



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL EN LA  
ZONA LACUSTRE DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
LUIS ENRIQUE GUTIÉRREZ MORALES

TUTOR (ES) PRINCIPAL(ES)  
DR. SALVADOR MARÍN CÓRDOVA, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. ABRIL 2013

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Díaz Rodríguez Jorge Abraham  
Secretario: Dr. Rivera Constantino Rigoberto  
Vocal: Dr. Marín Córdova Salvador  
1<sup>er</sup> Suplente: Dr. Aguayo Camargo Joaquín Eduardo  
2<sup>do</sup> Suplente: M.I. Magaña del Toro Roberto

**TUTOR DE TESIS:**

DR. SALVADOR MARÍN CÓRDOVA

-----  
**FIRMA**

*(Segunda hoja)*

# ÍNDICE

RESUMEN .....	1
OBJETIVO .....	2
CONTENIDO DE LA TESIS .....	3
INTRODUCCIÓN .....	4
1 GEOLOGÍA .....	8
1.1 ANTECEDENTES .....	8
1.2 TRAZO DEL TÚNEL .....	9
1.3 GEOLOGÍA GENERAL DEL ÁREA .....	10
1.4 HISTORIA GEOLÓGICA .....	10
1.5 ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS MAYORES .....	12
1.6 FORMACIONES POR CRUZAR .....	16
1.7 DESCRIPCIÓN DE LAS FORMACIONES .....	16
1.8 LA SECCIÓN GEOLÓGICA DEL TÚNEL .....	19
1.9 LITOLOGÍA A LO LARGO DEL TÚNEL .....	20
1.10 NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS Y PROFUNDAS .....	21
2 MEJORAMIENTO DE LAS CONDICIONES MECÁNICAS DEL SUELO PARA EVITAR LA FALLA POR EXTRUSIÓN A LA SALIDA DEL ESCUDO .....	27
2.1 ANTECEDENTES .....	27
2.2 OBJETIVOS DEL MEJORAMIENTO POR REMPLAZO .....	28
2.3 MODELO GEOTÉCNICO DE ANÁLISIS .....	28
2.4 VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE FALLA POR EXTRUSIÓN, CUANDO NO SE MEJORA EL TERRENO POR REEMPLAZO DEL MATERIAL NATURAL .....	30
2.5 ANÁLISIS PARA IDENTIFICAR GEOMETRÍA DE LA FRANJA DE REEMPLAZO Y RESISTENCIA DEL MATERIAL QUE LA FORMA .....	34
2.6 ESTABILIDAD DE LA ZANJA DURANTE SU EXCAVACIÓN BAJO LODO BENTONÍTICO .....	37
2.7 INYECCIONES VERTICALES DE CONSOLIDACIÓN POR EL MÉTODO DE MANGUITOS .....	40
2.8 ANÁLISIS DE LA PRESIÓN DE INYECCIÓN .....	42
2.9 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL TRATAMIENTO A LA SALIDA DEL ESCUDO ..	44
2.9.1 Preliminares .....	44
2.9.2 Excavación del tablero .....	44
2.9.3 Preparación de lodo .....	47
2.9.4 Colocación del lodo fraguante .....	48
3 CÁLCULO DE PRESIONES DE FRENTE PARA LA OPERACIÓN DEL ESCUDO (EPBS) E INYECCIÓN DE MORTERO .....	54
3.1 ANTECEDENTES .....	54
3.2 OBJETIVOS .....	54
3.3 ENTORNO GEOTÉCNICO EN EL TRAMO INICIAL (L-00) .....	54
3.4 EVALUACIÓN DE LAS PRESIONES FRONTALES .....	55
3.4.1 Metodologías utilizadas para determinar la presión frontal (P) del escudo .....	58
3.4.2 Comparación de las presiones frontales .....	64
3.5 PRESIÓN DE MORTERO EN EL ESPACIO ANULAR .....	65
3.6 MODOS DE OPERACIÓN DE EL ESCUDO .....	66
3.6.1 Modo cerrado .....	66
3.6.2 Modo de transición .....	67

3.6.3	Modo abierto.....	67
4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	69
4.1	CONCLUSIONES .....	69
4.2	RECOMENDACIONES .....	71
5	REFERENCIAS.....	72
	ANEXO I .....	75

## RESUMEN

En el análisis geotécnico para la construcción del Túnel Emisor Oriente (TEO), en la zona lacustre del Valle de México y de acuerdo con el proceso constructivo considerado, se incluye la realización de un corte circular con diámetro de 8.70m en el primer acceso vertical al túnel, denominado *Lumbrera L-00*, la cual está localizada en el cadenamiento 0+000, para instalar y posicionar la máquina tuneleadora *EPBS* (por sus siglas en inglés *Earth Pressure Balance Shield*), iniciándose así la excavación del túnel.

Para el análisis geotécnico se deben identificar las características geológicas generales de lo que será el TEO y específicamente las correspondientes al área de la Lumbrera L-00, en donde se debe programar y realizar la campaña de exploración geotécnica, determinando los parámetros petrofísicos y mecánicos del sitio, generando así la Ingeniería Básica.

Con estos estudios se identificó el marco geológico del sitio, principalmente por lo que respecta a la litología, estratigrafía y estructuras geológicas presentes, apreciándose que hasta el nivel de la rasante hidráulica (NRH), promedió una cohesión  $c=30.25$  kPa y un peso volumétrico del orden  $\gamma=12.28$  kN/m<sup>3</sup>.

Tomando como base las características geológicas y los parámetros geomecánicos encontrados, se consideró que en un momento definido el suelo natural quedaría prácticamente sin soporte horizontal, ya que únicamente sería soportado por una pantalla de mortero bentonítico. Bajo estas condiciones y dada la magnitud de los empujes horizontales, existiría el riesgo de presentarse una extrusión del material si no se realiza un mejoramiento en la zona de inicio de la excavación del túnel.

Por lo anterior, se recomendó efectuar un mejoramiento mediante el remplazo del suelo natural. Dicha sustitución se propuso excavando con una almeja hidráulica el suelo natural y sustituyendo el mismo por un mortero bentonítico, el cual deberá alcanzar una resistencia a la compresión simple a 28 días y como mínimo de 1,500 kPa, con un espesor de aproximadamente 3.67m en el sentido longitudinal a la traza de la trayectoria del túnel.

De manera complementaria al espesor del tratamiento, se propuso la ejecución de tres líneas de inyección por consolidación vertical, con la finalidad de incrementar el factor de seguridad (FS) contra la falla por extrusión del material.

## **OBJETIVO**

Identificar el marco geológico y los parámetros geotécnicos, recomendando las acciones necesarias para mejorar las condiciones mecánicas del suelo, con lo que se evite posibles fallas por extrusión del material y se permita iniciar el proceso de excavación del Túnel Emisor Oriente (TEO).

## CONTENIDO DE LA TESIS

En el Capítulo 1, se describe las características geológicas regionales de la trayectoria de lo que será el Túnel Emisor Oriente (TEO).

En el Capítulo 2, se menciona con detalle el tratamiento que se empleó para mejorar las condiciones mecánicas del suelo, es decir, mejoramiento por remplazo, así como inyecciones de consolidación vertical (por el método de manguitos), esto con la finalidad de evitar la falla por extrusión una vez que se realice la apertura en la Lumbrera para el inicio de la excavación del túnel.

En el Capítulo 3 se evalúan las presiones frontales con las que el escudo debe operar en función del entorno geotécnico en el tramo inicial de la Lumbrera L-00 y en particular los primeros 300m; esto con la finalidad de evitar tanto asentamientos como bufamientos superficiales. Así mismo se menciona tanto las características del mortero a emplear como la presión de inyección del mismo en el espacio anular entre el terreno natural y el endovelado que se genera por la construcción del túnel, ya que el diámetro de excavación es de 8.74m, mientras que el diámetro interior (lecho superior de anillo de dovelas de concreto) es de 8.40m, evitando tanto asentamientos superficiales como deformaciones al interior del túnel.

Por último, en el Capítulo 4, se hace referencia a las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.

## INTRODUCCIÓN

El Valle de México enfrenta una condición sumamente delicada: sobreexplotación de mantos acuíferos, insuficiente capacidad de drenaje, la emisión de aguas negras -a las que sólo se sanea en menos de un 10%-, y poca conciencia de ahorro y uso eficiente del líquido. Revertir esta problemática es uno de los mayores retos que se enfrenta en la actualidad.

En este contexto, el gobierno Federal ha puesto en marcha, a través de la Comisión Nacional del Agua, el **Programa de Sustentabilidad Hídrica de la Cuenca del Valle de México**, aportando soluciones reales, integrales, con visión a largo plazo, que atacan cada uno de los problemas enunciados.

Las acciones principales de este proyecto radican en la recuperación de los mantos acuíferos, el desarrollo de nuevas fuentes de abastecimiento de agua potable, dar cumplimiento a la normatividad vigente en materia ambiental, la rehabilitación al Sistema Cutzamala, fomentar el uso eficiente y ahorro de agua, el tratamiento del 100% de las aguas residuales, el saneamiento de cauces con aguas negras a cielo abierto, y la ampliación de la capacidad del sistema de drenaje. Todo esto para beneficio de 20 millones de habitantes del Valle de México.

Para estos fines, se han iniciado ya campañas y obras de infraestructura de suma importancia, como el Túnel Emisor Oriente (TEO) y la Planta de tratamiento de aguas residuales Atotonilco.

El "TEO", amplía la capacidad de drenaje actual y previene graves inundaciones. Es una magna obra de ingeniería, única en su tipo a nivel mundial, con 62 kilómetros de longitud y 7 metros de diámetro interior terminado (incluido su revestimiento primario a base de dovelas de concreto y su revestimiento secundario o definitivo), en la que se aplica tecnología de punta.

La Planta de tratamiento de aguas residuales Atotonilco -una de las más grandes a nivel internacional- saneará hasta el 60% de las aguas negras del Valle de México, junto con otras plantas que se construirán en el Estado de México, se alcanzará el 100% de saneamiento de aguas. Esto beneficia a la población en términos de salud, de desarrollo social, de ecología y de medio ambiente.

Asimismo, se construyen tres plantas de bombeo, debido a que la ciudad se ha ido hundiendo, por lo que al perder pendiente las aguas tienden a regresarse, siendo imprescindible impulsarlas mecánicamente para su desalojo.

El Programa de Sustentabilidad Hídrica de la Cuenca del Valle de México, es en su conjunto la iniciativa más importante en la historia del agua en nuestro país.

Uno de los problemas más graves del Valle de México es sin duda la sobreexplotación del manto acuífero. Pero por desgracia, no es el único asunto a atenderse en esta región; enfrentamos la escasez de agua potable y riesgos de graves inundaciones -sobre todo en el centro de la Ciudad de México-, debido al hundimiento de la urbe, que al perder pendiente genera que las aguas negras tiendan a regresarse y a la disminución de la capacidad del sistema de drenaje.

Las inundaciones se remontan a la fundación de lo que hoy es la Ciudad de México. Para evitarlas se construyeron, históricamente, salidas artificiales de agua. Una de las más recientes es el Túnel Emisor Central, que originalmente fue diseñado para desalojar las aguas de lluvia y que más tarde fue utilizado para transportar, también, aguas residuales. Ese cambio obligó a operar sin interrupciones, generando poco mantenimiento, por lo que el túnel presentó graves daños en su estructura además de que ya ha sido superado en capacidad, debido al crecimiento poblacional.

La construcción del Túnel Emisor Oriente (TEO), permitirá ampliar el sistema de drenaje profundo y evitará graves inundaciones en el Distrito Federal. Esta obra de 62 kilómetros de longitud y 24 lumbreras, beneficiará a más de 20 millones de personas.

El Túnel Emisor Oriente y la Planta de tratamiento de aguas residuales Atotonilco, son dos magnas obras de ingeniería a nivel internacional, cuyos beneficios sociales serán palpables en desarrollo sustentable, ecología, salud, infraestructura hídrica y generación de empleo. Para el Programa de Sustentabilidad Hídrica se estima una inversión de 39 mil 334 millones de pesos y se planea ejercer de manera compartida entre el Gobierno Federal, las entidades federativas y el sector privado.

La construcción de plantas de bombeo es una acción complementaria que facilitará la operación del Sistema de Drenaje y contribuirá a incrementar la seguridad en la zona oriente del Valle de México.

Para el inicio de lo que será el túnel, el escudo de presión de tierras balanceado (EPB) fabricado por Herrenknecht AG, arrancará desde la lumbrera L-00 para comenzar el proceso de excavación del primer tramo del Túnel Emisor Oriente (TEO) cuyo trabajo finalizará en la lumbrera L-05, después de recorrer aproximadamente 10 kilómetros (Fig. 1 y Fig. 2).

Para este recorrido, el escudo EPB cuenta con un diámetro de 8.70 m y una longitud aproximada de 100 m, incluido su tren de equipo que llevará consigo en su recorrido con un revestimiento primario formado por anillos de dovelas de 0.35m de espesor que se instalarán dentro del escudo. Al expulsar los anillos del revestimiento conforme avanza dicho escudo se inyecta un mortero de fraguado rápido a una presión ligeramente superior a la geostática a fin de asegurar el contacto suelo-revestimiento, aplicar un confinamiento al anillo de dovelas y con ello evitar asentamientos importantes en superficie y asegurar el trabajo estructural del soporte primario.



Figura 1 . Vista del escudo EPB S-497, a emplear para la construcción del tramo I (<http://www.herrenknecht.com/news/press-section/mexico-city-is-prepared-to-build-the-largest-wastewater-system-worldwide.html> , 2009)



Figura 2 .Trazo del TEO entre las lumbreras L-00 y L-05 (Google Earth, 2009)

# 1 GEOLOGÍA

## 1.1 ANTECEDENTES

Diversos motivos históricos, políticos, sociales y económicos han provocado el crecimiento de la ciudad de México en una región donde se tienen grandes problemas de cimentación. Las causas principales de estos problemas son: a) características del suelo (blando y compresible), b) hundimiento regional y c) alta sismicidad.

La ciudad de México está asentada en el fondo de un antiguo lago, sobre depósitos de suelo arcilloso muy blando y muy compresible ( $c \sim 0.2-0.3 \text{ kg/cm}^2$  y  $m_v \sim 0.1 \text{ cm}^2/\text{kg}$ ).

Desde el punto de vista geológico, el valle de México es una cuenca hacia la que vierten sus aguas diversas corrientes fluviales que nacen en las serranías circundantes. Esto dio origen a los lagos de Zumpango y Texcoco al norte y de Chalco y Xochimilco al sur. En temporadas de lluvias intensas se producían grandes inundaciones en todo el Valle, razón por la que en la época colonial, se iniciaron los trabajos del llamado tajo de Nochistongo para proporcionar una salida artificial a las aguas de la cuenca.

En años recientes se ha construido el sistema de drenaje profundo de la ciudad de México. Estas obras hidráulicas y otras han evitado las grandes inundaciones y han contribuido a la desecación casi total de los lagos. Una buena parte del agua potable que consume la ciudad se extrae por bombeo, de los acuíferos del mismo subsuelo. Las obras hidráulicas y sobre todo el bombeo han producido abatimientos piezométricos de consideración, lo que ha provocado incrementos de esfuerzos efectivos en los depósitos del suelo que se traducen en consolidación de los mantos de arcilla y dan origen al hundimiento regional de la ciudad de México, además de que el Valle se encuentra en una zona de alta sismicidad.

Por todo lo anterior, desde las épocas azteca y colonial se idearon métodos de cimentación y construcción de estructuras basados en la intuición y el empirismo, tales como el clavado de estacones de madera (pilotes cortos), sustitución parcial del suelo con materiales ligeros como el tezontle, elevación del nivel del terreno natural mediante rellenos y recomendaciones para que las cargas de los edificios se distribuyeran uniformemente. Estos métodos funcionaban algunas veces. Se tenía también una idea aproximada de la estratigrafía del suelo en determinadas partes de la ciudad, ya que desde el siglo XVII se excavaban pozos para abastecimiento de agua.

Marsal y Mazari, con el apoyo de la UNAM y de la constructora ICA, publicaron en 1959 una magna obra en que hacen un acucioso estudio de la estratigrafía del Valle, las propiedades índice y mecánicas de las arcillas, así como de los problemas de cimentaciones y del hundimiento regional. En su obra proponen una zonificación de la Ciudad.

Por su lado, Zeevaert ha publicado desde 1945 una serie de artículos acerca de las características del suelo de la Ciudad, y sobre los métodos constructivos y de diseño de cimentaciones aplicables a ella. Dichos artículos están recopilados en uno de sus libros (Zeevaert, 1973).

Otras publicaciones, como las Memorias del Proyecto Texcoco (1969), el Volumen Nabor Carrillo (1969), la contribución de Reséndiz et al (1970) y un simposio sobre el suelo de la ciudad de México (varios autores, 1978), son fuente invaluable de datos sobre el suelo del Valle.

Actualmente se tiene un amplio conocimiento de la estratigrafía del valle de México y de las propiedades índice y mecánicas de las arcillas, excepto en la zona Xochimilco-Chalco. También se cuenta con una metodología bien desarrollada para el diseño y construcción de cimentaciones en la ciudad.

## 1.2 TRAZO DEL TÚNEL

El Túnel Emisor del Oriente (TEO), con sus 61.8 Km de longitud, se trazó de tal manera que cortará un mínimo de formaciones rocosas. Por consiguiente, atraviesa primero depósitos cuaternarios poco consolidados del norte de la Cuenca de México, a lo largo de sus primeros 40 Km. Después para alcanzar el Río el “Salto” al sur de Tula, Hidalgo

atraviesa en sus últimos 21.8 Km principalmente tobas terciarias consolidadas de Nochistongo. Así las máquinas EPBS cortarían depósitos blandos ó consolidados sobre un 80% y formaciones más duras y rocosas sólo sobre un 20%. Las rocas duras quedan representadas por algunas coladas de lavas y por conglomerados fluviales cementados.

El mapa geológico (Fig. 1-1) muestra cómo el túnel con sus 24 lumbreras libra las sierras volcánicas rocosas alcanzando finalmente su portal de salida pasando por debajo de los basaltos del Río el Salto.

### 1.3 GEOLOGÍA GENERAL DEL ÁREA

El túnel se excavará en sus tramos sur y centro en depósitos lacustres cuaternarios de la planicie septentrional de la Cuenca de México. En el norte se excavará, al cruzar la Sierra de Nochistongo, primero en las vulcanitas pliocénicas Huehuetoca y enseguida, parcialmente, en los depósitos lacustres, igualmente pliocénicos de la formación Taximay, dispuesta ésta en bloques tectónicos cubiertos por abanicos aluviales y algunas lavas basálticas próximas al portal de salida.

### 1.4 HISTORIA GEOLÓGICA

La historia geológica del área que cruzará el túnel desde el centro y norte de la Cuenca de México hasta las proximidades de Tula, en el estado de Hidalgo, es esencialmente la historia de dos formaciones lacustres y la de cuerpos de vulcanitas incluidas en dichas formaciones. Por consiguiente se puede resumir dicha historia en tres Etapas.

- **Etapas 1:** En el norte desde Zumpango a Tula, existió durante el Plioceno un lago, que se extendía entre anticlinales laramídicos con ejes dirigidos al norte y afectados por una fosa oligocénica alineada al NW. En esta fosa se desarrolló el citado lago que poco a poco fue rellenado por cenizas volcánicas que lentamente se transformaron en arcillas. Hay que mencionar que el lago, por lo general mantuvo aguas someras, las cuales de vez en cuando durante épocas de sequía desaparecían, formándose entonces suelos. Por esta razón se detectan en la secuencia normal de arcillas también suelos café rojizos, oxidados a la intemperie, aunque en muy pocos

casos. La anterior secuencia sedimentaria predominantemente lacustre, se conoce cómo la Formación Taximay, la cual será cruzada por el túnel a lo largo de unos 15 Km.

Las exploraciones han permitido diferenciar a la Formación Taximay en dos unidades:

- La **Formación Taximay Superior**, que se caracteriza por arcillas consolidadas de color blanco, crema ó verde claro, así como porciones de suelos rojizos y escasas gravas.
- La **Formación Taximay Inferior**, que consiste de una secuencia uniforme de arcillas lacustres fuertemente consolidadas de color verde oscuro. En su litología no se han detectado elementos fluviales ó secuencias de suelos en los barrenos de exploración.

El contraste pronunciado entre el color de las arcillas de la Taximay Superior e Inferior, es debido a que en la primera se acumularon tobas pumíticas que se fueron transformando en arcillas lacustres de colores claros; en la segunda acumularon cenizas negras basálticas, se fueron transformando en arcillas lacustres de color verde-oscuro (Mooser, 1974).

- **Etapa 2:** Los depósitos lacustres cuaternarios de la Cuenca de México en el sur (Chalco), en el centro (área metropolitana) y en el norte (Cuautitlán-Zumpango), son todos por el cierre originado por la Sierra del Chichinautzin en el Cuaternario Superior. Sin embargo, dichos depósitos, aunque del mismo origen lacustre (sedimentación también en un lago siempre somero y depositación horizontal), difieren en sus características de sur a norte.

En el sur de la cuenca se originaron por acumulación de tobas principalmente basálticas, en el centro por acumulación de tobas principalmente andesíticas y en el norte casi exclusivamente por acumulación de tobas pumíticas dacítico-ríolíticas. Esto hace que las arcillas lacustres del sur de la cuenca destaquen por su elevado contenido de agua (300 a 400%); las del centro por su mediano contenido de agua (150-200%), y las del norte por su bajo contenido de agua (50 a 100%). Es en estas últimas arcillas limo-arenosas pumíticas donde se excavará el túnel desde la Lumbrera 0 hasta el norte de Zumpango sobre 33 Km.

Puede decirse que los depósitos lacustres del norte de la Cuenca de México se formaron en un ambiente geológico similar a aquellos de la Formación Taximay. Sin embargo, difieren en edad geológica, 2 millones de años y, por consiguiente, en su consolidación y su contenido de agua. Los depósitos lacustres cuaternarios del

norte de la Cuenca son generalmente blandos y poco consolidados; aquellos pliocénicos de la Sierra de Nochistongo son duros y consolidados.

- **Etapa 3.** Integrada principalmente por vulcanitas; algunas de ellas contenidas en abanicos aluviales del norte y otras en los depósitos lacustres del sur. El túnel cortará esta litología en tres sitios, que se describen a continuación:
  - **Primero:** los basaltos y cenizas del cerro de Tultepec. El túnel cortará a estos elementos sobre 11 Km: 4 Km de basaltos y cenizas y 7 Km de cenizas poco consolidadas.
  - **Segundo:** de las ignimbritas y tobas intermedias a ácidas de la formación volcánica Huehuetoca, así nombradas por su pequeño afloramiento al poniente de esta población. Estas vulcanitas están comprendidas en los abanicos aluviales que cubren a la Sierra de Nochistongo. El túnel las pasará en el sur y centro debajo de estas elevaciones. Las exploraciones revelaron aquí roca en parte dura, en parte suave tanto basáltica como riolítica. Entre las múltiples emisiones se encuentran también intercalaciones de elementos fluviales, cómo arenas gravas y boleos de poca consolidación.
  - **Tercero:** las lavas en el angosto valle erosionado entre 52.9 y 53.1 Km relleno de lavas y tobas. El túnel cruzará aquí unos 300 m de lavas de consistencia dura, no alteradas. Aquí entrará agua al frente profusamente.

## 1.5 ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS MAYORES

En el presente estudio se puso especial atención, además de los tipos de suelos y/o rocas en el trazo del TEO, en el aspecto relacionado con las estructuras geológicas mayores (fallas), que pudieran incidir en su buen funcionamiento; por lo que, se inspeccionaron las principales fallas regionales con desplazamientos laterales que han sido reportadas por diversos autores y que en algunas porciones de sus tramos han generado algún efecto negativo en la infraestructura urbana e industrial por la que atraviesan.

En la Figura 1-2, se presentan estos lineamientos de falla, observándose que en general tienen un rumbo NE – SW, además de un sistema denominado Eje Distensivo, con orientación NW – SE, a partir del cual se originan los desplazamientos de ellas.

Desde el punto de vista geológico estructural, la secuencia lacustre y el basamento local, están afectados por los lineamientos de fallas transtensionales NE-SW denominadas F-8 y F-9; encontrándose cercana al Eje Distensivo NW-SE Huehuetoca-Popocatépetl. (Marín-Córdova y Aguayo, 1989) (Figura 1-3).

En esta área se han presentado en forma persistente, agrietamientos en los suelos y descensos en la elevación de la superficie del terreno, hasta de 0.40 m por año (Murillo y García, 1978).

Varios autores consideran que estos agrietamientos son debidos a procesos de desecación Murillo y García (op.cit.), y por la extracción de agua subterránea; sin embargo Marín-Córdova et al. (1986 a) han asociado algunos de ellos a los efectos de los lineamientos de fallas activas con orientación NE-SW, acelerados e incrementados por la extracción del agua de los acuíferos. Este tipo de agrietamientos ocurren en época de lluvias, al contrario de las de desecación que se manifiestan en épocas de estiaje.

Difieren también estos agrietamientos con respecto a los que ocurren en el área de transición entre los basamentos rocosos de los cerros y los materiales de relleno en los valles originados por asentamientos diferenciales, en que no bordean a dichos cerros, ni son concéntricas; sino que se presentan alejados de ellos o con orientación perpendicular a los mismos, coincidiendo con fracturas o fallas regionales de la roca.

Dada la complejidad que se observa en las estructuras geológicas presentes en la Cuenca de México, para definir la evolución geológica espacio-temporal de la misma, es imperativo conocer su historia, tomando en cuenta los estudios previos aportados por diversos investigadores de las geociencias y mediante la consulta antecedente del acervo bibliográfico, lo que es fundamental para predecir las tendencias evolutivas de la geodinámica, a la que están asociados los estudios de riesgo e impacto ambiental.

La Cuenca de México, ha sido estudiada desde hace muchos años, por diversos autores y con enfoques muy variados, abarcando temas de geología básica hasta geología aplicada; como ejemplos de algunos de estos estudios, se pueden mencionar los realizados por Marsal y Mazari (1959) que reportaron los resultados de trabajos geofísicos, realizados desde 1953, destacando las características de los depósitos lacustres en la porción sur de la Cuenca; Negendank (1972), Schlaepfer (1968) y Mooser (1975), quienes redefinen la secuencia estratigráfica volcano sedimentaria y la ubican espacial y temporalmente; este último autor describe además la evolución geológica de la Cuenca de México y su relación con el Cinturón Volcánico Transmexicano (Mooser, 1972).

Posteriormente, Aguayo y Marín-Córdova (1987) destacan los rasgos estructurales de la cuenca y su relación con los sistemas conjugados de fracturamiento regional que afectan a la República Mexicana desde el margen del Pacífico hasta el del Golfo de México.

A nivel regional, se cuenta con estudios de sensores remotos, fotogeológicos y geofísicos con fines cartográficos, estratigráficos y estructurales, tales como los realizados por Petróleos Mexicanos en 1986 y 1987 (Pérez-Cruz, 1988) a consecuencia de los efectos del sismo de 1985 (Marín-Córdova et al., 2000 a), mediante estudios sismológicos de reflexión y apoyado con la perforación de pozos profundos y control estratigráfico.

En la Tabla 1, se presentan los datos de ubicación y profundidad de estos pozos y de otros perforados por el Departamento del Distrito Federal.

Tabla 1-1. POZOS PROFUNDOS PERFORADOS EN LA CUENCA DE MÉXICO

PERFORADO POR:	UBICACIÓN	PROFUNDIDAD (M)
PETRÓLEOS MEXICANOS	Texcoco-1	2065
	Copilco-1	2258
	Tulyehualco-1	3000
	Mixhuca-1	2452
	Roma-1	3200
DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL	Av. Cien Metros-1	2233
	San Juan de Aragón -2	2232
	Tláhuac-3	2241
	Riό San Joaquín-4	2267
	La Castañeda-5	2317
	Av. Centenario-6	2350
	Coapa-7	2236
	Coapa-8	2234

Al término de estas perforaciones y mediante el análisis y correlación, se ha podido determinar que las rocas marinas del Cretácico, constituyen el basamento de la secuencia volcano-sedimentaria continental del Terciario y Cuaternario en la Cuenca de México, así como su complejidad estructural y estratigráfica, debidas a las diversas fuentes de

aportación de los sedimentos y a la gran cantidad de focos de emisión de los derrames volcánicos y los materiales piroclásticos.

Mediante la compilación, selección, análisis y verificación de esta información tanto en gabinete, como en campo, se elaboró un mapa base georeferenciado, para identificar las grandes unidades litoestratigráficas de la cuenca, los suelos asociados a ellas, la secuencia estratigráfica de las distintas unidades, sus rasgos morfológicos y las principales estructuras geológicas presentes en la misma, así como la sismicidad, la susceptibilidad de vulcanismo y los posibles deslizamientos de suelo o roca.

Al cruzar el túnel en el norte la Sierra de Nochistongo atraviesa un tramo de intensa actividad tectónica Terciaria. Se trata en primer lugar de la prolongación al oriente del sistema de fallas de la fosa de Acambay que aquí sufrió desplazamientos tectónicos a fines del Plioceno Medio. De hecho, lo que ocurre en la Sierra de Nochistongo, la cual forma el parteaguas entre la cuenca de México y la región norte de Tula, es una transición estructural de la fosa de Zumpango en el sur a la fosa de Tula en el norte.

La anterior actividad tectónica tiene como consecuencia que el túnel cruce fallas que dividen en bloques a los depósitos lacustres de la Formación Taximay. Por su afectación y expresión morfológica en las sierras del Sincoque, Xalpa, La Araña y las Humaredas es posible reconocer seis fallas dirigidas al ESE y que interceptan el trazo del túnel. Son todos elementos septentrionales de la fosa de Zumpango que forman el pilar complejo entre ésta y la fosa de Tula.

Además y en segundo lugar, hay otro sistema de fallas formado en el Pleistoceno Inferior: el sistema de fallas de Tepetzotlán. Consiste este de fallas dirigidas al noreste, que parten de la sierra de Tepetzotlán. Estas alcanzan su expresión más destacada en la falla que corta la chimenea de la Sierra de Tepetzotlán y se prolonga pasando la Sierra del Sincoque. Más al norte una segunda falla paralela pasa por la presa de Cuevecillas. Hay además otros elementos más de ese sistema de fallas, las cuales resulta difícil detectar superficialmente por la gruesa cubierta de abanicos aluviales que cobijan al área; fueron emitidas sus tobas en el Pleistoceno por focos volcánicos circundantes. Debe señalarse que la tectónica del Pleistoceno Inferior afecta también la porción inferior de los abanicos aluviales.

En el perfil geológico general (Fig. 1-4) del proyecto se indican solamente las principales fallas que definen a los bloques importantes. Dichas fallas fueron trazadas tanto con base en evidencias geológicas superficiales, como a datos derivados de barrenos de exploración; en

el último caso se definieron fallas gracias al nivel variante del contacto entre las arcillas lacustres claras de la Taximay Superior y aquel de las arcillas color verde oscuro de la Taximay Inferior.

## 1.6 FORMACIONES POR CRUZAR

El túnel cruzará seis formaciones:

1. Depósitos de la formación lacustre del Cuaternario de la Cuenca de México.
2. Lavas, cenizas basálticas y estratos de pómez del Cuaternario de la Cuenca de México (color café, rojo y azul) y lavas del flanco norte de la sierra de Nochistongo.
3. Formación de suelos aluviales pre-lacustres del Cuaternario de la Cuenca de México.
4. Formación de abanicos aluviales del Plio-Cuaternario de la Sierra de Nochistongo.
5. Vulcanitas del Plioceno Superior de la Formación Huehuetoca.
6. Formación de depósitos lacustres del Plioceno Medio de Taximay. Estos se dividen en dos: Taximay Superior y Taximay Inferior.

## 1.7 DESCRIPCIÓN DE LAS FORMACIONES

### a) Formación lacustre del Cuaternario

Consiste de arcillas, limos y arenas estratificadas derivadas en su mayor parte de lluvias de erupciones volcánicas pumíticas ácidas, caídas en un lago de aguas someras (1-2 m máximo). En la secuencia estratigráfica aparecen, además de depósitos lacustres, suelos de reducido espesor, los cuales se formaban cuando las aguas del lago en época de sequía se evaporaban. También se detecta la incidencia de estratos de cenizas basálticas y de erupciones pumíticas bastante frecuentes.

Esta formación no contiene en el trayecto del túnel gravas fluviales, ya que los ríos que nutrían al lago, (entre ellos el de las Avenidas de Pachuca) desembocaban bastante lejos de su parte central, cortada por el túnel. Además no existen indicios de tectónica, es decir, de fallamientos en esta formación, la cual tiene una edad máxima de apenas unos 300 000 años, lo que la coloca en el Cuaternario Superior. Su juventud geológica es la causa de la baja consolidación general de esta formación lacustre.

En el sur aparece superficialmente una lengua reciente de arcillas lacustres que avanza como cuña hasta las inmediaciones de la lumbrera 8. El contenido de agua de estas últimas arcillas oscila entre 200 y 350%, lo cual contrasta con el muy inferior contenido de agua de las pumicitas subyacentes dominantes con contenido de agua de 50 a 100% en sus arcillas.

Esta formación, predominantemente pumítica, que es relativamente poco compresible por su bajo contenido de arcillas, el cual contrasta con la elevada compresibilidad de las arcillas lacustres de la ciudad de México. También aunque cargada de agua, es poco transmisible, por lo que el túnel al atravesarla, no se presentarán fuertes gastos de agua, excepto al cortar estratos de cenizas o pómez.

#### **b) Formación de Basaltos**

Las lavas y cenizas del cerro de Tultepec quedan incluidas en la formación lacustre de la cuenca. No obstante y para fines prácticos de la excavación del túnel, se discuten aquí independientemente. La máquina tuneladora avanzará sobre una distancia de 11 Km cortando y rozando cenizas basálticas y lavas intercaladas entre los limos y arcillas lacustres. Este intervalo, entre las lumbrera 10 y la 14, el túnel presentará fuertes entradas de agua, ya que las lavas están fracturadas (fracturas columnares) y las cenizas son muy poco cementadas. Ambos elementos son de elevada permeabilidad y transmisibilidad.

#### **c) Formación de Suelos Pre-lacustres**

Consisten estos suelos principalmente de limos arenosos de color café. Pueden presentarse en ellos estratos de arenas y, en ciertos puntos, hasta de gravas fluviales. No se prevén aportaciones importantes de agua por la generalmente avanzada compactación de estos depósitos. No hay indicios de tectónica, es decir de fallas, en la secuencia esencialmente horizontal de estos depósitos cuaternarios que se cortarán en intervalos sobre un total de unos 6 Km.

#### **d) Formación de Abanicos Aluviales**

Se trata de depósitos de suelos muy compactos, color rojizo por su sedimentación en los flancos de las elevaciones contiguas. Forman un conjunto de sedimentos sub-horizontales oxidados a la intemperie y depositados arriba del antiguo nivel freático regional. Estos abanicos aluviales están afectados por poca tectónica en su porción inferior. Puede decirse

de ellos que son, por lo general, poco permeables y poco transmisibles, razón por la cual se prevé que no transmitirán importantes volúmenes de agua al frente del túnel. Se cortarán en intervalos sobre un total de 6 Km.

Un elemento litoestratigráfico importante de los abanicos aluviales lo constituyen las arenas, gravas y boleos que abundan en su base. Estos están a menudo fuertemente cementados pero a veces también no cementados. En el primer caso son roca, en el segundo caso consisten de elementos rocosos en su mayoría basálticos, inmersos en una matriz arenosa compactada.

#### **e) Formación Vulcanitas Huehuetoca**

Estas vulcanitas quedan contenidas en los abanicos aluviales que descansan sobre el flanco sur de la Sierra de Nochistongo. Afloran al suroeste de Huehuetoca, dónde forman un montículo de ignimbritas color rosa. Los barrenos que penetraron a esta formación revelan una gruesa secuencia de ignimbritas semiduras en alternancia con tobas rojizas consolidadas. En ciertos puntos se encontraron lengüetas de lavas ácidas fracturadas, pero también brechas y flujos piroclásticos. Además aparecen a veces gravas y boleos fluviales de poca extensión.

Estos cuerpos volcánicos de litología heterogénea, se caracterizan por una permeabilidad general poco importante; su elevado contenido de tobas le imparte al conjunto poca transmisibilidad.

Se concluye que la máquina tuneladora podrá atravesar esta formación sobre un total de unos 6 Km sin mayores dificultades y sin sorpresas hidráulicas importantes; las infiltraciones en el frente del túnel serán cambiantes, pero manejables.

#### **f) Formación Taximay**

Esta formación del Plioceno Medio es de origen lacustre, tiempo en el que abundaron numerosos lagos extensos, aunque someros, en el Eje Volcánico Transmexicano. Contiene la Taximay secuencias alternantes, finamente estratificadas y consolidadas, de arcillas, arcillas limosas, limos arenosos y a veces suelos; pero de vez en cuando también contiene capas de pómez, fina o granular.

Las exploraciones demostraron que esta formación consiste del miembro inferior, compuesto de arcillas lacustres verdes oscuras, fuertemente consolidadas y del miembro superior algo menos consolidado, con arcillas de color beige, amarillo, verde claro o café. La Taximay Inferior debe su color verde oscuro a las cenizas de un vulcanismo basáltico y la Taximay Superior, sus colores claros debido a la pomez de un vulcanismo ácido.

La Formación Taximay se caracteriza por una permeabilidad y una transmisibilidad hidrológica muy baja a nula, debido a su avanzada consolidación general. Sin embargo, un intenso tectonismo le impartió una estructura en bloques, consistente en fosas y pilares; esto le ha dado cierta permeabilidad secundaria, lo cual causará que se enfrente a repentinas aportaciones de agua, las cuales, sin embargo, nunca serán importantes ya que el tectonismo está bien sellado.

Cabe comparar la formación lacustre Taximay con la formación igualmente lacustre del norte de la Cuenca de México. Ambas se formaron en ambientes lagunares similares, por lo que se parecen en muchos detalles. Sin embargo se distinguen en tres aspectos: primero en edad (diferencia de unos 2 millones de años); segundo, en compactación y contenido de agua en sus arcillas, la Formación Taximay está muy consolidada y con bajo contenido de agua; y tercero, en tectónica, la Taximay está fallada. Este tectonismo fue avanzando a medida que aumentaba la sedimentación. Se trata pues de fallas crecientes, que afectan mucho a la Taximay Inferior, un poco menos a la Taximay Superior y algo a los abanicos aluviales superpuestos.

## 1.8 LA SECCIÓN GEOLÓGICA DEL TÚNEL

Los datos derivados de la geología superficial y de más de 200 barrenos de exploración revisados, quedan plasmados en la sección geológica general del túnel (Figura 1-4).

La sección queda integrada en las seis formaciones diferenciadas, cada una con su color indicado (Figura 1-4):

1. Formación lacustre del Cuaternario: amarillo y verde claro.
2. Lavas y tobas del Cuaternario: café claro, rojo y rosa.

3. Formación cuaternaria de suelos pre-lacustres: naranja.
4. Formación de abanicos aluviales: azul oscuro (conglomerados: negro).
5. Formación de vulcanitas Huehuetoca del Plioceno Superior: rosa.
6. Formación lacustre Taximay del Plioceno Medio: Taximay Superior: verde claro y Taximay Inferior: verde oscuro.

## 1.9 LITOLOGÍA A LO LARGO DEL TÚNEL

El túnel se excavará en los siguientes materiales:

De 0.00 a 2.1 Km arcillas lacustres de alta plasticidad y elevado contenido de agua.

De 2.1 a 18.6 Km arcillas lacustres pumíticas de bajo contenido de agua y poca plasticidad.

De 18.6 a 19.2 Km suelos tobáceos prelacustres, algo consolidados.

De 19.2 a 21.4 Km arcillas lacustres pumíticas de bajo contenido de agua y poca plasticidad.

De 21.4 a 22.6 Km cenizas volcánicas sueltas de Tultepec.

De 22.6 a 26 Km cenizas y lavas volcánicas y depósitos lacustres subyacentes.

De 26.00 a 29.00 Km arcillas lacustres pumíticas de bajo contenido de agua y poca plasticidad.

De 29.00 a 32.8 Km cenizas volcánicas sueltas y depósitos lacustres pumíticos de bajo contenido de agua y reducida plasticidad.

De 32.8 a 38.5 Km suelos tobáceos café rojizos consolidados.

De 38.5 a 43.9 Km abanicos aluviales compuestos de suelos consolidados conteniendo en ocasiones veces arenas y gravas, en gran parte cementadas.

De 43.9 a 46 Km vulcanitas Huehuetoca consistentes en ignimbritas, brechas volcánicas y tobas de elevada a mediana dureza.

De 46.00 a 55.9 Km depósitos lacustres arcillosos, mediana a altamente consolidados, de la formación Taximay Inferior y Superior, dispuesta en bloques tectónicos; dentro de este último tramo se presenta un valle erosionado entre 52.9 y 53.1 Km conteniendo tobas y lavas volcánicas.

De 59.9 al Portal de Salida (61.8 Km) el túnel cortará arcillas consolidadas de las formaciones Taximay Inferior y Superior, dispuesta en bloques, así como la base de abanicos aluviales compuestos de tobas consolidadas, suelos y gravas.

## **1.10 NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS Y PROFUNDAS**

El nivel de aguas freáticas y profundas a lo largo del túnel obedece en buena parte al tipo de formación, a su permeabilidad y transmisibilidad.

En la cuenca de México el nivel normal y original de las aguas freáticas se mantiene aún hoy, dentro de la formación lacustre, (que es de muy baja permeabilidad) muy cercano a la superficie, desde la lumbrera 0 hasta cercanías de Huehuetoca. De aquí en adelante al norte, el nivel original asciende algo al parteaguas de Nochistongo, dentro de los abanicos aluviales, para descender finalmente y abruptamente, al Río el Salto.

Este nivel original, sin embargo, ha sufrido un cambio desde el inicio de la extracción artificial de aguas a partir de mediados del siglo pasado. Hoy el nivel del agua freática en los depósitos lacustres cuaternarios del norte de la Cuenca de México ha sido transformado en un nivel colgante. Algo similar ha ocurrido con el nivel del agua freática en la Sierra de Nochistongo, donde numerosos pozos para la agricultura y la industria también lo han afectado.

Ante estas nuevas condiciones hidrológicas detectamos un nivel freático de aguas profundas que coincide con el original entre la lumbrera cero y el sur de Huehuetoca; sin embargo, a profundidad y ya algo arriba del trazo descendente del túnel, la presión del agua se abate, estableciendo un nuevo nivel a mayor profundidad, condición que se acentúa en el contacto entre depósitos lacustres y suelos pre-lacustres. Un descenso aún más brusco de nivel moderno de agua se da más al norte, al entrar en contacto los depósitos de los abanicos aluviales y las vulcanitas Huehuetoca con las arcillas lacustres falladas de la formación Taximay. Aquí el nivel regional profundo moderno, ya artificialmente afectado y abatido, desciende aún más debajo del parteaguas de Nochistongo.

Las mediciones de los niveles de agua válidos para el túnel muestran que éste contará arriba de él con columnas de agua colgante de 20 a 30 m en la formación de arcillas lacustres de la Cuenca de México. Sin embargo, debajo del parteaguas de Nochistongo, después de la columna colgante de agua, la nueva columna profunda e hidrostática puede alcanzar alturas solamente 50 m sobre el túnel.

Puede predecirse que las entradas de agua al túnel, cuando se excava en la formación Taximay, serán prácticamente nulas, pero serán por lo general reducidas, debido a su baja permeabilidad; pero al cortar el túnel en los abanicos aluviales, una falla y pasar de un bloque al otro, o al cortar bolsas fracturadas de boleos, podría entrar súbitamente mucha agua al mismo.

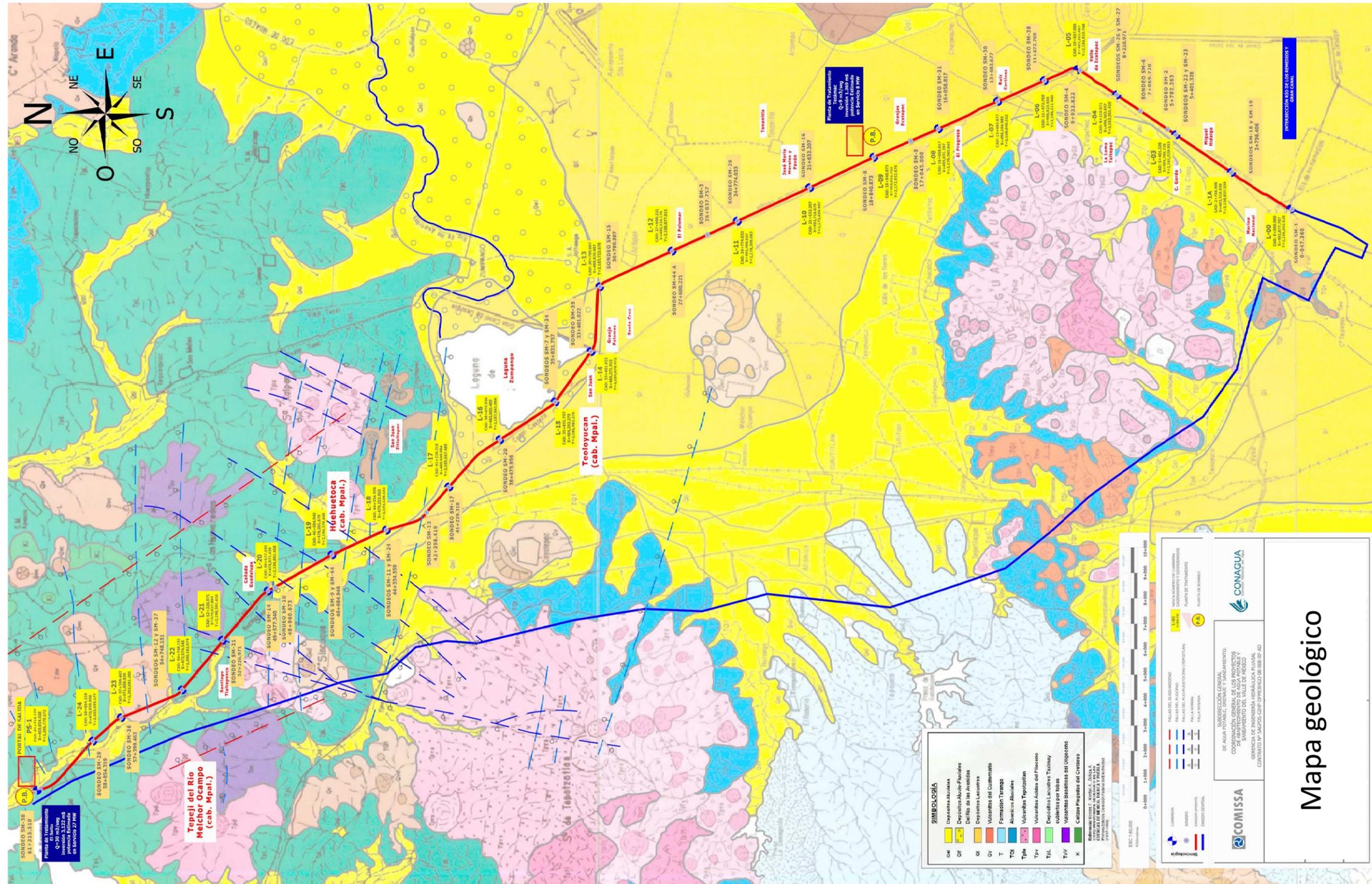


Figura 1-1 . Mapa geológico, donde se muestra en planta la trayectoria del túnel (CONAGUA, 2009)

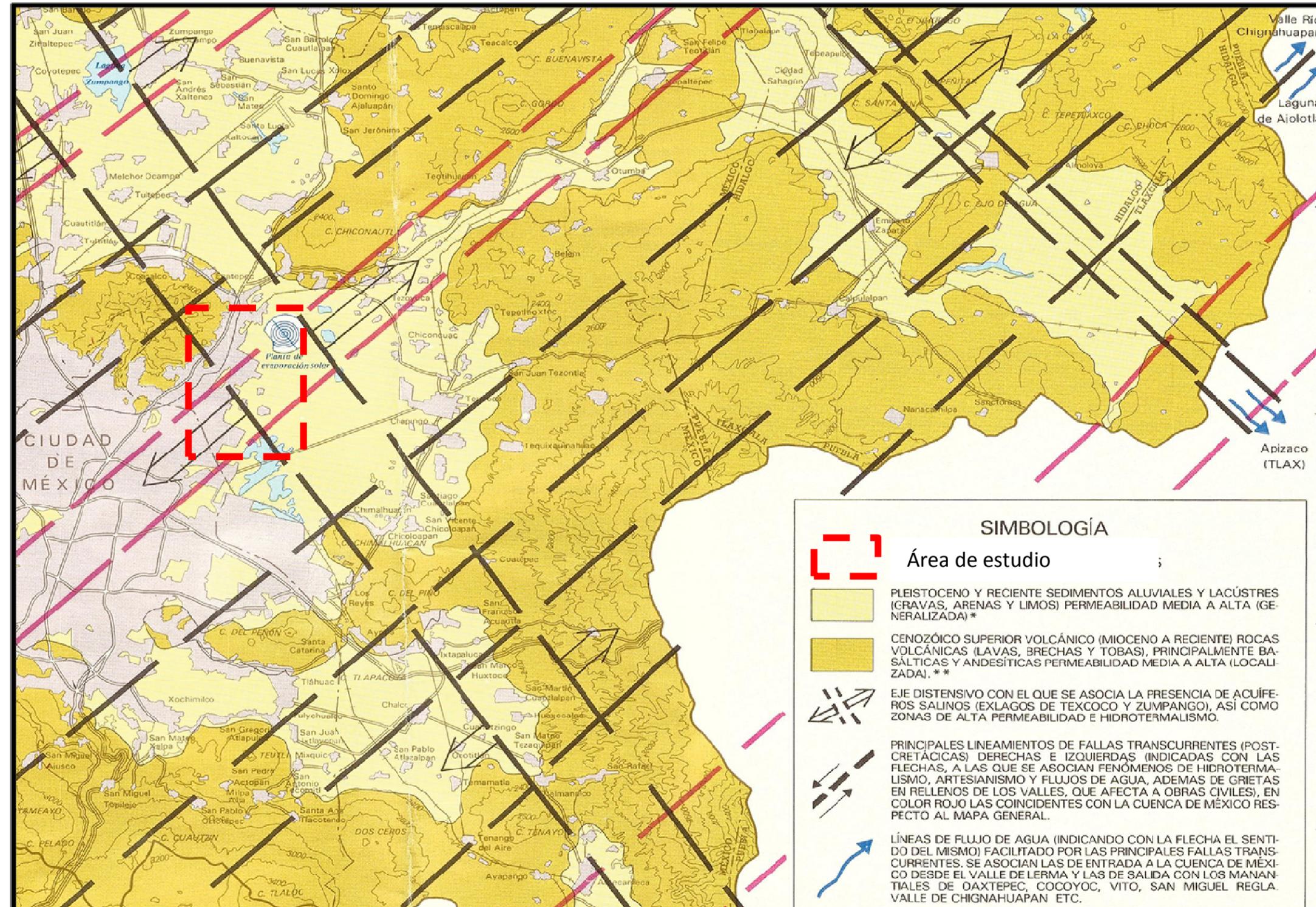


Figura 1-2. Estructuras Geológicas mayores (Marín-Córdova *et al*, 2004)

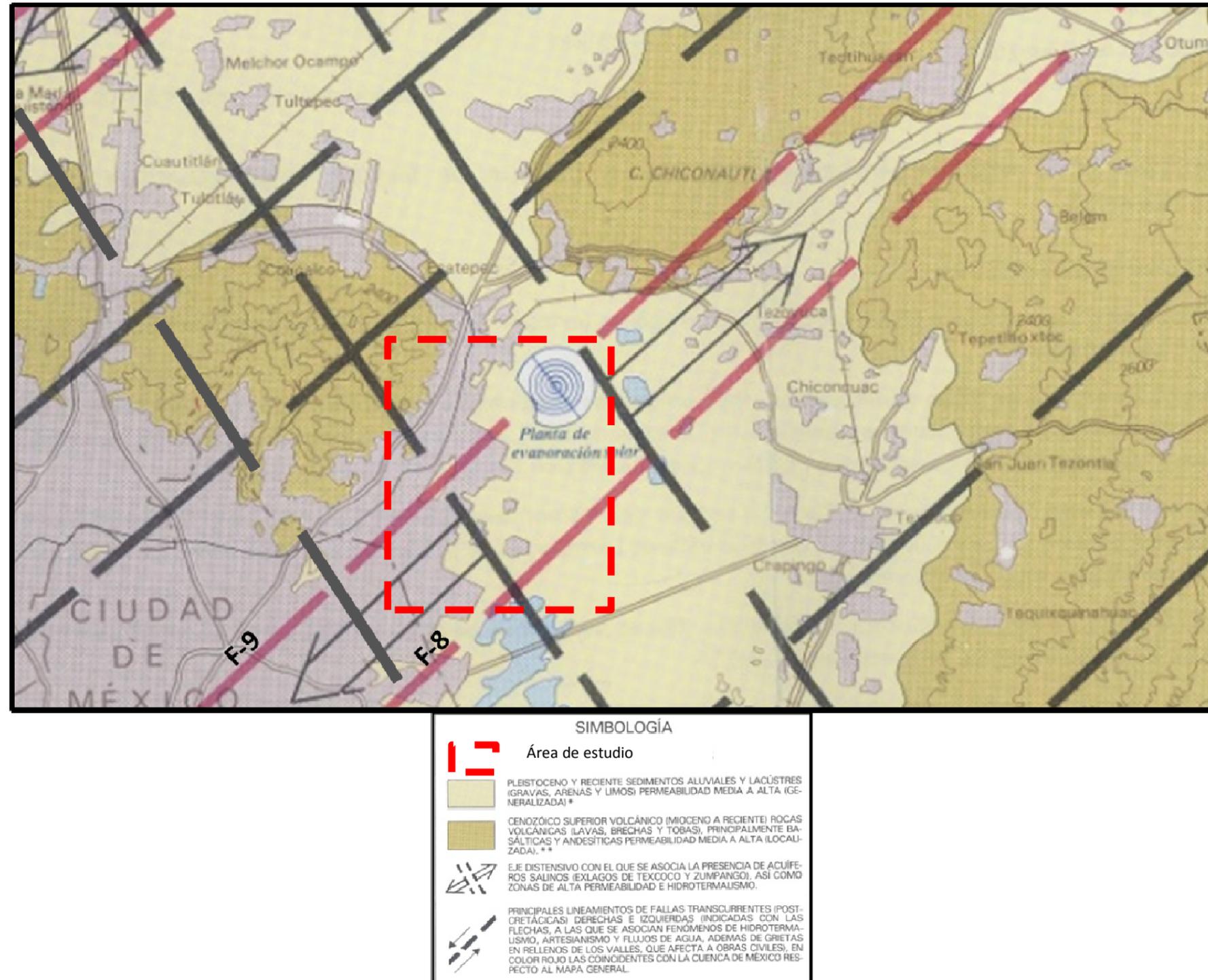


Figura 1-3. Ubicación de las fallas F – 8 y F – 9 con respecto TEO y al “Caracol” (Marín-Córdova *et al*, 2004)



## **2 MEJORAMIENTO DE LAS CONDICIONES MECÁNICAS DEL SUELO PARA EVITAR LA FALLA POR EXTRUSIÓN A LA SALIDA DEL ESCUDO**

### **2.1 ANTECEDENTES**

De acuerdo al proceso constructivo del Túnel Emisor Oriente, en la Lumbreira L-00 (Cad. 0+000) se requiere realizar un corte circular con un diámetro de 8.70m en una parte de la pared de la lumbreira, con el fin de colocar y posicionar la máquina tunelera (Escudo EPB) para iniciar la excavación del túnel.

Al finalizar la etapa en la cual se realiza el corte circular, existe un momento en el cual el suelo natural se queda prácticamente sin apoyo horizontal, ya que éste únicamente será soportado por una pantalla de lodo fraguante con arena. Bajo éste concepto, y dada la magnitud de las presiones horizontales, existe el riesgo de presentarse una extrusión del material, por lo cual es recomendable realizar un mejoramiento en la zona de inicio de la excavación del túnel.

Por lo anterior, se ha contemplado efectuar un mejoramiento mediante remplazo del suelo natural. Dicha sustitución se propone sea realizada excavando con una almeja hidráulica el suelo natural y sustituyendo el mismo por un lodo fraguante con arena cuya proporción es: 300kg de cemento, 300kg de arena, 67kg de bentonita, 742 lts. de agua, Fraguacil al 15% con respecto al volumen del cemento (véase figura 2-5); el cual deberá alcanzar una resistencia, a la compresión simple a 28 días, mínima de 1,500kPa. De manera complementaria al espesor del tratamiento se propone la ejecución de inyecciones por consolidación vertical.

## 2.2 OBJETIVOS DEL MEJORAMIENTO POR REPLAZO

El mejoramiento consistirá en excavar una franja del material natural ubicado frente al futuro orificio por donde comenzará a excavar el Escudo EPB y remplazarlo con un lodo fraguante con arena (véase figura 2-5).

- El objetivo principal del mejoramiento por remplazo es el de colocar frente al orificio de inicio de excavación una franja de material suficientemente resistente que soporte con seguridad los esfuerzos generados durante la apertura del citado orificio circular, evitando el que se presente una inestabilidad por “Extrusión”.
- En consecuencia, en este documento se buscó determinar la geometría y resistencia de la franja de material mejorado por remplazo para lograr el fin expresado.

## 2.3 MODELO GEOTÉCNICO DE ANÁLISIS

A partir de la interpretación del sondeo realizado por Constructora Mexicana de Infraestructura Subterránea S.A. (COMISSA) se realizó el siguiente modelo estratigráfico; el cual se utilizó para el análisis geotécnico aquí descrito.

- A.** Costra superficial. De 0.0 m a 3.0 m existe un relleno heterogéneo de arcilla, arena, gravas y basura en general; su número de golpes en prueba de penetración estándar varió entre 2 y 63.
- B.** Arcillas y limos de alta plasticidad. De 3.0 m a 26.4 m. El subsuelo se caracteriza porque existen intercalaciones de arcilla (CH) café olivo y café rojizo con limos (MH) y múltiples lentes de microfósiles, arena fina (SC), ceniza y vidrio volcánicos; el contenido de agua promedio es del orden de 300%; debido a la consistencia tan blanda del material, en esta longitud todas las muestras se obtuvieron con tubo de pared delgada.

B1. Arcilla y limo de alta plasticidad. Substrato de 6.9 m de espesor, de 3.0

a 9.9 m de profundidad, intercalaciones de arcilla (CH) café olivo y café rojizo con limos (MH); el contenido de agua promedio de 350%, peso volumétrico de 12.0 kN/m<sup>3</sup> y cohesión de 28 kPa en promedio.

B2. Arcilla de alta plasticidad. Substrato de 4.0 m de espesor, de 9.90 a 13.90 m de profundidad, arcilla (CH) café olivo y café rojizo con intercalaciones de limos (MH); un contenido de agua que va de 200 a 400%, peso volumétrico del orden de 11.73 kN/m<sup>3</sup> y cohesión de 23 kPa.

B3. Arcilla y limos de alta plasticidad con lentes de arena fina. Substrato de 7.80 m de espesor, de 13.90 a 21.70 m de profundidad, arcilla (CH) y limos (MH), con microfósiles, lentes de arena fina, ceniza y vidrio volcánico; contenido de agua 280% en promedio, peso volumétrico del orden de 12.00 kN/m<sup>3</sup> y cohesión de 33 kPa.

B4. Arcilla de alta plasticidad. Substrato de 4.70 m de espesor, de 21.7 a 26.4 m de profundidad, arcilla (CH) café olivo y café rojizo con intercalaciones de limos (MH); el contenido de agua promedio de 350%, peso volumétrico de 11.5 kN/m<sup>3</sup> y cohesión de 44 kPa en promedio.

**C.** Limo de alta plasticidad. De 26.4 m a 28.5 m. Se encuentran intercalaciones de limo duro (MH) café olivo y gris olivo con arena negra fina y media, con lentes de ceniza volcánica; su contenido de agua varió entre 25% y 130%; su número de golpes, entre 17 y 50.

**D.** Arcilla y limo de alta plasticidad. De 28.5 m a 42.4 m. Existen intercalaciones de arcilla (CH) y limo (MH) café olivo y gris olivo de consistencia blanda, con lentes de arena fina, ceniza y vidrio volcánicos; su contenido de agua varió entre 27% y 362%; en esta unidad estratigráfica se registraron números de golpes entre 2 y 50.

D1. Limo de alta plasticidad. Substrato de 2.40 m de espesor, de 28.50 a 30.90 m de profundidad, intercalaciones de arena fina y media; el contenido de agua promedio de 300%, peso volumétrico de 11.56 kN/m<sup>3</sup> y cohesión de 171 kPa.

D2. Arcilla de alta plasticidad. Substrato de 5.60 m de espesor, de 30.90 a

36.50 m de profundidad, arcilla (CH) café olivo y café rojizo con intercalaciones de ceniza y vidrio volcánico; un contenido de agua promedio de 200%, peso volumétrico del orden de 12.2 kN/m<sup>3</sup> y cohesión de 80 kPa.

D3. Arcilla y limos de alta plasticidad con lentes de arena fina. Substrato de 5.90 m de espesor, de 36.50 a 42.40 m de profundidad, arcilla (CH) y limos (MH), con microfósiles, lentes de arena fina, ceniza y vidrio volcánico; contenido de agua 180% en promedio, peso volumétrico del orden de 12.50 kN/m<sup>3</sup> y cohesión de 100 kPa.

- E. Intercalaciones de limos con lentes de arena. De 42.4 m a 67.0 m. Se caracteriza por las intercalaciones de limos (MH y ML) café olivo, gris olivo, café claro y gris claro con lentes de arena fina, media y poca gruesa (SM); con ceniza y vidrio volcánicos; se detectó la presencia de materia orgánica, microfósiles y conchillas. El contenido de agua de esta unidad varió entre 17% y 286%; su número de golpes, entre 1 y 98.
- F. Limos endurecidos con lentes de arena. De 67.0 m a 100.3 m. Se encuentran intercalaciones de limos endurecidos (MH y ML) café olivo, gris olivo, café claro y gris claro con arena fina, media y poca gruesa (SM), cuyo contenido de agua varió entre 12% y 138%; su número de golpes, entre 1 y 99.

## 2.4 VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE FALLA POR EXTRUSIÓN, CUANDO NO SE MEJORA EL TERRENO POR REEMPLAZO DEL MATERIAL NATURAL

Para evaluar el fenómeno de extrusión del material, de acuerdo a la teoría de líneas características podemos evaluar la estabilidad al inicio del frente del túnel mediante la expresión (1) (Skempton, 1951; Bjerrum & Eide, 1956; Alberro, 1987), la cual se expresa en los siguientes términos:

$$FS = \frac{cN_{ct}}{\gamma H + q_s} > 1.5 \quad (1)$$

donde

- c Cohesión ponderada del suelo obtenida mediante una prueba triaxial rápida UU, kPa,
- $\gamma$  Peso volumétrico ponderado del suelo, kN/m<sup>3</sup>,
- H Profundidad al piso del túnel, m,
- q<sub>s</sub> Sobrecarga en la superficie, kPa,
- N<sub>ct</sub> Coeficiente de estabilidad tridimensional, el cual depende de la relación H/D, donde D es el diámetro de la excavación para el túnel, m.

En la Figura 2-1, se presentan las condiciones consideradas a lo largo de las líneas características para determinar la estabilidad del frente de un túnel.

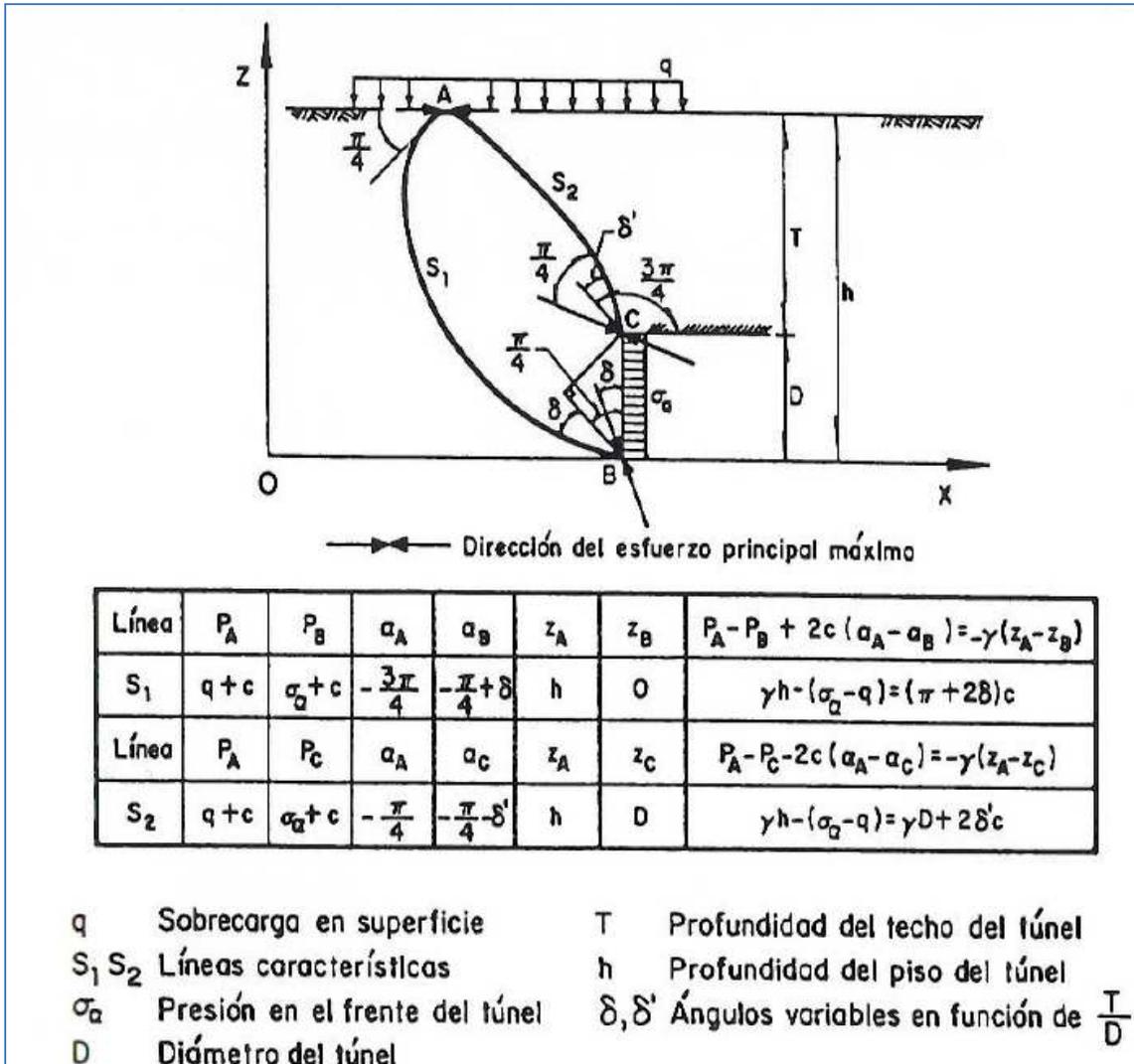


Figura 2-1. Condiciones a lo largo de las líneas características, (Alberro, 1987).

Entre el nivel del brocal definitivo (N.B. +2227.29) y el nivel de la rasante hidráulica (N.R.H+2203.997) existe una profundidad de 23.29m.

De acuerdo al modelo geotécnico de la Lumbreira L-00, se considerando los siguientes valores ponderados:

Cohesión  $c=30.25$  kPa

Peso volumétrico  $\gamma=12.28$  kN/m<sup>3</sup>

Conforme al proyecto, tenemos los siguientes datos:

Profundidad a la rasante hidráulica del túnel,  $H = 23.29 \text{ m}$

Diámetro de la excavación para el túnel,  $D = 8.70 \text{ m}$

Sobrecarga en la superficie,  $q_s = 30 \text{ kPa}$

Para las relaciones se tiene,

$$\frac{D}{D} = \frac{23.79}{8.70} = 2.73m$$

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{(12.28)(23.29)}{30.25} = 9.45$$

Utilizando el nomograma que se presenta se obtiene un Coeficiente de estabilidad tridimensional,  $N_{ct}$ :

$$N_{ct}=6.25$$

Sustituyendo el valor del coeficiente de estabilidad,  $N_{ct}$ , en la ecuación mostrada anteriormente, se tiene

$$FS = \frac{(30.25)(6.25)}{(12.28)(23.29) + 30} > 1.5$$

$$FS=0.59 < 1.5$$

Por lo cual se presentaría la falla por extrusión del material y resulta necesario llevar a cabo un mejoramiento del material.

## **2.5 ANÁLISIS PARA IDENTIFICAR GEOMETRÍA DE LA FRANJA DE REEMPLAZO Y RESISTENCIA DEL MATERIAL QUE LA FORMA**

El análisis para identificar la geometría de la franja de remplazo y la resistencia del material que la forma, se basa en el mecanismo de falla del frente de un túnel, cuya excavación genera un estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea el frente y a la periferia de la cavidad; si la pantalla de lodo fraguante no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se produciría el colapso del frente.

El factor de seguridad del mejoramiento del suelo se calculará comparando el empuje que ejerce el suelo del exterior contra la resistencia cortante que existe para romper el suelo mejorado en la zona donde cruzará el túnel. Considerando las condiciones geométricas y las propiedades mecánicas del suelo y del mejoramiento, el factor de seguridad se calcula mediante la expresión (2)

$$FS = \frac{2 \cdot f'c \cdot e_m}{\sigma_h \cdot D_t} > 1.5 \quad (2)$$

Donde:

$f'c$ = Resistencia a la compresión simple del suelo mejorado, kPa

$e_m$ =espesor del tratamiento, m

$\sigma_h$ = esfuerzo horizontal promedio que actúa en la zona del túnel, Kpa

$D_t$ = Diámetro de excavación, m

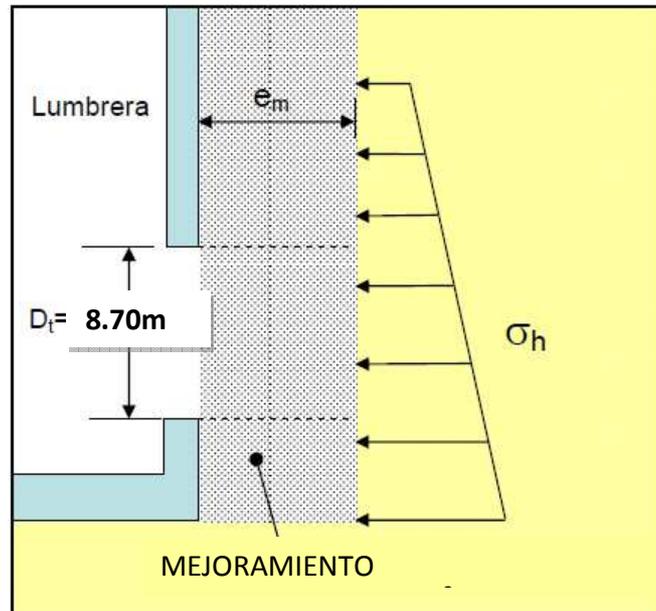


Figura 2-2. Análisis del espesor del mejoramiento de la conexión túnel-lumbrera.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión (2) se obtiene el factor de seguridad por extrusión de material variando con respecto al espesor del mejoramiento de suelo. De acuerdo con lo mostrado en la Figura 2-3; se observa que a medida que se incrementa el espesor de mejoramiento, el factor de seguridad por extrusión se incrementa también.

Por lo cual, para un espesor de **3.67m (espesor propuesto)** se tiene un factor de seguridad de 3.5, el cual es mayor que el mínimo recomendado 1.5, Ref. (02).

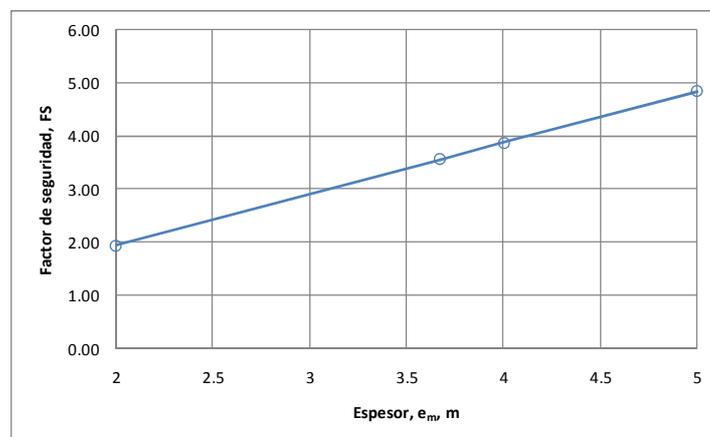


Figura 2-3. Factor de seguridad del mejoramiento L00

Por lo tanto, realizando un mejoramiento en el frente de excavación de la lumbrera L00, no se presentaría falla por extrusión del material, considerando una franja de mejoramiento igual a 3.67m, con una resistencia a la compresión simple a 28 días, de 1500kPa (15kg/cm<sup>2</sup>).

## 2.6 ESTABILIDAD DE LA ZANJA DURANTE SU EXCAVACIÓN BAJO LODO BENTONÍTICO

Como parte del proceso de construcción del mejoramiento por remplazo de material es necesario estabilizar, con lodo bentonítico, la zanja donde será vaciado el lodo fraguante de cada uno de los tableros que conforman mejoramiento por remplazo.

En este tipo de estabilización, se debe verificar que la densidad del lodo sea suficiente con el fin de que la presión de la columna de lodo bentonítico estabilice las paredes de la excavación. Por tal motivo, se deberá cumplir la siguiente condición:

Resistencia confinada del suelo,  $\sigma_1 >$  Esfuerzo efectivo del suelo,  $\sigma'$

Resultando un factor de seguridad dado por la expresión (03):

$$FS = \frac{\sigma_1}{\sigma'} \quad (03)$$

Donde:

$\sigma_1$  Resistencia confinada del suelo, kPa

$\sigma'$  Esfuerzo efectivo del suelo ( $\sigma_T - U$ ), kPa.

$\sigma_T$  Esfuerzo total del suelo, kPa.

U Esfuerzo hidrostático, kPa.

siendo:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2c\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_3 = \gamma_L \cdot D_L$$

Donde:

$\gamma_L$  Peso volumétrico del lodo bentonítico, kN/m<sup>3</sup>

$D_L$  Columna del lodo bentonítico, m

En el análisis de estabilidad se consideró una profundidad del lodo bentonítico, desde el brocal, igual a 0.80m. En la Tabla 2-1, se presentan las características geométricas de la Lumbrera L-00 y consideraciones generales adoptadas en el análisis de estabilidad de la zanja de los tableros de mejoramiento.

Tabla 2-1. Parámetros considerados en el análisis de estabilidad de la zanja de los tableros

Nivel de brocal=	2227.29	msnm
Diámetro terminado $\phi$ =	16	m
Nivel de plantilla de túnel=	2203.997	msnm
Profundidad de plantilla de túnel=	23.293	m
Sobrecarga, $q$ =	30	kPa
Nivel de Agua freática =	2222.29	msnm
Profundidad de Agua freática =	3	m
<b>LODO BENTONÍTICO:</b>		
$\gamma_{\text{lodo}}$ =	10.7	kN/m <sup>3</sup>
Prof. Del lodo, $H_f$ =	0.8	m

Las propiedades de los suelos consideradas para el análisis se presentan en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2. Propiedades de los suelos consideradas para el análisis de estabilidad de la zanja

FILA		A	B	C	D	E	
OPERACION		DATOS (VALORES PONDERADOS)					
		PROPIEDADES DE LOS SUELOS					
ESTRATO	ELEVACIONES, msnm		Espesor del estrato, h, m	Profundidad, m	Cohesión, c, kPa	Ángulo de fricción interna, $\phi$	Peso volumétrico, $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>
A	2227.90	2203.997	23.90	23.90	30.25	0	12.28
$\Sigma =$			23.90				

En la Tabla 2-3, se presenta el desarrollo del análisis de estabilidad efectuado, resultando una condición de estabilidad de la zanja “ESTABLE”:

Tabla 2-3 . Desarrollo del análisis de estabilidad de la zanja de los tableros de mejoramiento

F	G	H	I	J	K
$\sigma_T = E \cdot A$	$U = (B \cdot \text{Prof. agua freática}) \cdot 9.81$	$\sigma' = F - G$	$\sigma_d = (B - Hf) \cdot (\gamma_{\text{lodo}})$	$\sigma_1 = 1 \left\{ \left[ \frac{45}{180} \cdot n \right] + \left[ \frac{D}{180} \cdot n \right] \right\}^2 + 2C^2 \left( \frac{\left[ \frac{45}{180} \cdot n \right] + \left[ \frac{D}{180} \cdot n \right]}{2} \right)$	$1 > J \rightarrow \text{OK}$
ESFUERZOS GEOSTÁTICOS E HIDROSTÁTICO			ESTABILIDAD DE LA ZANJA		
Esfuerzo total, $\sigma_T$ , kPa	Esfuerzo hidrostático, U, kPa	Esfuerzo efectivo, $\sigma'$ , kPa	Presión del lodo, $\sigma_d$ , kPa	Resistencia confinada del suelo, $\sigma_1$ , kPa	Condición de estabilidad
293.53	205.06	88.47	247.2	307.7	ESTABLE

## 2.7 INYECCIONES VERTICALES DE CONSOLIDACIÓN POR EL MÉTODO DE MANGUITOS

Es una técnica que tiene como objetivo fundamental reducir las deformaciones de la masa de suelo ante las cargas aplicadas, el proceso de ejecución se inicia con la inducción del fracturamiento hidráulico mediante la inyección a presión de fluidos, lechadas o morteros, que al endurecer forman una estructura intercalada al suelo, compuesta de delgadas placas de mayor rigidez que éste; esas láminas son predominantemente radiales al eje de inyección, semiverticales y ocasionalmente producen lentes horizontales en los estratos permeables; a todo este complejo arreglo de láminas duras se podría denominar como una "estructura de naipes", cuyos huecos ocupa la arcilla blanda. En la Figura 2-4 se muestra un esquema representativo de la técnica descrita.

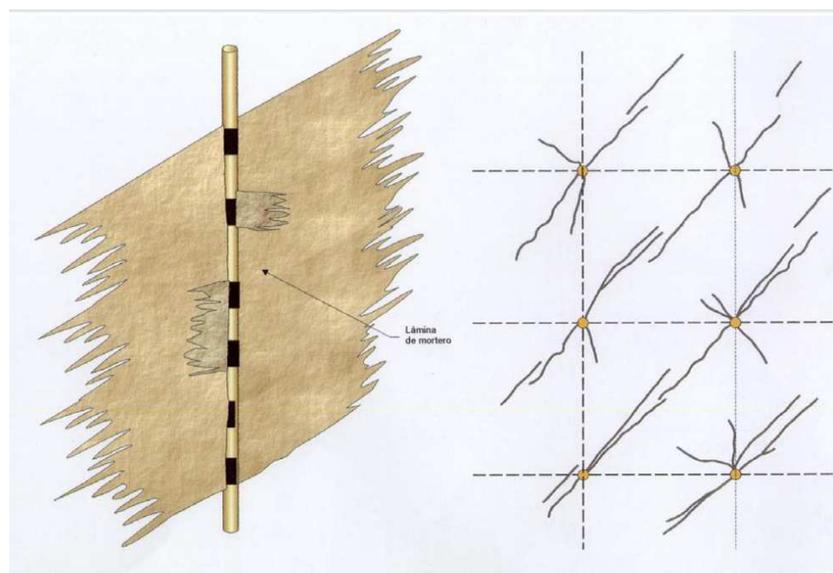


Figura 2-4. Esquema representativo de la técnica de inyección por fracturamiento hidráulico, por el método de manguitos (SMMS, 2002).

Como una medida de protección adicional, no obstante que los análisis muestran la suficiencia del tratamiento de remplazo construido, se propone la aplicación de un tratamiento de inyección del suelo a base de inyecciones verticales de lodo fraguante, las cuales tendrán los objetivos siguientes:

1. Consolidación de la zona de la pantalla perimetral de la lumbrera; esta actividad solo será en media sección de la pantalla. En la zona de la pantalla perimetral se realizó un sondeo de exploración, con objeto de conocer las características de los materiales de esta zona, detectándose materiales blandos contaminados con mortero. La consolidación de esta zona se hará mediante inyecciones de manguito a través de barrenos verticales desde la superficie del suelo.
2. Conformar una barrera de suelo natural tratado adyacente al frente del tratamiento de remplazo con lodo fraguante construido mediante tableros. El tratamiento se realizará mediante inyecciones de manguito a través de barrenos verticales desde la superficie del suelo.

## 2.8 ANÁLISIS DE LA PRESIÓN DE INYECCIÓN

En la zona de la lumbrera L00 se registran en sus primeros 28m un estrato de arcillas de alta plasticidad de consistencia muy blanda; reportándose también algunas intercalaciones de limos y arcillas de consistencia dura, lentes de arena fina, ceniza y vidrio volcánico.

Para el diseño de la inyección de mejoramiento, se tomó como base de diseño la Referencia 24 (Santoyo et al, 2002) , en donde se indica: “Para diseñar la inyección de suelos cohesivos, es indispensable estimar la presión de su fracturamiento hidráulico”.

Cuando el cambio de esfuerzos en una distribución radial pasa de compresión a tensión, se inicia la fractura y la presión de fracturamiento estará dada por la expresión (4):

$$p_0 = k_0 \cdot \gamma z + c_u \quad (4)$$

Donde:

$c_u$ = cohesión del medio o su resistencia no drenada, kPa

Es importante señalar que en la expresión (4) no influyen el radio de la perforación, la permeabilidad del medio ni la naturaleza del medio. Además implica que el fracturamiento de un suelo cohesivo se presenta aún con presiones relativamente bajas. Experimentalmente se ha observado que la presión necesaria para provocar el fracturamiento tiende a ser algo mayor que el valor teórico anterior.

Considerando los siguientes valores

Cohesión, $c$	30.25 kPa
Peso volumétrico, $\gamma$	12.28 kN/m <sup>3</sup>
$k_0$ ,	0.50

El valor de  $k_0$  se definió en función de la siguiente expresión (Zeevaert, 1983)

$$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$$

Determinando la presión de inyección con la expresión (4), variando la profundidad se obtiene:

Prof. (m)	Valores ponderados		ko	Presión de inyección teórica, $p_o$ (kPa)	Presión de inyección sumando 50%, $p_{o50\%}$ (kPa)
	Cohesión (kPa)	Peso volumétrico (kN/m <sup>3</sup> )			
0-6	30.25	12.28	0.5	67.09	100.64
6--12	30.25	12.28	0.5	103.93	155.90
12--18	30.25	12.28	0.5	140.77	211.16
18-24	30.25	12.28	0.5	177.61	266.42
24-28.5	30.25	12.28	0.5	205.24	307.86

## **2.9 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL TRATAMIENTO A LA SALIDA DEL ESCUDO**

### **2.9.1 Preliminares**

El procedimiento se iniciará con la demolición del brocal existente, en el área de intersección con el tratamiento para la salida del escudo.

Se instalará una planta de producción de lodos bentoníticos, con una capacidad suficiente para que durante el proceso no se vayan a suspender los trabajos de excavación de los tableros por la falta de lodo.

En caso de reutilizar el lodo bentonítico, se contempla la utilización de un desarenador. La preparación del lodo bentonítico se realiza en equipo turbo mezclador, con lo cual se garantiza el mezclado, el proporcionamiento del lodo será el necesario para garantizar una densidad mínima de 1.06 ton/m<sup>3</sup>.

Al planear la excavación de los tableros, hay que considerar que éstos deben excavarse de manera alternada, considerando un traslape entre tableros de 20cm; ya que nunca se debe excavar un tablero junto a otro que tenga menos de 24 hrs de colado.

### **2.9.2 Excavación del tablero**

Para realizar la excavación de cada uno de los tableros se utilizará una almeja hidráulica, cuya capacidad de ataque es suministrada por gatos hidráulicos instalados en la almeja, y cuya verticalidad es garantizada mediante un mástil de perfil metálico denominada Kelly (véase figura 2-5), que permite mantener la almeja en la misma dirección durante la excavación. El equipo de excavación deberá mantenerse, por lo menos, a distancia de 1.0m con respecto al borde de la excavación de la zanja, esto para no afectar la estabilidad de las paredes de la excavación.

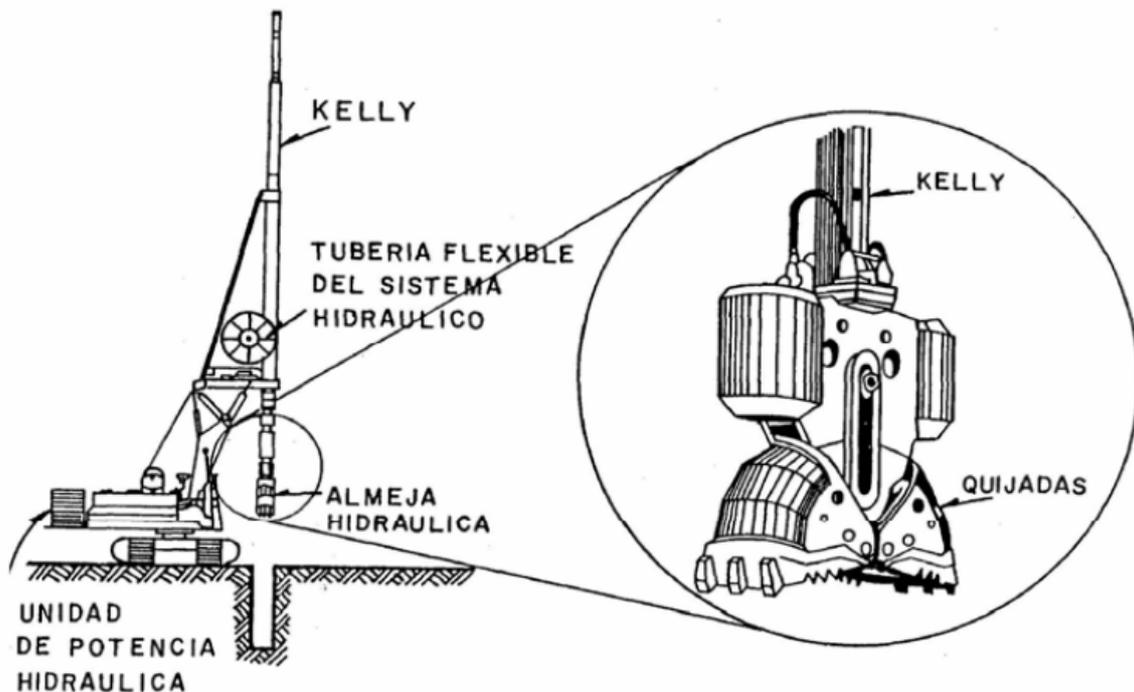


Figura 2-5. Esquema del equipo de excavación: almeja hidráulica.

La excavación se realizará a partir de una plataforma horizontal y estable para garantizar la correcta ejecución de los trabajos y se empezará desde el nivel superior del brocal.

Sobre la plataforma de trabajo, se realizará la numeración de tableros, con la finalidad de llevar el control de cada tablero, de acuerdo a la geometría establecida en la Figura 2-7.

En general, la secuencia de excavación deberá mantenerse de forma alterna, y se inicia con la nivelación del equipo, mediante equipo topográfico y/o plomadas colocadas en tripies en dos sentidos o bien con el sistema de registro de verticalidad del equipo.

La excavación del tablero se realiza con la almeja hidráulica, sustituyendo en todo momento el material excavado por lodo bentónico con un peso volumétrico mínimo de  $10.6 \text{ kN/m}^3$ .

Durante todo el proceso se mantiene el nivel de lodo bentonítico entre 0.20 m y 0.80 m por debajo del nivel superior del brocal; al final de la excavación se rellena la excavación hasta unos 0.20 m por debajo del nivel superior del brocal.

Se tendrá en planta de fabricación de lodo bentonítico un reporte dando el total fabricado en cada turno.

La excavación se realizará estableciendo una secuencia de paneles primarios y secundarios, que serán definidos en el sitio de los trabajos.

La profundidad de la excavación se va verificando por medio de una sonda que tiene calibrado su cable a cada metro para conocer la profundidad del tablero.

La verticalidad del equipo de excavación, se controlará continuamente utilizando dos plomadas de hilo situadas perpendicularmente a 90° de la posición del eje de excavación y apoyadas en dos bases de varilla, distanciadas adecuadamente de la máquina.

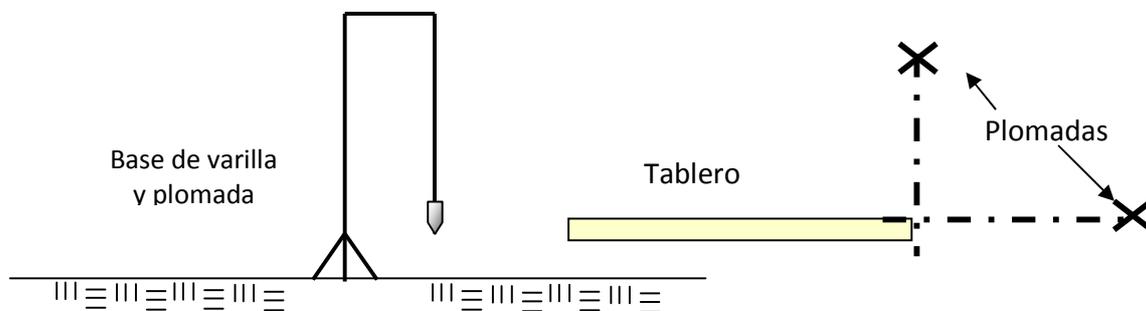


Figura 2-6. Control de verticalidad del equipo de excavación.

El tiempo que transcurra desde el término de la excavación, hasta colocar el lodo fraguante, no debe ser mayor a 4 horas en ninguna circunstancia, en caso contrario, se debe reexcavar el tablero.

Al término o durante las actividades de excavación, el material extraído será retirado del sitio de trabajo, llevándolo al tiro autorizado.

### 2.9.3 Preparación de lodo

El lodo bentonítico será fabricado a partir de una planta ubicada lo más cerca posible de la zona de excavación de los tableros.

La fabricación del lodo se hace mediante un turbo mezclador de alta velocidad. Este lodo se almacena después en un tanque, en donde, por medio de una bomba, se mantiene en circulación para permitir la correcta hidratación de la bentonita.

Se hará un control sobre el lodo almacenado en tanque, al mínimo una vez por turno según la siguiente tabla:

Tabla 2-4. Tabla de control sobre el lodo almacenado en tanque

Conceptos medidos	Frecuencia de control	Rango de los resultados	Método de control
Densidad	1 por turno	1.06 +/- 0.01	Balanza de lodo
Viscosidad (hidratada)	1 por turno	40 < 55 segundos	Cono Marsh

Se deberá controlar el contenido de arena (no más del 5%), la densidad y la viscosidad; para ello se deberá contar en la obra con un laboratorio que realice constantemente la calidad del lodo y un desarenador para la limpieza del lodo en caso que se requiera la reutilización del lodo. Los tableros excavados deberán colarse inmediatamente, el tiempo máximo que podrán permanecer abiertos una vez que esté a la profundidad de proyecto.

Los rangos serán confirmados después de las primeras fabricaciones en grandes cantidades en la planta de lodos.

Los controles que se realizan durante el proceso de excavación, por panel, serán los siguientes:

- Profundidad de excavación (mediante un plomo con puntos marcados)
- Verticalidad de la excavación (mediante la posición de los cables de la almeja, en el centro de los brocales, y medición con un nivel con brújula).

Para cada panel se realizara una ficha de control en la cual los diferentes controles realizados durante el proceso de ejecución:

- N° y zona de ubicación
- Dimensiones (longitud, anchura, profundidad)
- Fecha de inicio y fecha final
- Capas atravesadas (profundidad o espesor)
- Volumen de lodo utilizado
- Características de los controles del lodo utilizado.

#### **2.9.4 Colocación del lodo fraguante**

De acuerdo al diseño del tratamiento, la resistencia requerida en el lodo fraguante de sustitución será mínimo de 1,500 kPa, la cual será elaborada a partir de una mezcla de lodo fraguante (cemento:arena) con bentonita en la proporción que será definida de pruebas de laboratorio.

La colocación del lodo fraguante se realizará mediante tuberías tremie de 10" de diámetro, las cuales se dejan a 30 cm del fondo de la excavación, para iniciar con el colado, en la tubería de colado se coloca un balón de látex para formar una barrera y evitar la contaminación del lodo fraguante cuando se vacía directo de la olla revolvedora en el cono receptor. Se debe tener mucho cuidado en mantener ahogada la tubería tremie un mínimo de 1.00 m dentro del lodo fraguante para evitar segregación y contaminación.

El lodo bentonítico de la excavación, que se desplaza durante la colocación del mortero dentro de la excavación, se bombea hacia tanques de almacenamiento y posteriormente pasarlo al desarenador y restituirle sus propiedades, o se manda directamente en camión

pipa al tiro autorizado. Una vez que el mortero se tiene al nivel de proyecto, se procede de inmediato a extraer el total de la tubería tremie, para evitar que se fragüe el mortero en su interior.

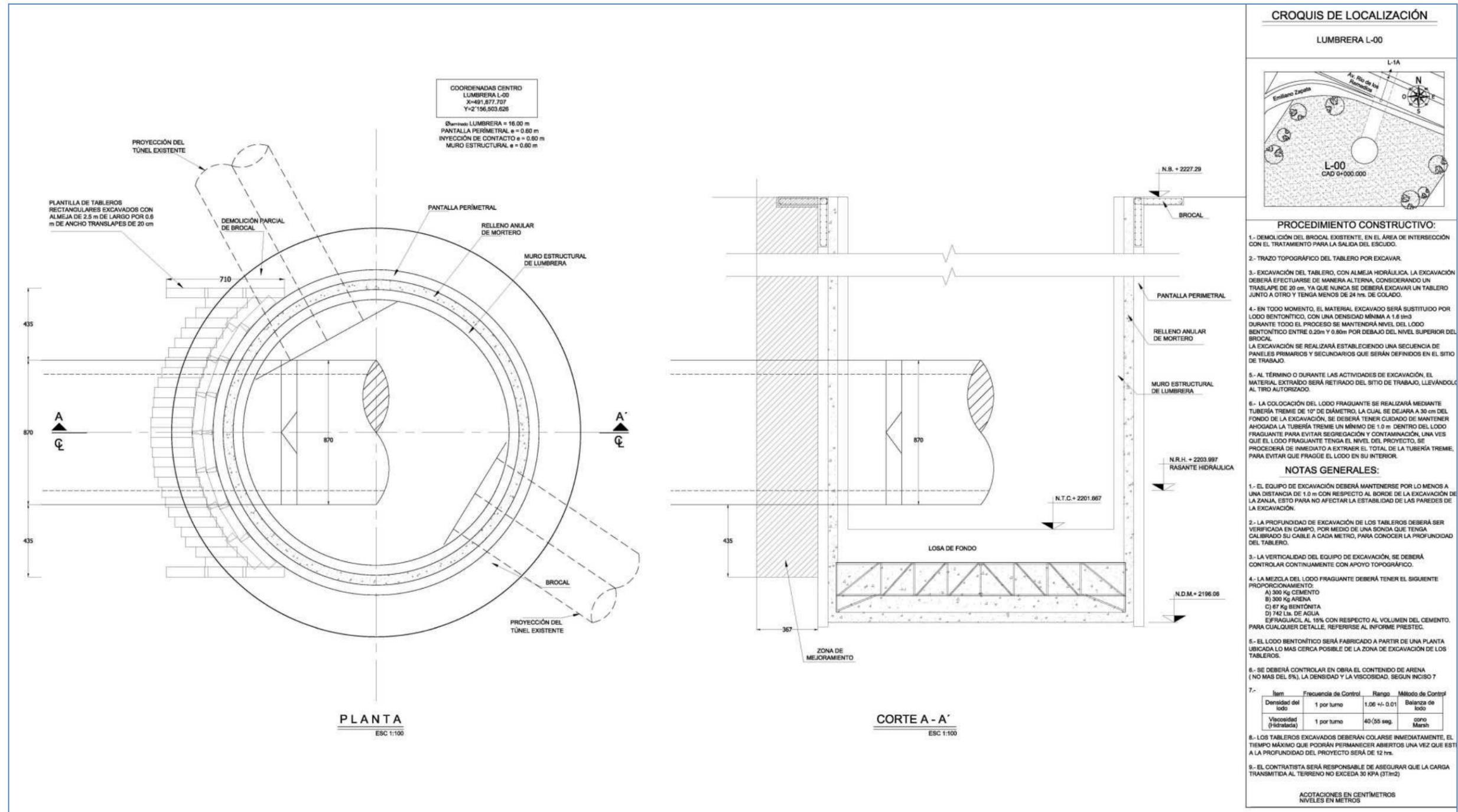


Figura 2-7 Mejoramiento mediante remplazo de suelo natural (CONAGUA, 2009).

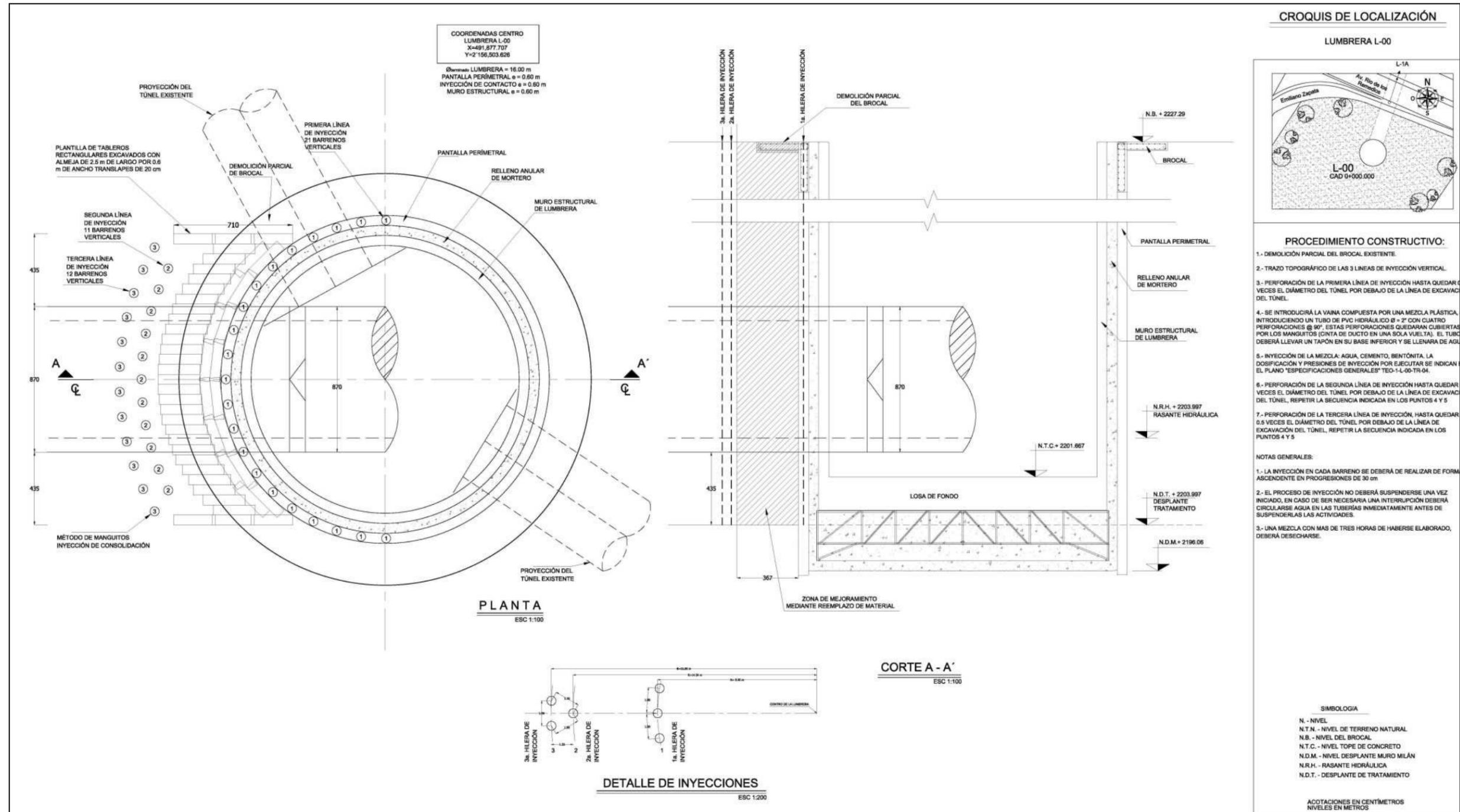


Figura 2-8. Inyecciones de consolidación vertical (CONAGUA, 2009).

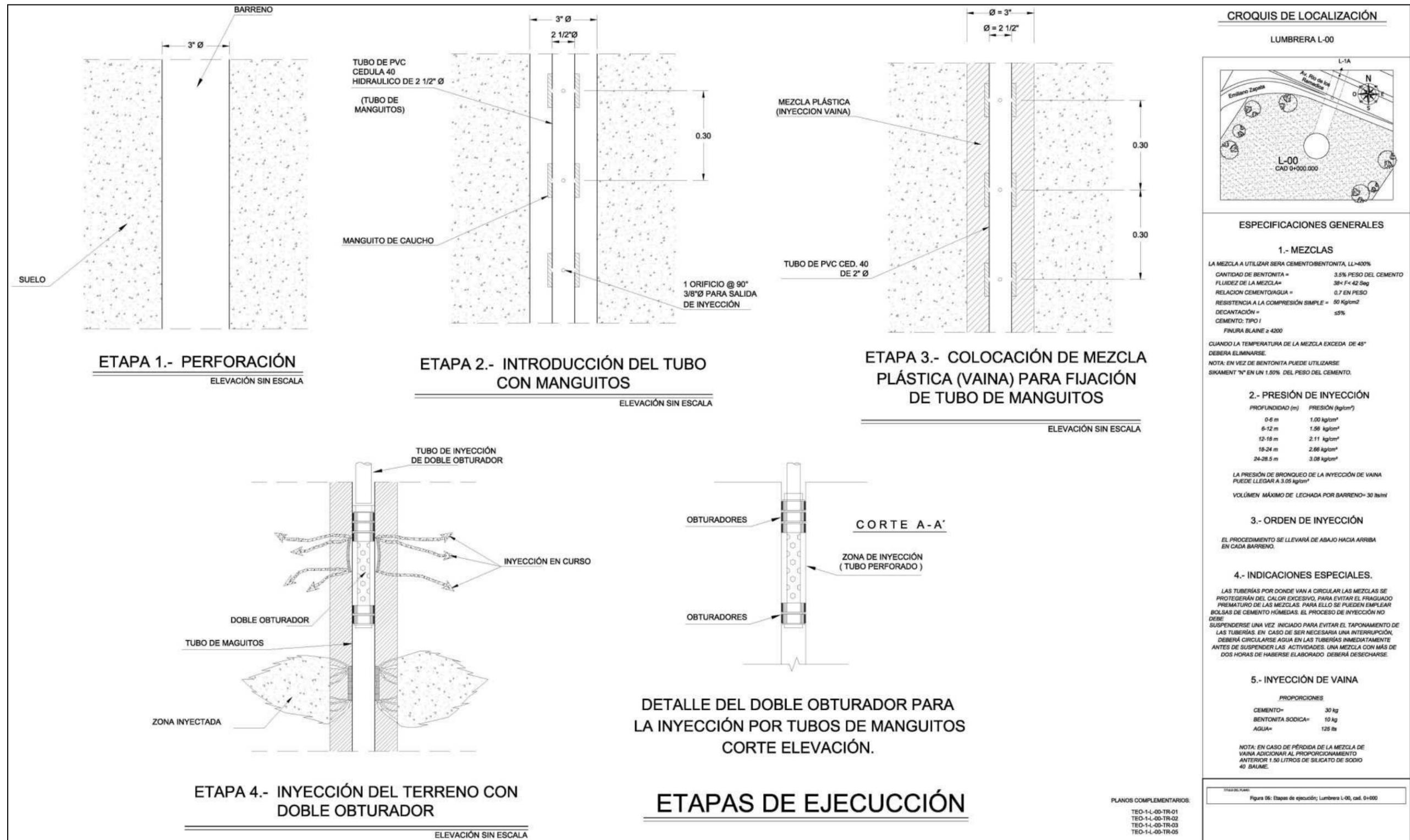


Figura 2-9. Etapas de ejecución de inyección de consolidación vertical (CONAGUA, 2009).

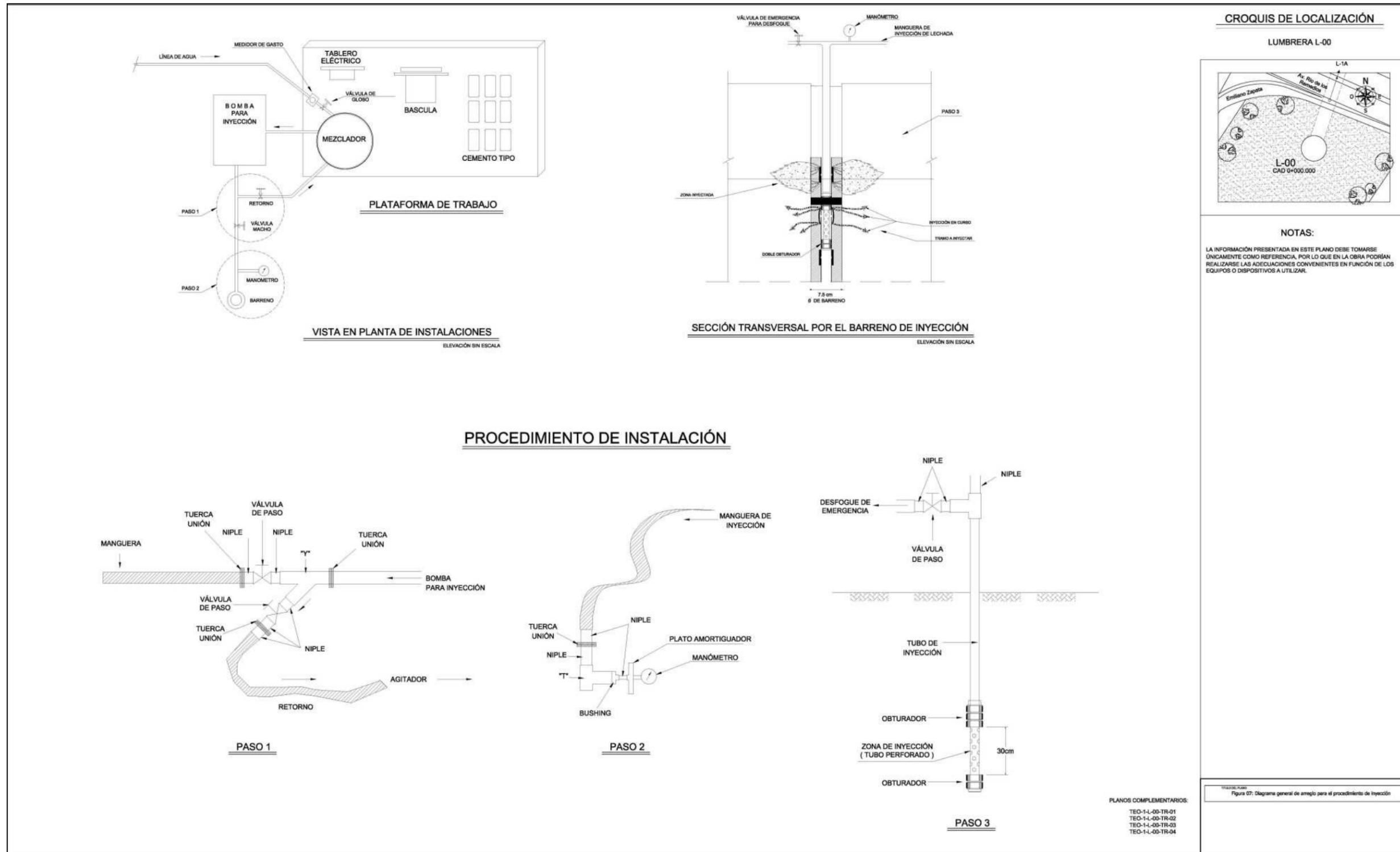


Figura 2-10. Diagrama general de arreglo para el procedimiento de inyección (CONAGUA, 2009).

## **3 CÁLCULO DE PRESIONES DE FRENTE PARA LA OPERACIÓN DEL ESCUDO (EPBS) E INYECCIÓN DE MORTERO**

### **3.1 ANTECEDENTES**

La excavación del Túnel Emisor Oriente (TEO) se realizará utilizando una máquina tuneleadora del tipo EPB (Earth Pressure Balance).

Con la finalidad de garantizar la correcta ejecución y seguridad de la obra, durante el proceso de excavación, se realizaron los cálculos de presiones frontales y de inyección de mortero en el espacio anular que existirán en el túnel durante su inicio saliendo de la lumbrera L00, en el tramo comprendido entre el km. 0+000 al km. 0+300.

### **3.2 OBJETIVOS**

En el presente capítulo se presenta los criterios de análisis y resultados obtenidos en la determinación de las presiones frontales e inyección de contacto que serán aplicadas durante la excavación del TEO en el tramo comprendido entre el km. 0+000 al km. 0+300.

### **3.3 ENTORNO GEOTÉCNICO EN EL TRAMO INICIAL (L-00)**

El perfil estratigráfico del túnel en el sector de la lumbrera L-00 está conformado principalmente de arcilla limosa de alta plasticidad (CH / MH).

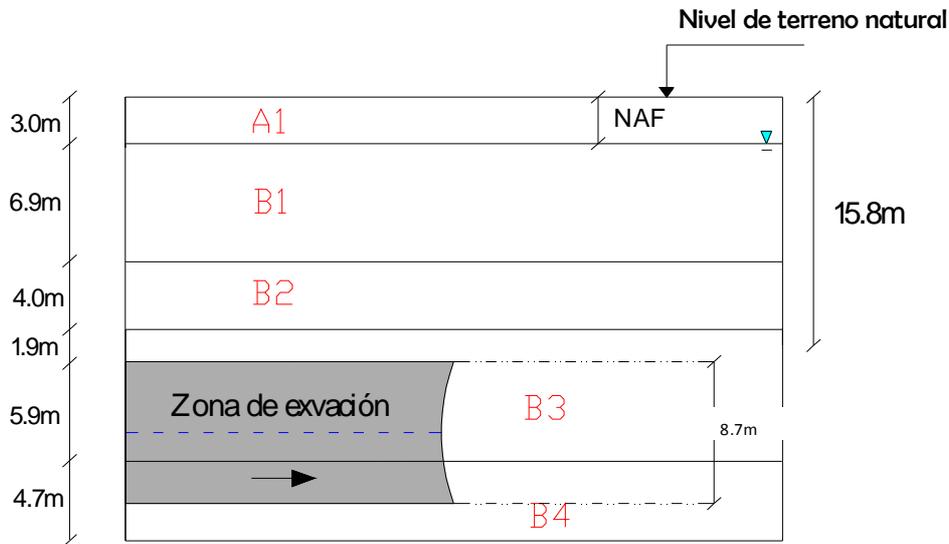


Figura 3-1. Perfil estratigráfico simplificado

Propiedades geotécnicas del perfil estratigráfico de la Tabla 3-1, correspondiente a la lumbrera L00.

Tabla 3-1. Propiedades Geotécnicas del perfil estratigráfico

Material	Profundidad (m)	Espesor (m)	Clasificación	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{no\ drenado}$ (kPa)	$\nu$	$c$ (kPa)	$\phi$	$k_0$
A	3.0	3.0	SM	16.0			24	28	
B1	9.9	6.9	CH/MH	11.9	4150	0.45	26	0	0.5
B2	13.9	4.0	CH/MH	11.5	4100	0.40	24	0	0.5
B3	21.7	7.8	CH/MH	11.5	3850	0.40	37	0	0.5
B4	26.4	4.7	CH/MH	11.6	5700	0.35	41	0	0.5

### 3.4 EVALUACIÓN DE LAS PRESIONES FRONTALES

Para calcular las presiones frontales (P) de la cámara del escudo, se emplearon tres metodologías: A) Teorema de frontera, B) Criterio a partir de los empujes activos y C) Criterio observacional resultado de un caso real.

El objetivo de utilizar tres metodologías para evaluar las presiones frontales, obedece a tener un punto de comparación entre los resultados obtenidos, lo cual permitirá realizar una comprobación de los resultados.

A continuación se describe a detalle el procedimiento de cálculo para el caso del km. 0+000, en el ANEXO I se reporta la Tabla A donde se presentan las presiones frontales para el tramo comprendido entre el km. 0+000 al km. 0+300.

Para dicho proceso de cálculo es necesario evaluar los promedios ponderados de las propiedades de los suelos, en la Tabla 3-2 se presentan un resumen de las propiedades de los suelos del tramo de análisis indicado.

Tabla 3-2. Propiedades geotécnicas del perfil estratigráfico existente sobre el túnel

Material	Espesor h (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$	$\gamma \times h$ (KN/m <sup>3</sup> )	c x h	$\phi \times h$
A	3	16	24	28	48.0	72.0	84.0
B1	6.9	11.9	26	0	82.1	179.4	0.0
B2	4	11.5	24	0	46.0	96.0	0.0
B3 sobre tunel	1.9	11.5	37	0	21.9	70.3	0.0
	<b>15.8</b>				<b>198.0</b>	<b>417.7</b>	<b>84.0</b>

- Ponderado de cohesión (KN/m<sup>2</sup>):

$$C = \frac{\sum C_i \times H_i}{\sum H_i}$$

Donde:

$C_i$  = Cohesión en cada estrato.

$H_i$  = Espesor de cada estrato

→ C = 26.4KN/m<sup>2</sup>

- Ponderado del ángulo de fricción:

$$\phi = \frac{\sum \phi_i \times H_i}{\sum H_i}$$

Donde:

$\phi_i$  = ángulo de fricción en cada estrato.

$H_i$  = Espesor de cada estrato

→  $\phi = 5.32$

- Ponderado del peso volumétrico (KN/m<sup>3</sup>):

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i \times H_i}{\sum H_i}$$

Donde:

$\gamma_i$  = peso volumétrico en cada estrato.

$H_i$  = Espesor de cada estrato

→  $\gamma = 12.53 \text{ KN/m}^3$

Dado lo anterior, se considera para los análisis posteriores  $C = 26.4 \text{ kN/m}^2$  y  $\gamma = 12.53 \text{ kN/m}^3$ , en el caso del ángulo de fricción interna, éste se desprecia debido a su bajo valor.

### 3.4.1 Metodologías utilizadas para determinar la presión frontal (P) del escudo.

Para calcular las presiones frontales (P) se consideró los parámetros mostrados en la fig. 3-2

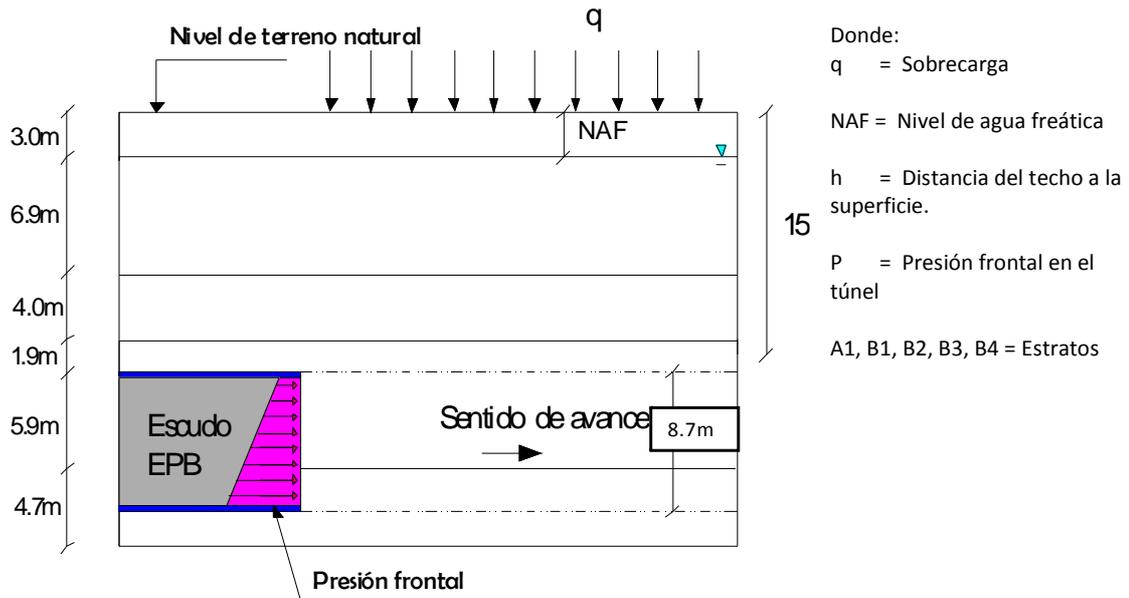


Figura 3-2. Parámetros de diseño

**Caso A.** Estabilidad del frente de excavación de acuerdo al teorema de frontera (Stability of the excavation face according to the bound theorems, referencia 8).

Esta metodología considera un túnel de sección circular y longitud infinita, para el cual la presión horizontal aumenta con la profundidad (Ver figura 3-3), de tal manera que la presión frontal se puede evaluar con la siguiente expresión:

$$P = \gamma z + q - 2C \ln \left( 1 + \frac{h}{r_0} \right) \dots\dots\dots 01$$

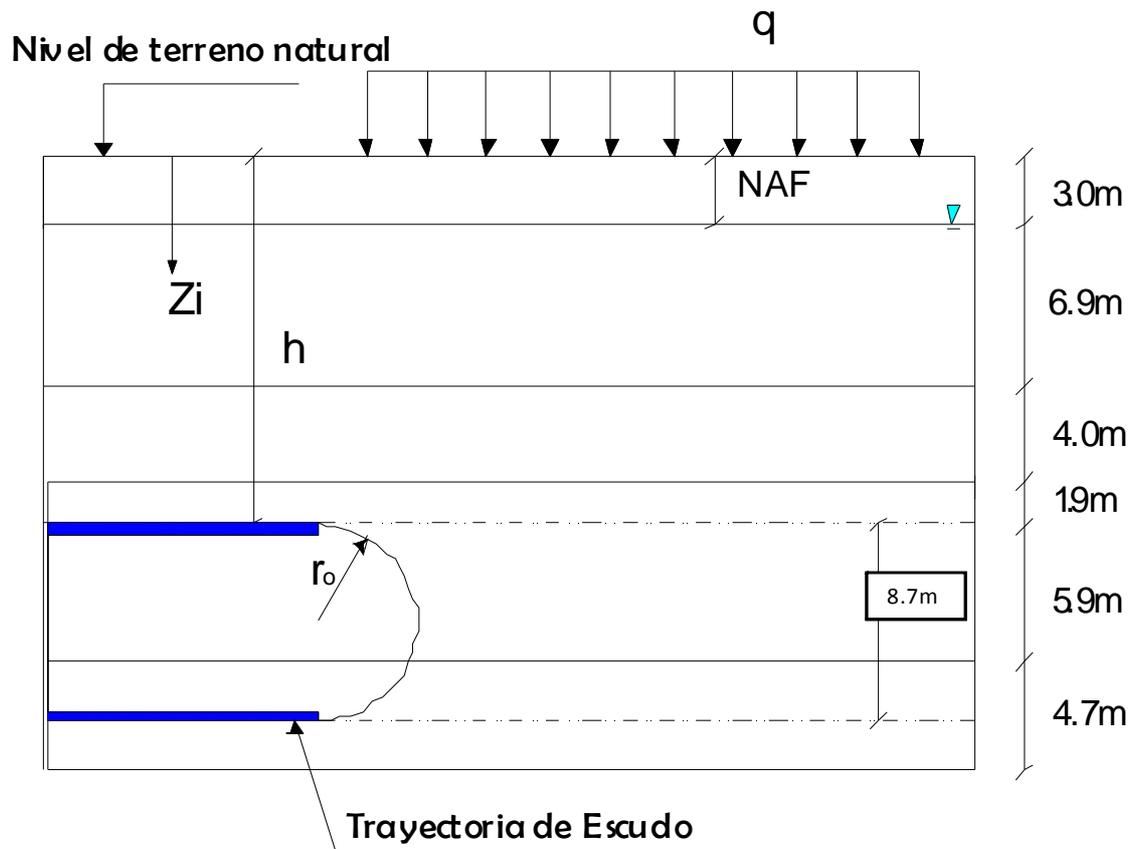


Figura 3-3. Teorema de frontera

Donde:

$\gamma$  = Peso Volumétrico ponderado  $\text{kN/m}^3$

$Z$  = Profundidad al punto de interés  $\text{m}$

$q$  = Sobrecarga  $\text{kN/m}^2$

$C$  = Cohesión  $\text{kN/m}^2$

$h$  = Distancia del techo a la superficie      m

$r_0$  = Radio del túnel      m

Para el caso que nos ocupa se tiene los siguientes valores

Peso volumétrico ponderado ( $\gamma$ )      = 12.7 kN/m<sup>3</sup>

Profundidad al eje del túnel      = 20m

Sobrecarga ( $q$ )      = 15 kN/m<sup>2</sup>

Cohesión ponderada ( $C$ )      = 26.9 kN/m<sup>2</sup>

Profundidad a cota superior del túnel ( $h$ )      = 15.8m

Radio del túnel ( $r_0$ )      = 4.35m

- Presión frontal a nivel de la clave del túnel ( $Z_i = 15.8\text{m}$ )

$$P = 1.27(15.8) + 1.50 - 2(2.69) \ln \left( 1 + \frac{15.8}{4.35} \right)$$

$$P = 133.1 \text{ kN/m}^2$$

- Presión frontal a eje del túnel ( $Z_i = 20\text{m}$ )

$$P = 1.27(20) + 1.50 - 2(2.69)\ln\left(1 + \frac{15.8}{4.35}\right)$$

$$P = 186.5 \text{ kN/m}^2$$

- Presiones frontales a nivel de la cubeta del túnel ( $Z_i = 24.2\text{m}$ )

$$P = 1.27(24.2) + 1.53 - 2(2.69)\ln\left(1 + \frac{15.8}{4.2}\right)$$

$$P = 239.8 \text{ kN/m}^2$$

**Caso B.** Criterio a partir de los empujes activos

Para suelos cohesivos la presión activa horizontal (Ref.02), es igual a:

$$\sigma_h = \gamma Z_i - 2C$$

..... 02

Donde:

$\sigma_h$  = presión horizontal

$Z_i$  = Profundidad al punto de interés

$C$  = Cohesión ponderada ( $\text{KN/m}^2$ )

- Presión frontal en la clave del túnel ( $Z_i = 15.8\text{m}$ )

$$\sigma_h = 1.27(15.8) - 2(2.69)$$

$$P = 147.06 \text{ kN/m}^2$$

- Presión frontal al eje del túnel ( $Z_i = 20\text{m}$ )

$$\sigma_h = 1.27(20) - 2(2.69)$$

$$P = 200.2 \text{ kN/m}^2$$

- Presión frontal en la cubeta del túnel ( $Z_i = 24.2\text{m}$ )

$$\sigma_h = 1.27(24.2) - 2(2.69)$$

$$P = 253.5 \text{ kN/m}^2$$

*Caso C. Criterio Observacional (Empírico)*

En proyecto recientes (Túnel Río de La Compañía), se observó que la presión de la cámara frontal, osciló en valor correspondientes a una relación de esfuerzos horizontal/vertical = 0.75, con lo cual los movimientos verticales en superficie fueron prácticamente nulos al paso del escudo.

Dado lo anterior, para el caso que nos ocupa se tiene:

$$\sigma_h = 0.75(\gamma Z_i)$$

.....Ec. 03

Donde:

$\sigma_h$  = Presión horizontal

$Z_i$  = Profundidad a nivel de interés

- Presión frontal a nivel de techo o cota superior del túnel ( $Z_i = 15.8\text{m}$ )

$$\sigma_h = 0.75(1.27)(15.8)$$

$$P = 150.4 \text{ kN/m}^2$$

- Presiones frontales a eje del túnel ( $Z_i = 20\text{m}$ )

$$\sigma_h = 0.75(1.27)(20)$$

$$P = 190.5 \text{ kN/m}^2$$

- Presiones frontales a nivel de piso o cota inferior del túnel ( $Z_i = 24.2\text{m}$ )

$$\sigma_h = 0.75(1.27)(24.2)$$

$$P = 230.5 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.2 Comparación de las presiones frontales

#### Cuadro comparativo

En la tabla. 3-3 se muestra la comparativa de los métodos utilizados para la evaluación de las presiones frontales.

Tabla 3-3. Cuadro comparativo

	Presiones frontales			
	Métodos utilizados			
	Zi (m)	Teorema de frontera (kN/m <sup>2</sup> )	Criterio a partir de empujes activos (kN/m <sup>2</sup> )	Criterio observacional (kN/m <sup>2</sup> )
Cota superior del túnel	15.80	133.1	14.68	150.4
Al eje del túnel	20.00	186.5	200.2	190.5
Cota inferior del túnel	24.20	239.8	253.5	230.5

Las presiones varían de la forma siguiente:

#### Cota superior del túnel:

$$133.1 \text{ kN/m}^2 < P < 150.4 \text{ kN/m}^2$$

Al eje del túnel:

$$18.65 \text{ kN/m}^2 < P < 20.02 \text{ kN/m}^2$$

Cota inferior del túnel:

$$23.98 \text{ kN/m}^2 < P < 25.35 \text{ kN/m}^2$$

### 3.5 PRESIÓN DE MORTERO EN EL ESPACIO ANULAR

En el marco de la inyección de mortero, se deben tener en cuenta algunos principios para poder garantizar un suficiente apoyo de los anillos de dovelas instalados.

**Volumen de inyección de mortero:** Se debe cumplir con el valor objetivo teórico de la inyección de mortero, que resulta del paño exterior de la dovela (en contacto con el mortero anular-terreno natural) y de la longitud de la excavación. Aquí, de igual modo, se debe tomar en cuenta el sobrecorte variable con la longitud de excavación debido al desgaste de las herramientas, el flujo a lo largo del escudo hacia la cámara de excavación y la eficiencia del llenado de las emboladas de la bomba de inyección.

**Presión de inyección de mortero:** La presión de inyección de mortero debe ser ajustada tomando en cuenta la presión de sostenimiento de frente aplicada, la presión de poro actuante y el volumen de mortero inyectado. Aquí de igual modo, es importante tener en cuenta la consistencia y la mezcla del mortero así como el sangrado del mortero, el tiempo de fraguado y de endurecimiento. Los flujos del mortero a lo largo del escudo hacia la cámara de excavación deben ser evitados mediante un ajuste óptimo de los parámetros de excavación. En la Figura 3-4 se representa la relación entre la presión de sostenimiento del frente, la presión de agua y la presión de inyección de mortero.

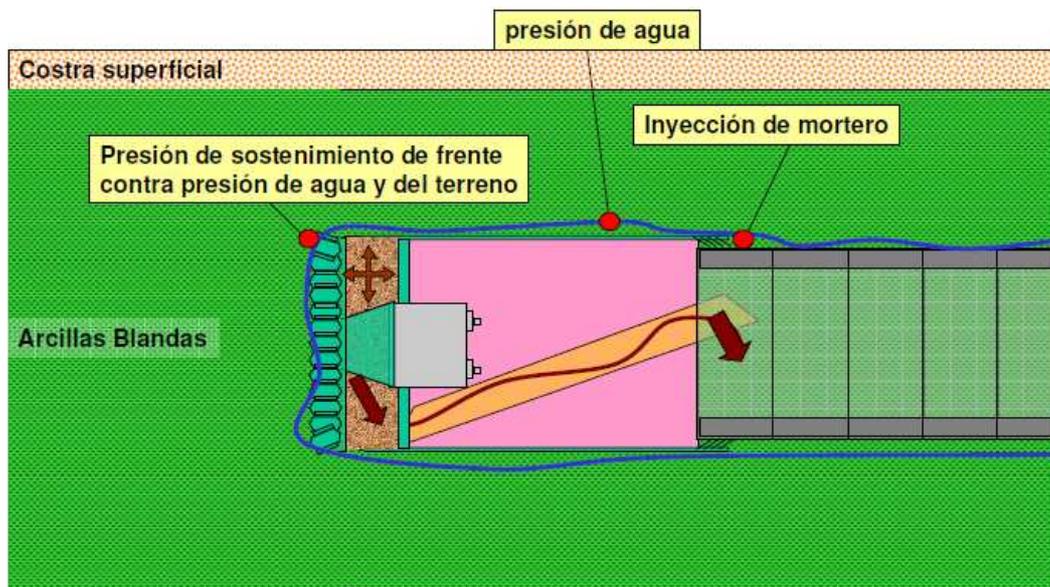


Figura 3-4. Relación entre la presión de sostenimiento del frente, la presión de agua y la presión de inyección de mortero

En resumen, la compleja relación entre la presión de inyección de mortero y el volumen, con el comportamiento del terreno y la presión de poro, deben ser constantemente observados y en su caso adaptados durante el ajuste de los parámetros de inyección necesarios. Los parámetros recomendados indicados se presentan en el ANEXO I.

## 3.6 MODOS DE OPERACIÓN DE EL ESCUDO

### 3.6.1 Modo cerrado

El principal propósito de trabajar en el modo cerrado es el de asegurar una condición de excavación estable, cuando se atraviesan suelos inestables bajo el nivel freático, así como para minimizar asentamientos en superficie. Este modo es recomendado en casos en que el frente del túnel sea inestable o para cuando existe riesgo mayor de una sobreexcavación en el frente. Este modo se logra cuando la cámara de excavación esta presurizada y llena de tierras, es decir, con el material excavado bajo presión. La presión aplicada equilibra las presiones del terreno y las hidrostáticas. Mediante el control de la presión, es posible influir

en la reducción de los asentamientos en superficie. El material presurizado en la cámara debe permitir también sellar el flujo de agua a través del frente. Si la permeabilidad del material en la cámara no es suficientemente baja, entonces ésta debe reducirse mediante el acondicionamiento del terreno excavado.

El acondicionamiento del terreno excavado se lleva a cabo mediante aditivos para así adquirir la plasticidad y la impermeabilidad necesaria dentro de la cámara. Este modo de operación es necesario en áreas del trazado en las cuales se encuentran predominantemente suelos blandos en el frente de excavación, así como relleno, aluviones o suelo residual.

### **3.6.2 Modo de transición**

La característica principal del modo de transición es que la tuneladora es operada con una cámara de trabajo cerrada, pero que no está presurizada. Este modo es posible en casos en los cuales el frente sea estable y para cuando no exista riesgo de sobreexcavación en el frente del túnel. La cámara de excavación está parcialmente o completamente llena, con material excavado y/o agua, y una presión de sostenimiento de como máximo aproximadamente 1,0 Bar en clave.

El principal objetivo del modo de transición es controlar flujos moderados de agua a través del frente. Además, así se permite un inmediato cambio de modo de operación al modo cerrado, en el caso de que haya un riesgo de flujo no moderado de agua, o el frente se encuentre ante un inesperada inestabilidad del terreno, logrando así estabilizar el frente y evitando sobreexcavaciones. En el modo de transición es posible de realizar paradas siempre y cuando se alcance un equilibrio con las presiones hidrostáticas. El acondicionamiento del terreno excavado se lleva a cabo mediante aditivos para así adquirir la plasticidad y la permeabilidad necesaria dentro de la cámara.

### **3.6.3 Modo abierto**

Este modo es recomendado en casos en que se tenga condiciones de un frente de excavación completamente estable y el flujo de agua en el frente no causa problemas hidrogeológicos ni operacionales. Cuando el frente está compuesto por roca estable es esencial, siempre que sea posible, que la tuneladora sea operada en modo abierto, ya que así se evita el desgaste de herramientas y de sobrecargas. Estos son problemas típicos que caracterizan las condiciones de frente de excavación mixto. En este modo el material excavado es directamente recogido por el tornillo sinfín. El modo abierto no se ha designado a este proyecto debido a los niveles freáticos presentes y debido a la falta de

información para evaluar el flujo de aguas subterráneas a la profundidad del frente de excavación. Se recomienda que el frente de excavación sea controlado por un geólogo, para así poder tomar las medidas necesarias en caso de infiltración de agua, que puede generar inestabilidad del terreno.

## 4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados de la evaluación de la estabilidad del frente de excavación, considerando una pantalla de lodo fraguante se concluye:

- a. Es necesario realizar un mejoramiento del suelo previo a la apertura del portal, ya que se presenta un factor de seguridad menor a 1.5, en caso no efectuarse el mejoramiento.
- b. Para un espesor de 3.67m (espesor propuesto) se tiene un factor de seguridad de 3.67, el cual es mayor que el mínimo recomendado 1.5.
- c. En la zona de la franja perimetral de la lumbrera, se ejecutó un sondeo de exploración detectándose materiales blandos contaminados con mortero. Por lo cual, se proponen inyecciones de manguito a través de barrenos verticales desde la superficie del suelo, con objeto de mejorar las condiciones mecánicas de esta zona.
- d. Por seguridad se propone ampliar el espesor del tratamiento, mediante la ejecución de dos líneas de inyecciones verticales mediante manguitos, localizadas de manera contigua a la última línea de los tableros; el objeto de estas líneas será mejorar las condiciones mecánicas del suelo.

El análisis de estabilidad de la zanja durante su excavación bajo lodo bentonítico, resultó una condición de estabilidad favorable, con un factor de seguridad de 2.85, superior al 1.5.

En lo que se refiere a las presiones frontales con lo que se debe operar el escudo de tierras balanceadas, se tiene:

- A. Según los métodos calculados, se concluye que las presiones frontales en el túnel durante la excavación a la salida de la lumbrera L00, donde la cobertura sea de 15.8m, deberán estar dentro de los rangos siguientes:

En la clave del túnel:

$$133.1 \text{ kN/m}^2 < P < 150.4 \text{ kN/m}^2$$

Al eje del túnel:

$$186.5 \text{ kN/m}^2 < P < 200.2 \text{ kN/m}^2$$

En la Cubeta del túnel:

$$239.8 \text{ kN/m}^2 < P < 253.5 \text{ kN/m}^2$$

- B. Las presiones frontales requeridas para el tramo comprendido entre el km. 0+000 al 0+300, se presentan en el ANEXO I.
- C. Las presiones de inyección de mortero del espacio anular dovela-suelo requeridas para el tramo comprendido entre el km. 0+000 al 0+300, se presentan en el ANEXO I.
- D. En el tramo comprendido entre el km.0+000 al km. 0+300 la tuneladora deberá trabajar en modo cerrado.

## 4.2 RECOMENDACIONES

- Realizar el mejoramiento reemplazando el suelo natural por un lodo fraguante con arena, el cual deberá de alcanzar una resistencia a la compresión simple a 28 días, no menor de 1,500kPa.
- La dosificación será verificada en campo, mediante pruebas de laboratorio de control de calidad.
- Las presiones frontales del escudo se podrán ajustar en función del comportamiento observado “in situ”, por lo cual se deberá llevar un monitoreo continuo de la instrumentación instalada en el tramo comprendido entre el km. 0+000 al 0+300.

## 5 REFERENCIAS

1. Aguayo Camargo, J.E. y S. Marín Córdova, 1987. **Origen y evolución de los rasgos morfotectónicos post-Cretácicos de México**, Boletín de la Soc. Geol. Méx. Omo XLVIII, N°2, p. 15-39.
2. Alberro, J. (1987). **“Líneas características y estabilidad de las excavaciones en las arcillas del valle de México”**. Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica en suelos blandos, SMMS, pp. 313-320.
3. CFE, **Estudio geotécnico a nivel de Ingeniería básica para la primer etapa del proyecto del túnel de conducción (L0TEO-L5TEO), Túnel Emisor Oriente (Informe No. 08-111-SGM/S)**, Estudio de factibilidad técnica e ingeniería básica para la elaboración del proyecto ejecutivo y la construcción del túnel emisor oriente, ubicado en el Distrito Federal y los estados de México e Hidalgo, 2008.
4. COMISSA, **Mejoramiento por reemplazo de material**, Lumbrera L-00 (km 0+000), Túnel Emisor Oriente, 2009.
5. COMISSA, **Planos Mejoramiento por reemplazo de material**, Lumbrera L-00 (km 0+000), Túnel Emisor Oriente, 2009.
6. COVITUR. (1987). **“Manual de diseño geotécnico. Vol.1”**. Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras. México, D. F.

7. De Cserna, Z. M. de la Fuente-Duch, M. Palacios Nieto, L. Triay, L. M. Mitres Salazar y R. Mota Palomino, 1988, **Estructura geológica, gravimetría, sismicidad y relaciones neotectónicas regionales de la Cuenca de México**, Boletín 104. México, Instituto de Geología. UNAM, 71 p.
8. Kolymbas, D., *Tunnelling and Tunnel Mechanics*. Dimitrios Kolymbas, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2008
9. Marín Córdova, S., C. J. E. Aguayo y V. J. Mandujano, 1986 (b). **Sistemas mayores de fallamiento en la Cuenca de México y su relación con la sismicidad**. Resúmenes de la VIII Convención Geológica Nacional; México, DF. P. 209-211.
10. Marín Córdova, S., O. Campos Enríquez and M. Herrera Moro Castillo, 2004. **Neotectonic related geological risk at dams in the Mexico Basin: Guadalupe dam**. Geofísica Internacional, Vol. 43, Num. 3, p. 435-443
11. Marín Córdova, S., J. A. Díaz Rodríguez, E. Juárez Badillo, G. M. Chávez, M.F. Valdez y B.H. Hernández, 2001. **Nuevo aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Diagnóstico Geotécnico Ambiental**, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, PUMA, UNAM, Informe Inédito, 34 p.
12. Marsal, R. J. “**la Estratigrafía y sus implicaciones**”, Simposio de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 10 de marzo de 1978.
13. Marsal R. J. y Mazari, M., “**El Subsuelo de la Ciudad de México**”. UNAM, 1959.
14. Memoria de cálculo. (2004). “**Revisión Geotécnica de las lumbreras L-2 a L-6 del Túnel Río de los Remedios en el Tramo del Gran Canal al Dren general del Valle de México**”. Informe final.
15. **Memoria de las Obras del Sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México**, DDF, 1996, capítulo correspondiente a geología.
16. Mooser, F. **Geología del relleno cuaternario de la cuenca de México**. Simposio de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 10 de marzo de 1978.
17. Mosser, F. **Mapa Geológico de la Cuenca de México y zonas colindantes**. Dirección General de Obras Hidráulicas, DDF, 1974.

18. Mooser, Federico, et al, 1992 **Nuevo mapa Geológico del Sur–Poniente del Valle de México**, Simposio: Experiencias Geotécnicas en la zona Poniente del Valle de México. México, SMMS.
19. Mooser, F. 1961, **Informe sobre geología de la Cuenca del valle de México y zonas colindantes**, Bol. S.R.H., Comisión Hidrológica de la C.V.M., México, D.F.
20. Mooser, F. 1964, **Memorias del Drenaje Profundo**, D.D.F
21. Mooser, F. y Tamez, E., 1988, **Manual de Exploración Geotécnica del D.D.F.**
22. Mooser, F., 1990, **El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México**; pp 29–36, S.M.M.S.
23. Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J. M., Esquivel R. **“Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México”**. V Reunión Nacional De Mecánica de Suelos, 1970.
24. Santoyo, E., Ovando, E. (2002). **“Inyecciones por fracturamiento hidráulico”**. Manual de construcción geotécnica. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C.
25. Salgado, R. *The Engineering of Foundation*. Rodrigo Salgado, McGraw-Hill International Edition, 2008.
26. Santoyo, et al, **Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México**, TGC, 2005
27. Tamez, et al. **Diseño geotécnico de Túneles**, TGC, 1997.
28. Zeevaert, L. **“Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions”**, Van Nostrand, 1973.

# ANEXO I

ANEXO I

TABLA A. PRESIONES DE FRENTE PARA LOS CADENAMIENTOS 0+000 AL 0+300 DEL TRAMO 1 DEL TUNEL EMISOR ORIENTE (TEO) ENTRE LAS LUMBRERAS L-00 Y L-1A

TEOREMA DE FRONTERA.

CADENAMIENTOS (Km)	OBSERVACIONES	CLAVE DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )	EJE DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )	CUBETA DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )
0+000.00 A 0+021.00	LUMBRERA CERO A LINDERO SUR PUENTE PERIFERICO	13.19	18.53	23.86
0+021.00 A 0+049.50	PUENTE LINDERO SUR PERIFERICO	12.54	16.97	21.59
0+049.50 A 0+062.50	PUENTE LINDERO NORTE PERIFERICO	11.77	16.16	20.75
0+062.50 A 0+170.00	RIO DE LOS REMEDIOS	10.65	14.97	19.51
0+170.00 A 0+224.80	BORDO GRAN CANAL	12.06	16.47	21.07
0+224.80 A 0+300.00	BORDO GRAN CANAL	10.49	14.81	19.34

CRITERIO A PARTIR DE EMPUJES ACTIVOS

CADENAMIENTOS (Km)	OBSERVACIONES	CLAVE DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )	EJE DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )	CUBETA DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )
0+000.00 A 0+021.00	LUMBRERA CERO A LINDERO SUR PUENTE PERIFERICO	14.68	20.02	25.35
0+021.00 A 0+049.50	PUENTE LINDERO SUR PERIFERICO	13.85	19.37	24.89
0+049.50 A 0+062.50	PUENTE LINDERO NORTE PERIFERICO	12.86	18.38	23.91
0+062.50 A 0+170.00	RIO DE LOS REMEDIOS	11.38	16.91	22.43
0+170.00 A 0+224.80	BORDO GRAN CANAL	13.23	18.75	24.27
0+224.80 A 0+300.00	BORDO GRAN CANAL	11.18	16.71	22.23

CRITERIO OBSERVACIONAL

CADENAMIENTOS (Km)	OBSERVACIONES	CLAVE DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )	EJE DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )	CUBETA DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )
0+000.00 A 0+021.00	LUMBRERA CERO A LINDERO SUR PUENTE PERIFERICO	15.04	19.05	23.05
0+021.00 A 0+049.50	PUENTE LINDERO SUR PERIFERICO	14.42	18.56	22.71
0+049.50 A 0+062.50	PUENTE LINDERO NORTE PERIFERICO	13.68	17.82	21.96
0+062.50 A 0+170.00	RIO DE LOS REMEDIOS	12.57	16.72	20.86
0+170.00 A 0+224.80	BORDO GRAN CANAL	13.95	18.1	22.24
0+224.80 A 0+300.00	BORDO GRAN CANAL	12.42	16.56	20.71

RESUMEN DE PRESIONES

CADENAMIENTOS (Km)	OBSERVACIONES	CLAVE DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )			EJE DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )			CUBETA DE TUNEL (t/m <sup>2</sup> )			* PRESIÓN HIDROSTÁTICA EN CLAVE (t/m <sup>2</sup> )	**PRESIÓN DE INYECCIÓN DE MORTERO (t/m <sup>2</sup> )
		13.19	>P<	15.04	18.53	>P<	20.02	23.05	>P<	25.35	12	13.8
0+000.00 A 0+021.00	LUMBRERA CERO A LINDERO SUR PUENTE PERIFERICO	13.19	>P<	15.04	18.53	>P<	20.02	23.05	>P<	25.35	12	13.8
0+021.00 A 0+049.50	PUENTE LINDERO SUR PERIFERICO	12.54	>P<	14.42	16.97	>P<	19.37	21.59	>P<	24.89	12	13.8
0+049.50 A 0+062.50	PUENTE LINDERO NORTE PERIFERICO	11.77	>P<	13.68	16.16	>P<	18.38	20.75	>P<	23.91	12	13.8
0+062.50 A 0+170.00	RIO DE LOS REMEDIOS	10.65	>P<	12.57	14.97	>P<	16.91	19.51	>P<	22.43	12	13.8
0+170.00 A 0+224.80	BORDO GRAN CANAL	12.06	>P<	13.95	16.47	>P<	18.75	21.07	>P<	24.27	12	13.8
0+224.80 A 0+300.00	BORDO GRAN CANAL	10.49	>P<	12.42	14.81	>P<	16.71	19.34	>P<	22.23	12	13.8

NOTAS:

\* VALORES PROMEDIOS, REFERENCIADOS A LA ESTACIÓN PIEZOMÉTRICA INSTALADA EN LA LUMBRERA L0

\*\* ESTOS VALORES DEPENDEN DE LA PERMEABILIDAD DEL TERRENO Y DE LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA PRESENTE EN EL MOMENTO DE OPERACIÓN DE LA TUNELADORA.

\*\*\* EN TODOS LOS CASOS, LAS PRESIONES SE DEBERÁN AJUSTAR EN FUNCIÓN DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO "IN SITU"