavación del material, garantizando el retiro de la totalidad del relleno heterogéneo, debido a las limitaciones por parte del vecino se tendrá que realizar el corte manejando un talud vertical cuya altura será de 3.0 m; para evitar fallas en el corte, esta actividad deberá realizarse en un corto lapso de tiempo, y se debe garantizar la disponibilidad de los equipos, herramientas, materiales y mano de obra.

Una vez concluida la excavación se configurará un dentellón en la base cuya pendiente sea de al menos el 10% en sentido opuesto al plano de deslizamiento, éste garantizará un mayor factor de seguridad contra el deslizamiento del muro.

*Cimbrado.* Concluidas las actividades anteriores, se procederá con el habilitado de la cimbra (es recomendable que está sea metálica de fácil montaje), se cimbrarán alturas máximas de 1.0 m, lo que permitirá controlar el empuje hidrostático de la mezcla fresca hacia la cimbra (alturas mayores obligarán a implementar un mayor sistema de apuntalamiento o en su caso propiciará la falla de la cimbra).

*Colado.* Los colados se realizarán utilizando bombas para concreto, ya que debido a las condiciones topográficas los camiones no podrán acceder hasta el nivel del colado; por ello es importante que la mezcla cuente con cierta fluidez para evitar tapar las tuberías. Es recomendable utilizar aditivos fluidizantes.

Debido a la restricción en la altura del colado es inevitable la presencia de juntas frías, para evitar que estas generen planos potenciales de deslizamiento se proponen 2 opciones: 1) en cada uno de los colados dejar la superficie con pendiente inversa al plano de deslizamiento y 2) previo al nuevo colado escarificar la superficie correspondiente al colado anterior con un pico, lo que garantizará la adherencia entre capas.

### 4.3 Sistema de anclaje

#### 4.3.1 *Habilitación de anclas* (Holguín E, Ovando Efraín, 2002)

*Puntas ojivales de acero (cabeza de bala).* Este dispositivo permite la instalación del cuerpo del ancla en cualquier tipo de suelo. Los extremos de los torones se unen a la cabeza mediante resinas epóxicas. Para tal efecto las ojivas deben estar provistas de barrenos para introducir en ellos los extremos de los torones. Posteriormente se vierte resina epóxica con lo cual los torones quedan sólidamente unidos a las puntas ojivales. Las puntas no deberán tener óxido y para garantizarlo, deberán limpiarse y pulirse con esmeril.

*Habilitación de torones.* Se utilizarán conjuntos de 3, 4, 6, 7, 10, 11 y 12 torones; cada cable está formado por 7 hilos con alma de acero. Los cortes deben hacerse con discos cortadores, nunca con soplete. Los torones también deben estar libres de óxido por lo cual deberán limpiarse con cepillo de alambre o, de ser necesario con esmeril.

*Colocación de separadores.* Los separadores son placas de material plástico con perforaciones circulares de sección circular o de tipo estrella, se colocan dentro del bulbo del ancla a distancias suficiente para evitar que los torones se toquen entre sí durante su manejo y para evitar que toquen al tubo de inyección (Fig 4.1).

Los torones ya ligados a la punta cónica se extienden en toda su longitud, preferentemente plana, los separadores se hacen pasar entre los torones hasta las posiciones preestablecidas y se fijan con alambrón.

*Colocación de la manguera de inyección primaria.* El tubo de inyección consiste en manguera poliducto de  $\frac{3}{4}$  de pulgada de diámetro y debe llegar al fondo del bulbo. Se pasa por en medio de los torones atravesando los separadores. Esta manguera está provista de manguitos a través de los cuales se aplica la inyección primaria.

*Colocación del obturador.* Es un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección, su función es sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del ancla. Se inserta por el extremo libre y se lleva hasta la distancia prevista, en su extremo inferior se fija la manguera de retorno de la inyección primaria, la cual permite el desalojo de aire e impurezas del bulbo inyectado (Fig 4.1).

*Colocación de la manguera de inyección secundaria.* Al igual que la de inyección primaria se pasa a través del centro de los separadores, desde el extremo libre de los torones hasta el extremo inferior del obturador.

*Engrasado de torones.* La longitud libre de los torones debe engrasarse garantizando una película de grasa grafitada de al menos 0.25 mm. Es muy importante garantizar esta protección sobre todo si se considera que las anclas son de tipo permanente (Fig 4.1).

*Colocación de la funda de protección.* Abarca la longitud libre del ancla y está constituida por un tubo de PVC (que puede ser liso o corrugado) de 4 pulgadas de diámetro; su extremo inferior debe quedar firmemente ligado con el obturador y su extremo superior atraviesa la placa de apoyo (Fig 4.1).

En la Fig 4.1 se exhiben algunos de los dispositivos anteriormente descritos.

#### 4.3.2 Perforación e instalación

*Perforación.* La perforación se realizará con equipo neumático (stenuick y/o track drill) provisto de brocas tricónicas y martillo, el diámetro será de 15 cm y se utilizará aire a presión como fluido de perforación que además de enfriar la herramienta retira del barreno el material de recorte. La perforación tendrá longitud variable (Tabla 3.5) y una inclinación descendente de 20° con respecto a la horizontal. Una vez alcanzada la longitud de perforación prevista y previo a la instalación del ancla, se limpia perfectamente dicha perforación empleando el aire a presión para retirar del barreno todo el material suelto. En la Fig 4.2 se muestran algunos tipos de brocas empleados en la perforación, así como el equipo y personal realizando este tipo de trabajos.

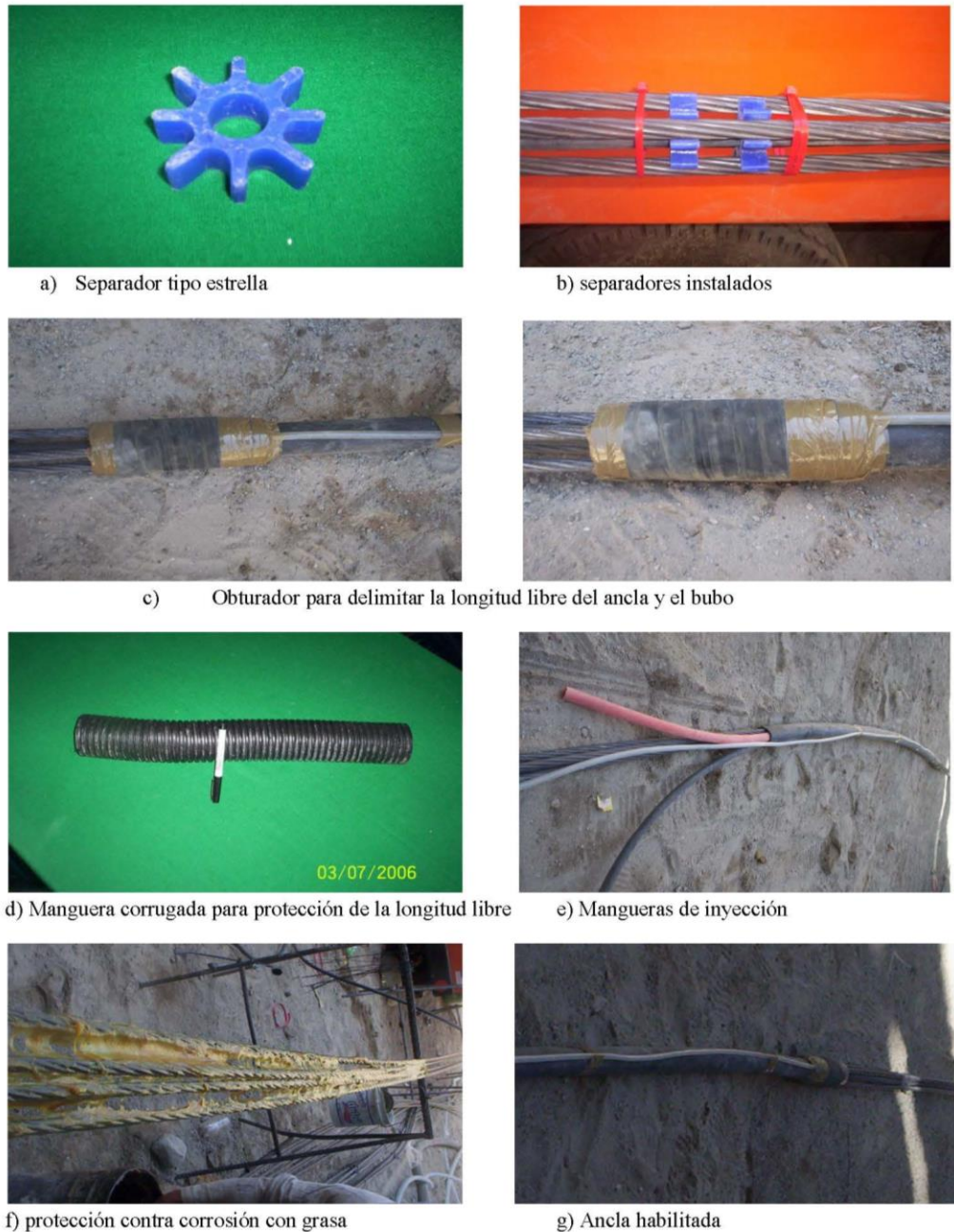
*Instalación del ancla.* Una vez habilitada el ancla se transporta a la boca del barreno y se inserta en el manualmente; esta operación debe llevarse a cabo cuidadosamente, evitando en todo momento daños a las componentes del ancla habilitada.

*Inyección del bulbo.* Para realizar la inyección del bulbo es necesario inflar el obturador y garantizar que se realiza el sello entre la longitud libre el bulbo mismo (Fig 4.2). Se inyecta la lechada agua-cemento con proporción 1:1.5 a una presión de 7.0 kg/cm<sup>2</sup>, la cual se controla con un manómetro instalado en la boca del barreno. Como se puede observar en los análisis anteriores, la presión de inyección influye directamente en la capacidad del ancla; por lo que es indispensable garantizar la presión de inyección de diseño. La lechada debe tener una resistencia  $f'c=150$  kg/cm<sup>2</sup>, para evitar que se pierda el contacto entre el bulbo del ancla y el suelo, la lechada debe contar con un estabilizador de volumen.

*Habilitación del cabezal del ancla.* Consiste en el colado de la zapata de reacción, se incluye la placa de apoyo, las cuñas de alineamiento del “queso<sup>3</sup>” y las cuñas de sujeción. Las zapatas de reacción se construirán también con concreto lanzado, que a diferencia de la membrana que confina el talud, este será de mayor resistencia  $f'c= 250$  kg/cm<sup>2</sup> (Fig 4.2).

---

<sup>3</sup> Placa metálica circular con perforaciones a través de las cuales pasan los torones



*Fig 4.1 Habilitado de anclas postensadas*

*Tensado inicial.* Se realiza utilizando un gato hidráulico que sujeta los extremos de los cables y, apoyado sobre el cabezal del ancla, lo que permite aplicar controladamente la fuerza de tensión requerida (Fig 4.2). El tensado se lleva a cabo una vez que ha ocurrido el fraguado del bulbo el cual ocurre en un lapso de 3 días si la lechada cuenta con aditivo acelerante; primero se aplica la carga de asiento, para posteriormente aplicar la carga de trabajo que normalmente es 1.2 veces la carga de diseño. Las anclas se tensorán de acuerdo con las fuerzas que se exhiben en la Tabla 3.5

*Inyección secundaria.* Es una lechada de menor calidad (incluso puede ser un mortero) y resistencia, su función es proteger la longitud libre del ancla ocupando el espacio entre la funda de PVC y las paredes del barreno; se cuela por gravedad después del tensado.

*Protección contra intemperismo.* Debido a que las anclas son de tipo permanente, el cabezal se debe proteger con barriles o cápsulas que usualmente son camisas de PVC, retacados con grasa o productos bituminosos, La placa de apoyo deberá pintarse para evitar su oxidación.



a) Tipos de brocas de perforación



b) Perforación con equipo Track-Drill



c) Habilitado de zapata de reacción



d) Colocación de zapatas de reacción



e) Inyección del ancla con lechada agua-cemento



f) Tensado de ancla

*Fig 4.2 Equipo y trabajos de construcción de anclas postensadas*

### 4.3.3 Anclas pasivas

En el caso de las anclas pasivas que formarán un bloque de suelo reforzado, el procedimiento de construcción es prácticamente igual al de las anclas postensadas antes descrito; sin embargo, la perforación para este tipo de anclaje es de 10 cm de diámetro (Ver Detalle 3 en Fig 3.7).

*Acero de refuerzo.* Consiste en varilla corrugada del N° 12 (38.1 mm) y una resistencia a la fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

*Lechada de inyección.* Comúnmente se inyectan por gravedad o con presiones bajas; la dosificación para la lechada es 1:1.5 agua-cemento, para obtener una resistencia a compresión  $f'_c=150 \text{ kg/cm}^2$ . De igual manera, es recomendable emplear estabilizadores de volumen y acelerantes de fraguado.

*Sistema de reacción.* El sistema de reacción lo compone fundamentalmente una placa de acero con una perforación central por donde pasa la varilla que se suelda para formar un solo cuerpo, es común también fabricar una rosca en el extremo de la varilla para implementar una tuerca.

*Protección contra intemperismo.* Debido a que la placa y el extremo superior de la varilla quedan expuestos a la intemperie, se deben proteger con pintura.

## 4.4 Concreto lanzado

El objetivo de la membrana de concreto lanzado es evitar la erosión del talud, además de confinar la masa de suelo, se debe garantizar un concreto compacto, resistente y bien adherido.

### 4.4.1 Equipo

El equipo para la colocación de concreto lanzado por vía seca consiste en la lanzadora de alimentación continua que puede ser de tipo tazón o de rotor; compresor de aire con capacidad suficiente para garantizar el flujo continuo, mangueras y boquillas.

*Lanzadora.* La de tipo rotor alimenta el material en la tolva, con ayuda de un agitador introduce por gravedad el material a un cilindro de rotor, el cual está girando y sella con una almohadilla, que a su vez lo pasa bajo el flujo de aire a presión el cual descarga el material directamente a la manguera. En la Fig 4.3 se exhibe la lanzadora para concreto vía seca.

*Mangueras.* Las mangueras que se emplean en este tipo de trabajos deben ser de tipo, resistencia y tamaño adecuado. Es muy importante que el diámetro interior de la manguera sea por lo menos 3 veces mayor que el tamaño máximo del agregado utilizado. Se recomienda utilizar exclusivamente mangueras diseñadas para concreto lanzado, ya que otro tipo de mangueras se pueden desgastar rápidamente y explotar, debido a la alta presión durante la aplicación.

Los acoplamientos entre mangueras no deben obstruir el flujo de concreto, agua o aire y deben contar siempre con dispositivos de seguridad para impedir que se separen durante la aplicación.

Deben acomodarse lo más recto posible o con curvas ligeras, deben ser de diámetro uniforme y libres de defectos.

Las mangueras de aire deben soportar por lo menos el doble de la presión de operación; el concreto lanzado vía seca requiere una presión de  $7.0 \text{ kg/cm}^2$  (Bracamontes Raúl, 2005)

*Boquilla.* La boquilla se coloca al final de la manguera, está formada por una punta, un anillo de distribución de agua, una válvula de control y el cuerpo de la boquilla; la función del anillo de distribución el cual se localiza dentro del cuerpo, es crear una red por la cual debe pasar el material, impulsado por el aire comprimido, la eficiencia depende de la presión del agua, la cual debe ser  $10.5 \text{ kg/cm}^2$  mayor que la presión del aire, así como de la habilidad del lanzador a la hora de ajustar el flujo de agua. La punta ayudará a mezclar el concreto.

*Equipo de mezclado.* En proyectos donde el concreto lanzado es mezclado en sitio, se utilizan mezcladoras portátiles que pueden operar ya sea por bachadas o de tipo continuo. Los primeros son generalmente tambores rotatorios con aspas, en los que se alimentan los ingredientes y se mezcla hasta que se tienen una coloración uniforme. Los de tipo continuo cuentan con depósitos para cada ingrediente, los cuales son dosificados a través de bandas.

*Compresor de aire.* Para una operación satisfactoria es necesario un compresor con amplia capacidad. Debido a las condiciones topográficas del sitio, es conveniente intercalar un depósito de aire entre el compresor y el equipo de lanzado, para uniformizar la presión y el gasto. El compresor debe garantizar un flujo de aire continuo, libre de aceite y agua para proporcionar una velocidad suficiente del concreto en la boquilla.

#### 4.4.2 Colocación

Previo a la colocación deberá prepararse la superficie, realizando un afine y limpieza de partículas sueltas y/o polvo mediante aire a presión. Colocación del acero de refuerzo que en este caso será doble malla electrosoldada 6-6/6x6 que se sujetará al terreno con trozos de varilla del N° 4 y 50 cm de longitud, formando una retícula de  $1.5 \times 1.5 \text{ m}$ .

La operación se inicia introduciendo aire comprimido en el sistema, luego van incorporando lentamente la mezcla; el operador debe balancear el flujo de aire y materiales para proveer una inyección continua en la boquilla, donde el lanzador controla el volumen de agua que humedece la mezcla agregando la cantidad justa que dé un brillo ligero a la superficie. Es fundamental el control de agua de mezclado para tener la trabajabilidad y relación agua/cemento requeridas.

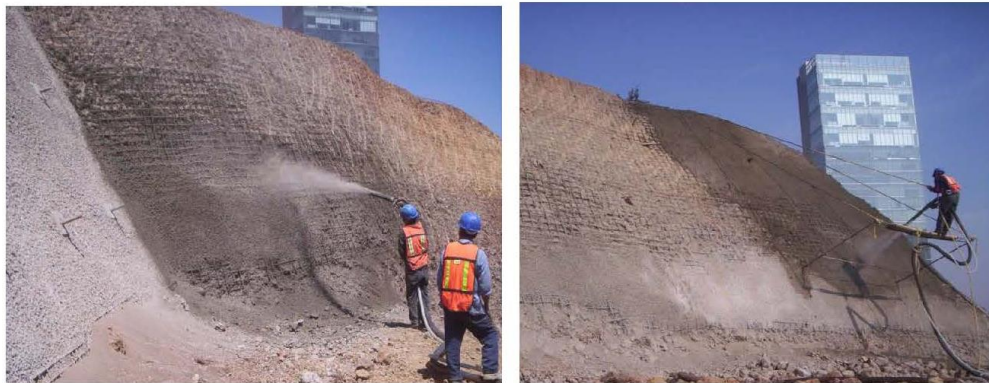
El concreto deberá aplicarse por capas; una capa se forma con varias pasadas de la boquilla sobre una sección del área de trabajo, de ser posible debe darse el espesor en una sola capa, con el fin de disminuir la formación de juntas frías.

Para disminuir la cantidad de rebote, es importante que la boquilla se mantenga en posición perpendicular a la superficie receptora con movimientos continuos en pequeños círculos sobre el área de trabajo para una correcta distribución y homogenización de la mezcla.

En la Fig 4.3 se exhibe el equipo utilizado en la aplicación de concreto lanzado por vía seca, así como la aplicación de este.



a) Lanzadora para concreto vía seca



b) Aplicación de concreto lanzado

*Fig 4.3 Equipo y colocación de concreto lanzado por vía seca*

#### 4.5 Instrumentación

El programa de instrumentación necesaria para llevar el seguimiento de los movimientos en las edificaciones colindantes y de la propia zona de excavación, se define a continuación; los resultados obtenidos se utilizarán para definir condiciones de inestabilidad o bien de deformaciones inadmisibles, y tomar oportunamente las acciones necesarias para garantizar las condiciones de seguridad (Fig 4.4).



**Fe de hechos.** Antes de iniciar los trabajos es necesario que se realice un levantamiento del estado físico de las estructuras cercanas al sitio en estudio, que sea certificado por un notario; permitiendo así, deslindar responsabilidades por daños asociados a la construcción del inmueble.

**Banco de nivel.** Con el propósito de determinar claramente los movimientos del terreno que se desarrollarán por la configuración de cortes, es conveniente contar con un punto de control, que no tenga influencia de los trabajos que se van a realizar, de tal forma que al referir estos puntos, por diferencia se determinen los movimientos generados por la configuración del corte. Para ello se recomienda tomar un banco fijo a 200 m de distancia de la zona de trabajo.

**Referencias superficiales.** Su propósito es poder registrar los movimientos horizontales y verticales que ocurren en las estructuras colindantes y en la zona de la excavación (Fig 4.4). Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas; los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas a los ejes de la excavación, que se observan con un tránsito, detectándose así los desplazamientos horizontales que ocurren, mientras que con un nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

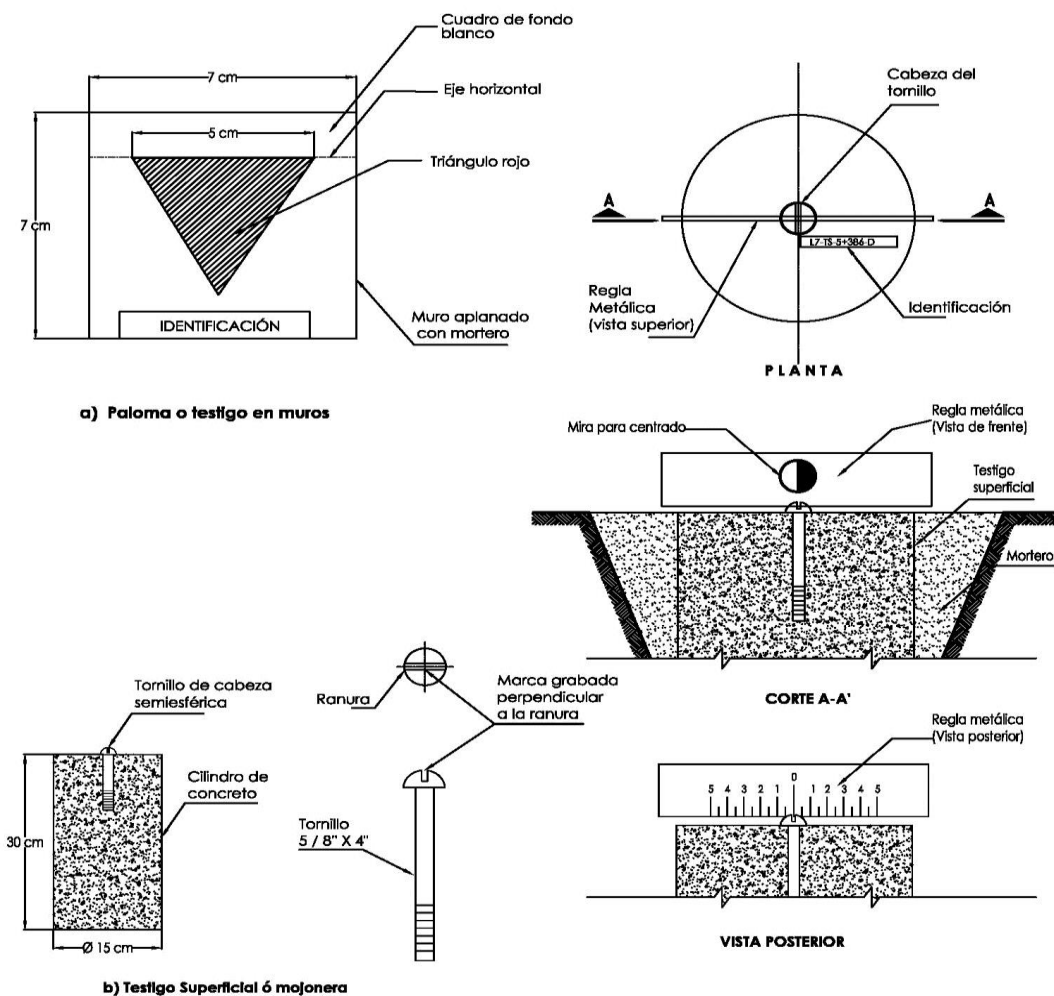


Fig 4.4 Instrumentación para el control de movimientos

**Inclinómetro.** El inclinómetro es un equipo de medición que permite conocer la distribución con la profundidad de los desplazamientos horizontales que se presentan en la masa de suelo cercana al corte. Está constituido por los siguientes 4 elementos (Tamez Enrique, 1987):

**Ademe.** Es una tubería metálica o de plástico telescópica, disponible en tramos de 1.5 y 3.0 m de longitud, que se une mediante coples para alcanzar la profundidad requerida; esta tubería cuenta con ranuras longitudinales perpendiculares entre sí, que sirven de guía a la sonda durante las mediciones. El ademe se instala en una perforación vertical, empotrando su extremo inferior en el fondo de esta, fuera de la profundidad de influencia de la excavación.

**Sonda.** Es la unidad de medición portátil, que aloja el sensor de inclinación; este último consiste básicamente en una masa guía instrumentada que genera una señal eléctrica proporcional a su inclinación.

**Cable eléctrico graduado.** Transmite las señales de la sonda hacia la unidad de registro y lectura; además sirve como referencia para conocer la profundidad de la sonda en los distintos niveles de medición.

**Unidad de control y lectura.** Su función es recibir las señales eléctricas y transformarlas en lecturas analógicas o digitales para su registro e interpretación, así como generar la energía necesaria para activar la sonda.

**Instalación.** El inclinómetro se colocará antes de que de inicio la excavación se instalará en la corona del talud y tendrá una profundidad de 50.0 m, medidos a partir del nivel de brocal de la perforación. En la instalación se seguirán los pasos que se describen a continuación (Fig 4.5):

- 1) Perforación de 4 ½ pulgadas de diámetro, se perforará en seco para evitar la alteración de las propiedades mecánicas del suelo.
- 2) Simultáneamente se ensamblarán los tramos de tubería para iniciar su instalación tan pronto se termine la perforación; debe vigilarse que las torsiones de las guías de la tubería se compensen en segmentos consecutivos. Así mismo, en el extremo inferior de la tubería se colocará un tapón que evite la entrada de suelo a su interior.
- 3) Una vez que se ha alcanzado la profundidad requerida, se limpia la perforación haciendo circular fluido hasta que retorne con un mínimo de partículas sólidas.
- 4) Se baja la tubería dentro de la perforación cuidando que un par de las ranuras sean perpendiculares al eje de la excavación; durante esta etapa, se prepara el material de confinamiento que en este caso será arena fina. Se hace circular aire desde el fondo con una manguera al tiempo que se vierte la arena desde la superficie, haciéndola pasar a través de una malla para lograr su colocación en estado suelto.

- 5) Se fija el extremo superior de la tubería con un soporte y se construye el muerto de concreto que servirá como registro de protección del inclinómetro.
- 6) Se toma la primera serie de lecturas del inclinómetro, que será la referencia para conocer la evolución de los desplazamientos horizontales durante la configuración del corte.

*Medición.* Consiste en bajar la sonda a través del ademe para tomar las lecturas de inclinación a distintas profundidades.

*Periodicidad de mediciones.* Durante la excavación se realizarán 2 lecturas por semana de las referencias superficiales, plomos, testigos en muros y grietas, así como en el inclinómetro, presentando los resultados en forma gráfica, con lo que se facilitará su interpretación; en los registros se anotarán las actividades relevantes de construcción.

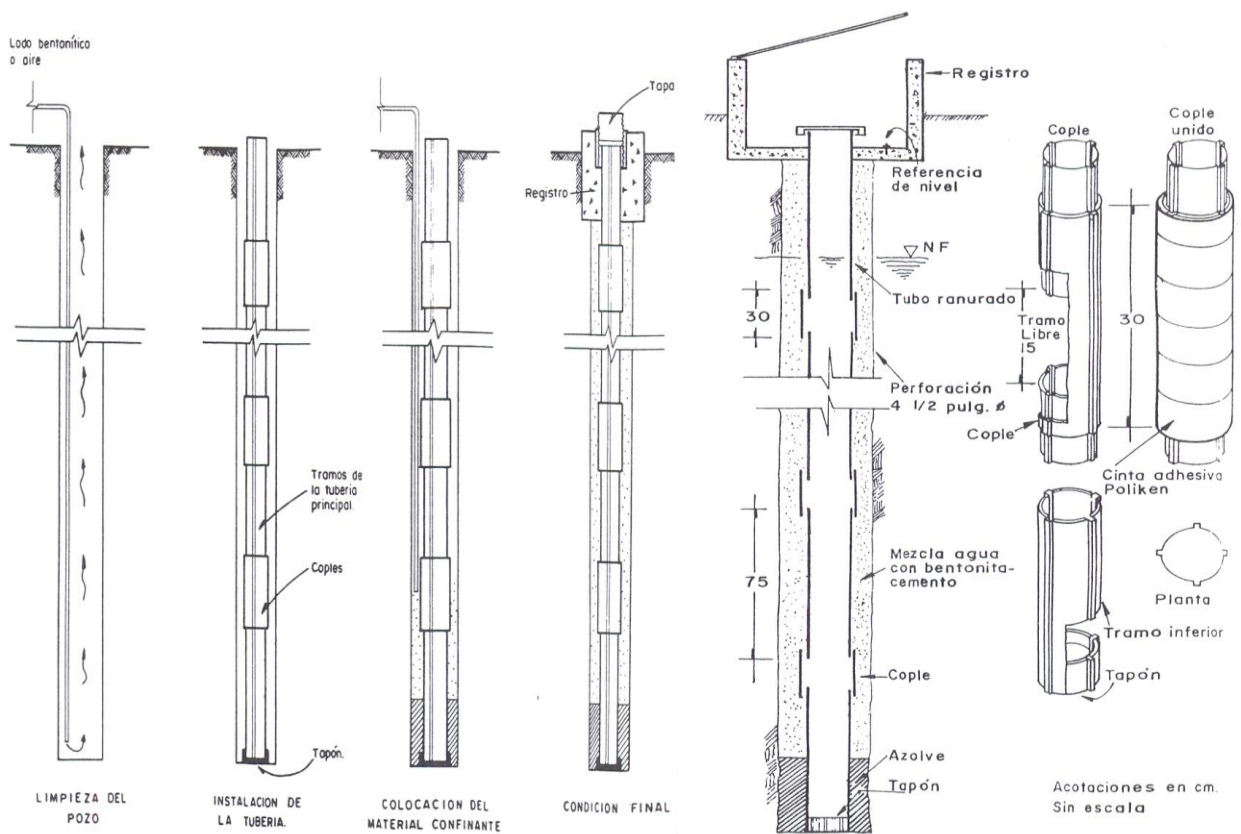


Fig 4.5 Procedimiento de instalación del Inclinómetro (COVITUR, 1987)

#### 4.6 Pruebas de carga en anclas

Debido a las incertidumbres en la estimación de la capacidad de carga de un ancla, la manera más confiable de verificar su funcionamiento es mediante pruebas de carga en campo; su ejecución debe preverse desde la etapa de proyecto, especificando el número mínimo de ellas en congruencia con la importancia y magnitud de la obra.

Durante una prueba de carga no deberá excederse el límite de fluencia de los torones, típicamente la carga máxima aplicada en una prueba de carga será de 75 a 80% del esfuerzo último del acero garantizado por el fabricante (Holguín E, Ovando Efraín, 2002).

Existen varios métodos y procedimientos para efectuar pruebas de carga, algunos de los cuales se pueden llevar a cabo rutinariamente, durante la instalación del anclaje. Otros requieren más tiempo y en ocasiones justifican el empleo de equipo e instrumentación de medición especiales. Los principales tipos de pruebas son (Holguín E, Ovando Efraín, 2002):

*Pruebas de carga simple.* Consisten en verificar la capacidad del ancla, su principal ventaja es la rapidez en su ejecución y su economía. En esta prueba las cargas se aplican incrementalmente hasta llegar a la carga de diseño. Es el tipo de prueba más utilizado en México y las cargas máximas suelen ser 1.2 y 1.33 de la carga de diseño.

Las cargas se aplican con gatos hidráulicos o bombas eléctricas, las presiones se miden con manómetros calibrados y las deformaciones con micrómetros de alta resolución. Los resultados se presentan mediante gráficas fuerza-desplazamiento (Fig 4.6).

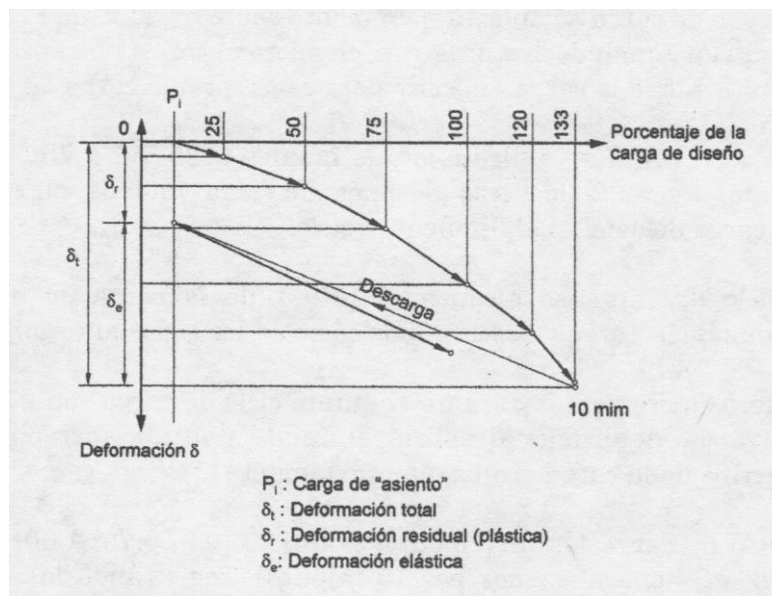
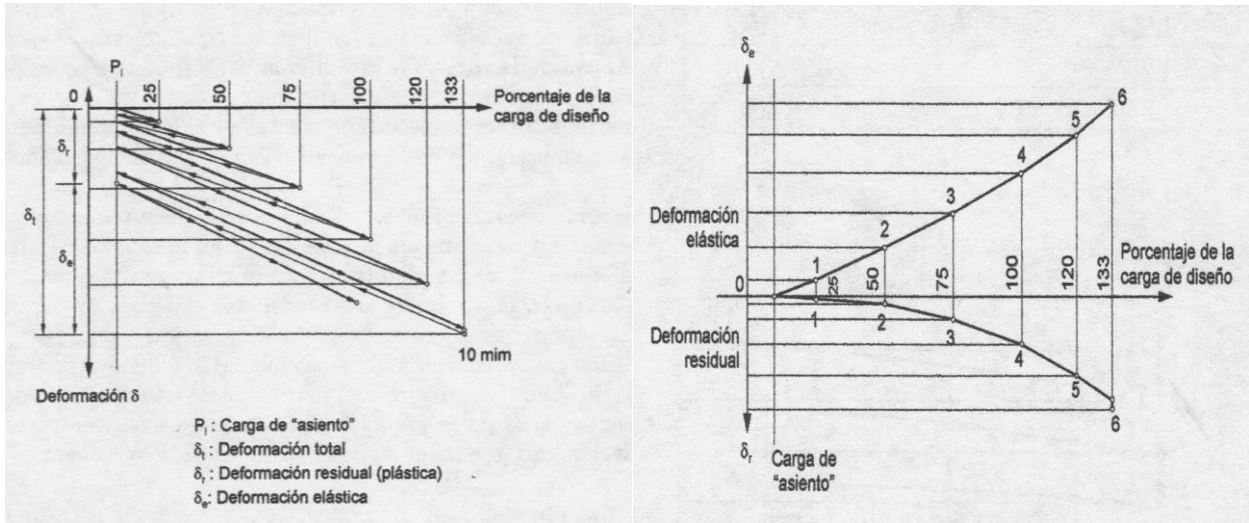


Fig 4.6 Curvas fuerza-desplazamiento obtenida en una prueba de carga simple (Holguín E, 2002)

*Pruebas de funcionamiento.* Su función es determinar si la capacidad del ancla es la requerida, si se estableció la longitud libre de diseño y cuál es la deformación residual del ancla. Este tipo de prueba es especialmente útil en excavaciones estabilizadas con tablestacados, donde las anclas sufren procesos de carga- descarga en las diferentes etapas de construcción, las cuales pueden inducir deformaciones residuales difíciles de estimar en el diseño.

En estas pruebas las cargas se aplican en incrementos, cargando y descargando el ancla; en cada incremento se miden los desplazamientos del torón con respecto a una referencia fija. Las cargas aplicadas se miden con manómetros calibrados. Los datos fuerza-deformación se grafican para obtener curvas como la mostrada en la Fig 4.7a, en cada ciclo de carga-descarga será posible

identificar las deformaciones elásticas y las deformaciones residuales del ancla, así como sus deformaciones totales. También conviene llevar un registro de las deformaciones residuales como el de la Fig 4.7b.



a) Gráfica fuerza-deformación

b) deformaciones elásticas y plásticas

Fig 4.7 Gráficas obtenidas de una prueba de funcionamiento (Holguín E, 2002)

*Pruebas de deformación diferida.* Se utilizan para verificar la capacidad de anclas instaladas en rocas de mala calidad o en suelos plásticos con cohesión susceptibles a sufrir deformaciones diferidas. En este tipo de pruebas se aplican incrementalmente ciclos de carga-descarga; la carga máxima de cada ciclo se sostiene durante diferentes periodos de tiempo en los cuales se lleva un registro de elongación. En la Tabla 4.1 se indican las magnitudes de las cargas máximas en cada ciclo, así como los tiempos durante los cuales se recomienda mantener la carga.

El equipo utilizado en este tipo de pruebas es básicamente el mismo que en las anteriores; de los resultados de estas pruebas se obtienen curvas de deformación diferida contra tiempo, como la que se muestra en la Fig 4.8.

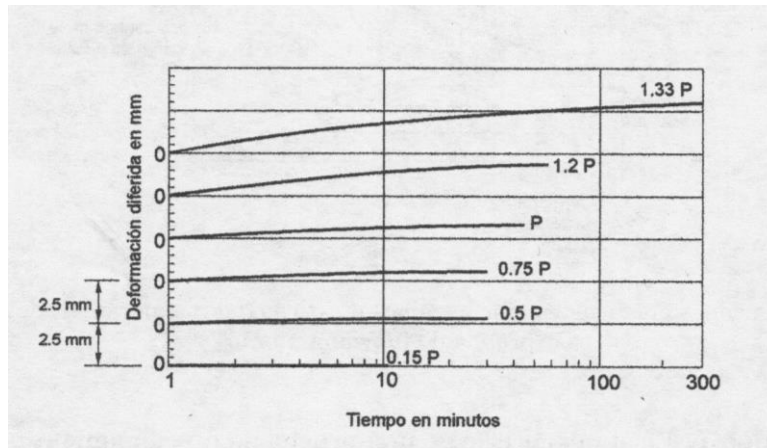


Fig 4.8 Información obtenida durante una prueba de deformación diferida (Holguín E, 2002)

**TABLA 4.1 PROGRAMA DE CARGAS Y OBSERVACIONES EN PRUEBAS DE DEFORMACIÓN DIFERIDA**

Carga máxima aplicada en cada ciclo de carga, t	Periodo de observación, min	
	Anclas temporales	Anclas permanentes
0.25 P	10	10
0.50 P	30	10
0.75 P	30	15
1.00 P	45	30
1.20 P	60	30
1.33 P	300	100

**Nota:** P es la carga de diseño

*Tipo de prueba recomendada.* Como se mencionó anteriormente, el tipo de prueba más frecuentemente utilizada en México es el de carga simple debido a la rapidez en su ejecución y porque forma parte del procedimiento de carga de las anclas postensadas; es decir, a cada ancla que se le aplica la carga de diseño es prácticamente es una prueba de carga simple.

Sin embargo, si se desea optimizar el diseño de las anclas se deben realizar anclas de prueba con características definidas para cada línea de anclaje. El número de pruebas recomendadas es de por lo menos una por cada línea de anclas. Por otro lado, las anclas ensayadas a la falla no podrán ser parte del sistema de retención; por lo que se deberán construir anclas adicionales.

#### **4.7 Avance en la construcción**

En la Figuras 4.9-1 a 4.9-4 se muestran algunas fotografías en las que se observa la secuencia constructiva descrita anteriormente, así como parte de los equipos utilizados en el desarrollo de la obra.



a) y b) Conformación de vialidades para acceso de equipo



c) y d) Cimbrado y colado del muro de contención de mortero fluido



e) y f) Perforación y detalle de anclas pasivas

Fig 4.9-1 Secuencia constructiva



*g) y h) Configuración del talud y construcción de anclas pasivas para refuerzo del suelo redepositado*



*i) y j) Perforación para anclas postensadas*



*k) y l) Colocación de malla electrosoldada y habilitación de anclas postensadas*

*Fig 4.9-2 Secuencia constructiva*





m) y n) Construcción de zapatas de reacción



o) y p) Labrado y colado de zapata de reacción



q) y r) Construcción de anclas en el estrato de roca volcánica

Fig 4.9-3 Secuencia constructiva



s) y t) Panorámica del muro de retención y clavos de anclaje



u) y v) Configuración del corte



w) y x) Panorámica del corte reforzado

Fig 4.9-4 Secuencia constructiva

## CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad realizados se desprenden las siguientes conclusiones:

- a) Debido a las limitaciones del proyecto (no realizar ningún trabajo en la superficie, ni bajo ella del predio colindante al poniente), se implementó una solución de tipo mixta que garantizará las condiciones de seguridad del corte proyectado y la estructura en su conjunto.
- b) La solución mixta consiste en: **1)** muro de retención para confinar el estrato de relleno; **2)** anclas pasivas como refuerzo del estrato de suelos redepositados y **3)** anclas postensadas para incrementar los factores de seguridad globales del corte. Como complementó se propuso una cubierta de concreto lanzado para confinar la masa de suelo y evitar la erosión.
- c) De acuerdo con los análisis de estabilidad realizados, el estrato conformado por suelos redepositados cuenta con factores de seguridad que pudieran considerarse como adecuados (1.72 y 1.57 para condiciones estáticas y accidentales respectivamente); sin embargo, en varios predios cercanos se han presentado fallas en dicho estrato, asociadas a la degradación de los parámetros de resistencia por incremento en su contenido de humedad; por lo que para este proyecto se decidió reforzar esta unidad estratigráfica con el empleo de anclas pasivas que formarán un bloque de suelo trabajando como un muro de contención.
- d) Con la implementación de las anclas postensadas los factores de seguridad para la superficie de falla general se incrementaron de 0.76 y 0.70 en condiciones estáticas y accidentales, respectivamente a 2.07 y 1.95 en las condiciones citadas anteriormente; por lo que se satisface lo recomendado por la literatura para taludes de carácter permanente.
- e) En los análisis de estabilidad global para el corte, no se consideró la contribución de las anclas pasivas con el propósito de valorar una condición más desfavorable.
- f) Con la implementación de las anclas postensadas se limitarán las deformaciones horizontales en el corte asociadas a la relajación de esfuerzos, por lo que el diseño corresponde a la condición en reposo.
- g) Durante los trabajos de excavación y construcción de anclas, se observó que la unidad estratigráfica formada por roca volcánica cuenta con un patrón de fisuramiento con orientación opuesta al plano de deslizamiento, lo que seguramente aumentará los factores de seguridad aquí determinados.
- h) La presión de inyección recomendada (de  $7.0 \text{ kg/cm}^2$  para este caso) permitirá alcanzar menores longitudes de anclaje, lo que facilita el trabajo de habilitado y colocación, con ello se reduce el tiempo de ejecución y se disminuye el costo.

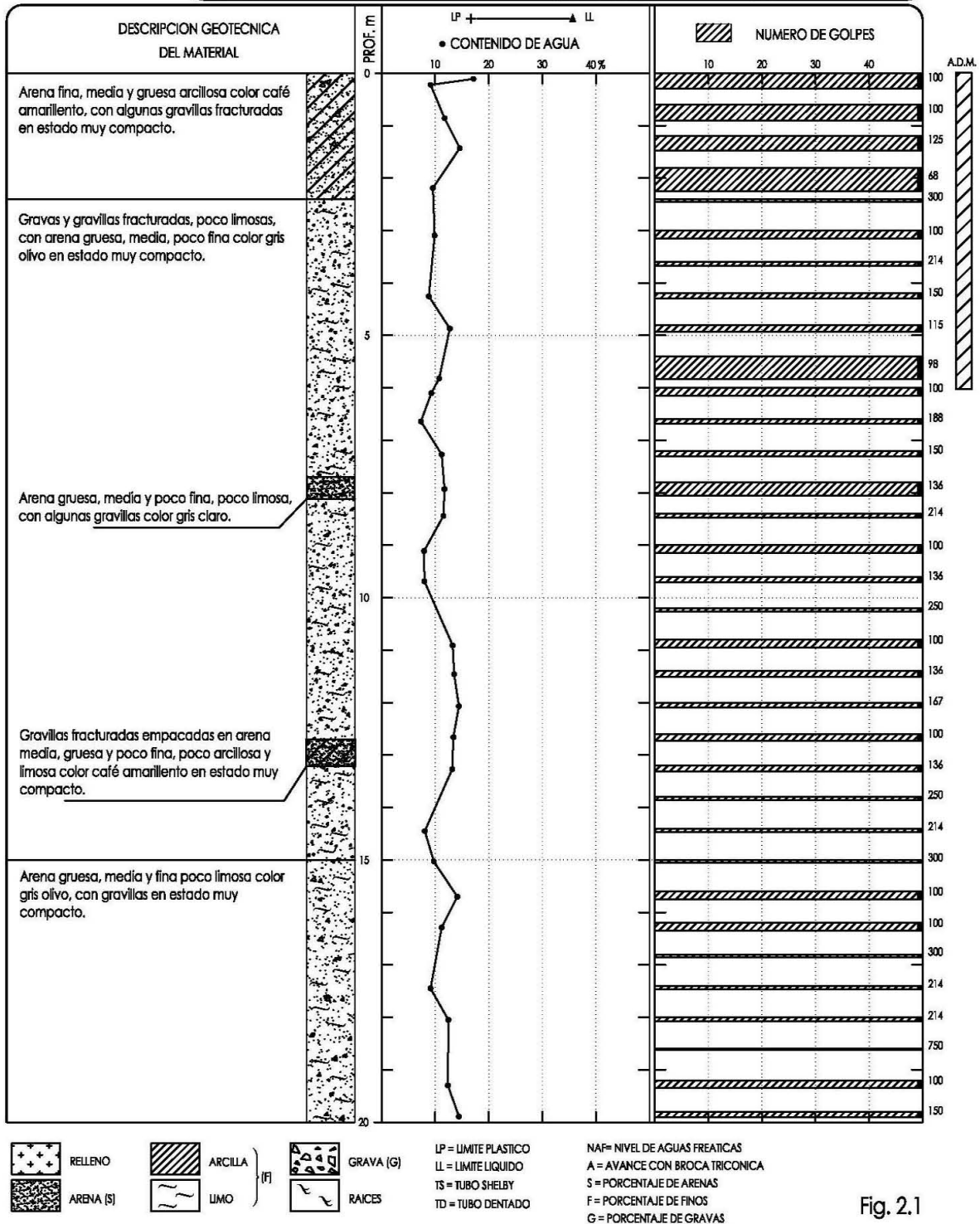
- i) Es indispensable contar con un sistema de drenaje que disipe las presiones hidrostáticas generadas por la infiltración de agua en la masa de suelo. Gran parte de fallas en taludes y estructuras de contención, están asociadas al aumento de presiones intersticiales por la presencia de agua en la masa de suelo.
- j) El programa de instrumentación para detectar zonas de inestabilidad, se debe implementar y llevar a cabo de forma estricta, analizando continuamente los movimientos detectados y en dado caso tomar las medidas preventivas y/o correctivas que se requieran.
- k) Con el tipo de solución propuesto y los resultados satisfactorios de los análisis correspondientes se cumple con el objetivo planteado; por lo que la construcción del sistema de retención es factible desde el punto de vista técnico y económico.

## REFERENCIAS

1. ACI 506 R-90, “*Guide to Shotcrete*”, Reported by ACI committee 506.
2. ASTM, Designation D 1586-11, “Standard method for penetration test and split barrel sampling of soils, EUA.
3. Benigno Ingeniería y Geociencias SA de CV, “*Estudio geológico-geofísico del predio Oxxo*”, Parque Industrial San Martín Obispo, Cuautitlán Izcalli, Estado de México, México, 2010.
4. Bracamontes J Raúl, “*Concreto lanzado para Obras Subterráneas*”, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC, México D F, 2005.
5. Cuevas Alberto, “*Anclas postensadas definitivas inyectadas a 15 kg/cm<sup>2</sup>*”, Artículo Técnico, Memorias Conmemorativas, 50 Aniversario de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A C, México D F, 2011.
6. Fellenius W, “*Calculation of the stability of earth dams*”, Transactions, 2<sup>nd</sup> Int. Congress on Large Dams, Vol 4, Washington D C, 1936.
7. Gaceta Oficial del Distrito Federal, “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*”, Decimocuarta Época, México, 2004.
8. Gaceta Oficial del Distrito Federal, “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*”, Decimocuarta Época, México, 2004.
9. Holguín Ernesto, Ovando Efraín, “*Manual de Construcción Geotécnica*”, Cap 5, Sistemas de Anclaje, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A C, México, 2002.
10. Ingenieros Cuevas Asociados S C, “*Estudio geotécnico para el Edificio que se construirá en Juan Salvador Agraz, Santa Fe, delegación Cuajimalpa*”, México D F, 2008.
11. Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, “*Mecánica de Suelos*”, Tomo II, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Limusa, México, 1988.
12. Muni Budhu, “*Soil Mechanics & Foundations*”, John Wiley & Sons, Incorporations, EUA, 2000.
13. Tamez Enrique, Mosser Federico, “*Manual de Diseño Geotécnico*”, Vol I, COVITUR, Departamento del Distrito Federal, México, 1987.
14. Tamez Enrique, “*Ingeniería de Cimentaciones*”, Conceptos Básicos de la Práctica, tgc geotecnia; México 2001.

ANEXO I  
TRABAJOS DE EXPLORACIÓN

PROYECTO	ICA 08-816 BIS <b>JUAN SALVADOR AGRAZ, SANTA FÉ</b>	SONDEO	SPT-1 (cont...)
LOCALIZACION	Av. Juan Salvador Agraz Sta. Fé	PROF. EXPLORADA	35.45 m
		PROF. NAF	NO SE DETECTÓ



**Fig. 2.1**

*Fig I.1 Sondeo de penetración estándar SPT-1*

PROYECTO	ICA 08-816 BIS JUAN SALVADOR AGRAZ, SANTA FÉ	SONDEO	SPT-1
LOCALIZACION	AV. JUAN SALVADOR AGRAZ STA. FÉ	PROF. EXPLORADA	35.45 m
		PROF. NAF	NO SE DETECTÓ

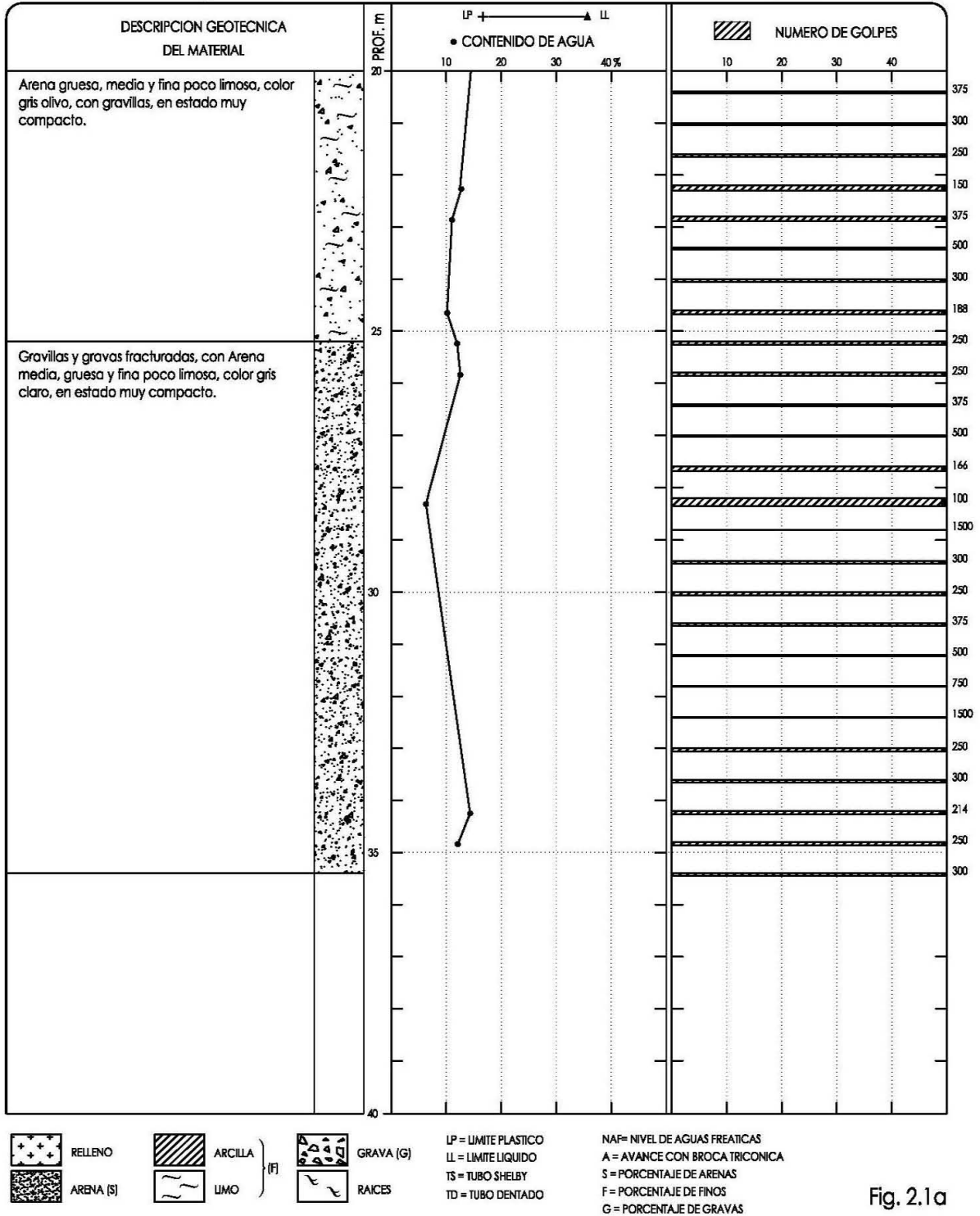


Fig. 2.1a

Fig I.2 Sondeo de penetración estándar SPT-1 (Continuación)



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

DISEÑO GEOTÉCNICO

PROYECTO	ICA 08-816 BIS <b>JUAN SALVADOR AGRAZ, SANTA FÉ</b>	SONDEO	SPT-2 (cont...)
LOCALIZACION	Av. Juan Salvador Agraz Sta. Fé	PROF. EXPLORADA	35.01 m
		PROF. NAF	NO SE DETECTÓ

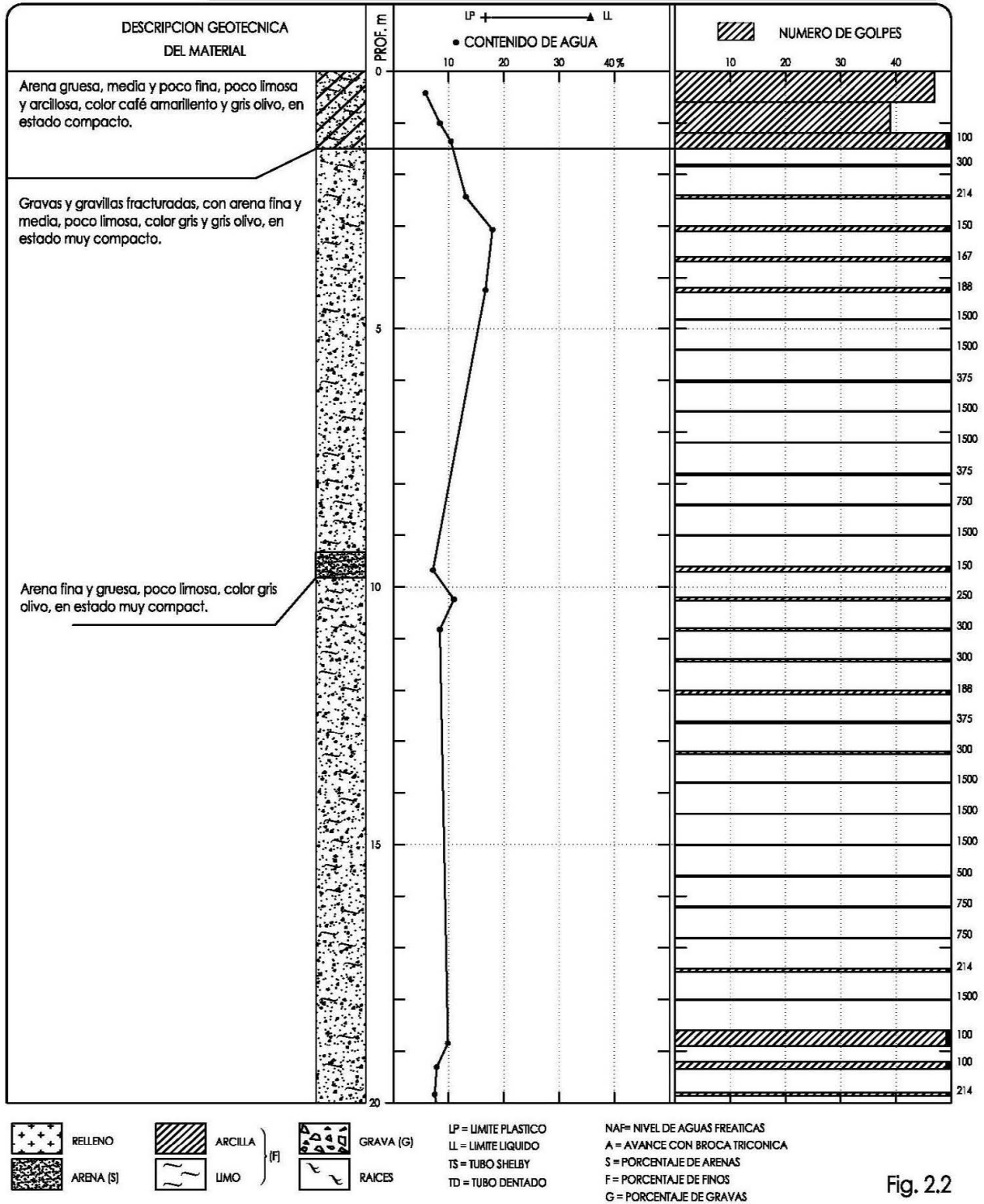


Fig. 2.2

Fig I.3 Sondeo de penetración estándar SPT-2

PROYECTO	ICA 08-816 BIS <b>JUAN SILVADOR AGRAZ, SANTA FÉ</b>	SONDEO	SPT-2
LOCALIZACION	Av. Juan Salvador Agraz Sta. Fé	PROF. EXPLORADA	35.01 m
		PROF. NAF	NO SE DETECTÓ

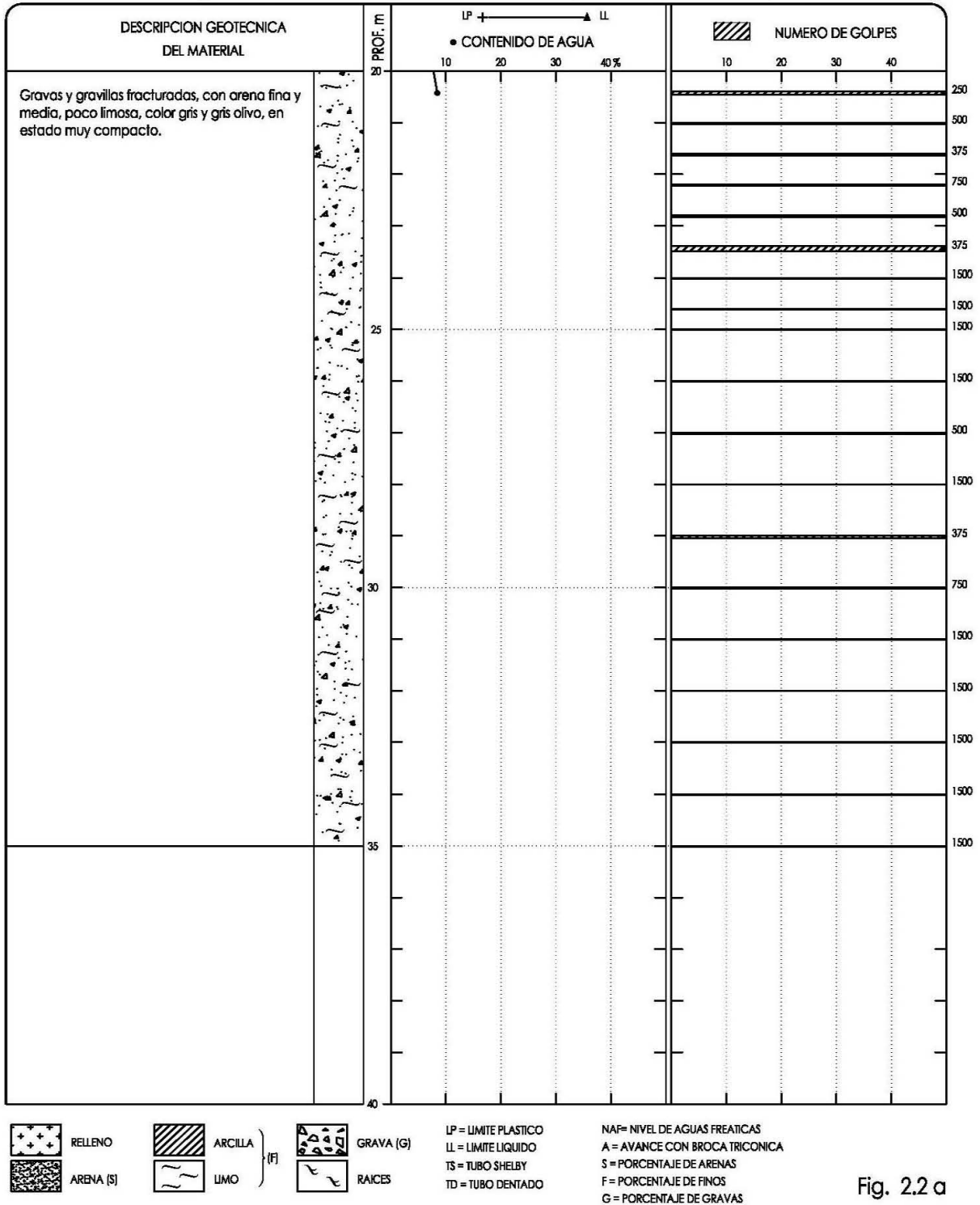


Fig. 2.2 a

Fig I.4 Sondeo de penetración estándar SPT-2 (continuación)

PROYECTO	ICA 08-816 BIS JUAN SALVADOR AGRAZ, SANTA FÉ	SONDEO	SM-1
LOCALIZACION	Av. Juan Salvador Agraz Sta. Fé	PROF. EXPLORADA	20.01 m
		PROF. NAF	NO SE DETECTÓ

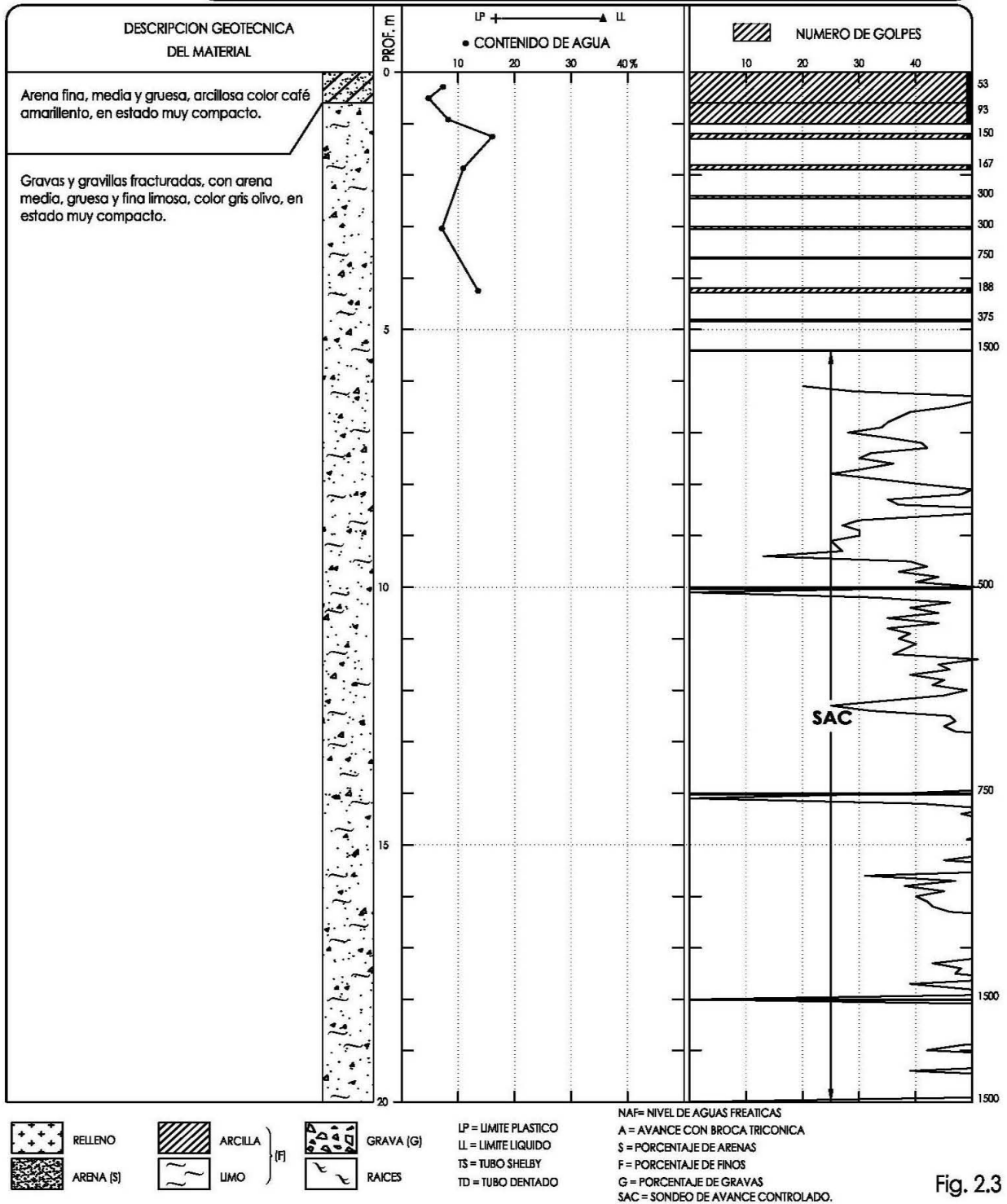


Fig. 2.3

Fig I.5 Sondeo mixto SM-1

ANEXO II-a  
ENSAYES DE LABORATORIO  
(Pruebas índice)

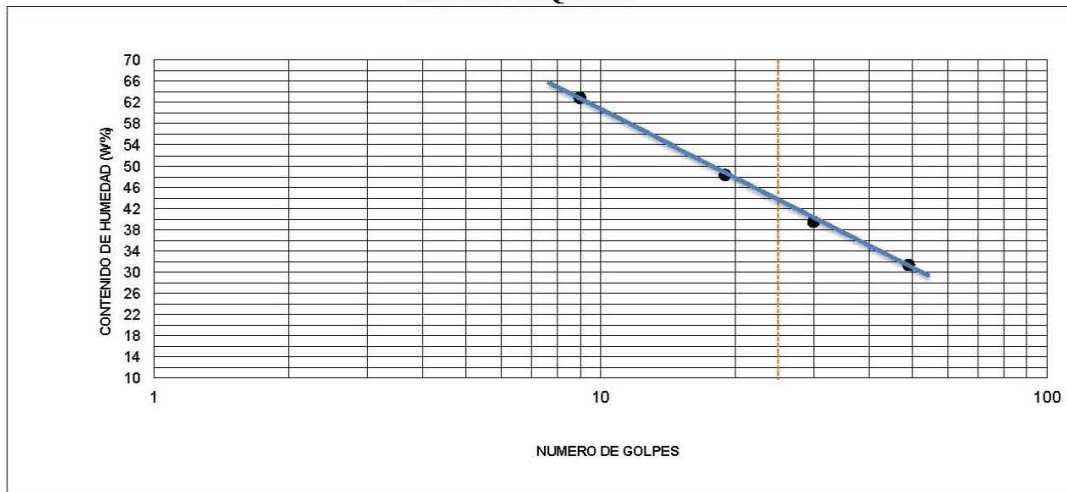


DISEÑO GEOTÉCNICO

## LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO:	Juan Salvador Agraz	LOCALIZACIÓN:	Sta Fe, México D F
SONDEO:	MC-1	PROFUNDIDAD:	N+41.0 m
MUESTRA:	1	FECHA:	Agosto-2008
OPERADOR:	Antonio Orihuela Leyva	CALCULISTA:	Mario Arvizu

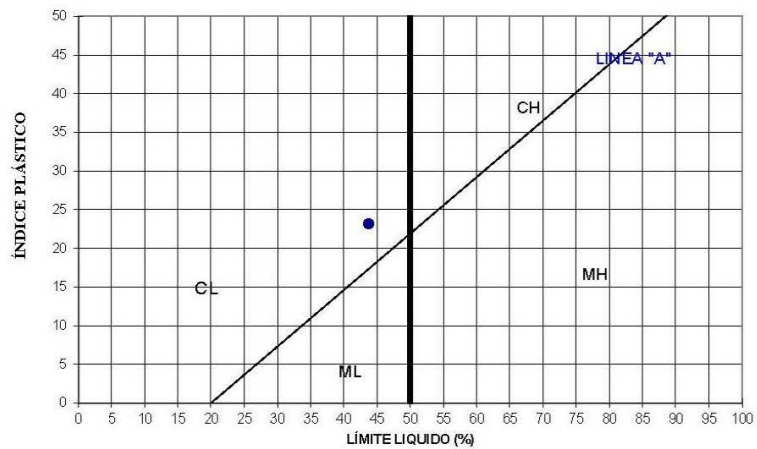
### LÍMITE LÍQUIDO



7

LÍMITE LÍQUIDO :	43.70 %
LÍMITE PLÁSTICO :	20.50 %
ÍNDICE PLÁSTICO :	23.20 %
Wi :	
Cr. :	
CONTRACCIÓN LÍNEAL	_____ %
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
<b>CL</b>	

### CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN:  
Arcilla limosa color café rojizo con arena fina y media

OBSERVACIONES:

Fig II-a.1

Fig II-a.1 Límites de consistencia en muestra cúbica MC-1



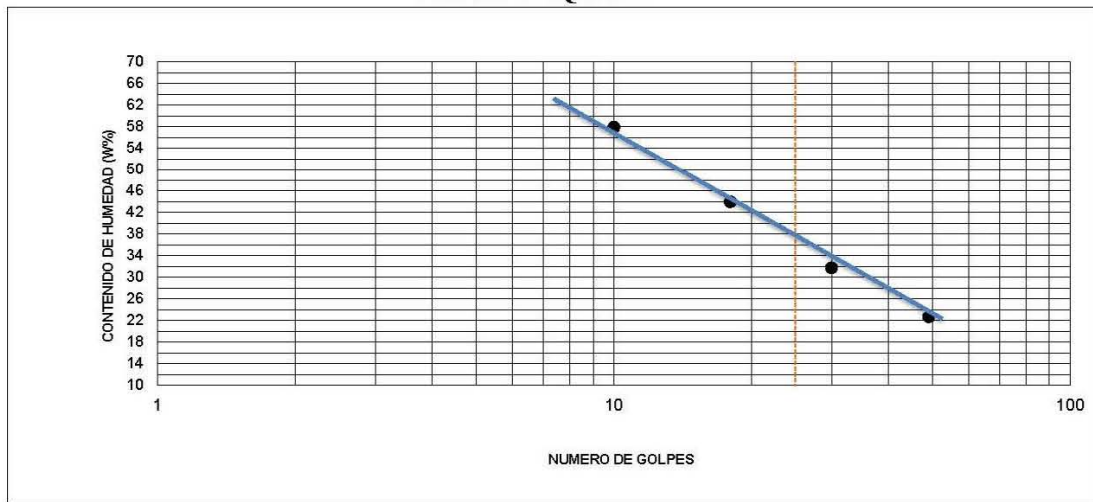
DISEÑO GEOTÉCNICO

## LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO:	Juan Salvador Agraz
SONDEO:	MC-2
MUESTRA:	2
OPERADOR:	Antonio Orihuela Leyva

LOCALIZACIÓN:	Sta Fe, México D F
PROFUNDIDAD:	N+38.0 m
FECHA:	Agosto-2008
CALCULISTA:	Mario Arvizu

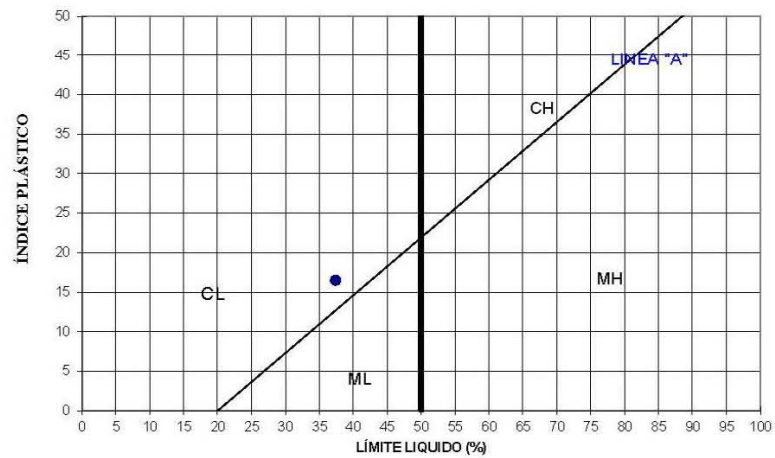
### LÍMITE LÍQUIDO



7

LÍMITE LÍQUIDO :	37.40 %
LÍMITE PLÁSTICO :	20.90 %
ÍNDICE PLÁSTICO :	16.50 %
Wi :	
Cr. :	
CONTRACCIÓN LÍNEAL	_____ %
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
<b>CL</b>	

### CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN:

OBSERVACIONES:

Fig II-a.2

Fig II-a.2 Límites de consistencia en muestra cúbica MC-2



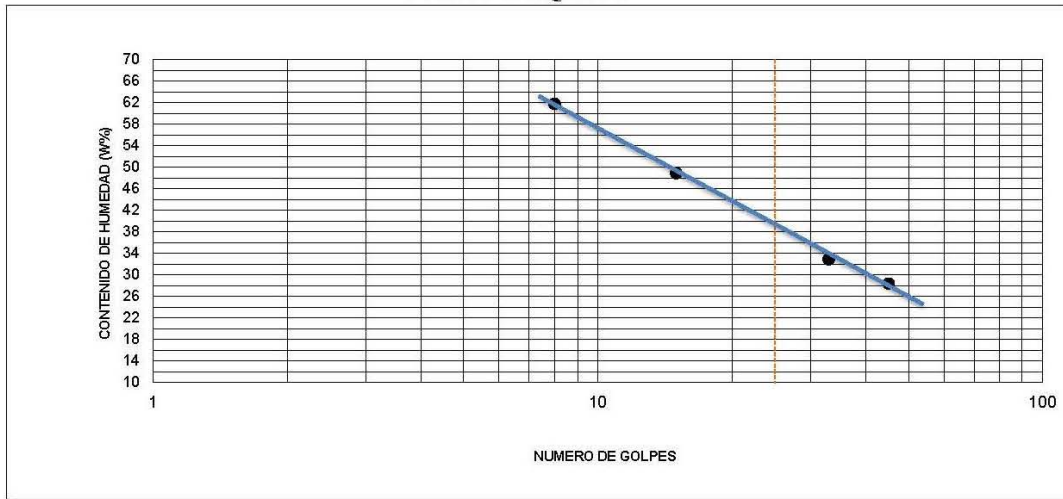
DISEÑO GEOTÉCNICO

## LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO:	Juan Salvador Agraz
SONDEO:	MC-3
MUESTRA:	3
OPERADOR:	Antonio Orihuela Leyva

LOCALIZACIÓN:	Sta Fe, México D F
PROFUNDIDAD:	N+35.0 m
FECHA:	Agosto-2008
CALCULISTA:	Mario Arvizu

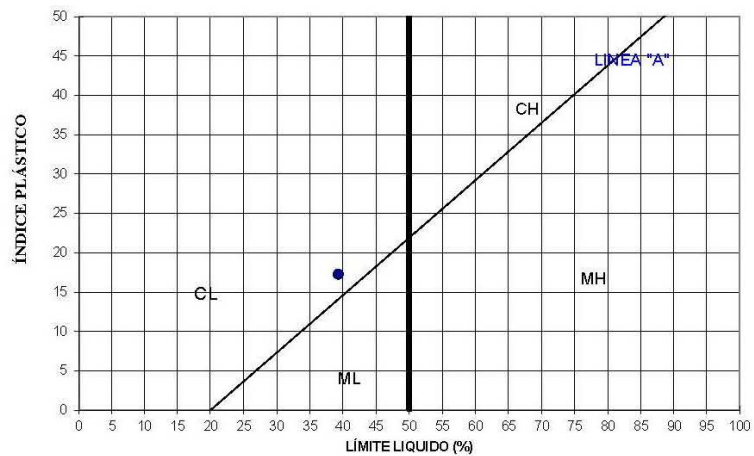
### LÍMITE LÍQUIDO



7

LÍMITE LÍQUIDO :	39.30 %
LÍMITE PLÁSTICO:	22.00 %
ÍNDICE PLÁSTICO:	17.30 %
Wi :	
Cr. :	
CONTRACCIÓN LÍNEAL	----- %
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
<b>CL</b>	

### CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN:	
----------------	--

OBSERVACIONES:	
----------------	--

Fig II-a.3

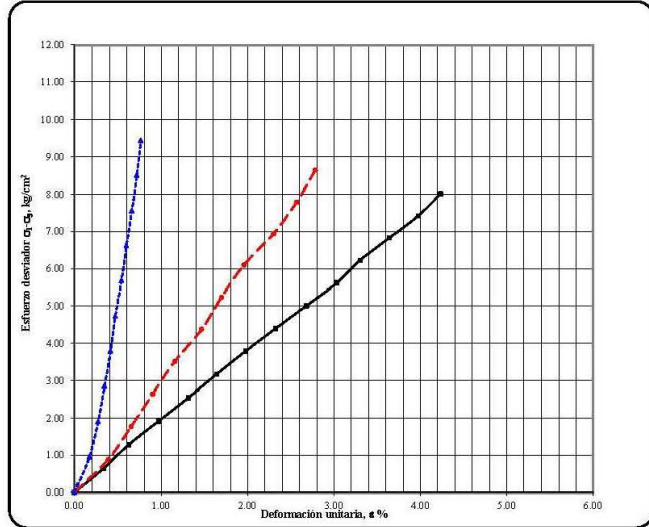
Fig II-a.3 Límites de consistencia en muestra cúbica MC-3

ANEXO II-b  
ENSAYES DE LABORATORIO  
(Pruebas mecánicas)



CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
(CL) Arcilla limosa color café rojizo, con arena fina y media cuarzosa, andesítica y pumítica.

SÍMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0.50	192	
- - -	1.00	298	
· · ·	1.50	1011	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$G_wi$ %	$G_wf$ %	$\gamma_{si}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sf}$ t/m <sup>3</sup>	$c$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
PCA-1	N+41.0	C-1	0.50	8.02	28.33	23.28	2.540	0.938	0.809	76.75	73.06	1.68	1.73	23.0	25.0
			1.00	8.64	28.20	22.81		0.945	0.808	75.82	71.72	1.67	1.73		
			1.50	9.44	28.09	27.62		0.945	0.934	75.47	75.16	1.67	1.68		

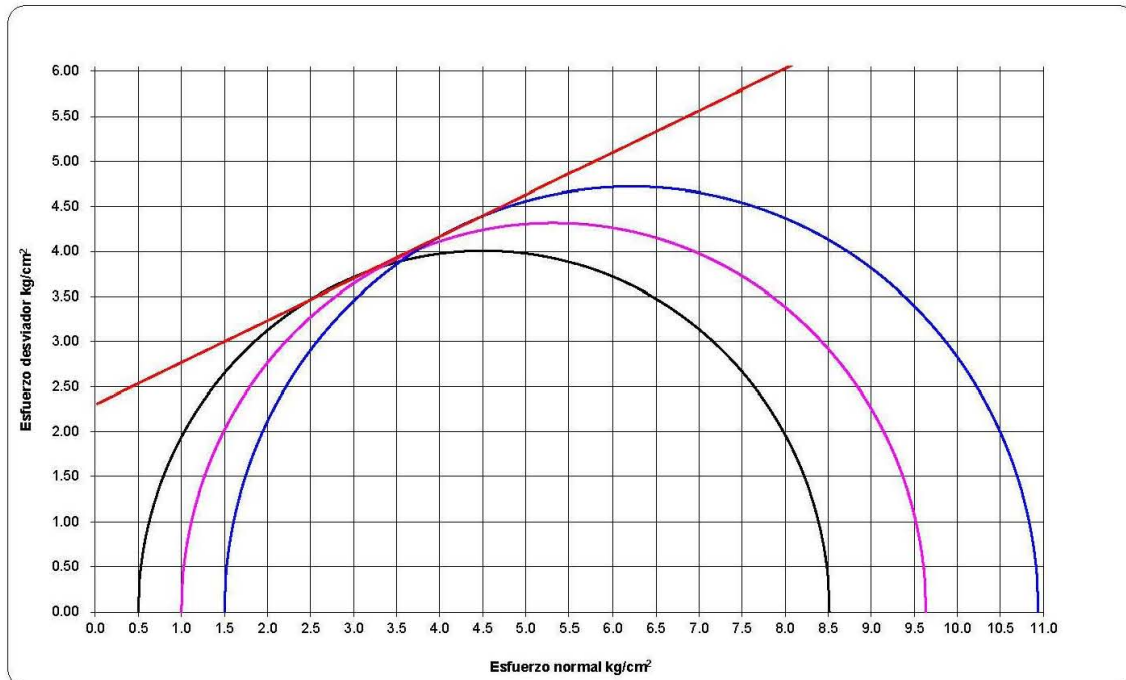
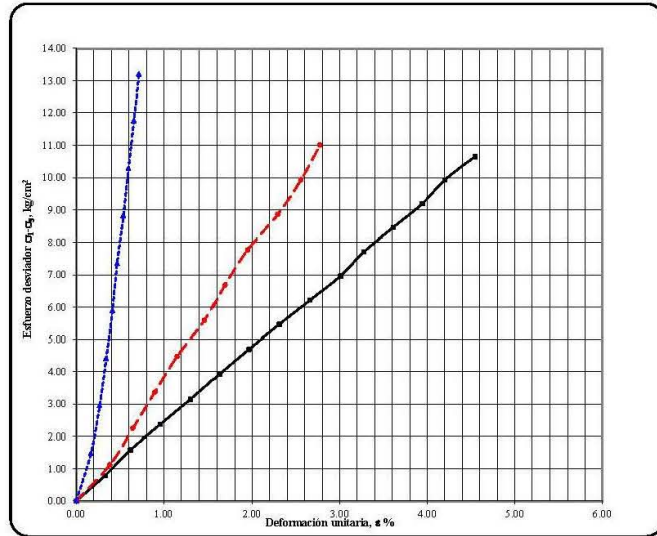


Fig II-b.1

Fig II-b.1 Ensayo triaxial consolidado-drenado TXX-CD en muestra cúbica MC-1

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(CL) Arcilla limosa color café con arena fina y media cuarzosa, andesítica y pumítica	

SIMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	1.00	236	
- - -	1.50	381	
.....	2.00	1572	



SONDEO	NIVEL	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$G_w$ %	$G_wf$ %	$\gamma_{su}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{suf}$ t/m <sup>3</sup>	$c$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
MC-2	N+38	C-2	1.00	10.43	22.70	17.23	2.562	0.837	0.696	69.50	63.37	1.71	1.77	28.3	25.6
			1.50	11.04	23.12	12.50		0.829	0.557	71.45	57.51	1.72	1.85		
			2.00	12.00	22.56	20.83		0.829	0.784	69.74	68.03	1.72	1.73		

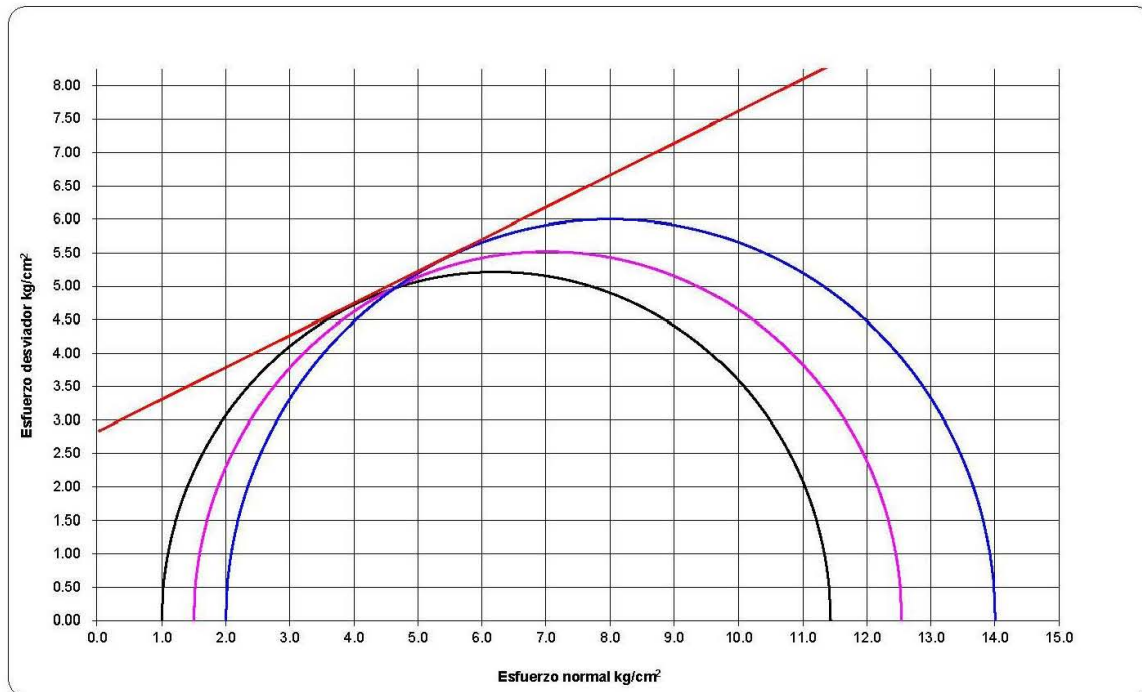
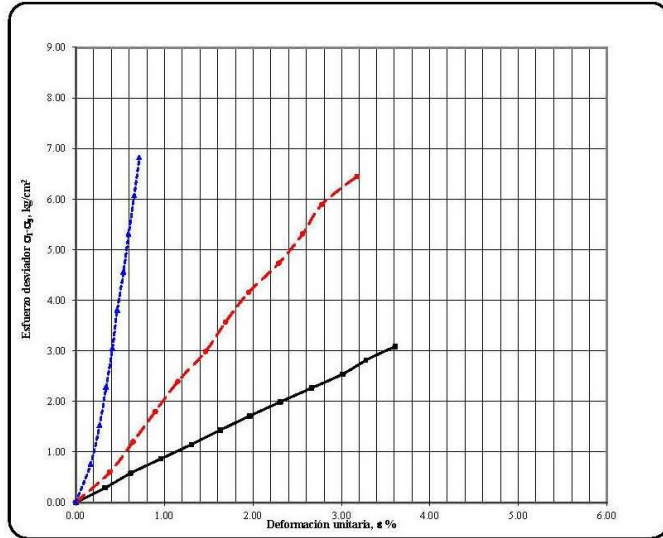


Fig II-b.2

Fig II-b.2 Ensayo triaxial consolidado-drenado TXX-CD en muestra cúbica MC-2

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(CL) Arcilla limosa color café con arena fina y media cuarzosa, andesítica y pumítica	

SIMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	1.00	87	SATURADA
- - -	2.00	211	SATURADA
· · ·	3.00	736	SATURADA



SONDEO	NIVEL	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$G_wi$ %	$G_wf$ %	$\gamma_{sa}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sf}$ t/m <sup>3</sup>	$c$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
MC-2	N+38.0	C-2	1.00	3.25	42.28	40.13	2.562	1.130	1.075	95.88	95.67	1.71	1.73	4.5	28.0
			2.00	6.45	41.97	38.27		1.109	1.014	96.95	96.67	1.72	1.76		
			3.00	6.82	42.59	40.56		1.128	1.076	96.76	96.60	1.72	1.73		

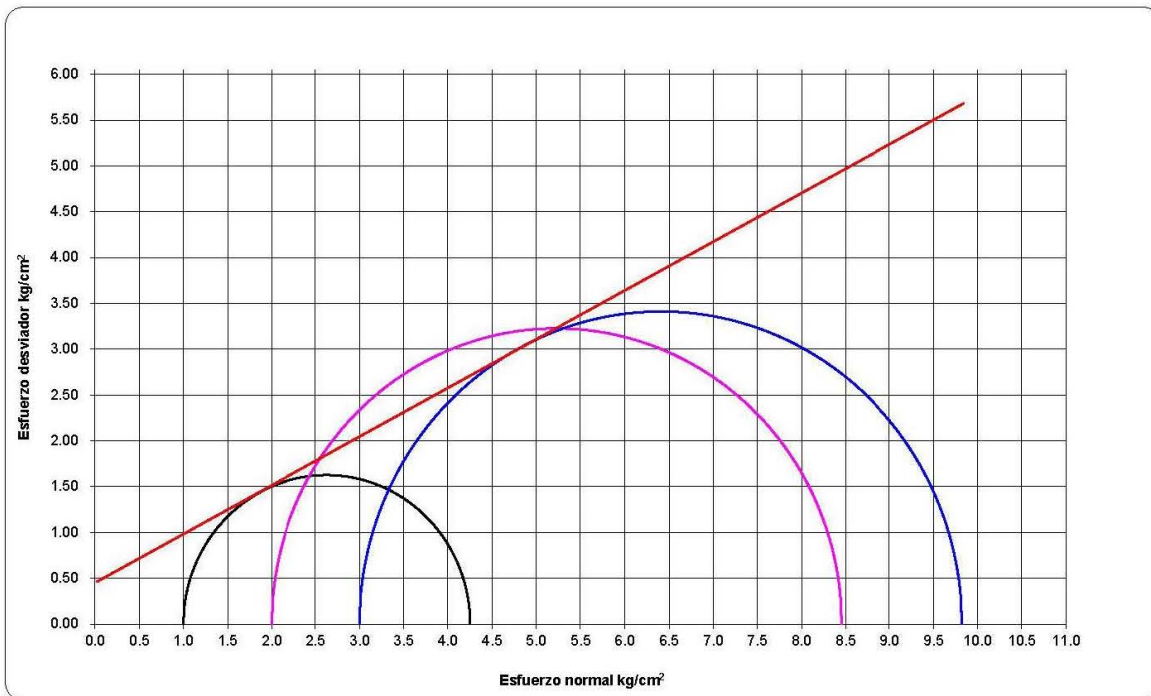
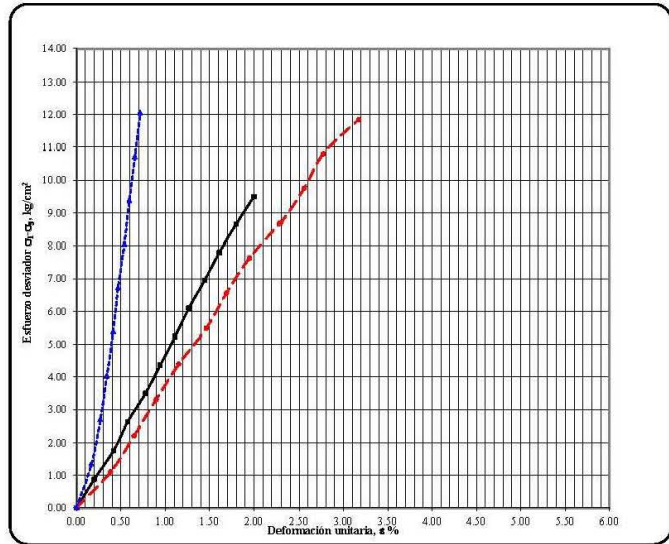


Fig II-b.8

Fig II-b.3 Ensayo triaxial consolidado-drenado TXX-CD en muestra cúbica saturada MC-2

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(CL) Arcilla limosa color café con tonos rojizos, con arena fina y media cuarzosa, andesítica y pumítica	

SIMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0.50	462	
- - -	1.50	388	
· · ·	2.50	1300	



SONDEO	NIVEL	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$G_wi$ %	$G_wf$ %	$\gamma_{hi}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{hf}$ t/m <sup>3</sup>	$c$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
MC-3	N+35.0	C-3	0.50	9.50	20.31	18.50	2.570	0.865	0.818	60.35	58.10	1.66	1.67	29.5	23.0
			1.50	11.84	20.93	18.85		0.866	0.813	62.08	59.58	1.67	1.68		
			2.50	12.05	21.00	19.52		0.874	0.836	61.75	60.01	1.66	1.67		

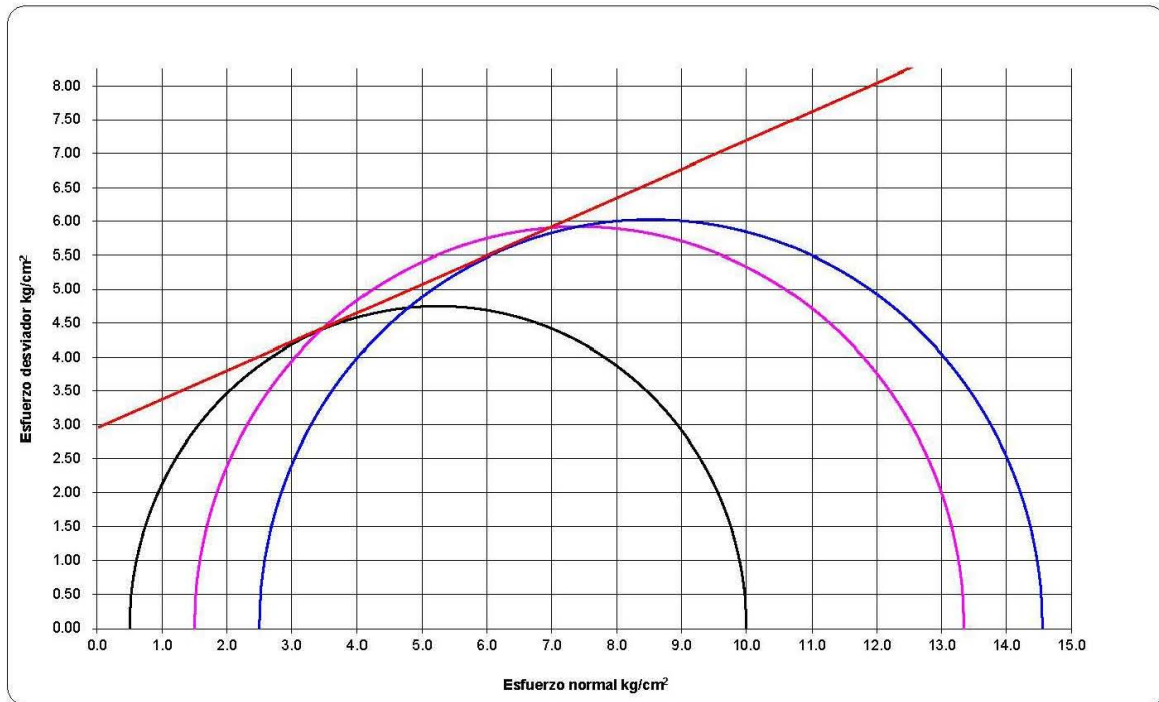
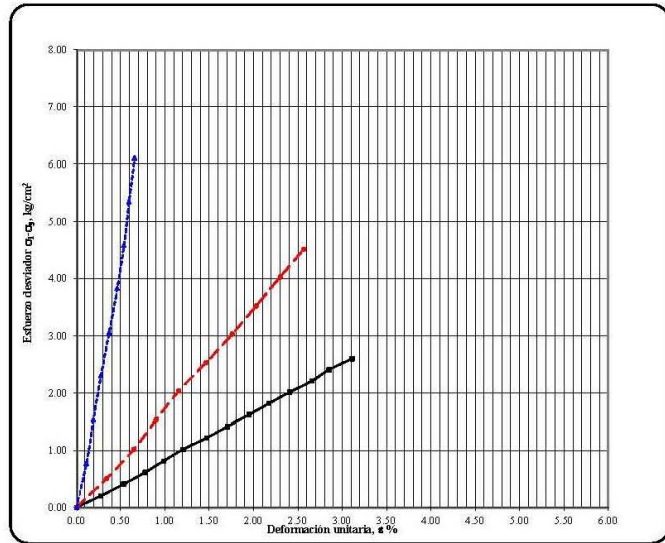


Fig II-b.3

Fig II-b.4 Ensayo triaxial consolidado-drenado TXX-CD en muestra cúbica MC-3

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(CL) Arcilla limosa color café con tonos rojizos, con arena fina y media cuarzosa, andesítica y pumítica	

SÍMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0.50	83	SATURADA
- - -	1.50	176	SATURADA
· · ·	2.50	822	SATURADA



SONDEO	NIVEL	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$G_w$ %	$G_w$ %	$\gamma_{ni}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{nf}$ t/m <sup>3</sup>	$c$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
MC-3	N+35.0	C-3	0.50	2.60	45.25	40.49	2.570	1.234	1.112	94.23	93.60	1.67	1.71	5.0	28.0
			1.50	4.51	46.48	41.52		1.268	1.140	94.24	93.59	1.66	1.70		
			2.50	6.10	42.04	38.83		1.141	1.059	94.68	94.26	1.70	1.73		

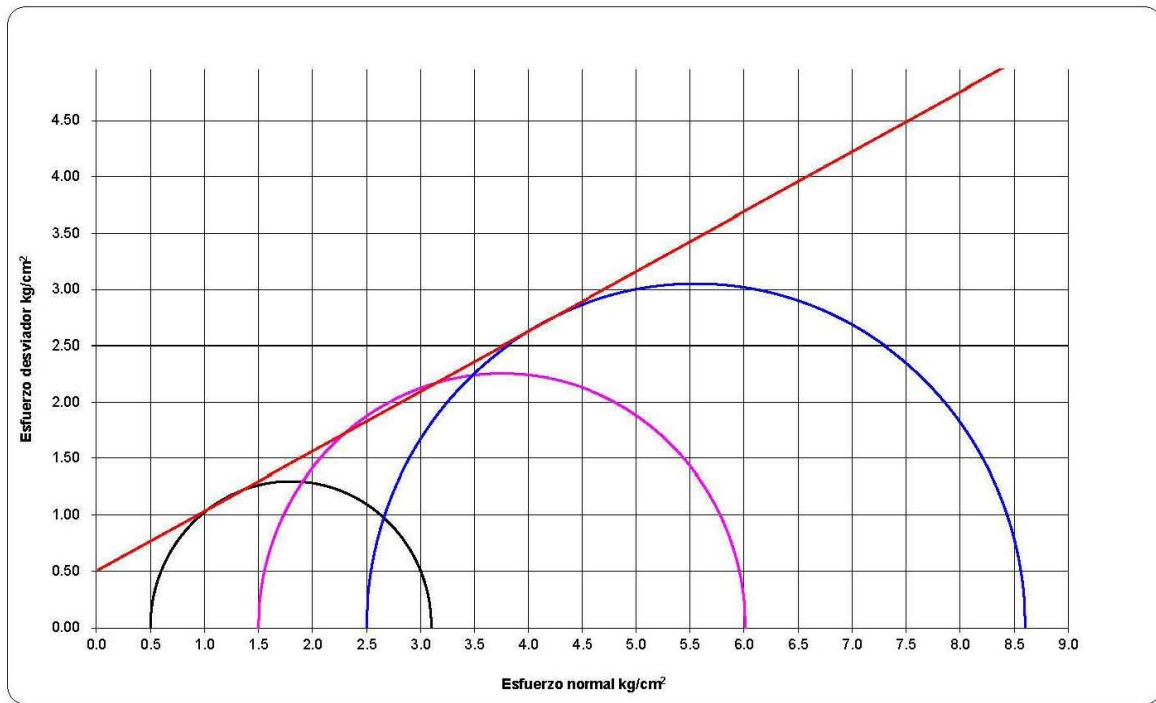


Fig II-b.9

Fig II-b.5 Ensayo triaxial consolidado-drenado TXX-CD en muestra cúbica saturada MC-3



# PRUEBA TRIAXIAL C D

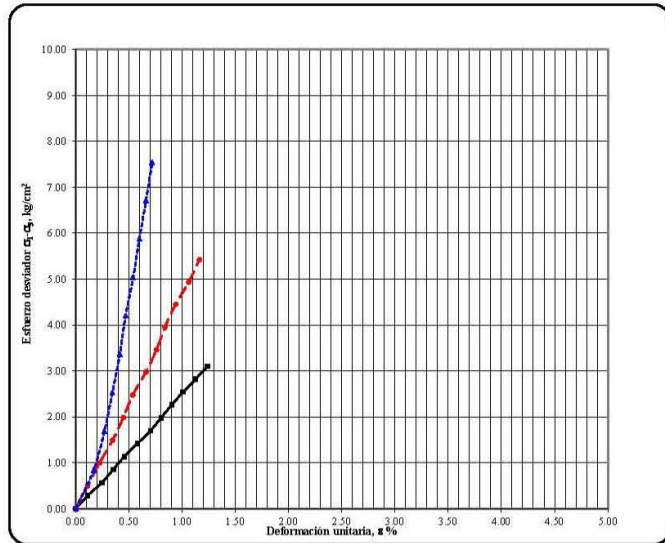
Proyecto: Juan Salvador Agraz

Realizó: Antonio Orihuela L. Ing. de proyecto

Fecha: Agosto-2008

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(SM) Arena fina, media y gruesa andesítica, cuarzosa y poco pumítica, con limo color café claro	

SIMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>50</sub> kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0.50	245	
- - -	1.00	451	
.....	1.50	814	



BONDEO	NIVEL	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	w <sub>i</sub> %	w <sub>r</sub> %	S <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>r</sub>	G <sub>wi</sub> %	G <sub>wf</sub> %	$\gamma_{ia}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{if}$ t/m <sup>3</sup>	e	$\phi$ grados
MC-4	N+28.0	C-4	0.50	3.10	14.57	14.40	2.570	0.594	0.590	63.03	62.77	1.85	1.85	2.95	42.0
			1.00	5.42	14.33	13.22		0.585	0.556	62.94	61.04	1.85	1.87		
			1.50	7.54	14.57	13.63		0.595	0.571	62.96	61.39	1.85	1.86		

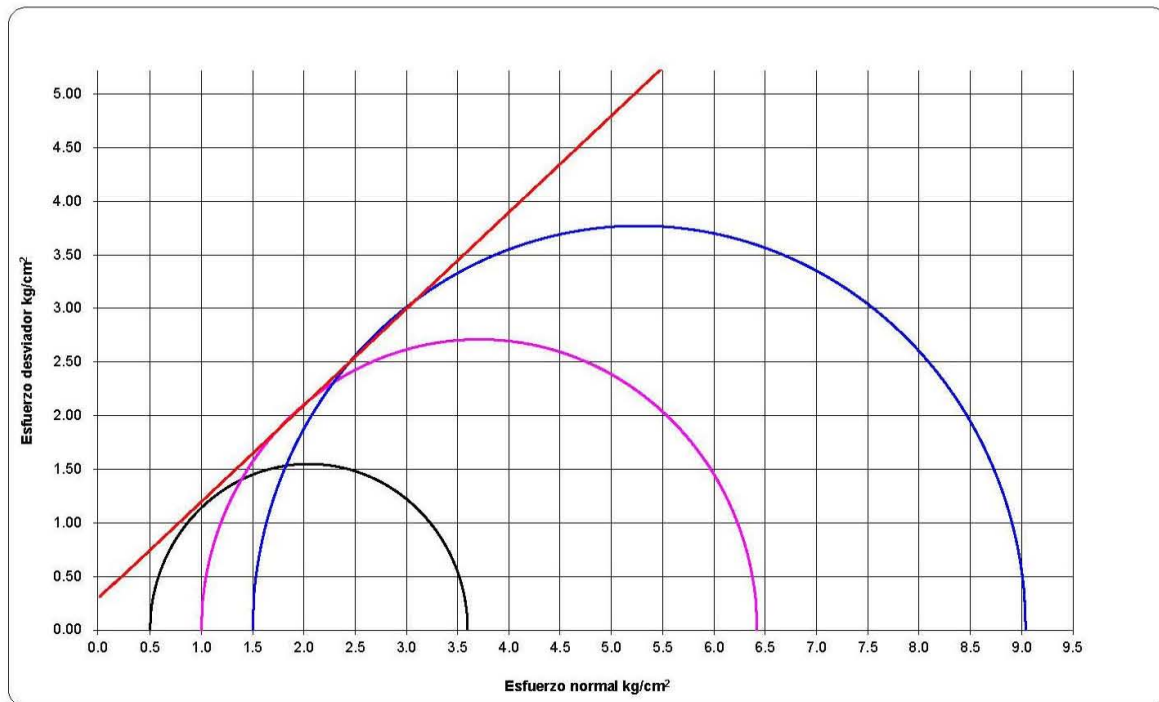


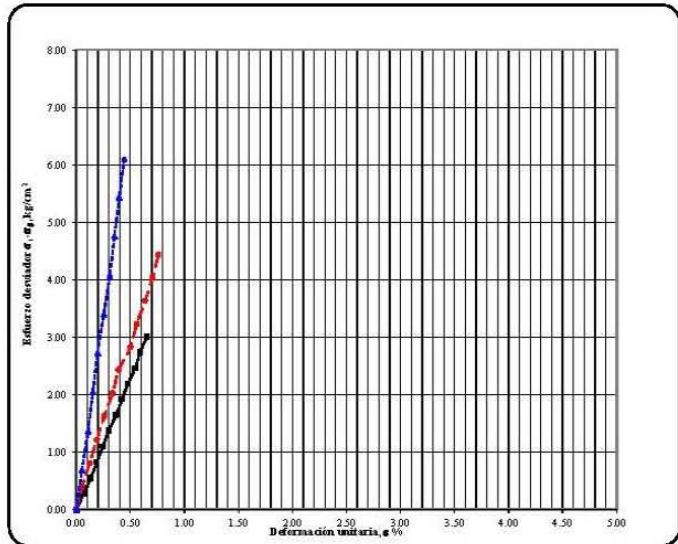
Fig II-b.4

Fig II-b.6 Ensaye triaxial consolidado-drenado TXX-CD en muestra cúbica MC-4

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL

(SM) Arena fina, media y gruesa andesítica, cuarzosa y pumítica, con limo color gris. Con gravillas andesíticas

SÍMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0.50	449	
- - -	1.00	621	
· · ·	1.50	1386	



SONDEO	NIVEL	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$G_{w1}$ %	$G_{wf}$ %	$\gamma_{sa}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sf}$ t/m <sup>3</sup>	$c$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
MC-5	N+24.0	C-5	0.50	3.01	18.14	17.98	2.610	0.628	0.624	75.40	75.23	1.89	1.90	3.15	38.0
			1.00	4.43	18.10	17.65		0.635	0.623	74.47	73.98	1.89	1.89		
			1.50	6.10	18.11	16.84		0.628	0.595	75.24	73.86	1.89	1.91		

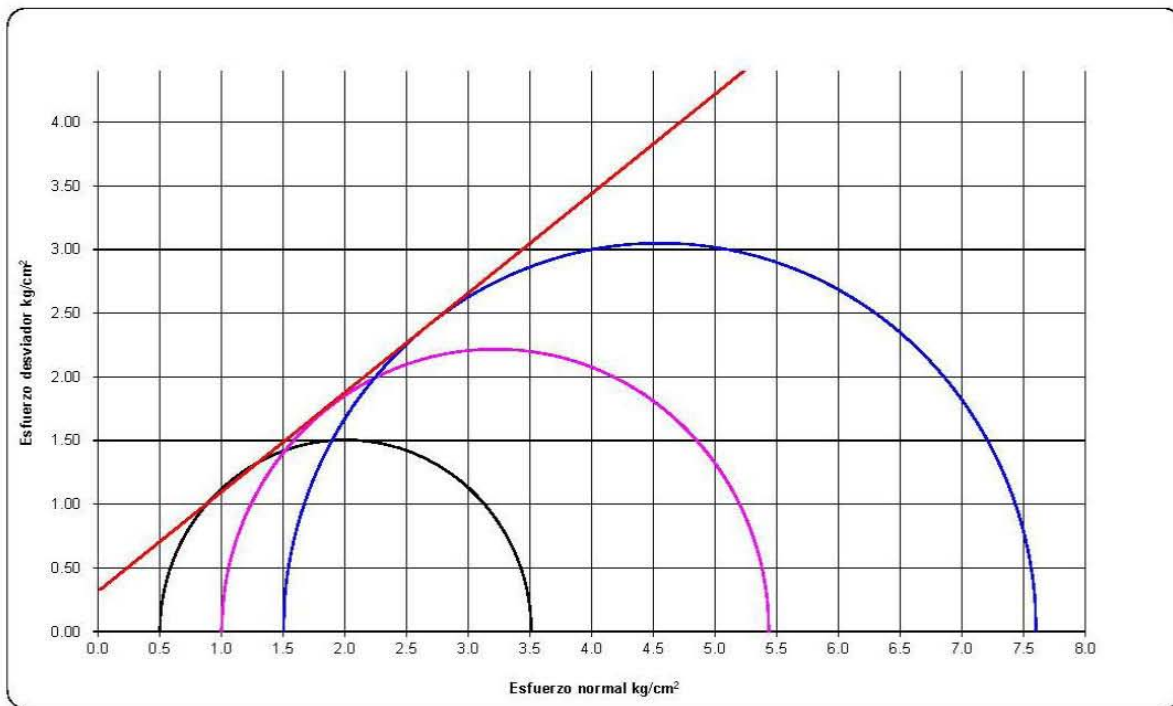


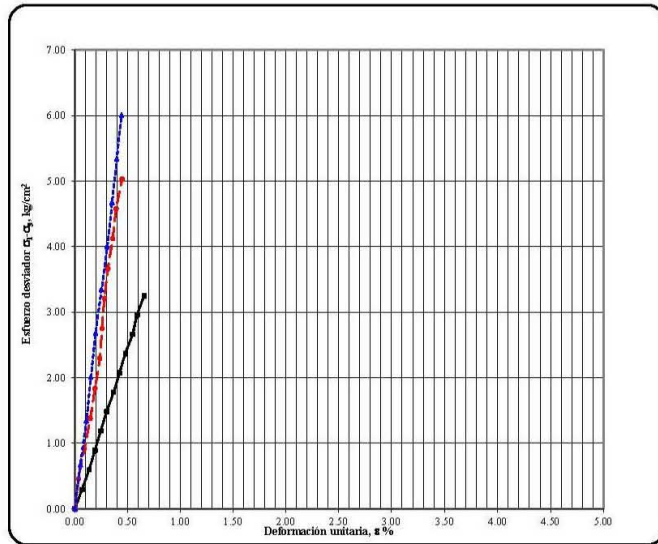
Fig II-b.5

Fig II-b.7 Ensaye triaxial consolidado-drenado TXX-CD en muestra cúbica MC-5

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL

(SM) Arena fina, media y gruesa andesítica, cuarzosa y pumítica, con limo color café grisáceo y algunas gravillas andesíticas

SÍMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>	NOTAS
—	0.50	485	
- - -	1.00	1071	
.....	1.50	1364	



BONDEO	NIVEL	MUESTRA	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$w_i$ %	$w_f$ %	$S_s$	$e_i$	$e_f$	$G_w$ %	$G_wf$ %	$\gamma_{ni}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{nf}$ t/m <sup>3</sup>	$c$ t/m <sup>2</sup>	$\phi$ grados
MC-6	N+20.0	C-6	0.50	3.25	17.01	16.17	2.593	0.657	0.635	67.13	66.01	1.83	1.84	3.60	39.5
			1.00	5.03	17.03	15.88		0.656	0.626	67.29	65.73	1.83	1.85		
			1.50	6.80	17.02	16.72		0.658	0.650	67.11	66.71	1.83	1.83		

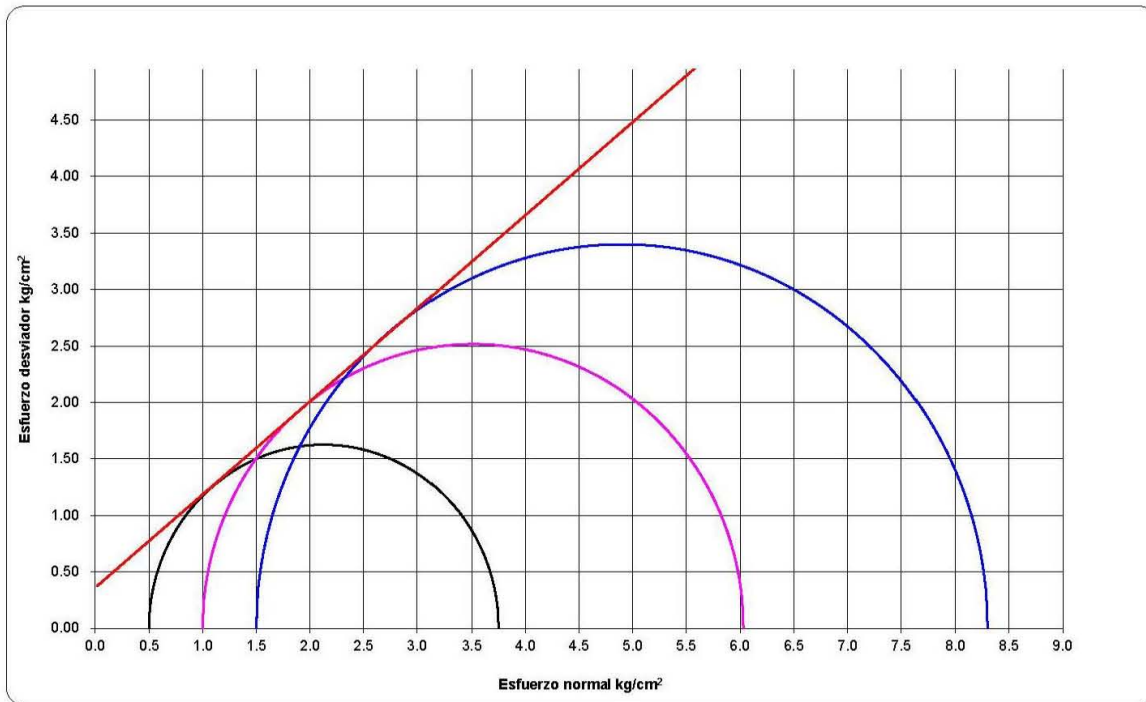


Fig II-b.6

Fig II-b.8 Ensaye triaxial consolidado-drenado TXX-CD en muestra cúbica MC-6



ANEXO III-a  
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SIN REFUERZO

TABLA III-a.1 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla cilíndrica en el estrato de tobas redepositadas)

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.00	1.0	1.0	4.3	28.0	0.0	0.05	4.30	0.54	0.00	0.00	0.05
2.00	3.0	1.0	4.3	28.0	0.0	0.16	4.30	1.59	0.00	0.00	0.16
3.00	4.8	1.0	4.3	28.0	5.0	0.26	4.32	2.57	0.01	0.42	0.26
4.00	6.6	1.0	4.3	28.0	9.0	0.35	4.35	3.48	0.03	1.04	0.35
5.00	8.3	1.0	4.3	28.0	12.0	0.44	4.40	4.31	0.05	1.72	0.43
6.00	9.9	1.0	4.3	28.0	16.0	0.53	4.47	5.05	0.08	2.72	0.51
7.00	11.3	1.0	4.3	28.0	20.0	0.60	4.58	5.63	0.11	3.85	0.56
8.00	12.6	1.0	4.3	28.0	24.0	0.67	4.71	6.11	0.14	5.11	0.61
9.00	13.7	1.0	4.3	28.0	28.0	0.73	4.87	6.45	0.18	6.45	0.65
10.00	14.8	1.0	4.3	28.0	32.0	0.79	5.07	6.66	0.22	7.83	0.67
11.00	19.8	1.0	4.3	28.0	36.0	1.05	5.32	8.50	0.33	11.62	0.85
12.00	18.5	1.0	4.3	28.0	41.0	0.98	5.70	7.41	0.34	12.12	0.74
13.00	16.9	1.0	4.3	28.0	46.0	0.90	6.19	6.25	0.35	12.17	0.63
14.00	15.1	1.0	4.3	28.0	51.0	0.80	6.83	5.04	0.33	11.71	0.51
15.00	12.8	1.0	4.3	28.0	57.0	0.68	7.90	3.70	0.30	10.72	0.37
16.00	9.8	1.0	4.3	28.0	64.0	0.52	9.81	2.28	0.25	8.79	0.23
17.00	3.9	0.6	4.3	28.0	72.0	0.21	8.35	0.64	0.11	3.72	0.06
<b><math>\Sigma=</math></b>							<b>95.45</b>	<b>76.20</b>	<b>2.84</b>	<b>99.99</b>	<b>7.64</b>

FSe=1.72

FSs=1.57

NOMENCLATURA

- W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial
- b ancho de la dovela
- c cohesión del suelo en la base de la dovela
- $\phi$  ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela
- $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal
- F<sub>sis</sub> fuerza sísmica
- FSe factor de seguridad en condiciones estáticas
- FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas

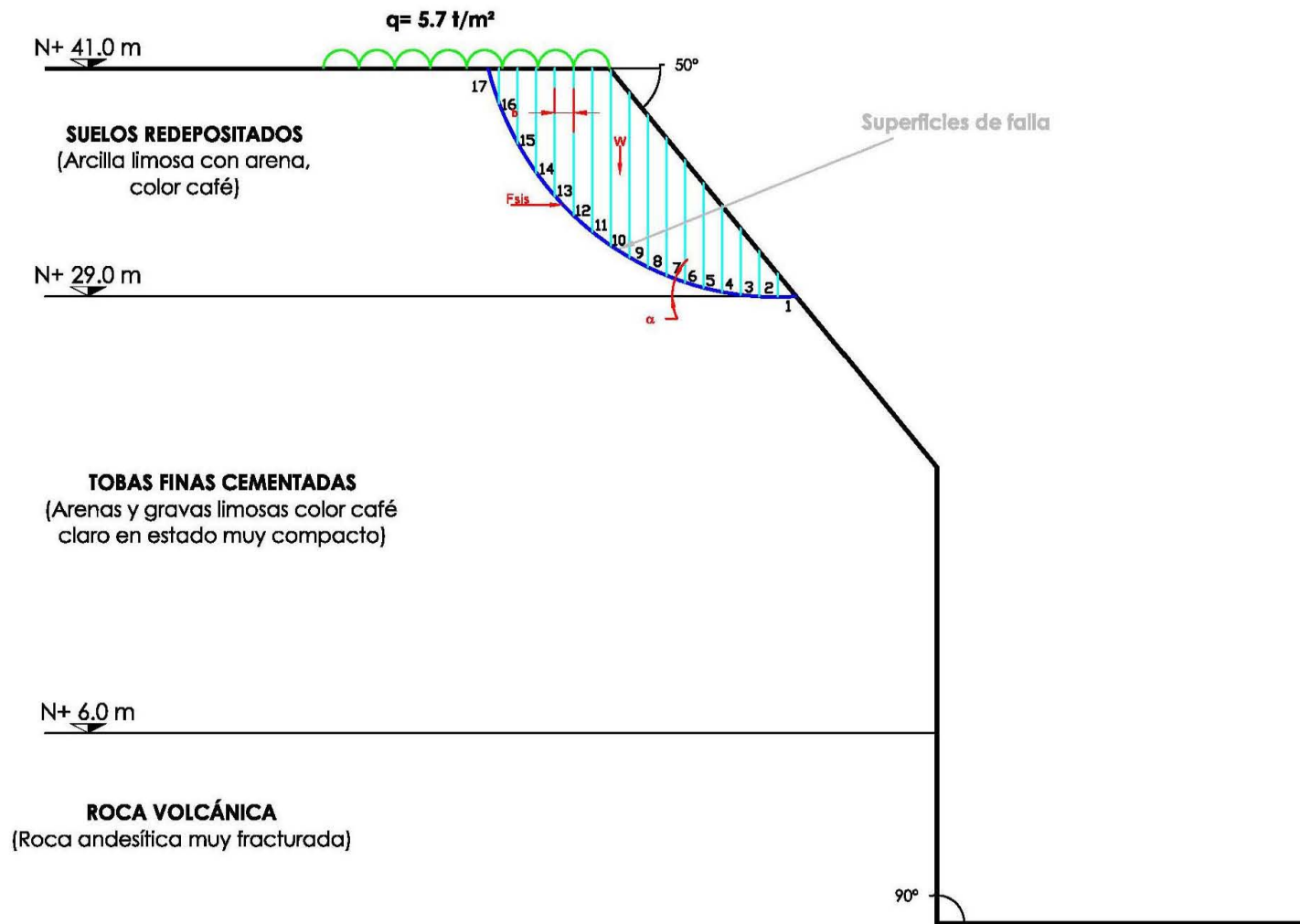


Fig III-a.1 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla cilíndrica en el estrato de tobas redepositadas)

TABLA III-a.2 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla cilíndrica en el cambio de pendiente)

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b seca	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.0	0.7	1.0	3.0	38.0	21.0	0.04	3.21	0.49	0.01	0.24	0.03
2.0	2.0	1.0	3.0	38.0	21.0	0.11	3.21	1.47	0.03	0.72	0.10
3.0	3.3	1.0	3.0	38.0	23.0	0.18	3.26	2.37	0.05	1.29	0.16
4.0	4.6	1.0	3.0	38.0	24.0	0.24	3.28	3.25	0.08	1.85	0.22
5.0	5.8	1.0	3.0	38.0	25.0	0.31	3.31	4.08	0.10	2.43	0.28
6.0	6.9	1.0	3.0	38.0	27.0	0.37	3.37	4.82	0.13	3.15	0.33
7.0	8.0	1.0	3.0	38.0	28.0	0.43	3.40	5.55	0.16	3.77	0.38
8.0	9.9	1.0	3.0	38.0	29.0	0.53	3.43	6.78	0.20	4.81	0.46
9.0	10.9	1.0	3.0	38.0	31.0	0.58	3.50	7.27	0.23	5.59	0.50
10.0	11.7	1.0	3.0	38.0	32.0	0.63	3.54	7.78	0.26	6.22	0.53
11.0	12.6	1.0	3.0	38.0	33.0	0.67	3.58	8.22	0.28	6.84	0.56
12.0	13.3	1.0	3.0	38.0	35.0	0.71	3.66	8.51	0.32	7.63	0.58
13.0	14.0	1.0	3.0	38.0	36.0	0.75	3.71	8.84	0.34	8.22	0.60
14.0	14.6	1.0	3.0	38.0	38.0	0.78	3.81	8.98	0.37	8.98	0.61
15.0	15.1	1.0	3.0	38.0	39.0	0.81	3.86	9.18	0.40	9.52	0.63
16.0	7.4	0.5	3.0	38.0	40.0	0.39	1.88	4.40	0.20	4.73	0.30
17.0	15.8	1.0	4.3	28.0	42.0	0.84	5.79	6.26	0.30	10.59	0.63
18.0	16.3	1.0	4.3	28.0	43.0	0.87	5.88	6.34	0.32	11.12	0.64
19.0	21.0	1.0	4.3	28.0	45.0	1.12	6.08	7.88	0.42	14.82	0.79
20.0	19.3	1.0	4.3	28.0	46.0	1.03	6.19	7.11	0.39	13.85	0.71
21.0	17.5	1.0	4.3	28.0	48.0	0.93	6.43	6.23	0.37	13.01	0.62
22.0	15.6	1.0	4.3	28.0	50.0	0.83	6.69	5.34	0.34	11.96	0.54
23.0	13.6	1.0	4.3	28.0	52.0	0.72	6.98	4.45	0.30	10.70	0.45
24.0	11.4	1.0	4.3	28.0	54.0	0.61	7.32	3.57	0.26	9.23	0.36
25.0	9.1	1.0	4.3	28.0	56.0	0.48	7.69	2.70	0.21	7.52	0.27
26.0	7.0	1.1	4.3	28.0	58.0	0.37	8.76	1.96	0.17	5.89	0.20
<b><math>\Sigma=</math></b>							<b>121.81</b>	<b>143.82</b>	<b>6.25</b>	<b>184.69</b>	<b>11.48</b>

FSe=1.44

FSs=1.32

NOMENCLATURA

W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial  
 b ancho de la dovela  
 c cohesión del suelo en la base de la dovela  
 $\phi$  ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela  
 $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal

FSe factor de seguridad en condiciones estáticas  
 FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas  
 Fsis fuerza sísmica

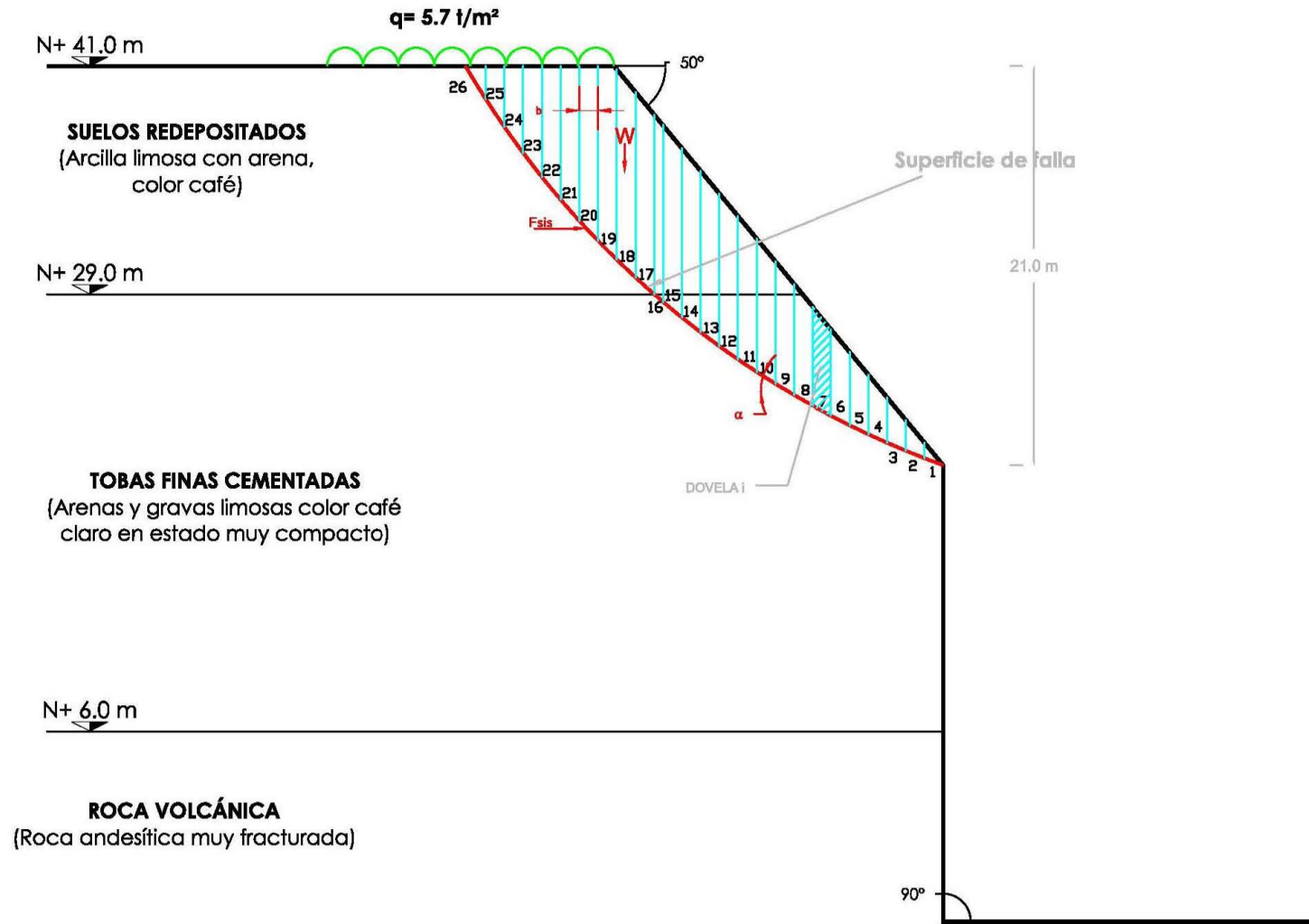


Fig III-a.2 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla cilíndrica en el cambio de pendiente)

TABLA III-a.3 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla cilíndrica en el estrato de tobas cementadas)

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.0	23.1	1.0	3.0	38.0	44.0	1.23	4.17	13.01	0.67	16.08	0.89
2.0	23.5	1.0	3.0	38.0	45.0	1.25	4.24	12.98	0.69	16.61	0.89
3.0	23.8	1.0	3.0	38.0	46.0	1.27	4.32	12.92	0.71	17.12	0.88
4.0	24.1	1.0	3.0	38.0	46.0	1.28	4.32	13.06	0.72	17.31	0.89
5.0	24.3	1.0	3.0	38.0	46.0	1.30	4.32	13.18	0.73	17.47	0.90
6.0	24.5	1.0	3.0	38.0	48.0	1.30	4.48	12.79	0.76	18.18	0.87
7.0	24.6	1.0	3.0	38.0	49.0	1.31	4.57	12.60	0.77	18.55	0.86
8.0	26.9	1.0	3.0	38.0	49.0	1.43	4.57	13.78	0.85	20.29	0.94
9.0	26.8	1.0	3.0	38.0	50.0	1.43	4.67	13.43	0.85	20.49	0.92
10.0	26.5	1.0	3.0	38.0	51.0	1.42	4.77	13.05	0.86	20.62	0.89
11.0	26.3	1.0	3.0	38.0	52.0	1.40	4.87	12.63	0.86	20.69	0.86
12.0	25.9	1.0	3.0	38.0	53.0	1.38	4.98	12.18	0.86	20.69	0.83
13.0	25.5	1.0	3.0	38.0	53.0	1.36	4.98	11.98	0.85	20.35	0.82
14.0	25.0	1.0	3.0	38.0	55.0	1.33	5.23	11.20	0.85	20.47	0.76
15.0	24.4	1.0	3.0	38.0	55.0	1.30	5.23	10.94	0.83	20.00	0.75
16.0	23.7	1.0	3.0	38.0	56.0	1.27	5.36	10.37	0.82	19.69	0.71
17.0	23.0	1.0	3.0	38.0	57.0	1.23	5.51	9.78	0.80	19.28	0.67
18.0	36.8	1.4	3.0	38.0	58.0	1.96	7.87	15.23	1.30	31.19	1.04
19.0	23.4	1.0	4.3	28.0	59.0	1.25	8.35	6.41	0.57	20.07	0.64
20.0	20.6	1.0	4.3	28.0	60.0	1.10	8.60	5.47	0.51	17.82	0.55
21.0	17.6	1.0	4.3	28.0	61.0	0.94	8.87	4.54	0.44	15.41	0.46
22.0	14.5	1.0	4.3	28.0	61.0	0.77	8.87	3.74	0.36	12.70	0.38
23.0	11.3	1.0	4.3	28.0	65.0	0.60	10.17	2.53	0.29	10.22	0.25
24.0	9.6	1.3	4.3	28.0	65.0	0.51	13.33	2.15	0.25	8.67	0.22
<b><math>\Sigma=</math></b>							<b>146.67</b>	<b>249.96</b>	<b>17.20</b>	<b>439.97</b>	<b>17.86</b>

FSe=0.90

FSs=0.83

NOMENCLATURA

W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial  
 b ancho de la dovela  
 c cohesión del suelo en la base de la dovela  
 $\phi$  ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela  
 $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal

Fsis fuerza sísmica  
 FSe factor de seguridad en condiciones estáticas  
 FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas

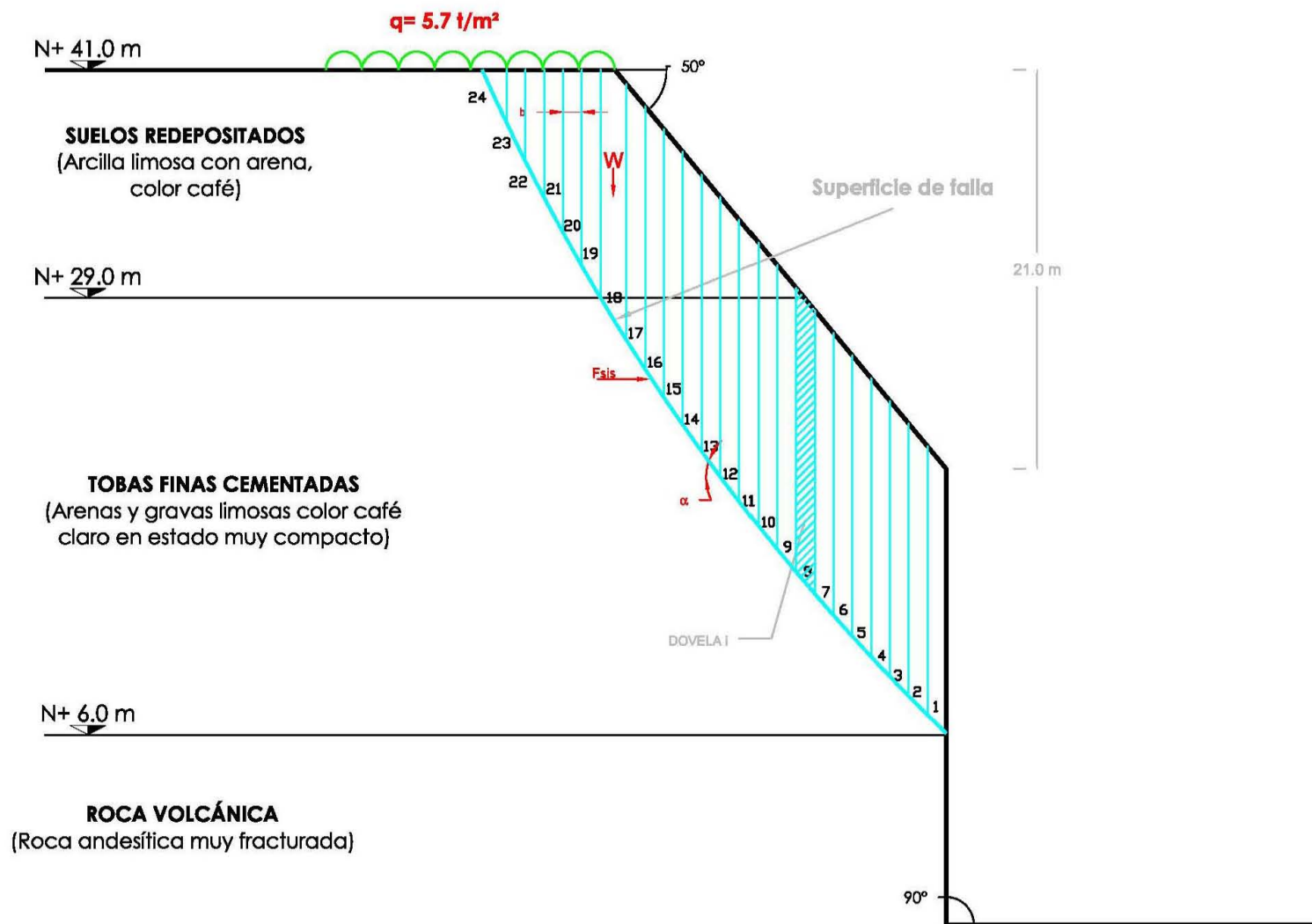


Fig III-a.3 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla cilíndrica en el estrato de tobas cementadas)

TABLA III-a.4 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla cilíndrica en el pie del talud)

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.0	44.8	1.0	6.0	40.0	50.0	2.39	9.33	24.15	1.54	34.30	1.54
2.0	44.5	1.0	6.0	40.0	51.0	2.38	9.53	23.52	1.55	34.61	1.49
3.0	44.2	1.0	6.0	40.0	51.0	2.36	9.53	23.35	1.54	34.36	1.48
4.0	43.8	1.0	6.0	40.0	52.0	2.34	9.75	22.63	1.54	34.51	1.44
5.0	43.3	1.0	6.0	40.0	53.0	2.31	9.97	21.86	1.55	34.58	1.39
6.0	42.7	1.0	6.0	40.0	54.0	2.28	10.21	21.05	1.55	34.54	1.34
7.0	60.9	1.5	6.0	40.0	56.0	3.25	15.67	28.56	2.26	50.47	1.82
8.0	40.8	1.0	3.0	38.0	57.0	2.18	5.51	17.36	1.43	34.21	1.18
9.0	39.9	1.0	3.0	38.0	58.0	2.13	5.66	16.53	1.41	33.85	1.13
10.0	38.9	1.0	3.0	38.0	59.0	2.07	5.82	15.65	1.39	33.35	1.07
11.0	37.7	1.0	3.0	38.0	61.0	2.01	6.19	14.30	1.38	33.01	0.98
12.0	36.4	1.0	3.0	38.0	61.0	1.94	6.19	13.79	1.33	31.85	0.94
13.0	34.9	1.0	3.0	38.0	65.0	1.86	7.10	11.53	1.32	31.64	0.79
14.0	33.2	1.0	3.0	38.0	66.0	1.77	7.38	10.55	1.26	30.32	0.72
15.0	31.2	1.0	3.0	38.0	66.0	1.67	7.38	9.92	1.19	28.53	0.68
16.0	29.0	1.0	3.0	38.0	68.0	1.55	8.01	8.48	1.12	26.86	0.58
17.0	26.4	1.0	3.0	38.0	69.0	1.41	8.37	7.38	1.03	24.62	0.50
18.0	28.7	1.0	3.0	38.0	71.0	1.53	9.58	7.29	1.13	27.11	0.50
19.0	22.1	1.0	4.3	28.0	73.0	1.18	14.71	3.43	0.60	21.11	0.34
20.0	16.2	1.0	4.3	28.0	75.0	0.86	16.61	2.23	0.44	15.62	0.22
21.0	9.2	1.0	4.3	28.0	78.0	0.49	21.10	1.02	0.25	8.98	0.10
						<b><math>\Sigma=</math></b>	<b>203.59</b>	<b>304.58</b>	<b>26.79</b>	<b>638.44</b>	<b>20.23</b>

FSe=0.80

FSs=0.73

NOMENCLATURA

W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial  
 b ancho de la dovela  
 c cohesión del suelo en la base de la dovela  
 $\phi$  ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela  
 $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal  
 Fsis fuerza sísmica

FSe factor de seguridad en condiciones estáticas  
 FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas



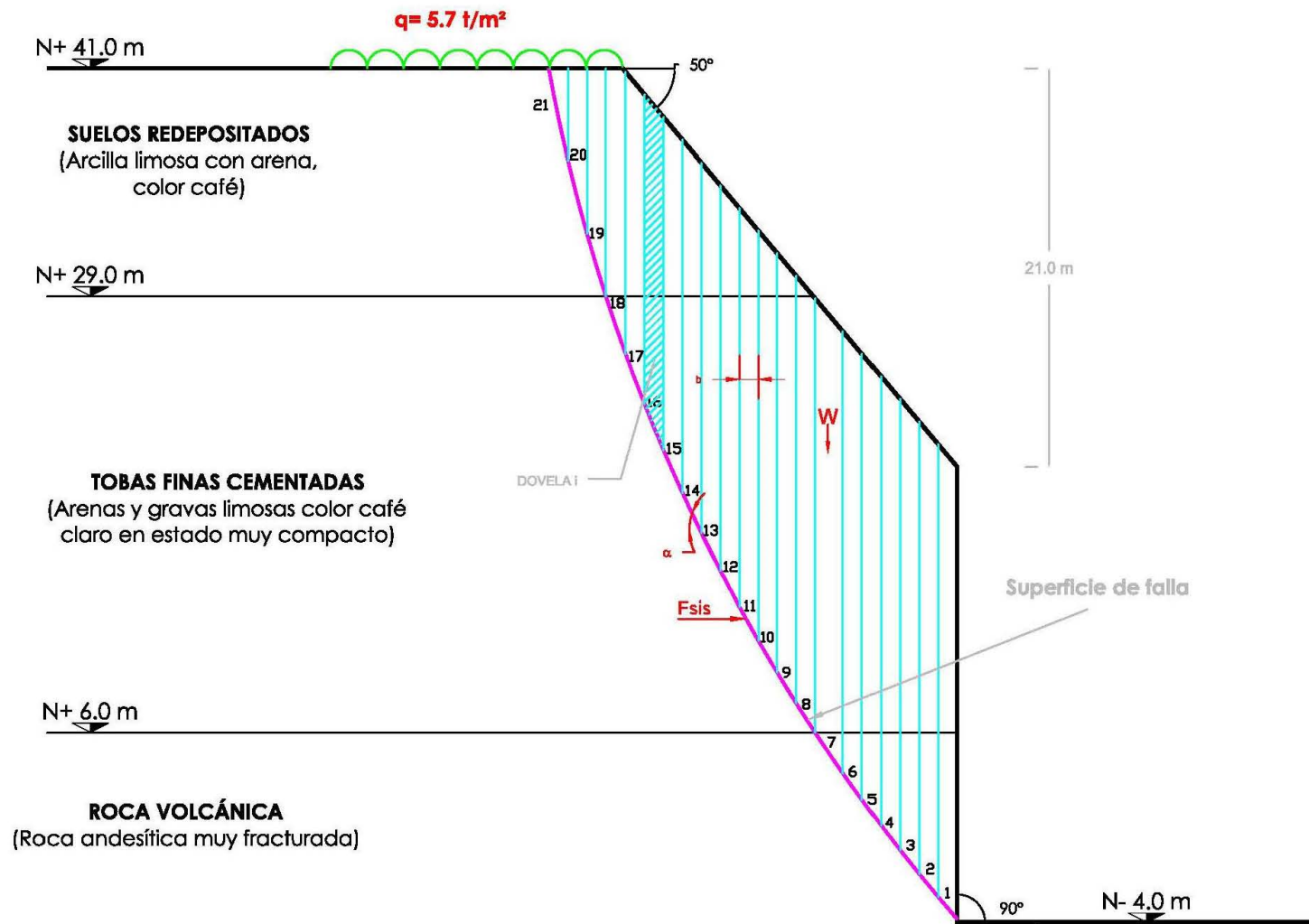


Fig III-a.4 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla cilíndrica en el pie del talud)

TABLA III-a.5 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla plana en pie del talud con  $\alpha=45^\circ$ )

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.00	458.7	10.0	6.0	40.0	45.0	24.5	84.9	272.2	14.5	17.3	324.4
2.00	874.4	23.0	3.0	38.0	45.0	46.6	97.6	483.1	25.8	33.0	618.3
3.00	195.7	12.0	4.3	28.0	45.0	10.4	73.0	73.6	3.9	7.4	138.4
<b><math>\Sigma=</math></b>							<b>255.41</b>	<b>828.82</b>	<b>44.20</b>	<b>57.66</b>	<b>1,081.04</b>

FSe=**1.00**

FSS=**0.91**

#### NOMENCLATURA

W	peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial
b	ancho de la dovela
c	cohesión del suelo en la base de la dovela
$\phi$	ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela
$\alpha$	ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal
F <sub>sis</sub>	fuerza sísmica
FSe	factor de seguridad en condiciones estáticas
FSS	factor de seguridad en condiciones sísmicas

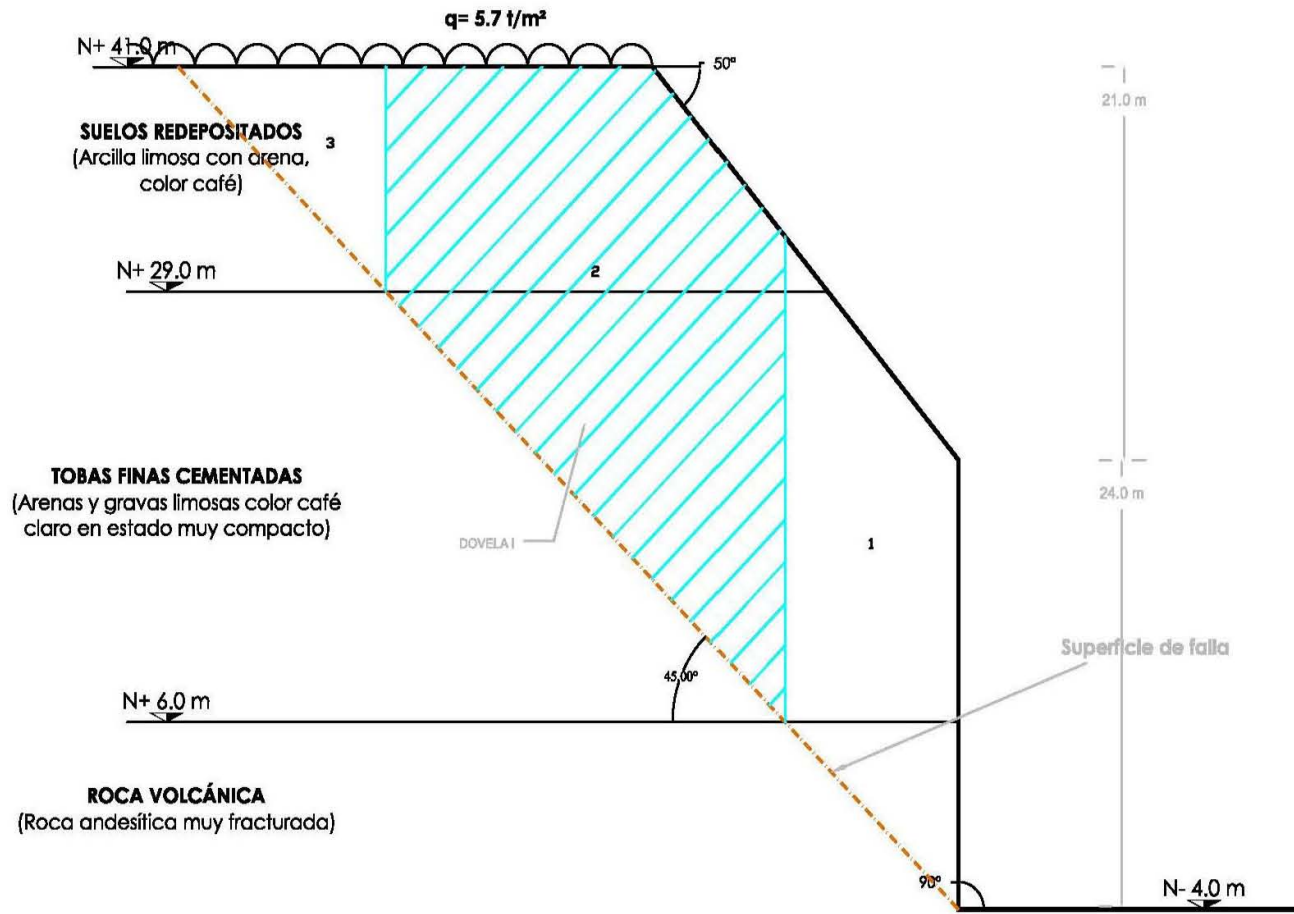


Fig III-a.5 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla plana en el pie del talud  $\alpha=45^\circ$ )

TABLA III-a.6 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla plana en pie del talud con  $\alpha=50^\circ$ )

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.00	370.8	8.4	6.0	40.0	50.0	19.8	78.3	200.0	12.7	12.7	284.1
2.00	697.9	19.3	3.0	38.0	50.0	37.2	90.1	350.5	22.3	23.9	534.6
3.00	150.0	10.1	4.3	28.0	50.0	8.0	67.4	51.3	3.3	5.1	114.9
<b><math>\Sigma=</math></b>							<b>235.8</b>	<b>601.7</b>	<b>38.2</b>	<b>41.8</b>	<b>933.6</b>

FSe=**0.90**

FSs=**0.82**

NOMENCLATURA

- W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial
- b ancho de la dovela
- c cohesión del suelo en la base de la dovela
- $\phi$  ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela
- $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal
- Fsis fuerza sísmica
- FSe factor de seguridad en condiciones estáticas
- FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas

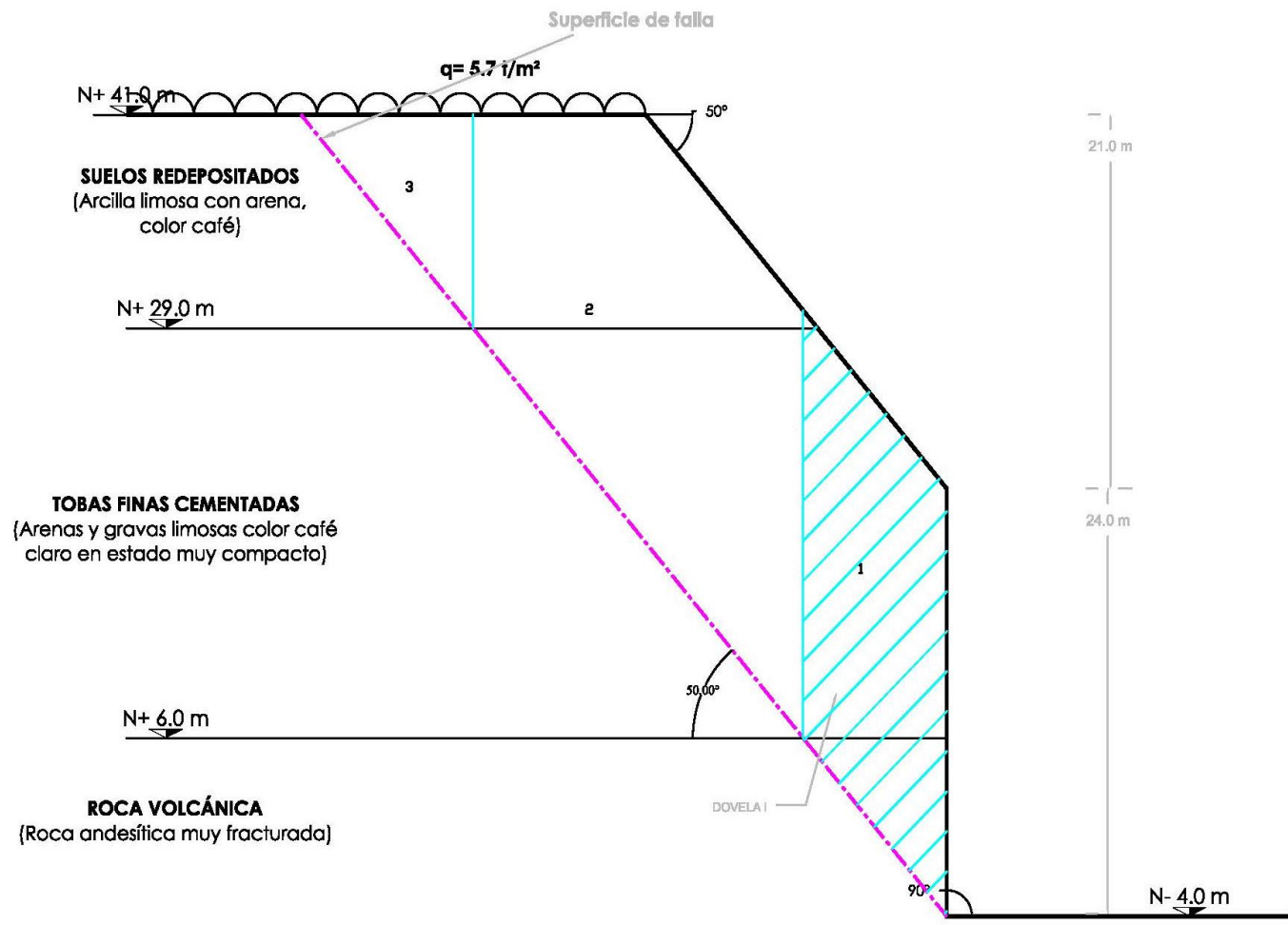


Fig III-a.6 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla plana en el pie del talud  $\alpha=50^\circ$ )

TABLA III-a.7 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla plana en pie del talud con  $\alpha=55^\circ$ )

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b seca	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.00	289.1	7.0	6.0	40.0	55.0	15.4	73.2	139.1	10.6	8.8	236.8
2.00	568.8	16.1	3.0	38.0	55.0	30.3	84.2	254.9	19.4	17.4	465.9
3.00	125.2	8.4	4.3	28.0	55.0	6.7	63.0	38.2	2.9	3.8	102.6
<b><math>\Sigma=</math></b>							<b>220.4</b>	<b>432.2</b>	<b>32.9</b>	<b>30.1</b>	<b>805.3</b>

FSe=**0.81**

FSs=**0.74**

NOMENCLATURA

- W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial
- b ancho de la dovela
- c cohesión del suelo en la base de la dovela
- $\phi$  ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela
- $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal
- Fsis fuerza sísmica
- FSe factor de seguridad en condiciones estáticas
- FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas

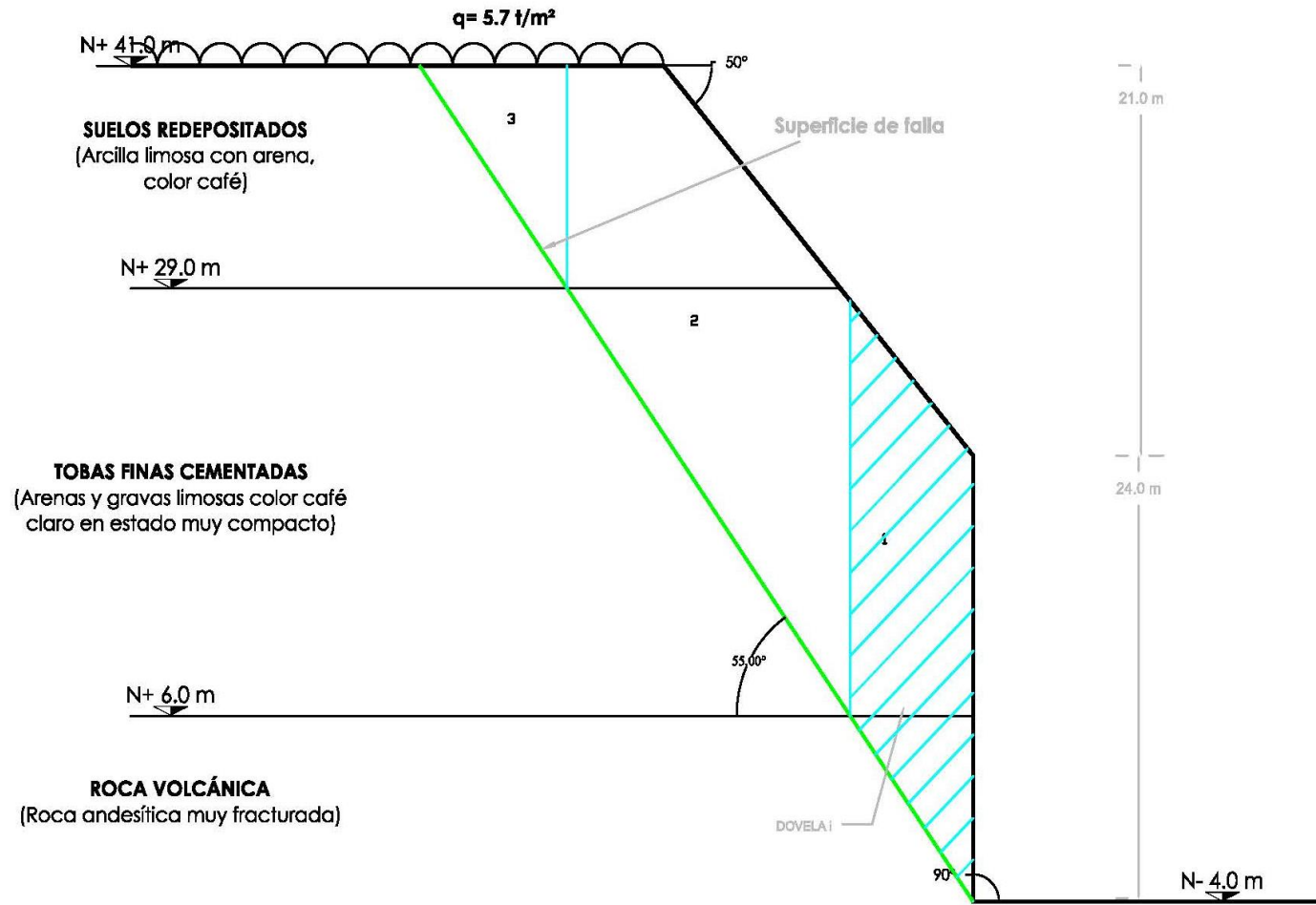


Fig III-a.7 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla plana en el pie del talud  $\alpha=55^\circ$ )

TABLA III-a.8 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla plana en pie del talud con  $\alpha=60^\circ$ )

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.00	239.0	5.8	6.0	40.0	60.0	12.75	69.24	100.26	9.26	206.96	6.37
2.00	409.7	13.3	3.0	38.0	60.0	21.85	79.68	160.03	14.78	354.77	10.92
3.00	118.0	6.9	4.3	20.0	60.0	6.29	59.60	21.47	1.98	102.19	3.15
<b><math>\Sigma=</math></b>							<b>208.52</b>	<b>281.77</b>	<b>26.03</b>	<b>663.92</b>	<b>20.44</b>

FSe=0.76

FSs=0.70

NOMENCLATURA

- W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial
- b ancho de la dovela
- c cohesión del suelo en la base de la dovela
- $\phi$  ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela
- $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal
- Fsis fuerza sísmica
- FSe factor de seguridad en condiciones estáticas
- FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas



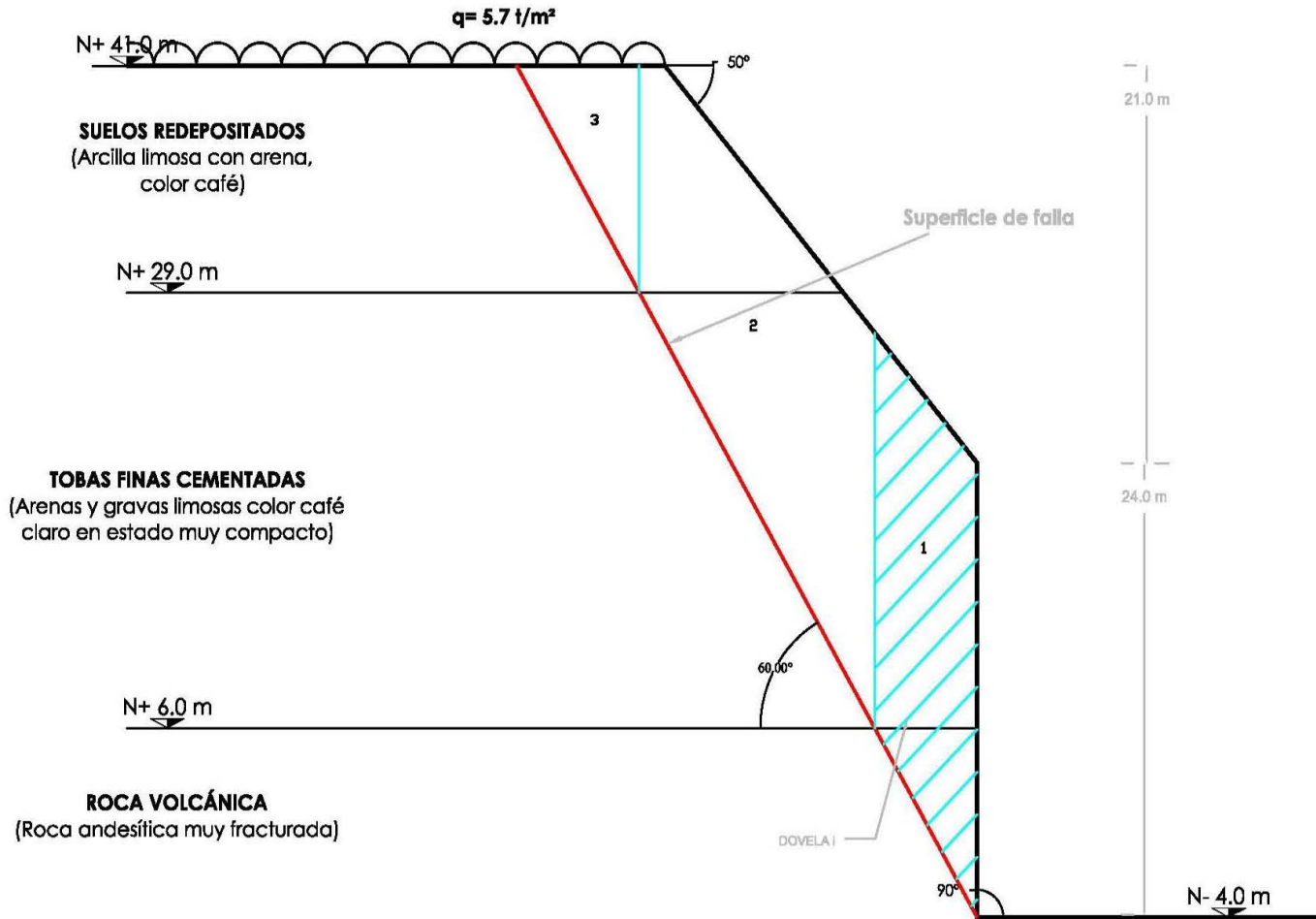


Fig III-a.8 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla plana en el pie del talud  $\alpha=60^\circ$ )

TABLA III-a.9 Análisis de estabilidad sin refuerzo (falla plana en pie del talud con  $\alpha=65^\circ$ )

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.00	187.5	4.7	6.0	40.0	65.0	10.0	66.2	66.5	7.6	4.2	169.9
2.00	273.4	10.7	3.0	38.0	65.0	14.6	76.2	90.3	10.3	6.2	247.8
3.00	65.3	5.6	4.3	28.0	65.0	3.5	57.0	14.7	1.7	1.5	59.2
<b><math>\Sigma=</math></b>							<b>199.3</b>	<b>171.4</b>	<b>19.6</b>	<b>11.9</b>	<b>476.9</b>

FSe=0.78

FSs=0.72

#### NOMENCLATURA

W	peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial
b	ancho de la dovela
c	cohesión del suelo en la base de la dovela
$\phi$	ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela
$\alpha$	ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal
F <sub>sis</sub>	fuerza sísmica
FSe	factor de seguridad en condiciones estáticas
FSs	factor de seguridad en condiciones sísmicas

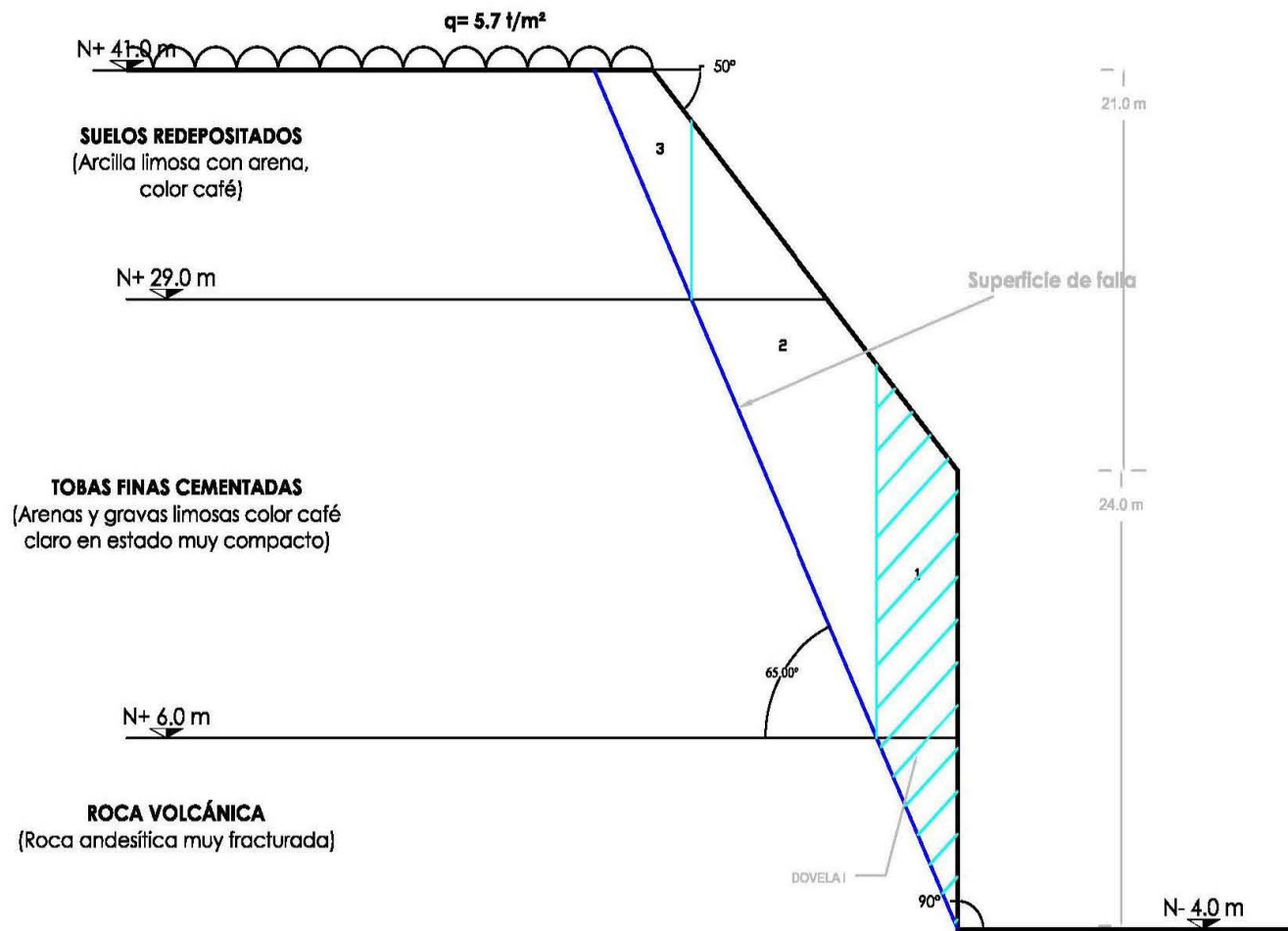


Fig III-a.8 Estabilidad del talud sin refuerzo (falla plana en el pie del talud  $\alpha=65^\circ$ )

ANEXO III-b  
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON REFUERZO

TABLA III-b.1 Análisis de estabilidad con refuerzo (falla crítica cilíndrica en el pie del talud)

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	F <sub>A</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>A</sub> sen( $\alpha+\theta$ )tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>A</sub> cos( $\alpha+\theta$ )	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.0	44.8	1.0	6.0	40.0	50.0	2.39	0.0	9.33	24.15	0.00	1.54	34.30	0.00	1.54
2.0	44.5	1.0	6.0	40.0	51.0	2.38	59.0	9.53	23.52	46.81	1.55	34.61	19.21	1.49
3.0	44.2	1.0	6.0	40.0	51.0	2.36	59.0	9.53	23.35	46.81	1.54	34.36	19.21	1.48
4.0	43.8	1.0	6.0	40.0	52.0	2.34	0.0	9.75	22.63	0.00	1.54	34.51	0.00	1.44
5.0	43.3	1.0	6.0	40.0	53.0	2.31	59.0	9.97	21.86	47.34	1.55	34.58	17.25	1.39
6.0	42.7	1.0	6.0	40.0	54.0	2.28	59.0	10.21	21.05	47.59	1.55	34.54	16.26	1.34
7.0	60.9	1.5	6.0	40.0	56.0	3.25	59.0	15.67	28.56	48.04	2.26	50.47	14.27	1.82
8.0	40.8	1.0	3.0	38.0	57.0	2.18	59.0	5.51	17.36	44.91	1.43	34.21	13.27	1.18
9.0	39.9	1.0	3.0	38.0	58.0	2.13	0.0	5.66	16.53	0.00	1.41	33.85	0.00	1.13
10.0	38.9	1.0	3.0	38.0	59.0	2.07	54.4	5.82	15.65	41.72	1.39	33.35	10.38	1.07
11.0	37.7	1.0	3.0	38.0	61.0	2.01	54.4	6.19	14.30	41.98	1.38	33.01	8.51	0.98
12.0	36.4	1.0	3.0	38.0	61.0	1.94	54.4	6.19	13.79	41.98	1.33	31.85	8.51	0.94
13.0	34.9	1.0	3.0	38.0	65.0	1.86	49.5	7.10	11.53	38.53	1.32	31.64	4.31	0.79
14.0	33.2	1.0	3.0	38.0	66.0	1.77	37.5	7.38	10.55	29.23	1.26	30.32	2.62	0.72
15.0	31.2	1.0	3.0	38.0	66.0	1.67	0.0	7.38	9.92	0.00	1.19	28.53	0.00	0.68
16.0	29.0	1.0	3.0	38.0	68.0	1.55	30.5	8.01	8.48	23.81	1.12	26.86	1.06	0.58
17.0	26.4	1.0	3.0	38.0	69.0	1.41	22.4	8.37	7.38	17.50	1.03	24.62	0.39	0.50
18.0	28.7	1.0	3.0	38.0	71.0	1.53	15.0	9.58	7.29	11.72	1.13	27.11	-0.26	0.50
19.0	22.1	1.0	4.3	28.0	73.0	1.18	0.0	14.71	3.43	0.00	0.60	21.11	0.00	0.34
20.0	16.2	1.0	4.3	28.0	75.0	0.86	0.0	16.61	2.23	0.00	0.44	15.62	0.00	0.22
21.0	9.2	1.0	4.3	28.0	78.0	0.49	0.0	21.10	1.02	0.00	0.25	8.98	0.00	0.10
						<b><math>\Sigma</math>=</b>	<b>672.10</b>	<b>203.59</b>	<b>304.58</b>	<b>527.96</b>	<b>26.79</b>	<b>638.44</b>	<b>135.00</b>	<b>20.23</b>

FSe=2.06

FSs=1.93

NOMENCLATURA

W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial  
 b ancho de la dovela  
 c cohesión del suelo en la base de la dovela  
 $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal  
 F<sub>sis</sub> fuerza sísmica  
 F<sub>A</sub> fuerza de anclaje  
 $\theta$  ángulo de inclinación de las anclas

FSe factor de seguridad en condiciones estáticas  
 FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas

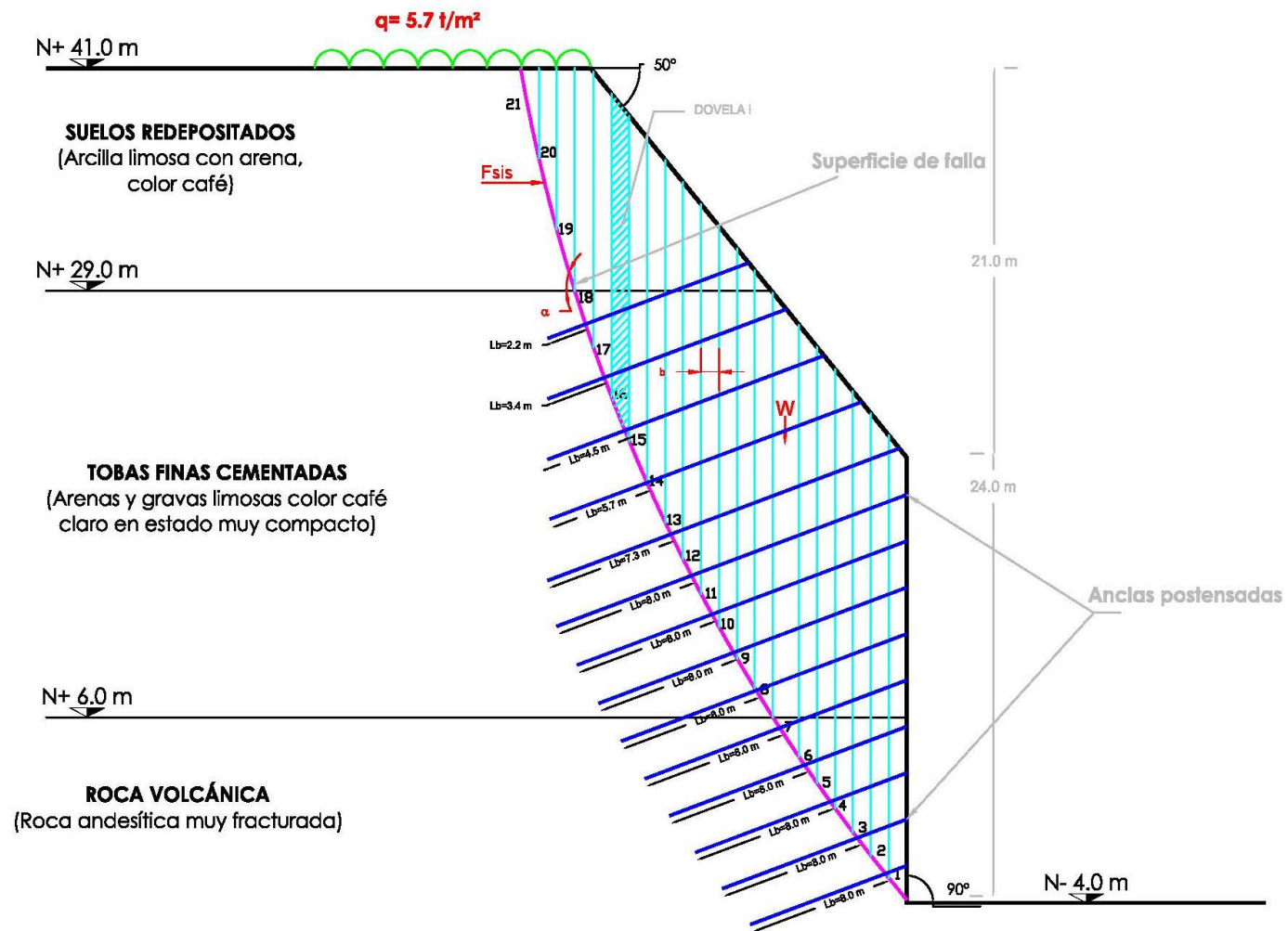


Fig III-b.1 Estabilidad del talud con refuerzo (falla cilíndrica crítica en el pie del talud)

TABLA III-b.2 Análisis de estabilidad con refuerzo (falla crítica plana en el pie del talud  $\alpha=60^\circ$ )

Dovela	W (t)	b (m)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (grados)	$\alpha$ (grados)	F <sub>sis</sub> (t)	F <sub>A</sub> (t)	c b sec $\alpha$	W <sub>i</sub> cos $\alpha$ tan $\phi$	F <sub>A</sub> sen( $\alpha+\theta$ )tan $\phi$	F <sub>sis</sub> sen $\alpha$ tan $\phi$	W <sub>i</sub> sen $\alpha$	F <sub>A</sub> cos( $\alpha+\theta$ )	F <sub>sis</sub> cos $\alpha$
1.0	239.0	5.8	6.0	40.0	60.0	12.7	446.0	69.2	100.3	368.6	9.3	207.0	77.4	6.4
2.0	409.7	13.3	3.0	38.0	60.0	21.8	315.6	79.7	160.0	242.8	14.8	354.8	54.8	10.9
3.0	118.0	6.9	4.3	20.0	60.0	6.3	0.0	59.6	21.5	0.0	2.0	102.2	0.0	3.1
<b><math>\Sigma=</math></b>						<b>761.60</b>	<b>208.52</b>	<b>281.77</b>	<b>611.38</b>	<b>26.03</b>	<b>663.92</b>	<b>132.25</b>	<b>20.44</b>	

FSe=2.07

FSs=1.95

#### NOMENCLATURA

- W peso de la dovela incluyendo la sobrecarga superficial
- b ancho de la dovela
- c cohesión del suelo en la base de la dovela
- $\alpha$  ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal
- $\phi$  ángulo de fricción del suelo en la base de la dovela
- F<sub>sis</sub> fuerza sísmica
- F<sub>A</sub> fuerza de anclaje
- $\theta$  ángulo de inclinación de las anclas con respecto a la horizontal
- FSe factor de seguridad en condiciones estáticas
- FSs factor de seguridad en condiciones sísmicas

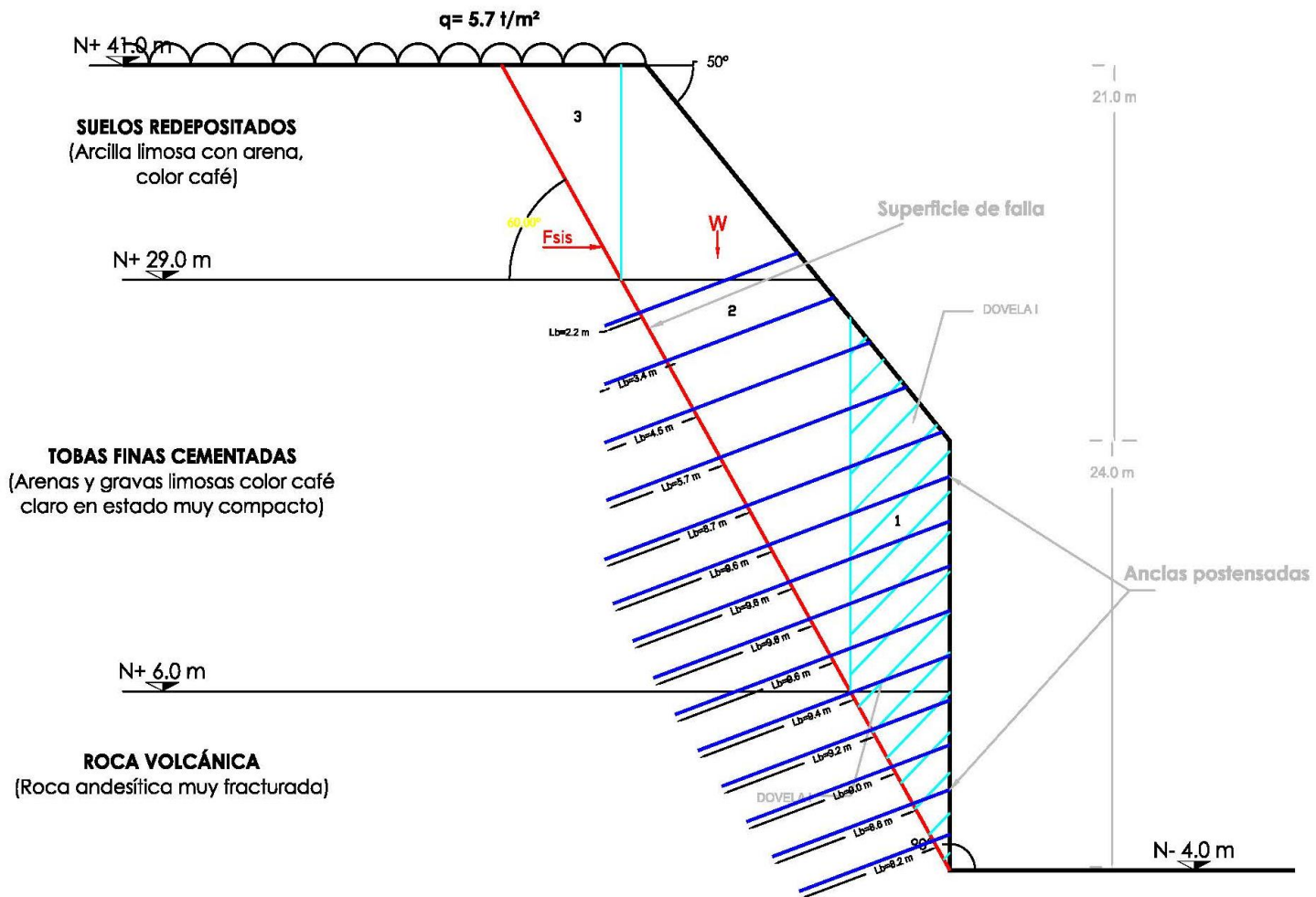


Fig III-b.2 Estabilidad del talud con refuerzo (falla plana crítica en el pie del talud  $\alpha=60^\circ$ )