



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL HUAUCHINANGO
EN EL TRAMO NUEVO NECAXA- AVILA CAMACHO
DE LA AUTOPISTA MÉXICO-TUXPAN”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

INGENIERÍA CIVIL - CONSTRUCCIÓN

P R E S E N T A

TOMÁS TORRES CRUZ

DIRIGIDA POR: ING. CARLOS MANUEL CHAVARRI MALDONADO



MÉXICO, D.F.

2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



AGRADECIEMIENTOS

Agradezco a Dios, por todas las bendiciones que me ha dado y por haberme permitido llegar hasta el día de hoy para cumplir con esta meta personal.

A mis Papás Porque gracias a su apoyo y consejo he llegado a realizar la más grande de mis metas, la cual constituye la herencia más valiosa que pudiera recibir.

A mis Hermanos, quienes son los motores más importantes en mi vida y a quienes con profundo cariño les dedico esta tesis por su apoyo incondicional para cumplir mis metas enseñándome a seguir adelante aún en momentos difíciles.

A mis Abuelos que con su ejemplo y consejos me ayudaron a ser lo que ahora soy; a ti Abuelita a quien dedico en tu memoria esta tesis.

A mis familiares y amigos, en testimonio de gratitud ilimitada por su apoyo, aliento y estímulo, mismos que posibilitaron la conquista de esta meta.

**¡A TI MI DIOS Y A TODOS USTEDES
ESPERO
NO DEFRAUDARLOS
NUNCA!**



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL TUNEL HUAUCHINANGO
AUTOPISTA MÉXICO-TUXPAN
ENTRONQUE NUEVO NECAXA- AVILA CAMACHO**

ÍNDICE

| | Pág. |
|---|-----------|
| <i>INTRODUCCIÓN</i> | |
| <i>NATURALEZA DEL PROYECTO OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO</i> | |
| | |
| <i>I. ANTECEDENTES. DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO</i> | <i>01</i> |
| <i>1.1 ASPECTOS GENERALES</i> | <i>01</i> |
| <i>1.2 INFORMACIÓN RECOPIADA Y ANALIZADA</i> | <i>05</i> |
| <i>1.3 CLIMA Y PRECIPITACIÓN</i> | <i>06</i> |
| <i>1.4 SISMICIDAD</i> | <i>07</i> |
| | |
| <i>II. DISEÑO DE EXCAVACIÓN Y SECUENCIA CONSTRUCTIVA</i> | <i>12</i> |
| <i>2.1. ASPECTOS GEOMÉTRICOS DE DISEÑO DEL TÚNEL</i> | <i>14</i> |
| <i>2.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS</i> | <i>17</i> |
| <i>2.2.1 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN</i> | <i>18</i> |
| <i>2.2.2 PREPARACIÓN DE ESTUDIO GEOLÓGICO FINAL</i> | <i>29</i> |
| <i>2.2.3 ASPECTOS GEOTÉCNICOS RESUMIDOS E INTERPRETADOS</i> | <i>29</i> |



| | | |
|-------|--|----|
| III. | <i>DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE REVESTIMIENTO Y PAVIMENTO</i> | 42 |
| 3.1 | <i>DISEÑO GEOMÉTRICO</i> | 42 |
| 3.2 | <i>DISEÑO DE EXCAVACIÓN Y SECUENCIA CONSTRUCTIVA</i> | 45 |
| 3.2.1 | <i>ASPECTOS GENERALES</i> | 45 |
| 3.2.2 | <i>MARCOS METÁLICOS</i> | 52 |
| 3.2.3 | <i>CONCRETO LANZADO</i> | 55 |
| 3.2.4 | <i>RESULTADOS</i> | 63 |
| 3.3 | <i>DISEÑO DE REVESTIMIENTO</i> | 67 |
| 3.4 | <i>DISEÑO DEL PAVIMENTO</i> | 71 |
| 3.5 | <i>IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE</i> | 73 |
| 3.6 | <i>ANÁLISIS DE LOS TALUDES LATERALES, SU ESTABILIDAD Y SOPORTE</i> | 78 |
| 3.7 | <i>ESTRUCTURAS DE EMPORTALAMIENTO Y TÚNELES FALSOS</i> | 87 |
| IV. | <i>CONCLUSIONES</i> | 90 |



LISTA DE IMÁGENES

| | Pág. |
|--|------|
| <i>Imagen 1.- Ubicación del túnel Huauchinango</i> | 04 |
| <i>Imagen 2.- Mapa de precipitación media anual de la República Mexicana</i> | 06 |
| <i>Imagen 3.- Carta de regionalización sísmica de la República Mexicana</i> | 07 |
| <i>Imagen 4.- Mapa geomorfológico de la Sierra Norte de Puebla</i> | 09 |
| <i>Imagen 5.- Carta de riesgo de deslizamientos de la República Mexicana</i> | 10 |
| <i>Imagen 6.- Plano de la sección transversal considerada para diseño</i> | 15 |
| <i>Imagen 7.- Cadenamiento de los túneles</i> | 16 |
| <i>Imagen 8.- Estimativo de parámetros de resistencia al corte</i> | 34 |
| <i>Imagen 9.- Tabla de RDQ Vs. Espaciamientos</i> | 40 |
| <i>Imagen 10.- Excavación en la galería izquierda</i> | 48 |
| <i>Imagen 11.- Excavación en la galería derecha</i> | 48 |
| <i>Imagen 12.- Colocación de marco metálico</i> | 54 |
| <i>Imagen 13.- Colocación de malla electrosoldada</i> | 54 |
| <i>Imagen 14.- Concreto lanzado en portal</i> | 56 |
| <i>Imagen 15.- Ejecución del enfilaje</i> | 59 |
| <i>Imagen 16.- Vista de enfilaje</i> | 59 |
| <i>Imagen 17.- Sección típica de revestimiento</i> | 70 |
| <i>Imagen 18.- Localización de cortes del terreno</i> | 81 |
| <i>Imagen 19.- Aspecto general del tunel Huauchinango</i> | 89 |
| <i>Imagen 20.- Vista panorámica del túnel terminado</i> | 89 |



LISTA DE FOTOGRAFÍAS

| | Pág. |
|--|------|
| <i>Fotografía 1.- Detalle de afloramientos de roca en el sector Tuxpan</i> | 36 |
| <i>Fotografía 2.- Detalle de muestras recuperadas de roca basáltica de la perforación SM-013</i> | 36 |
| <i>Fotografía 3.- Detalle de excavaciones en corte abierto</i> | 37 |

LISTA DE TABLAS

| | Pág. |
|---|------|
| <i>Tabla 1.- Relación de estudios desarrollados</i> | 02 |
| <i>Tabla 2.- Columna estratigráfica</i> | 18 |
| <i>Tabla 3.- Resumen de resultados de ensayos de laboratorio</i> | 32 |
| <i>Tabla 4.- Parámetros estimados para el diseño de la excavación y soporte</i> | 49 |
| <i>Tabla 5.- Parámetros para análisis</i> | 62 |
| <i>Tabla 6.- Propiedades elementos de soporte</i> | 63 |
| <i>Tabla 7.- Parámetros de diseño en los túneles de Huauchinango</i> | 82 |
| <i>Tabla 8.- Casos de análisis del emboquille</i> | 83 |



RESUMEN

El contenido de este trabajo de investigación consiste en dar a conocer primeramente las características y ubicación de este proyecto que es la construcción de la Autopista México-Tuxpan en su entronque Nuevo Necaxa- Ávila Camacho, el área de estudio se localiza en la parte Norte del Estado de Puebla, entre los poblados de Nuevo Necaxa y Xicotepec de Juárez, posteriormente se plantea la planeación de los trabajos de construcción tomando en cuenta el tiempo y las restricciones que se tienen, se describe el procedimiento constructivo a nivel particular del túnel Huauchinango que se llevo a cabo para la realización de esta Autopista debido a las problemáticas que se presentaron durante su construcción, así también se dan a conocer las soluciones constructivas que se han utilizado para resolver estos tres principales problemas, los cuales son:

En primer lugar se tiene la inestabilidad de taludes que se ha resuelto utilizando diferentes técnicas, por ejemplo el revestimiento de taludes con pasto en terraplenes, la utilización de hidrosiembra en cortes y terraplenes, la colocación de concreto lanzado en zonas críticas (la zona de los PIVs) y finalmente la utilización de muros gavión y muros alcancía de mampostería o concreto en zonas de posibles derrumbes.

Otro de los problemas principales es la inestabilidad de suelos blandos, se ha resuelto utilizando una técnica a base de la incrustación de piedra y de geotextiles separadores, la cual consiste en hacer un encapsulado de tezontle dentro del geotextil (comúnmente llamado "en tamal") para romper la capilaridad en el suelo y posteriormente colocar sobre este encapsulado las capas subsecuentes para formar la superficie de rodamiento.

Finalmente la inestabilidad de los materiales arcillosos "sensibles" durante su traslado y vertido a los bancos de desperdicio, ha implicado un gran sobre costo para este proyecto pero se ha resuelto haciendo una mezcla de estos materiales con cal, en una proporción cercana al 8 %, la cual se mezcla con el material una vez que este es depositado en el banco de tiro.

Cabe mencionar que estos problemas no solo se han presentado en este proyecto, si no que son recurrentes en otros proyectos de infraestructura carretera de nuestro país, por consiguiente las técnicas que se plantean en este trabajo, pueden aplicarse a otros proyectos con características similares.





INTRODUCCIÓN

Durante los últimos 20 años, la construcción de una vía rápida que conecte a la Capital del País con el Puerto de Tuxpan, en el Estado de Veracruz, se ha convertido en una prioridad de comunicación de la sociedad, y de una necesidad de transporte y comercialización de los sectores productivos del norte veracruzano, así como también del oeste de Hidalgo, norte de Puebla y sur de Tamaulipas.

En 1993 el Gobierno Federal y el Banco Nacional de México, (BANAMEX), decidieron llevar a cabo, el proyecto para la construcción de la Autopista México-Tuxpan, mediante un esquema Fiduciario-Concesionario. Este esquema, otorga la concesión a una institución fiduciaria, y el fideicomiso se encarga de explotar la autopista concesionada y obtener el financiamiento para su construcción.

Es pertinente apuntar que la construcción de la Autopista México-Tuxpan, es por sus implicaciones, más que una obra de infraestructura carretera, un verdadero instrumento de progreso y de transformación local y regional social para el país, esto debido a la gran importancia que tiene el Puerto de Tuxpan con respecto al comercio internacional.

Para inicios del año 2007 ya se encuentra construido aproximadamente el 75 % de su totalidad de la autopista México Tuxpan, sin embargo, falta la construcción de la parte que presenta mayor dificultad por las condiciones topográficas, por lo cual los ahorros de tiempo en los trayectos adyacentes eran desperdiciados al tener que transitar por un camino sinuoso y complicado, de tal modo que el trayecto aproximado de la autopista México -Tuxpan es de 300 Km. y no puede realizarse en menos de 5 hrs. a una velocidad promedio de 59 Km./hr.

Resulta así una justificación contundente la construcción de esta autopista, de modo que se llegará al mar desde la ciudad de México en 2 horas y 30 minutos tras recorrer 264 Km. a una velocidad promedio de 80-110 kilómetros por hora. El ahorro en distancia recorrida será de 26 kilómetros, pero en tiempo se verá reflejado en una reducción de más de 2 horas con 15 minutos, hay una cantidad considerable de vehículos compactos y de carga haciendo énfasis en este último que tendrán un recorrido más rápido, económico y seguro.



Esta será una de las más importantes vías de comunicación del golfo de México hacia el centro del país, acortando distancias, abatiendo costos, tiempos de recorrido, creando así una infraestructura más competente de acuerdo a las necesidades que va requiriendo día con día nuestros país.

Por encargo de ICA-FCC, la empresa Ingetec ha realizado los diseños geotécnicos para construcción de los túneles de Huauchinango del Proyecto Carretero Nuevo Necaxa-Tihuatlán.

La vía de Autopista Nuevo Necaxa-Tihuatlán comprende una longitud de 36,6 km, tipo A4, la cual contiene cerca de 13 túneles viales en su trayecto.

El área del proyecto carretero se ubica en la parte norte del Estado de Puebla, entre las poblaciones de Nuevo Necaxa y Xicotepec de Juárez. El diseño geotécnico de los túneles de Huauchinango se relaciona con dos túneles gemelos que serán excavados muy cerca uno del otro en materiales de suelo relativamente blando en la mayor parte de su trazado, con coberturas bajas y en donde además en la parte superior de la ladera existen unas torres eléctricas y una tubería de oleoducto, que obliga a que el diseño de la excavación y sostenimiento de estos túneles tenga que ser enfocado, buscando reducir o minimizar al máximo las deformaciones para evitar problemas de subsidencia o de estabilidad tanto en los portales como en la parte alta del cerro.

Este documento tiene por objeto presentar los análisis, diseños geotécnicos, memorias de cálculo y proceso constructivo para el túnel Huauchinango.



NATURALEZA DEL PROYECTO.

El proyecto “Autopista México-Tuxpan, tramo Nuevo Necaxa-Ávila Camacho” consiste en una Autopista de altas especificaciones que une a las poblaciones de la Ciudad de México y la de Tuxpan en el Estado de Veracruz, sin embargo esta tesis hace referencia solamente al tramo que se encuentra localizado entre los estados de *Hidalgo* y *Puebla*, en una zona topográficamente accidentada con importantes depresiones y terrenos blandos difíciles de utilizar.



Localización del proyecto





OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.

La justificación del proyecto se basa en el hecho de que la infraestructura carretera existente antes de la ejecución de este proyecto no permitía una comunicación adecuada entre la Ciudad de México y la de Tuxpan en el Estado de Veracruz, ya que las vías existentes, además de ser de bajas especificaciones, únicamente comunicaban a determinadas poblaciones; dificultando así sustancialmente el tránsito vehicular que se presenta en la zona. Con este proyecto, de altas especificaciones se brinda la infraestructura que demanda la región para impulsar y fortalecer el desarrollo económico con una mayor seguridad, menores tiempos de recorrido y menores costos de operación para el usuario.

Los principales beneficios que proporcionará la construcción de esta autopista para el país son:

- Superará la barrera geográfica de la Sierra Madre Oriental.
- Operará con eficiencia, seguridad y economía para los usuarios.
- Conectará el Altiplano con el Golfo en 2 horas 30 minutos, lo que reducirá el tiempo de recorrido.

Comparativa entre la Carretera Federal y la Autopista México-Tuxpan.

| <i>Características</i> | <i>Carretera Federal</i> | <i>Autopista México-Tuxpan</i> | <i>Ahorro</i> |
|------------------------|--------------------------|--------------------------------|----------------|
| Longitud (Km) | 300 | 264 | 36 |
| Tiempo de recorrido | 4 hrs. 45 min. | 2 hrs. 30 min. | 2 hrs. 15 min. |
| Velocidad (km/hr) | 59 | 80-110 | |

- Reducirá los costos de operación vehicular.
- Integrará un nuevo corredor del TLC: México-Tuxpan-Tampico-Matamoros, Chicago-Toronto.
- Además comunicará poblaciones importantes de los estados de Hidalgo, Puebla y Veracruz, entre las que se encuentran: Tulancingo, Tlaxcala, Huachinango, Xicotepec, Poza rica y el Puerto de Tuxpan.
- Como uno de los puntos más importantes es que se reducirán los accidentes vehiculares, debido a las altas especificaciones con que se construirá la autopista.



- La SCT tiene programado prolongar la Autopista a Tampico y Matamoros, con lo cual será la ruta más corta hacia la región fronteriza con los Estados Unidos, país con el que México tiene su principal intercambio de comercio exterior.
- Ofrecerá la conexión más corta entre el altiplano y el mercado de Estados Unidos/Canadá.
- La Autopista le ofrecerá a PEMEX un derecho de vía de altas especificaciones para transportar productos derivados del petróleo y mejorará el acceso a la cuenca petrolera de Chicontepec.
- El país contará con una vía moderna para detonar el desarrollo del norte del Golfo de México y de importantes regiones del altiplano.

Por otra parte los principales beneficios que se provocarán para los estados involucrados con la construcción de la Autopista son:

- En Veracruz, detonará el desarrollo del puerto de Tuxpan y el del norte del estado.
- La Autopista convertirá a Hidalgo en centro logístico estratégico con conexiones a todo el país.
- La Autopista proporcionará a Puebla una conexión directa al puerto de Tuxpan y a la frontera norte del país, así como contribuirá al desarrollo del norte del estado.
- La Autopista mejorará la accesibilidad a Tamaulipas y facilitará su comunicación con el centro del país.





I. ANTECEDENTES. DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO

I. 1. ASPECTOS GENERALES

El diseño geotécnico de los túneles de Huauchinango se relaciona con dos túneles gemelos que serán excavados muy cerca uno del otro en materiales de suelo relativamente blando en la mayor parte de su trazado, con coberturas bajas y en donde además en la parte superior de la ladera existen unas torres eléctricas y una tubería de oleoducto, que obliga a que el diseño de la excavación y sostenimiento de estos túneles tenga que ser enfocado, buscando reducir o minimizar al máximo las deformaciones para evitar problemas de subsidencia o de estabilidad tanto en los portales como en la parte alta del cerro.

Los estudios para los túneles de la Carretera Nuevo Necaxa-Tihuatlán fueron desarrolladas por la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT) en distintas épocas y por diferentes empresas. De acuerdo con los requerimientos de la SCT en las bases para licitación y la oferta presentada por el Consorcio ICA-FCC, a continuación se describen los principales requerimientos para los diseños:

- Proyectar una carretera tipo A4, con una velocidad de diseño de 90 kph a 110 kph.
- Respetar un ancho de vía de 100 m (50 m a lado y lado del eje de vía).
- Cumplimiento de las Especificaciones Técnicas de la SCT.
- Disponer de un gálibo vertical mínimo de 5,50 m.

En la tabla 1, se presenta una relación de los túneles contemplados para el desarrollo de la carretera incluyendo los años en los cuales fueron estudiados y las empresas que participaron en esta evaluación.



Tabla 1. Relación de estudios desarrollados

| Túnel | Km | | Longitud (m) | Empresa consultora encargada de los estudios | Año en que se realizaron los estudios |
|---------------|---------|---------|--------------|---|---------------------------------------|
| | De | a | | | |
| Huauchinango | 140+480 | 140+588 | 108 | Ingenieros Asociados en Geotecnia y Supervisión | No disponible |
| | | | | Consultec | Octubre de 2006 |
| Nuevo Necaxa | 143+455 | 144+395 | 940 | Grupo Mofal | Abril de 1995 |
| Sin Nombre I | 146+605 | 146+738 | 138 | Consultec | Octubre de 2006 |
| Cuahueyatla | 147+665 | 147+785 | 120 | COPEI Ingeniería-Estudios geofísicos únicamente | Octubre de 2006 |
| Sin Nombre II | 153+300 | 153+690 | 390 | Consultec | Octubre de 2006 |
| Xicotepec I | 154+227 | 154+474 | 247 | EDAC Ingenieros | Abril de 1995 |
| | | | | Consultec | Octubre de 2006 |
| | | | | COPEI Ingeniería-Estudios geofísicos únicamente | Octubre de 2006 |
| Xicotepec II | 155+600 | 156+432 | 832 | Triada | Febrero de 1995 |
| | | | | Consultec | Octubre de 2006 |
| El Zoquita | 158+375 | 159+002 | 627 | Consultec | Junio de 1996 |
| | | | | Consultec | Octubre de 2006 |



| | | | | | |
|----------------|---------|---------|-----|--------------------|-----------------|
| Las Pilas I | 160+120 | 160+335 | 215 | Tribasa Ingeniería | Abril de 1995 |
| | | | | Consultec | Octubre de 2006 |
| Las Pilas II | 161+407 | 161+919 | 512 | Exycosa | Abril de 1995 |
| | | | | Consultec | Octubre de 2006 |
| Sin Nombre III | 162+640 | 162+830 | 190 | Consultec | Octubre de 2006 |
| Sin Nombre IV | 162+925 | 163+095 | 170 | Consultec | Octubre de 2006 |
| La Ardilla | 168+515 | 168+690 | 175 | Triada | Marzo de 1995 |
| | | | | Consultec | Octubre de 2006 |

De acuerdo con lo anterior, el Consorcio ICA-FCC presentó en su oferta un anteproyecto con la consideración de dos túneles gemelos con flujo de tráfico unidireccional.

Para el caso de los túneles de Huauchinango, éstos fueron considerados con una longitud de 195m (túnel derecho) y 135 m (túnel izquierdo), con una sección de excavación compuesta por radios de 7,58 m y 4,89 m respectivamente, hasta el estrado del revestimiento.

Los túneles fueron considerados revestidos en concreto hidráulico ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$), de 0,30 m de espesor mínimo en la clave del túnel.



1.2 INFORMACIÓN RECOPIADA Y ANALIZADA

Con el propósito de evaluar y revisar los diseños de licitación, se revisó toda la información disponible relacionada con los túneles, la cual incluye los siguientes documentos:

- Bases Generales Concurso Público Internacional No. 00009076-003-06.
- Apéndice 3 - lineamientos para la elaboración del proyecto del concursante.
- Normatividad aplicable a la ejecución de estudios y proyecto de túneles carreteros.
- Actas de las juntas de aclaraciones.
- Planos de anteproyecto suministrados por la SCT para los siguientes túneles: Huauchinango, Nuevo Necaxa, Xicotepec I, Xicotepec II, El Zoquita, Las Pilas I, Las Pilas II y La Ardilla.
- Información parcial suministrada por la SCT de los informes de diseño de los túneles Xicotepec I y La Ardilla.
- Informe de diseño Túnel El Zoquita elaborado por Consultec.
- Estudios geofísicos entregados por la SCT con el Adendo 4.
- Informes elaborados por el Ing. Sergio Herrera y por el Geo. Conconi (2006).
- Anteproyecto elaborado por Consultec para el Consorcio ICA-FCC para los 13 túneles: Huauchinango, Nuevo Necaxa, Sin Nombre I, Cuahueyatla, Sin Nombre II, Xicotepec I, Xicotepec II, El Zoquita, Las Pilas I, Las Pilas II, Sin Nombre III, Sin Nombre IV y La Ardilla.
- Descripción del proyecto realizado por Consultec.
- Cartas geológicas del sector.
- Consideraciones geotécnicas en la elaboración del anteproyecto de 13 túneles, en la carretera México - Tuxpan, tramo: Nuevo Necaxa - Tihuatlán elaborado por Consultec.
- Estudios geológicos del trazo proyecto Carretero Nuevo Necaxa-Tihuatlán-Primera parte. Tramo del K839+600 al K845+000, desarrollado por COPEI (2007).
- Informe de exploración geotécnica desarrollada por ICA-FCC, a través de EPC Ingeniería para los túneles de Huauchinango.

1.3 CLIMA Y PRECIPITACIÓN

El clima según la clasificación Kôeppen es variable del tipo Cfwb al Cfw'bg, que se caracterizan por ser templado lluvioso, con lluvias todo el año, predominando en el verano y con temperatura media en el mes más cálido de 22°C.

En la imagen 1, se presenta una precipitación media anual de más de 1000 mm.

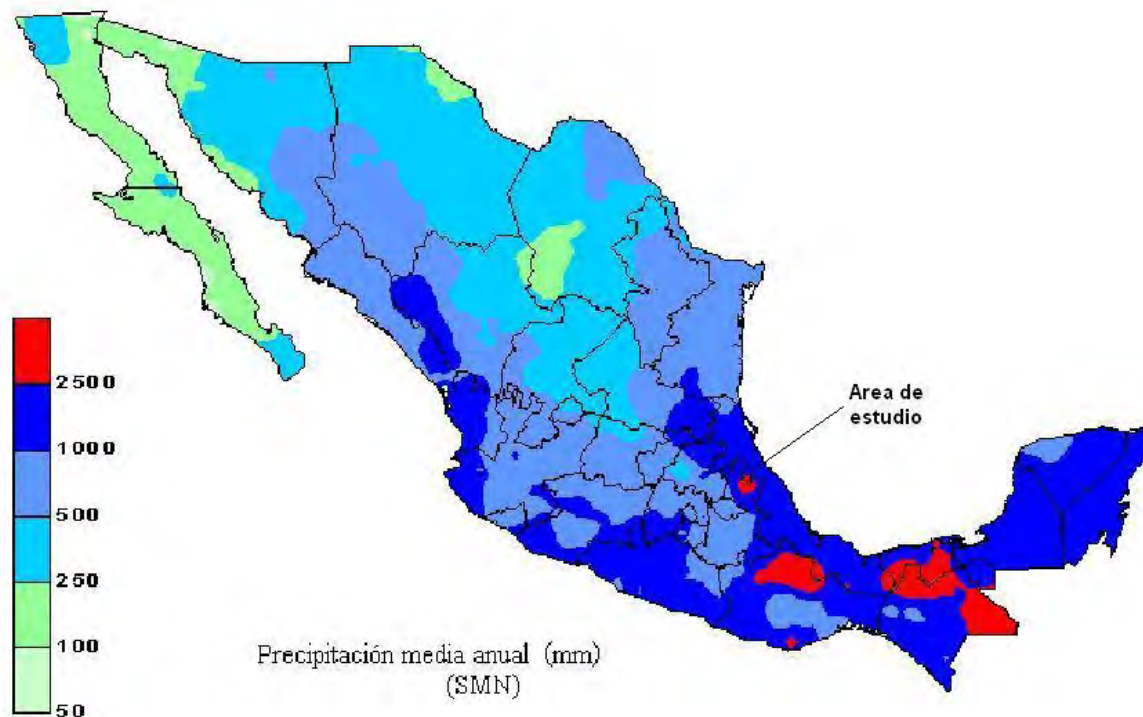


Imagen 2. Mapa de precipitación media anual de la República Mexicana

1.4 SISMICIDAD

De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, 1993, el área de estudio se localiza dentro de la Zona Sísmica B.

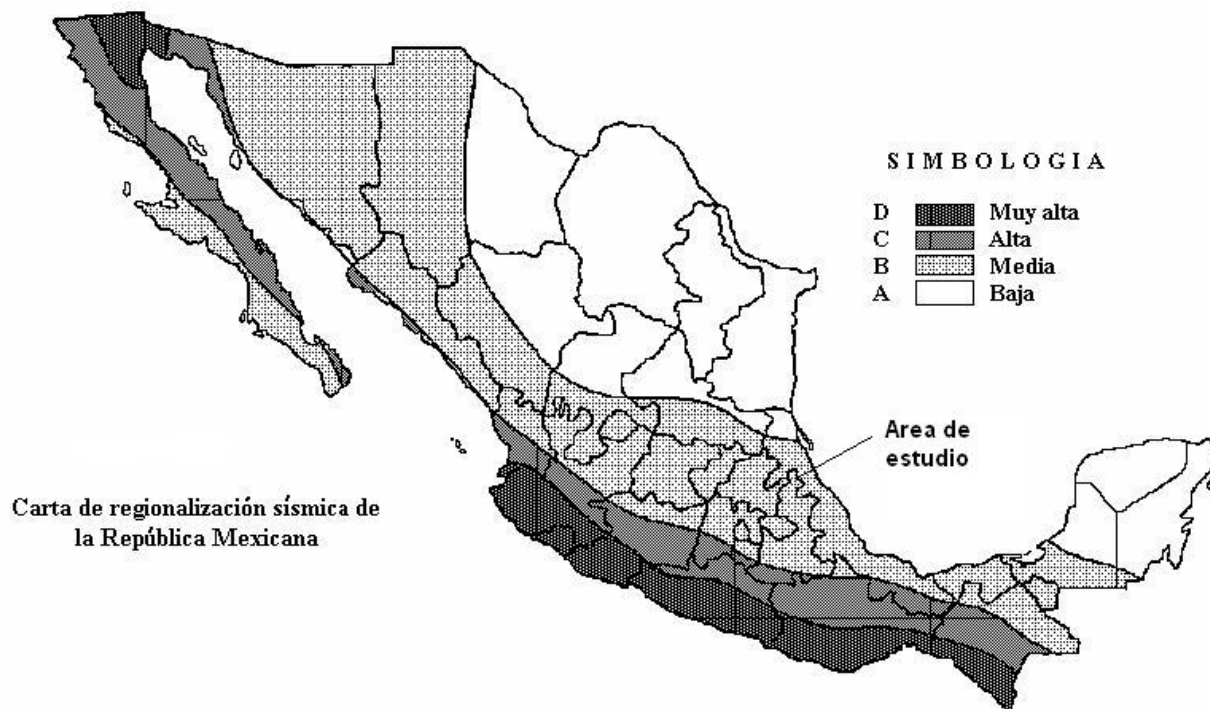


Imagen 3. Carta de regionalización sísmica de la República Mexicana.



MARCO GEOLÓGICO REGIONAL

Geomorfología

El área se encuentra ubicada en el límite de dos provincias fisiográficas (INEGI, 1991); la Provincia de la Sierra Madre Oriental y la Provincia Eje Neovolcánico; la primera se caracteriza por un relieve de montañas plegadas, mientras que la segunda se caracteriza por sus mesas basálticas, que frecuentemente se observan cubriendo a las rocas sedimentarias mesozoicas o como cuerpos aislados.

El relieve en el área correspondiente a la Provincia de la Sierra Madre Oriental se caracteriza por sus contrastes con montañas de gran altitud y grandes y profundas cañadas. La altitud sobre el nivel del mar oscila entre los 700 m y los 2160 metros. Las mayores alturas se presentan al noroeste de Huauchinango, en el área de Tlalcoyunga, las cuales van disminuyendo conforme se acerca a la Planicie Costera del Golfo de México, como puede observarse en el área de San Pedro Petlacotla al noroeste de Ávila Camacho.

Lugo-Hubp *et al.* (2005) divide a la región de la Sierra Norte de Puebla en cinco unidades geomorfológicas principales como se aprecia en la imagen 3:

- Ladera superior de la Sierra Norte de Puebla.
- Ladera inferior.
- Piedemonte superior de la Sierra.
- Piedemonte inferior y Planicie Costera.
- Meseta (oriental) del Eje Neovolcánico.

Con base en esta clasificación, el sector suroeste del área que comprende desde Huauchinango hasta Xicotepec, se ubica en la unidad geomorfológica Ladera superior de la Sierra Norte de Puebla, mientras que el sector noreste que se extiende desde Xicotepec hasta Ávila Camacho se encuentra en la unidad geomorfológica Ladera inferior.

El área de estudio se encuentra en la Vertiente Hidrológica Oriental Centro (INEGI, 1991), dentro de la cuenca del río Cazonas, que a su vez forma parte de la Región Hidrológica “Tuxpan-Nautla”, perteneciente a la vertiente del golfo. Presenta una gran cantidad de arroyos permanentes entre los que destacan el Nexcapalapa o río Necaxa, que pasa al sur del área con una orientación preferencial de oeste a este; el río Texcapa que corre por la parte central del área y el río San Marcos en el sector noreste.

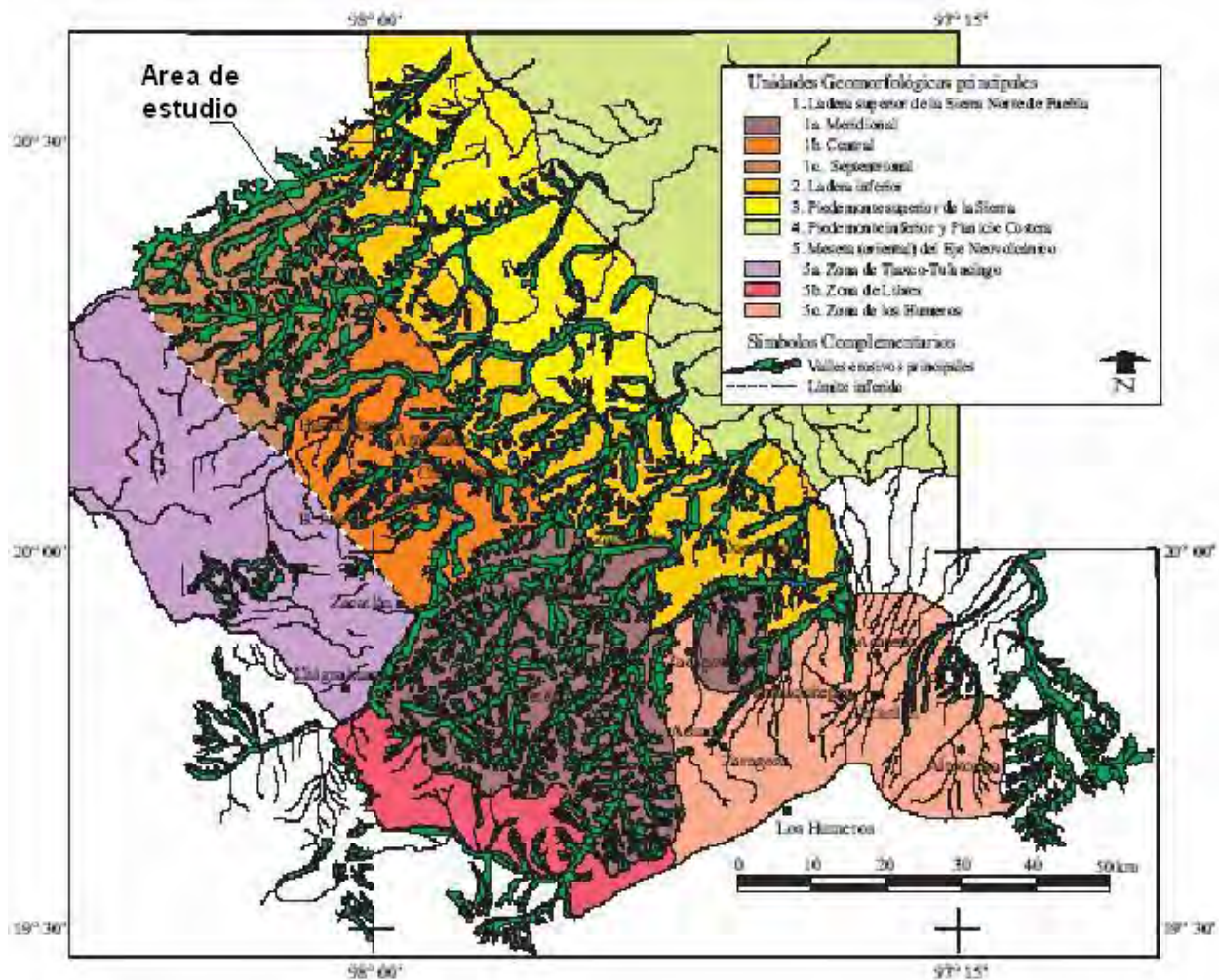


Imagen 4. Mapa geomorfológico de la Sierra Norte de Puebla.

En general se observan montañas alargadas de laderas cóncavas con desniveles de 1000 m en el suroeste, los cuales disminuyen hacia el noreste hasta los 400 m, al llegar a la zona de Ávila Camacho. A lo largo de la carretera federal las montañas se encuentran coronadas por pequeños lomeríos.

A lo largo del trazo de la autopista, y a la escala de las fotografías empleadas, no se observaron zonas de deslizamiento o inestabilidad potencial importantes. Sin embargo, el área se ubica en una de las zonas de más alto potencial de deslizamientos de laderas de la República Mexicana. Véase imagen 5.

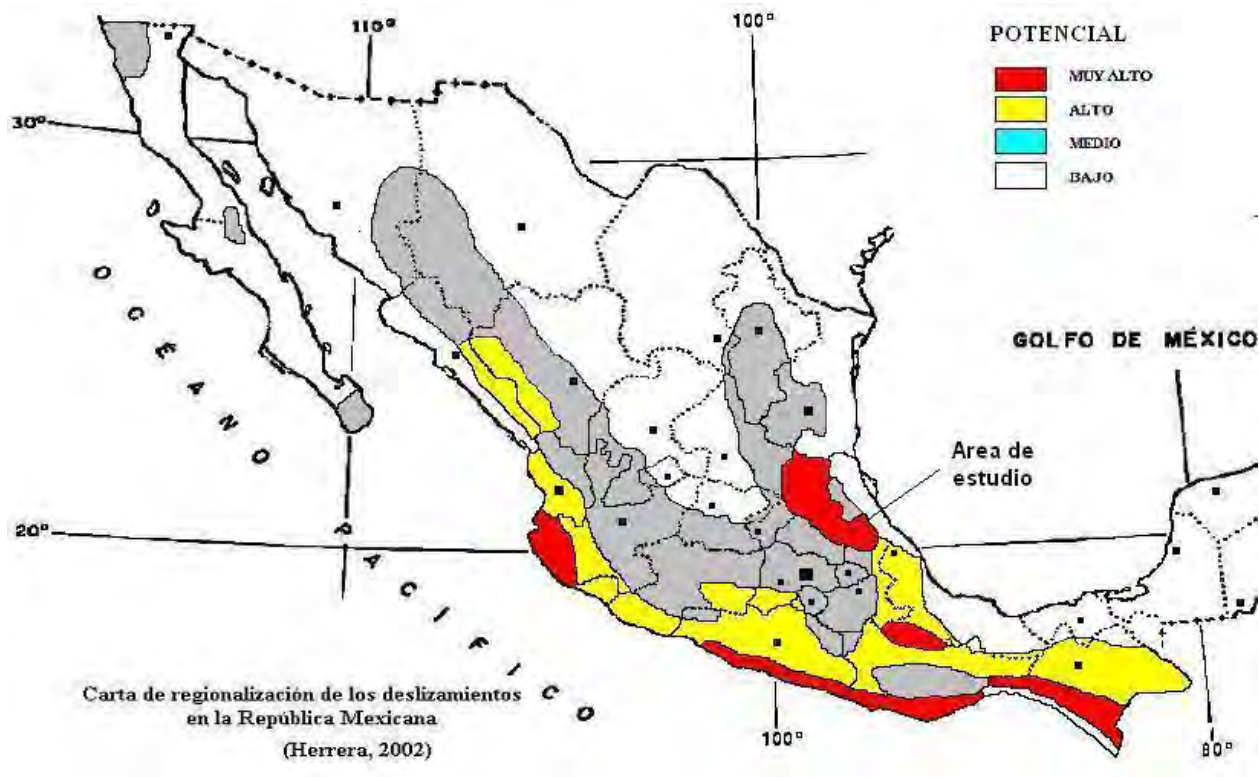


Imagen 5. Carta de riesgo de deslizamientos de la República Mexicana



GEOLOGÍA Y TECTÓNICA REGIONALES

El tramo Nuevo Necaxa-Tihuatlán discurre en el límite entre las provincias geológicas “Faja Volcánica Transmexicana” y “Cinturón Mexicano de Pliegues y Fallas”. De acuerdo con el proyecto, el tramo carretero será construido sobre unidades de carácter tanto volcánico cuaternario como sedimentario cretácico y jurásico.

El proyecto de tramo carretero se inicia sobre una mesa basáltica con una ligera inclinación hacia el oriente, la cual fue edificada sobre la sucesión jurásica sedimentaria, después corta los pliegues del flanco noreste del Anticlinorio de Huayacocotla a lo largo de las laderas del valle fluvial del río San Marcos y termina en otra mesa basáltica, la cual cubre a las rocas arenosas del Paleoceno.

Se observan cuatro sistemas de falla y fracturamiento regional que se pueden agrupar de la siguiente forma:

- Dos sistemas de tipo conjugado, asociados a desplazamientos transcurrentes o de rumbo originados durante la etapa de plegamiento y deformación de la secuencia sedimentaria.
- Fallas inversas, con orientación NW-SE originadas también durante la etapa de plegamiento y deformación de la secuencia sedimentaria.
- Un sistema de fallas de tipo normal, originadas al final y posterior a la etapa de plegamiento.



II. DISEÑO DE EXCAVACION Y SECUENCIA CONSTRUCTIVA

Para el desarrollo del diseño geotécnico de construcción definitivo de los túneles de Huauchinango, se ejecutaron las siguientes actividades y procedimientos:

- Recopilación y análisis de información existente del proyecto ya mencionado. Se revisó la siguiente información:
 - Registros de perforación de sondeos S-1 y S-2 presentados en las Bases por la SCT.
 - Perfiles geofísicos y geoelectricos (campañas 2002 (SCT) y 2006 (ICA-FCC)).
 - Informes geológico-COPEI S.A. de C.V.
 - Perfiles geofísicos-EPC 2007.
 - Información geológica y geotécnica de diseños anteriores de la SCT y que forman parte de las Bases para licitación.

- Visitas y reconocimientos de campo a las zonas de portales, vía existente y sector donde quedará ubicado el trazo de los túneles.
- Información topográfica y cartográfica preparada para el diseño ejecutivo, elaborada por ICAFCC.
- Revisión de resultados de investigaciones geotécnicas adicionales relacionadas con tres perforaciones ubicadas cerca del alineamiento de los túneles denominadas SM-01 (PT-01), SM-02 (PT-02) y SM-03 (PT-03). Ejecución de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas relacionados con: propiedades índices (límites de Atterberg), granulometrías, ensayos de compresión simple, tensión indirecta (método brasilero), compresión inconfínada, ensayos de resistencia triaxial entre otros. Análisis detallado de aspectos litológicos como de aspectos geomorfológicos.
- Análisis de la información geológica y geotécnica existente y adicional complementada con fotointerpretación y reconocimientos de campo para clasificación y sectorización geotécnica. Análisis de mecanismos de falla de los túneles gemelos durante el proceso de excavación. Se analizaron mecanismos de falla generados por cargas de desprendimiento (fallas en materiales de suelo o roca), efecto de empujes por redistribución de esfuerzos de magnitud mayor a la resistencia del macizo.
- Revisión y definición de tipos de terreno y de soporte, con una definición de longitud esperada para cada túnel, teniendo en cuenta los aspectos geológicos (perfil estratigráfico) y de comportamiento del túnel, apoyados en la sectorización y la clasificación geotécnica.



- Diseños geométricos relacionados con: localización y trazado de los túneles, secciones geométricas y tamaño, cumpliendo con los estándares definidos por la SCT (gálibos mínimos verticales y horizontales, espacios para ventilación, andenes, etc). Los diseños geotécnicos siguen en un todo los criterios de diseño establecidos para el proyecto ejecutivo de túneles viales.
- Preparación de planos de localización y trazado, secciones de excavación y soporte, secciones de revestimiento, estructura del pavimento y de túneles, sistemas de enfilaje, sistemas de impermeabilización y sistemas de drenaje, sistemas de emboquille y detalles de soporte con marcos de acero, planos de excavación de portales, sistemas de protección y medidas de estabilización y drenaje.
- Análisis y diseño del revestimiento de los túneles, así como de los sistemas de drenaje e impermeabilización. Diseño de la instrumentación geotécnica durante excavación, tanto internamente dentro de los túneles como en la zona de portales.
- Preparación de la memoria de diseños. Cálculo de cantidades de obra y preparación de especificaciones técnicas incluidas en los planos.



2.1. ASPECTOS GEOMÉTRICOS DE DISEÑO DEL TÚNEL

Se presenta un resumen de las características geométricas básicas generales adoptadas en el diseño ejecutivo de construcción de los túneles de Huauchinango:

- Tipo de túnel: Flujo de tráfico unidireccional (dos túneles)
- Velocidad de diseño: 90 kph
- Longitudes: 105,45 m (túnel derecho) y 89,00 m (túnel izquierdo)
- Pendiente general: 0,73% (túnel derecho) y 0,96% (túnel izquierdo)
- Cota de entrada (rasante): 1217,45 (túnel derecho) y 1218,18 (túnel izquierdo)
- Cota de salida (rasante): 1216,68 (túnel derecho) y 1217,32 (túnel izquierdo)
- Peralte o bombeo: Túnel derecho (2,0% uniforme a ambos costados de la calzada) y túnel izquierdo (6,21% hacia el costado derecho)
- Ancho de calzada: 10,0 m

- Gálibo vertical mínimo: 5,50 m
- Sección transversal: Semicircular con doble radio con paredes curvas cortas.
- Radios de excavación (m): 7,73 m y 5,04 m respectivamente
- Altura de pared (m): 2,63 m
- Altura total del túnel (m): 8,35 m
- Ancho total de excavación (m): 13,60 m
- Área de excavación en (m²): 99,45 m² cada uno.

En la imagen 6, se presentan detalles de la sección transversal considerada para diseño.

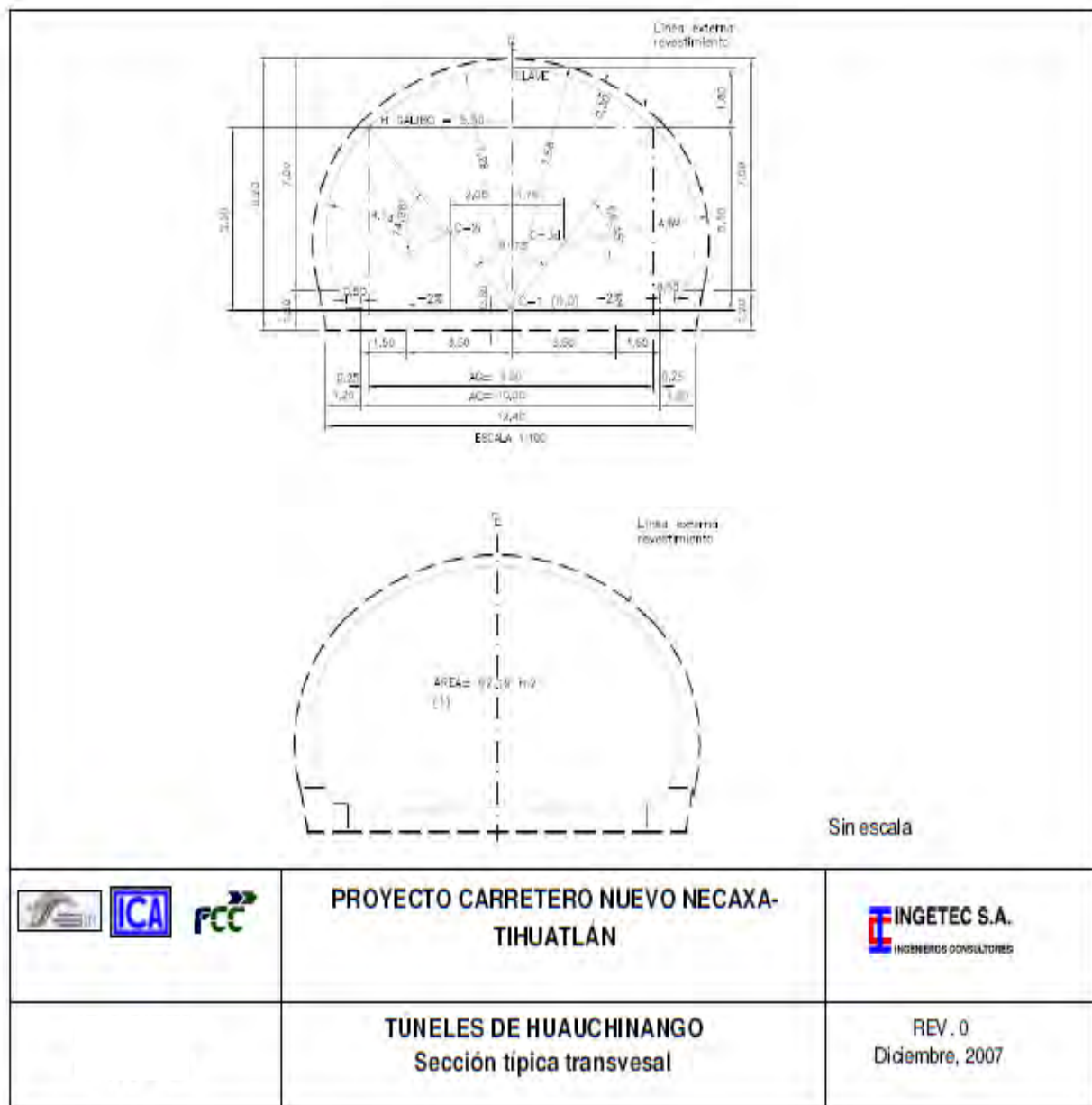


Imagen 6. Plano de la sección transversal considerada para diseño

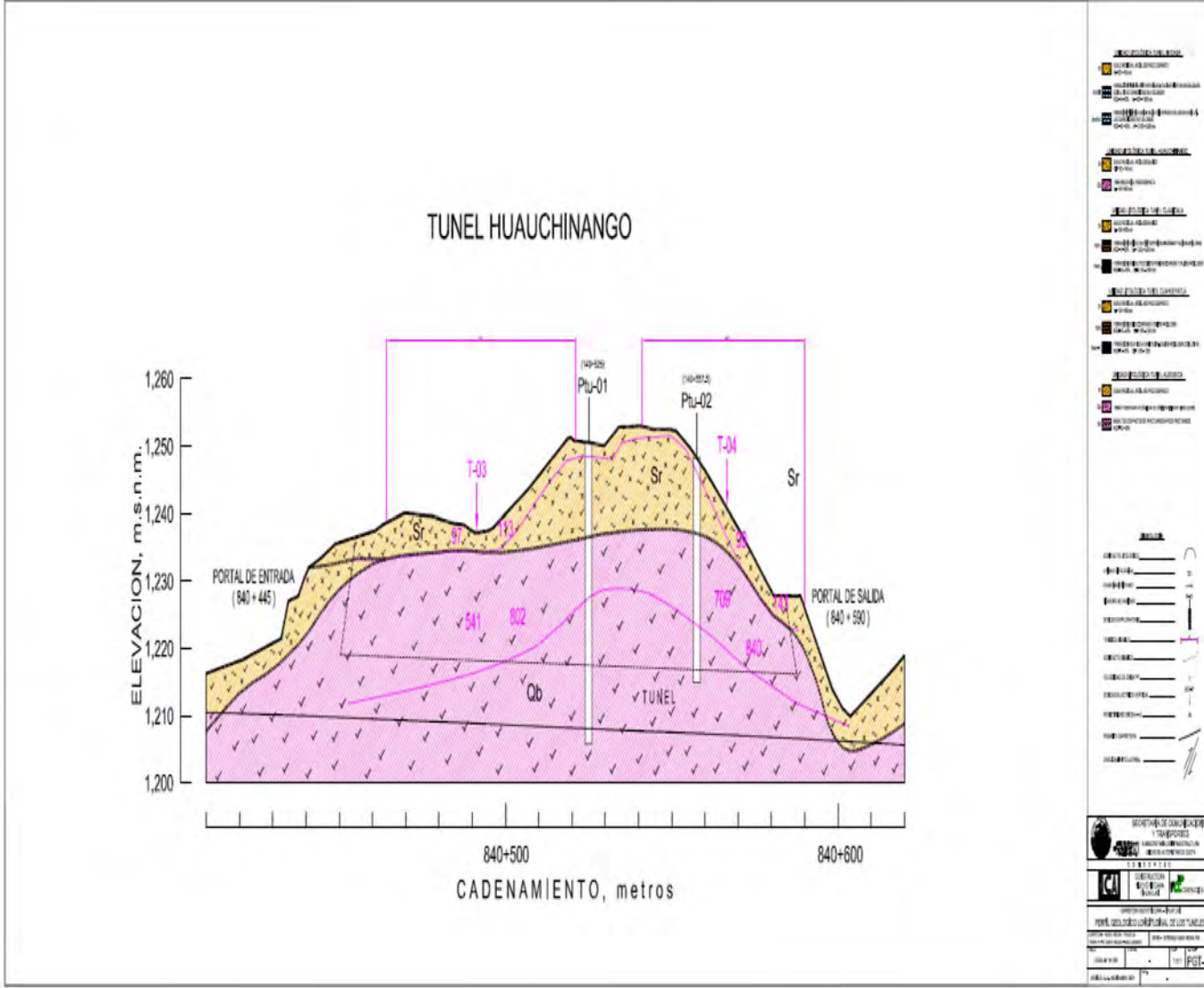


Imagen 7. Cadenamiento de los túneles.



2.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

A continuación se muestra la información geológica desarrollada por ICA-FCC a través de COPEI S.A. de C.V. Esta información comprende la geología regional y tectónica, fisiografía, geomorfología, estudio de fotointerpretación y geología estructural entre otros.

RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

La información geológica recopilada es la disponible de la zona del trazo y área de estudio, incluyendo los estudios realizados por la SCT, de geología, geofísica y sondeos de exploración directa, los estudios geológicos realizados por ICA-FCC durante la etapa de elaboración del concurso, información de publicaciones oficiales (INEGI, Servicio Geológico Mexicano y PEMEX), así como artículos publicados por instituciones de investigación en México.

Esta información fue ordenada, depurada y analizada con la finalidad de obtener, junto con el trabajo de fotointerpretación, un modelo geológico razonable de la zona de estudio.

FOTOINTERPRETACIÓN GEOLÓGICA

El análisis fotogeológico fue realizado a lo largo de la zona de estudio, empleando fotografías aéreas proporcionadas por la SCT en escala 1:11 000 y 1:30 000. Posteriormente, el estudio fue verificado con fotografías a escala 1:5000, las cuales fueron analizadas para complementar el estudio geológico.

La finalidad del estudio de fotointerpretación fue definir con mayor precisión los contactos entre las diferentes formaciones geológicas, los rasgos estructurales principales: fallas, fracturas, pliegues, etc., así como las zonas con evidencia de antiguos deslizamientos, reptación y zonas potencialmente inestables.

Con la información recopilada y analizada, así como la deducida de esta fotointerpretación geológica, se elaboró un plano fotogeológico a escala 1:25 000, y una memoria geológica, en donde se describieron brevemente las condiciones geológicas de la zona.



2.2.1 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

GEOLOGÍA GENERAL DEL TRAMO

Aspectos generales

Este texto complementa al Mapa Geológico Regional a escala 1:25 000, el cual fue elaborado con base en un estudio fotogeológico inicial y precedido de una visita de verificación para normar los criterios fotogeológicos.

Durante los trabajos de fotointerpretación de las fotografías a escala 1:30 000 se definieron las unidades litológicas principalmente con base en criterios fotogeológicos, tales como el tono, textura, erosión, drenaje y morfología, mientras que de las fotografías a escala 1:5000 se definieron con mayor precisión los detalles morfológicos de cada unidad litológica y algunas características estructurales locales.

Estratigrafía

A continuación se presenta una descripción más detallada de las formaciones geológicas que se encontrarán a lo largo de este primer tramo estudiado. El objetivo es que el lector se familiarice con el origen y las características de cada una de las unidades litológicas, ya que sus propiedades y comportamiento geotécnico están íntimamente asociados a ellas.

En la tabla 2. Se presenta la columna estratigráfica que será atravesada en el primer tramo estudiado del km 839+600 al km 854+000.

Tabla 2. Columna estratigráfica

| Edad | Formación | Símbolo | TIPO DE ROCA |
|---------------|----------------------|---------|--|
| Reciente Q | Suelo residual | Sr | Capas de suelo arcilloso, saprolito y roca muy intemperizada de rocas volcánicas y sedimentarias |
| | Depósitos de aluvión | Qal | Gravas y arenas de origen fluvial |
| | Depósitos de terraza | Qte | Gravas, arenas y limos de origen fluvial y coluvial |
| | Depósitos de talud | Qta | Suelos de composición y granulometría variable localizados al pie de laderas |



| | | | |
|-----------------------------|----------------------|------|---|
| Cuaternario Q | Depósitos volcánicos | Qb | Brechas, tobas y derrames volcánicos de composición basáltica pseudoestratificados |
| Terciario Paleoceno P | Chicontepec | Pchi | Areniscas calcáreas de grano fino a medio en estratos de 3,0 cm a 80 cm y lutitas laminadas color gris verdoso en estratos de 2,0 cm a 5,0 cm. |
| Cretácico Superior Ks | Méndez | Ksm | Margas y calizas arcillosas grises con estratos de 20 cm a 30 cm. |
| | San Felipe | Kssf | Calizas arcillosas gris a verde oscuro, laminadas, estratos de 25 cm a 30 cm con intercalaciones de lutitas bentónicas delgadas, contiene nódulos de hematina. |
| | Agua Nueva | Ksan | Calizas gris claro en estratos de 15 cm a 50 cm y calizas arcillosas en estratos de 15 cm a 25 cm, con bandas de pedernal negro de 3,0 cm a 5,0 cm, ocasionalmente presenta intercalaciones de lutita color negro. |
| Cretácico Inferior Ki | Tamaulipas Superior | Kits | Calizas gris claro y crema en estratos de 30 cm a 50 cm, con nódulos y bandas de pedernal negro, ocasionalmente presenta calizas arcillosas laminadas y lutitas en capas de 5,0 cm a 10 cm de espesor. |
| | Tamaulipas Inferior | Kiti | Calizas gris claro densas de grano fino en estratos ondulados de 20 cm a 70 cm, con nódulos de pedernal blanco. |
| | Pimienta | Jspg | Calizas gris oscuro y negro en estratos medianos de 14 cm a 60 cm, con interestratificación de lutitas carbonosas muy delgadas. |
| Jurásico Superior Js | | Jspd | Calizas arcillosas en estratos delgados de 10 cm a 12 cm, con interestratificación de lutitas carbonosas delgadas. |
| | Tamán | Jst | Lutitas calcáreas color negro y calizas arcillosas color gris oscuro, estratificación delgada menor a 10 cm y ocasionalmente estratos lenticulares. Con pirita diseminada. |
| | Santiago | Jss | Calizas arcillosas gris oscuro en estratos ondulados y laminados de 2,0 cm a 60 cm con lutitas calcáreas y carbonosas color negro de 2,0 cm a 15 cm de espesor. Presenta nódulos y concreciones calcáreas de 15 cm a 30 cm de diámetro. |



DEPÓSITOS DEL RECIENTE

Se reconocieron cuatro tipos de depósitos recientes en el área con base en su emplazamiento y en su morfología; se trata de depósitos de suelo residual, de talud, de terraza fluvial y aluvión. Cuya edad se considera del Cuaternario Reciente por su posición estratigráfica y su reciente proceso de formación.

Suelo residual (Sr)

Litología y espesor. Son suelos derivados del intemperismo de rocas volcánicas y sedimentarias arcillosas. Están constituidos principalmente por capas de limos y arcillas que cerca de la superficie están saturados. En las rocas volcánicas generalmente se presentan como saprolito (conserva la estructura original de la roca). Conforme aumenta la profundidad gradualmente pasan a la composición de la roca madre, presentándose más compactos y con menor grado de saturación.

Distribución. Se presentan cubriendo la mayor parte del área donde afloran las rocas volcánicas (Qb) y las sedimentarias de composición arcillosa (Jspd y Ks).

Depósitos de Aluvión (Qal)

Litología y espesor. Consisten en acumulaciones de materiales granulares sin consolidar, incluyen bloques, gravas y arenas de caliza, pedernal, rocas ígneas y algunos de areniscas, estos líticos se presentan subredondeados y formas que varían de equidimensionales a tabulares. Los clásticos proceden de las distintas unidades expuestas en la región.

Distribución. Se presentan a lo largo de los cauces de los ríos, en forma de cintas fluviales sobre todo en los valles de los ríos San Marcos y, sobre todo a partir de la terminación de los afloramientos de las unidades cretácicas, en donde se amplían los valles fluviales labrados en la unidad del Paleoceno.

Los depósitos aluviales cubren en forma discordante a las diferentes unidades estratigráficas expuestas en el área.

Depósitos de Terraza (Qte)

Litología y espesor. Consisten en acumulaciones de materiales granulares sin consolidar, incluyen bloques, gravas y arenas de caliza, pedernal, rocas ígneas y algunos de areniscas, estos líticos se presentan subredondeados y formas que varían de equidimensionales a tabulares. Los clásticos proceden de las distintas unidades litoestratigráficas expuestas en la región.

Distribución. Las terrazas fluviales se observan en los valles de los ríos San Marcos y Totolapa.



Depósitos de talud (Qta)

Litología. La composición de los depósitos de talud es muy diversa y está influenciada por el tipo de roca que aflora en las laderas al pie de las cuales está depositado, está formado por acumulaciones de materiales granulares sin consolidar, de formas angulares a subredondeados.

Distribución. Se reconocieron varios depósitos de talud susceptibles de dibujarse en el mapa geológico como los que se localizan entre los km 850 y 852 al pie de laderas formadas por rocas calcáreas.

CUATERNARIO

Rocas volcánicas del Cuaternario (Qb)

Litología y espesor. Consiste en derrames extensos de basaltos con intercalaciones de tobas y brechas volcánicas basálticas (denominadas *mesas*), que en general presentan una estructura pseudoestratificada más o menos dispuestas en capas horizontales (dependiendo de la inclinación de la superficie sobre la que se depositaron), son de color gris oscuro y negro en superficies frescas y color verdoso, amarillo y rojizo en condición alterada.

Debido al clima que prevalece en la región, frecuentemente la parte superior del terreno donde afloran estos depósitos piroclásticos y los derrames de basalto, se observan muy meteorizados, dejando estructuras de forma esférica en los basaltos y suelos residuales (Sr), con estructuras heredadas en las brechas y tobas.

En algunas *mesas*, la unidad presenta espesores de cientos de metros, sin embargo esta característica es muy variable porque son depósitos que fueron acumulados sobre superficies erosionadas y muy irregulares, algunas veces rellenando cañadas y cauces de ríos (cauces sepultados).

Las brechas y tobas son materiales de más fácil intemperismo que los basaltos, por lo que con frecuencia se encuentran capas de arcilla color amarillo o café claro bajo los derrames, capas que funcionan como delantales impermeables y delimitan niveles de agua colgados.

Distribución. La unidad forma las mesas sobre las cuales están edificados los poblados de Huauchinango y Xicotepec, otras mesas formadas por la unidad se encuentran al norte y al sur de Ávila Camacho; además se observan otros afloramientos aislados.

Relaciones estratigráficas. Las rocas volcánicas se encuentran sobreyaciendo de manera discordante a las diferentes unidades geológicas reconocidas en la región. Sobreyace a las unidades Jurásico medio, Jurásico superior y Paleoceno, como se puede ver en el mapa geológico.



TERCIARIO, PALEOCENO

Formación Chicontepec (Pchi)

Definición. Dumble (1918) definió como formación Chicontepec a la sucesión de areniscas arcillosas de grano fino, alternadas con limolitas y lutitas de color gris verdoso, de estratificación rítmica con intercalaciones delgadas de margas arenosas gris oscuro, expuestas a 2,5 km al este de Chicontepec.

Litología y espesor. La formación Chicontepec consiste de una sucesión de areniscas calcáreas y lutitas, de color gris oscuro al fresco y gris verdoso y ocre en superficie meteorizada. Las areniscas son de grano fino y medio, se presentan en estratos con espesores entre 3,0 cm y 80 cm, las areniscas de granulometría más gruesa, contienen marcas de base tales como *flute cast* y estratificación gradada granodecreciente, también se observan intraclastos de areniscas de grano fino y de lutitas; se encuentra interestratificado con lutitas laminadas finamente, las cuales están dispuestas en estratos de 2,0 cm a 5,0 cm de espesor. Al sur de Tepetzintla afloran unas turbiditas con bloques de areniscas calcáreas en una matriz de lutitas y areniscas con laminación convoluta.

Los estratos de la unidad frecuentemente presentan icnofósiles. En los trabajos de exploración petrolera se subdivide a la formación Chicontepec en tres unidades que en conjunto tienen un espesor total de aproximadamente 1200 m (Hernández de la Fuente, 1990).

Edad. Hernández de la Fuente (1990) reporta en la Formación Chicontepec conjuntos de microfósiles que la ubican con una edad que comprende del Paleoceno al Eoceno temprano.

Distribución. La unidad está expuesta ampliamente en el sector noreste del área, donde aparece cubierta parcialmente por los derrames basálticos del Cuaternario. Se observó un afloramiento no cartografiable al sur de Tepetzintla de Galeana.

CRETÁCICO SUPERIOR

Formación Méndez (Ksm)

Definición. Su localidad tipo se ubica al oriente de la Estación Méndez, en el kilómetro 629 del ferrocarril San Luis Potosí - Tampico. Fue propuesta inicialmente por Jeffrey (1910) como formación Méndez, pero es De Golyer (1916) quien la define formalmente como una sucesión de margas grises y azules estratificadas en capas de distinto espesor, que van desde unos centímetros hasta uno o más metros, observando un fracturamiento concoidal muy particular.

Litología y espesor. Está constituida por margas y calizas arcillosas grises con tono verdoso en capas de 20 cm a 30 cm de espesor que intemperizan a verde claro; hacia la cima presenta margas café rojizo en estratos de 10 cm a 50 cm. Las calizas arcillosas contienen bioclastos y arcillas.



Comúnmente se encuentran medianamente oxidadas. Presentan un crucero bien definido e intemperismo nodular. Zozaya-Saynes (1973) midió un espesor promedio de 90 m. Son rocas poco competentes por lo que se observan fuertemente deformadas con pliegues de segundo orden.

Edad. Se le asigna una edad de Conaciano-Campaniano temprano con base en su contenido de microfósiles planctónicos.

Relaciones estratigráficas. Sobreyace a la Formación San Felipe de manera concordante y transicional.

Distribución. Aflora en el sector suroccidental del mapa, al sur del poblado de Ozomatlán en el núcleo de un sinclinal buzante hacia el sur. También aflora al norte de Xicotepec en dos regiones separadas por el río San Marcos; al oriente como parte de un anticlinal, se pueden observar excelentes afloramientos a lo largo de la carretera federal, principalmente en el poblado de Las Pilas. Al poniente del río San Marcos aflora en el núcleo del pliegue sinclinal en el poblado de Jericó, así como en el camino que va de Tacubaya a San Antonio.

Formación San Felipe (Kssf)

Definición. Jeffreys (1910) define a la formación San Felipe como una alternancia de calizas y lutitas de color gris verdoso, de estratificación delgada con pequeñas capas de bentonita verde; correspondiente al Conaciano-Santoniano Inferior. Ubica la localidad tipo al occidente del poblado de San Felipe en el estado de S.L.P.

Litología y espesor. Consiste en wackestone gris verdoso, en estratos de 10 cm a 50 cm de espesor, con intercalaciones de lutitas bentónicas gris verdoso y horizontes arcillosos. La caliza presenta líticos de cuarzo e intercalaciones de tobas finas y bentonita de 5,0 cm a 10 cm de espesor. Se observan estructuras de carga e intraclastos de areniscas de grano medio en las lutitas, así como algunos icnofósiles.

De acuerdo con Dunham corresponden a wackestone y packstone de microfósiles. En general la unidad se encuentra muy fracturada, presentando algunas fracturas rellenas de gilsonita. El espesor de la unidad es de aproximadamente 90 m (Zozaya-Saynes, 1973), en algunos pozos petroleros se ha reportado un espesor hasta de 200 m. Son rocas poco competentes por lo que se observan fuertemente deformadas con pliegues de segundo orden.

Edad. Se le asigna una edad de Conaciano-Campaniano temprano con base en su contenido de microfósiles planctónicos.

Relaciones estratigráficas. Sobreyace a la formación Agua Nueva de manera concordante y transicional. Subyace de igual forma a la formación Méndez, contacto que se observa en la bajada de Cuaxicala.



Distribución. En el camino entre Cuaxicala y San Agustín Atlihuacán se atraviesa esta formación, presentan calizas arcillosas en estratos de 25-30 cm, gris oscuro con nódulos de hematita, se presentan laminadas finamente; alternan con horizontes de lutitas.

Formación Agua Nueva (Ksan)

Definición. El nombre de Agua Nueva fue mencionado inicialmente por Stephenson (1921), para referirse a una sucesión calcáreo-arcillosa que aflora en el Cañón de la Borrega, en el flanco oeste de la Sierra de Tamaulipas. Posteriormente Muir (1936), le asignó el rango de formación y la dividió en dos miembros: uno inferior que consiste en capas de estratificación media a gruesa, de calizas arcillosas con laminaciones de lutita; en la parte media más arcillosa contiene impresiones de *Inoceramus labiatus*; mientras que el miembro superior consiste en calizas de estratificación media y delgada. El espesor medido en la sección tipo es de 127 m.

Litología y espesor. Consiste principalmente de wackestone de microfósiles de color gris claro en estratos de 15 cm a 50 cm de espesor, interestratificadas con calizas arcillosas de 15 cm a 25 cm de espesor, con bandas de pedernal negro de 4,0 cm a 5,0 cm y nódulos de hierro ocasionalmente presenta intercalaciones de lutitas negras que en superficie meteorizada adoptan color a gris con tonos de verde y con abundantes estilolitas. Son rocas poco competentes por lo que se observan fuertemente deformadas con pliegues de segundo orden.

El espesor mínimo reportado en el subsuelo para esta formación es de 20 m en el Pozo Gachupinate No. 1, y el máximo es de 202 m en el Pozo Tecuntepec No. 1.

Edad. Con base en el contenido de microfósiles se le asigna una edad del Turoniano (Aguilar-Hernández y Sarmiento- Altamirano, 1998).

Relaciones estratigráficas. Sobreyace de manera concordante y transicional a la Formación Tamaulipas Superior, contacto que se observa con claridad en la Finca Dalías, al borde de la carretera federal, entre los poblados Las Pilas y San Lorenzo. Subyace de manera concordante y transicional a la Formación San Felipe.

Distribución. Aflora en el sector suroccidental del mapa, entre Nueva Necaxa y Xicotepec, como una franja de casi este-oeste y una franja que bordea a los poblados de Ozomatlán y Tepetzintla en los flancos de un sinclinal buzante hacia el sur. También aflora al norte de Xicotepec en dos regiones separadas por el río San Marcos; al oriente como parte de un anticlinal, se pueden observar excelentes afloramientos a lo largo de la carretera federal, principalmente en el poblado de Las Pilas. Al poniente de río San Marcos aflora en el núcleo del pliegue sinclinal en el poblado de Jericó, así como en el camino que va de Tacubaya a San Antonio.



CRETÁCICO INFERIOR

El Cretácico Inferior está representado por una sola unidad fotogeológica, conformada por las unidades estratigráficas denominadas formaciones Tamaulipas Inferior y Tamaulipas Superior, formaciones que para fines cartográficos frecuentemente se agrupan como Grupo Tamaulipas, derivada de su carácter calcáreo y su aspecto prominente desde el punto de vista morfológico.

Formación Tamaulipas Superior (Kits)

Definición. Como Formación Tamaulipas Superior se reconoce a la sucesión de calizas claras con pedernal blanco, intercaladas con calizas arcillosas grises con pedernal negro en capas de 30 cm a 50 cm de espesor, que afloran en el cañón de la Borrega en la Sierra de Tamaulipas.

Litología y espesor. La formación consiste en calizas gris claro y crema en estratos de 30 cm a 50 cm y hasta 1,0 m de espesor, algunas veces laminadas, con nódulos y bandas de pedernal negro de bordes irregulares, son frecuentes las texturas wackestone y mudstone. Presenta estilolitas, fracturas rellenas de gilsonita y vetillas de calcita, ocasionalmente se presentan intercalaciones de caliza arcillosa y horizontes de lutitas calcáreas de color gris oscuro en paquetes laminados de 5,0cm a 10 cm de espesor. En algunas superficies de estratificación y de fractura se observan desarrollo de dendritas de pirolusita. Los espesores reportados para esta formación en pozos cercanos al área, varían entre 143 m y 316 m.

Edad. Con base en su contenido de microfósiles, a la sucesión del Grupo Tamaulipas se le asigna una edad comprendida entre el Albiano y el Cenomaniano.

Distribución. La unidad presenta sus afloramientos más extensos al norte de la Presa Necaxa, donde aparece como la unidad expuesta más antigua. También se le reconoció en los flancos de las estructuras anticlinales como se observa a la largo del Río San Marcos y en la estructura al sureste de Xicotepec.

Formación Tamaulipas Inferior (Kiti)

Definición. Muir (1936) describe como formación Tamaulipas Inferior, a una sucesión de calizas densas de grano fino, ligeramente cretosas, de color crema amarillento en estratos ondulados, con espesores de 20 cm a 25 cm hasta más de 50 cm, con nódulos esferoidales y elongados de pedernal amarillo. La localidad tipo se encuentra en el Cañón de la Borrega de la Sierra de Tamaulipas, en la cual está expuesto un espesor de 400 m. Como la sucesión calcárea en cuestión está fraccionada por la presencia de un paquete calcáreo-arcilloso intermedio denominado Horizonte Otates, Muir (1936) considera más adecuado denominar Formación Tamaulipas Inferior a los estratos que se encuentran abajo de dicho horizonte, y propone denominar como formación Tamaulipas Superior a la sucesión calcárea que se encuentra arriba. Sin embargo en la región no es posible establecer esa división tripartita y se considera como Grupo Tamaulipas a la



sucesión calcárea comprendida entre las formaciones Pimienta (Jurásico Superior) y Agua Nueva (Cretácico tardío).

Litología y espesor. Calizas gris claro con tonos amarillos; en estratos de 20 cm a 70 cm, en ocasiones alcanzan hasta 1,0 m de espesor. Hacia la base de la sucesión se presentan algunos horizontes bentoníticos con espesores entre 1,0 mm y 5,0 mm. Las calizas de la formación contienen lentes y bandas de pedernal de color negro a gris, sobre todo cerca de la base; hacia la cima el pedernal se presenta como nódulos. Se observan estilolitas y fracturas rellenas de calcita con materia orgánica, así como nódulos de pirita frecuentemente oxidados (Aguilar-Hernández y Sarmiento-Altamirano, 1998).

El espesor mínimo reportado para el área es de 129 m, cortado en el Pozo Xalostoc No. 1, mientras el máximo es de 400 m, en el Pozo Tecuantepec No. 1.

Edad. Con base en su contenido de microfósiles, a la sucesión del Grupo Tamaulipas se le asigna una edad comprendida entre el Huateriviano y Berremiano.

Distribución. La unidad presenta sus afloramientos más extensos al norte de la Presa Necaxa, donde aparece como la unidad expuesta más antigua. También se le reconoció en los flancos de las estructuras anticlinales como se observa a la largo del río San Marcos y en la estructura al sureste de Xicotepec.

JURÁSICO SUPERIOR

La sucesión estratigráfica calcáreo-arcillosa correspondiente al Jurásico superior se subdividió en dos unidades estratigráficas: La unidad más antigua incluye a las Formaciones Santiago y Tamán; en tanto que la segunda unidad representa a la Formación Pimienta, que en conjunto presentan una expresión morfológica distintiva y tonos fotogeológicos claros.

Formación Pimienta (Jsp)

Definición. Heim (1926) denomina como Formación Pimienta a la sucesión calcárea que aflora en el rancho Pimienta en el Valle del río Moctezuma (km 337-338 de la carretera México-Laredo). La describe como calizas densas de color negro, café claro y gris oscuro, en estratos delgados con abundantes horizontes de pedernal negro.

Litología y espesor. La unidad está constituida por calizas gris oscuro y negro al fresco con tonos grises en superficie meteorizada, en estratos *gruesos* de 14 cm a 60 cm (*Jspg*), se trata de wackestone fosilífero formado por foraminíferos y pellets en una matriz de micrita, por lo que se puede clasificar también como biomicrita variando a pelmicrita.



Hacia su parte media se compone de calizas arcillosas de color negro en superficie fresca y tonos rojizos a gris verdoso a la intemperie en estratos *delgados* de 10 cm a 20 cm (*Jspd*), formadas por foraminíferos, pellets e intraclastos en una matriz de micrita y arcillas, se encuentran interestratificadas con lutitas carbonosas con influencia calcárea de color negro, con tonos pardos y grises al intemperismo, de aspecto laminar en estratos de 10 cm a 30 cm; se presentan además lentes delgados y bandas de pedernal (Aguilar-Hernández y Sarmiento- Altamirano, 1998). Las rocas presentan contenido notable de materia orgánica, se encuentran cortada por vetillas de calcita y se observan microestilolitas rellenas de arcilla. La calizas de la unidad se caracterizan por la presencia de nódulos de óxido de hierro y por su fracturamiento concoideo. Los espesores que se han cortado en los pozos varían de 72 m a 150 m. Balam y Canché (1992) reportan para la región de Chiconcuautla un espesor de 278 m. La parte más arcillosa de esta unidad es poco competente, por lo que se observa fuertemente deformada con pliegues de segundo orden.

Edad. La unidad tiene un abundante contenido de macrofósiles y microfósiles que atestiguan una edad del Tithoniano tardío al Berriasiano, esto de la parte más joven del Jurásico tardío a la base del Cretácico temprano.

Distribución. La unidad presenta sus afloramientos más extensos al norte de la Presa Necaxa, donde aparece como la unidad expuesta más antigua. También se le reconoció en los flancos de las estructuras anticlinal como se observa a la largo del río San Marcos y en la estructura al sureste de Xicotepec.

Es la unidad más ampliamente distribuida en el área del proyecto, aflora al norte de Huauchinango en la localidad de Patoltecoya en el camino que conduce a Alseseca y Cuaxicala. En este camino se observa el contacto estructural por falla inversa con las rocas calcáreo arcilloso de la formación San Felipe del Cretácico Superior. También aflora por debajo de la mesa basáltica a la altura del Túnel Xicotepec II, así como en el camino a Tlapehuala. A pesar de que se encuentra fuertemente meteorizada, todavía hay bastantes afloramientos en los que se puede apreciar su composición original.

Formación Tamán (Jst)

Definición. Heim (1926) propone como "Capas Tamán" a una sucesión que describe como calizas negras microcristalinas bien estratificadas alternando con lutitas negras. Reyes Domínguez (1964) reporta una sección tipo de la Formación Tamán en el río Moctezuma, sucesión que divide en tres unidades: la unidad inferior denominada miembro arcilloso de la Formación Tamán corresponde a la Formación Santiago.

Litología y espesor. Constituida por una sucesión interestratificada de calizas y lutitas calcáreas; la caliza presenta estratos con espesor promedio de 10 cm, en ocasiones presenta estratos lenticulares; color gris oscuro al fresco y en superficie meteorizada adquiere tonos rojizos, con textura wackestone con abundante micrita y foraminíferos, por lo que se clasifica también como



una biomicroita. Las lutitas son negras al fresco con tonos rojizos a la intemperie, en estratos de 3,0 cm a 25 cm; de carácter calcáreo; se observa gilsonita en las fracturas. Presenta pirita diseminada (algunas veces oxidada), vetillas irregulares de calcita y notoria fisilidad.

En la exploración petrolífera regional, se han cortado espesores que varían de 51 m a 139 m en distintos los pozos. Son rocas poco competentes, por lo que se observan fuertemente deformadas con pliegues de segundo orden.

Edad. Por su contenido de *Idoceras sp.* y *Aspidoceras sp.* se le asigna una edad Kimmeridgiano temprano-Tithoniano temprano.

Distribución. Se observan buenos afloramientos en el sector central del mapa, al norte de San Agustín Atlihuacán y el camino a Temaxcalapa, en donde la unidad consiste de calizas arcillosas gris oscuro con nódulos de hasta 1,0 m de diámetro con estructura de septaria, las cuales se encuentran intercaladas con lutitas negras, los nódulos presentan textura wackestone con abundantes cristales de pirita diseminados. En la primera localidad se observan dendritas de manganeso en las superficies de los estratos de lutitas. En general se presenta en estratos delgados de 15 cm a 30 cm de espesor.

Formación Santiago (Jss)

Definición. Reyes-Domínguez (1964) describe originalmente como miembro de la Formación Tamán a una sucesión de lutitas calcáreas de color gris oscuro con intercalaciones delgadas de calizas arcillosas del mismo color. Posteriormente, Cantú-Chapa (1969) le asignó formalmente este nombre describiéndola como: "una sucesión sedimentaria compuesta por limonitas de color café grisáceo y gris, que gradúan hacia la parte superior a lutitas calcáreas gris oscuro y negras"; su localidad tipo se encuentra en el Arroyo Santiago cerca de Tamán, S.L.P.

Litología y espesor. La formación consiste en una intercalación de caliza arcillosa y lutita calcárea; la caliza arcillosa es de color blanco a la intemperie y gris oscuro al fresco, presenta manchas y vetillas de gilsonita y microestilolitas rellenas de arcilla; se presenta en estratos ondulados, frecuentemente laminados con espesores desde 2,0 cm hasta 60 cm intercalados con lutitas carbonosas y calcáreas en estratos de 2,0 cm a 18 cm; son de color negro, con tonos que varían de pardos a rojos y amarillos; la unidad presenta algunos horizontes arenosos con los líticos de toba subangulosos a subredondeados. La unidad incluye nódulos y concreciones calcáreas de formas elíptica y esférica de 15 cm de diámetro y cuarzos diagenéticos de 1,0 cm a 2,0 cm de largo. De acuerdo con el reporte de Balam y Canché (1992) la Formación Santiago tiene un espesor que varía entre 85 m y 355 m.

Son rocas poco competentes por lo que se observan fuertemente deformadas con pliegues de segundo orden.

Distribución. Similar a la Formación Tamán.



2.2.2 PREPARACIÓN DE ESTUDIO GEOLÓGICO FINAL

Con toda la información obtenida se elaboró el informe y los planos geológicos finales de la primera parte del trazo y resumidas las que incluyen:

- Mapa geológico regional, GR-1, escala 1:25 000.
- Plantas geológicas del trazo, G-1, escala 1:5000.
- Perfiles longitudinales geológicos del trazo, PGL 1 V-1:500, H-1:2500.
- Perfiles longitudinales geológicos de los túneles, PGT-1.

2.2.3 ASPECTOS GEOTÉCNICOS RESUMIDOS E INTERPRETADOS

De acuerdo con la información geológica preparada para el diseño y resumida anteriormente, los túneles de Huauchinango se excavarán en rocas volcánicas del Cuaternario (Qb), constituidas por depósitos volcánicos. Estos depósitos están compuestos por brechas, tobas y basaltos fracturados en la parte inferior. En la parte superior o más superficial de la ladera, se presentan materiales de saprolito y/o suelo residual.

Los basaltos presentan intercalaciones de tobas y brechas volcánicas basálticas, con una estructura pseudo-estratificada, dispuesta en capas más o menos horizontales, de color gris oscuro.

De acuerdo con la información de exploración geotécnica prevista en las Bases y la nueva adquirida con la exploración para el proyecto ejecutivo, se resume a continuación:

- De la información suministrada por las Bases, existen dos sondeos denominados S-1 y S-2, ejecutados en los estudios previos a la licitación, ubicados hacia los portales México y Tuxpán, de 45 m y 38 m de profundidad respectivamente, en los cuales se identificaron tobas brechoides, con RQD promedio de 50%. Igualmente en etapa de estudios anteriores, se identificaron velocidades de ondas compresionales con líneas de ensayos geofísicos de 97 m/s a 143 m/s y de 541 m/s a 840 m/s, indicando que los materiales presentan condiciones geomecánicas regulares a pobres.



Adicionalmente, existen resultados de ensayos geoelectricos de información suministrada por las bases. Con esos resultados se identificaron al menos cuatro capas de contraste, con resistividad en la parte superior de 336-677 ohmios-m, con capas intermedias de 8-63 ohmios-m y una capa de material mucho más resistente en la parte inferior de la ladera de 2599-9244 ohmios-m, ubicada entre 10 m y 30 m de profundidad.

- Durante la etapa del diseño ejecutivo, se realizaron por parte de ICA-FCC (EPC) tres perforaciones exploratorias de 35 m las dos primeras y de 13,5 m la última, denominadas SM-1 (PT-1), SM-3 (PT-3) y SM-2 (PT-2).

En estas perforaciones, se identificaron varias capas de material que se resumen a continuación:

- Un material limo arenoso arcilloso de color café rojizo de alta plasticidad clasificado según el SUCS como (MH), ubicado en la parte superior de la ladera de consistencia media, con contenido de humedad del orden de 60% a 70%, con límite líquido del orden de 70% y límite plástico de 45% e índice plástico del orden de 25%. Esta primera capa es del orden de 5,0 m a 10 m de espesor.

Según el registro de pruebas SPT de campo realizadas en las perforaciones, se obtuvo en promedio 12 golpes/pie, siendo de consistencia media. El material clasificó según el SUCS, como MH (limo de alta plasticidad). El peso unitario es del orden de 1,59 t/m³.

- Debajo de la capa anterior se determinó que habría una capa de material compuesto por roca basáltica, gris oscura, fracturada, con RQD variable de 40% a 60% (calidad media a baja).

Esta roca presenta una resistencia a la compresión inconfiada del orden de 1525 kg/cm² (149,6 MPa), un módulo de Young de 143 512 kg/cm² (14,08 GPa), un peso unitario de 2,8 t/m³ y una resistencia a la tensión indirecta (método brasilero) de 130 kg/cm² (12,75 MPa). El espesor de esta capa es variable. Según el registro de la perforación SM-1, se estimó en 4,0 m a 5,0 m.



- Debajo de la capa de derrame basáltico, se determinó que había un material limo arenoso, de alta plasticidad, de color café oscuro a rojizo, con humedad del 50%, límite líquido del orden de 50% y límite plástico 30%, con índice de plasticidad del 20%. Este material fue clasificado según el sistema UCSC, como MH (limo de alta plasticidad). Según las pruebas de SPT, el material presenta de 10 a 20 golpes/pie, considerándose como una capa de consistencia media a firme. El peso unitario es del orden de 1,60 t/m³. Esta capa tiene un espesor variable pero se puede decir que es del orden de 3,0 m según la perforación SM-1 (PT-1).
- Debajo de la capa anterior, se estimó que había una capa de material denominado como saprolito caracterizada por limo arenoso, de baja plasticidad, de color café oscuro. El límite líquido es del orden de 40% y el límite plástico de 30%, con un índice de plasticidad de 10%. Este material fue clasificado como un suelo tipo ML (limo de baja plasticidad) según el SUCS. Según las pruebas de SPT en campo, se registró de 25 a 50 golpes/pie en esta capa. El peso unitario del material es del orden de 1,7 t/m³ y esta capa tiene un espesor del orden de 5,0 m a 6,0 m según el registro de la perforación SM-1 (PT-1).
- Según ensayos de mecánica de suelos (triaxial Cu) en la perforación SM-3 (PT-3), a 13,05 m se obtuvo 0,30 kg/m² de cohesión y 35° de ángulo de fricción.
- Debajo del material anterior se detectó una secuencia de roca compuesta por basalto fracturado y alterado de color gris oscuro, con abundantes vesículas, con RQD muy bajo, con intercalaciones de brecha volcánica muy fracturada, de color negro, con un RQD del orden de 0 al 20% (de calidad mala).

Estas rocas presentan valores de propiedades mecánicas y elásticas de la roca intacta o matriz deducidos con ensayos de laboratorio. Véase tabla 3.



Tabla 3. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio.

| Perforación | Profundidad (m) | σ_t (kg/cm ²) | σ_c (kg/cm ²) | E (kg/cm ²) | γ (t/m ³) |
|-------------|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | 5,4 – 6,6 | | 1549,2 | 138 029,0 | 2,82 |
| | 5,4 – 6,6 | | 1000,0 | 63 981,1 | 2,72 |
| | 6,6 – 8,0 | 130,0 | | | |
| | 18,5 – 20,0 | | 1556,7 | 158 114,0 | 2,75 |
| | 21,5 – 23,0 | 142,3 | 452,9 | 25 303,0 | 2,39 |
| | 21,5 – 23,0 | 84,4 | | | |
| | 27,0 – 29,0 | | 872,2 | 57 093,0 | 2,71 |
| | 32,0 – 32,5 | | 17,01 | 825,0 | 1,78 |
| | Valor medio | 118,9 | 1086,2 (1) | 88 504,0 (1) | 2,68 (1) |

Nota (1): Se excluyo el ultimo valor de la tabla

De acuerdo con lo anterior, la roca basáltica presenta un valor promedio de resistencia a la tensión indirecta (Método Brasilerero), de 118,9 kg/cm² (11,7 MPa), una resistencia a la compresión inconfínada de 1086 kg/cm² (106,5 MPa), un módulo de Young de 88 504 kg/cm² (8,68 MPa) y un peso unitario del orden de 2,68 t/m³. Según la clasificación de Deere & Miller, la roca intacta clasifica como roca de resistencia media y módulo relativo bajo (MR = 82).



PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA DISEÑO

De acuerdo con la caracterización geotécnica, los túneles de Huauchinango se excavarán en dos tipos de materiales principalmente: suelo donde domina el saprolito y roca fracturada, descompuesta (basáltica combinada con tobas brechosas).

Desde el punto de vista de parámetros geotécnicos para diseño del material de suelo, se obtuvieron los siguientes valores de parámetros con base en los ensayos de laboratorio y campo:

- Según la perforación SM-3 (PT-3), se realizaron ensayos de compresión uniaxial presentando los siguientes valores:
 - La capa superficial con una resistencia a la compresión uniaxial $q_u = 0,44 \text{ kg/cm}^2$ (pico) y un módulo de deformación de 43 kg/cm^2 (42 MPa). El peso unitario es del orden de $1,59 \text{ t/m}^3$.
 - En las demás capas de material limo-arenoso, se reportaron según ensayos de laboratorio resistencia a la compresión inconfínada de $0,62 \text{ kg/cm}^2$ a $1,06 \text{ kg/cm}^2$ (pico) y módulos de deformación de 37 kg/cm^2 a 52 kg/cm^2 , con un valor promedio de $42,5 \text{ kg/cm}^2$ (4,17 MPa). El peso unitario promedio fue de $1,74 \text{ t/m}^3$.

En la imagen 8, se presenta resultados del estimativo de parámetros de resistencia al corte con base en datos de pruebas de SPT (número de golpes/pie) obtenido de las perforaciones.

| Percusión SM 1(PT-01) | | | | | | | | | | Po 100 | | | | | |
|-----------------------|----|----|---------------------|------|--------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Profundidad m | NF | IP | Valor de N- PT-1 | CN | N corr | ρ_s -KN/m ³ | c_s - KN/m ² | S_u - KN/m ² | U_s | G_s | Q_s | U_s | G_s | Q_s | U_s |
| 1 | 0 | 34 | 10 | 1.73 | 17 | 15.9 | 15.90 | 153.80 | 33.22 | 32.0 | 45.9 | 39.4 | | | |
| 2 | 0 | 34 | 6 | 1.52 | 9 | 15.9 | 31.80 | 97.29 | 28.78 | 29.8 | 38.0 | 33.4 | | | 28.0 |
| 3 | 0 | | 6 | 1.36 | 7 | 15.9 | 47.70 | 30.80 | 27.66 | 29.2 | 34.2 | 31.8 | | | |
| 4 | 0 | 14 | 50 | | | 28 | 112.00 | | | | | | | | 34.0 |
| 5 | 0 | | 50 | | | 28 | 140.00 | | | | | | | | |
| 6 | 1 | | 50 | | | 28 | 158.00 | | | | | | | | |
| 7 | 1 | | 50 | | | 28 | 176.00 | | | | | | | | |
| 8 | 1 | | 50 | | | 28 | 194.00 | | | | | | | | |
| 9 | 1 | | 50 | | | 28 | 212.00 | | | | | | | | |
| 10 | 1 | 8 | 20 | 0.59 | 12 | 15.9 | 239.60 | 50.80 | 30.45 | 30.6 | 29.9 | 35.5 | | | 35.0 |
| 11 | 1 | 8 | 15 | 0.53 | 8 | 15.9 | 274.10 | 35.20 | 28.22 | 29.5 | 25.8 | 32.6 | | | |
| 12 | 1 | 9 | 16 | 0.48 | 8 | 15.9 | 315.50 | 35.20 | 28.22 | 29.5 | 24.9 | 32.6 | | | 36.0 |
| 13 | 1 | 31 | 14 | 0.43 | 6 | 15.9 | 369.80 | 72.66 | 27.10 | 28.9 | 22.0 | 31.0 | | | 30.0 |
| 14 | 1 | 11 | 50 | 0.32 | 16 | 27 | 518.80 | 70.40 | 32.67 | 31.8 | 26.9 | 37.9 | | | |
| 15 | 1 | 11 | 50 | 0.32 | 16 | 27 | 539.80 | 70.40 | 32.67 | 31.8 | 26.7 | 37.9 | | | 33.0 |
| 16 | 1 | 10 | 50 | 0.31 | 15 | 27 | 550.80 | 66.00 | 32.12 | 31.5 | 26.0 | 37.3 | | | 34.0 |
| 17 | 1 | 30 | 50 | 0.30 | 15 | 27 | 567.80 | 100.50 | 32.12 | 31.5 | 25.8 | 37.3 | | | 29.0 |
| 18 | 1 | 30 | 50 | 0.29 | 15 | 27 | 584.80 | 100.50 | 32.12 | 31.5 | 25.6 | 37.3 | | | |
| 19 | 1 | | 50 | | | 27 | 601.80 | | | | | | | | |
| 20 | 1 | | 50 | | | 27 | 618.80 | | | | | | | | |
| 21 | 1 | | 50 | | | 27 | 635.80 | | | | | | | | |
| 22 | 1 | | 50 | | | 27 | 652.80 | | | | | | | | |
| 23 | 1 | | 50 | | | 27 | 669.80 | | | | | | | | |
| 24 | 1 | | 50 | | | 27 | 686.80 | | | | | | | | |
| 25 | 1 | | 50 | | | 27 | 703.80 | | | | | | | | |
| 26 | 1 | | 50 | | | 27 | 720.80 | | | | | | | | |
| 27 | 1 | | 50 | | | 27 | 737.80 | | | | | | | | |
| 28 | 1 | | 50 | | | 27 | 754.80 | | | | | | | | |
| 29 | 1 | | 50 | | | 27 | 771.80 | | | | | | | | |
| 30 | 1 | | 50 | | | 27 | 788.80 | | | | | | | | |
| 31 | 1 | | 50 | | | 27 | 805.80 | | | | | | | | |
| 32 | 1 | | 50 | | | 27 | 822.80 | | | | | | | | |
| 33 | 1 | | 50 | | | 27 | 839.80 | | | | | | | | |
| 34 | 1 | | 50 | | | 27 | 856.80 | | | | | | | | |
| 35 | 1 | | 50 | | | 27 | 873.80 | | | | | | | | |

Notas

1. Meyerhof-1965
2. Pock, Hanson y Thorburn-1974
3. Shemartmann-1975
4. Halanaskay Uchida-1996

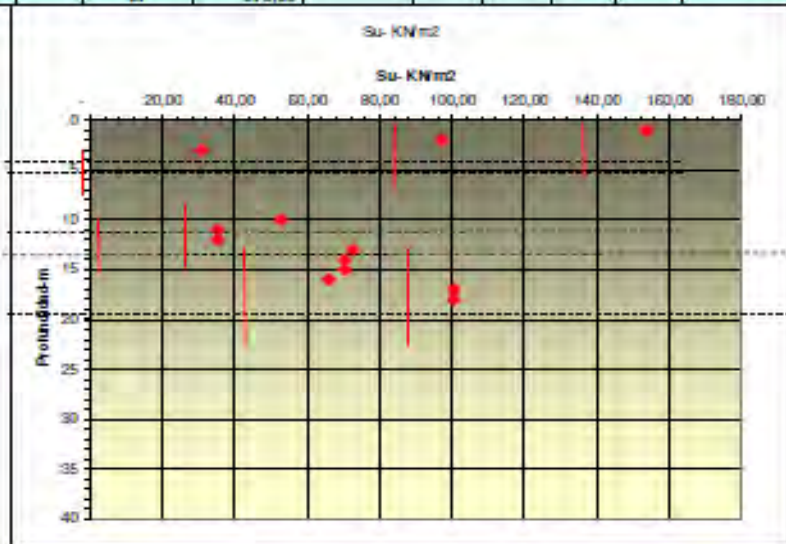


Imagen 8. Estimativo de parámetros de resistencia al corte



Según ensayos triaxiales en la perforación SM-3 (PT-3) a profundidades de 13,05, 16,35, 18,65 y 19,65, que corresponde con el material de saprolito se obtuvieron resultados de ángulos de fricción entre 24° y 45° , y cohesión entre $3,0 \text{ t/m}^2$ y $7,5 \text{ t/m}^2$.

Los parámetros finales adoptados fueron concertados después de analizar los resultados obtenidos con correlaciones con pruebas de SPT (golpes/pie) que existen en la literatura geotécnica, como de revisar resultados de ensayos de laboratorio (prueba triaxial) y de haber realizado análisis de sensibilidad de coeficientes de seguridad versus parámetros de resistencia al corte de las laderas naturales y del talud del corte de la vía en el sitio de entronque que muestra una altura de 42 m, con inclinación 0,75H:1,0V y sin refuerzo (sólo drenaje). La información analizada bajo este enfoque mostró que el 80% de los datos de pendientes de la ladera natural tenían inclinaciones por encima de los 45° , indicando que el material en conjunto presenta valores de resistencia al corte relativamente altos, pues de otra forma no explicarían las pendientes ni la estabilidad de las laderas y del corte existente en el entronque que está conformado en materiales similares.

Finalmente de toda la información analizada se estableció que los diseños de los túneles de Huauchinango y taludes de corte de los portales en este material (saprolito), se puede adoptar conservadoramente como ángulo de fricción interno del material 35° y una cohesión aparente de $3,0 \text{ t/m}^2$ a $4,0 \text{ t/m}^2$ ($29,4 \text{ kPa}$ a $39,2 \text{ kPa}$).

Para el material limo arcilloso superficial (espesor máximo de 5,0 m), se adoptó $f = 28^\circ$ y una cohesión del orden de 10 t/m^2 ($98,1 \text{ kPa}$).

ANÁLISIS PARA EL MACIZO ROCOSO

Calidad del macizo

Debido que hacia el sector Tuxpan se observaron varios afloramientos de roca basáltica, se consideró conveniente caracterizar ese sector como si se tratara de un macizo rocoso.

La calidad del macizo rocoso se analizó con base en registros de las perforaciones SM-1 (PT-1), SM-2 (PT-2) y SM-3 (PT-3) y revisando algunos afloramientos de roca en las laderas y quebradas cercanas al sitio donde se ubicarán los túneles de Huauchinango. De los registros de las perforaciones no se tienen datos de valores de RQD, no obstante con base en la frecuencia (l) de discontinuidades medidas en una longitud revisada de un metro, se estableció el valor de RQD, aplicando criterios de Palmstron.

De acuerdo con lo observado en afloramientos, el RQD es bastante bajo en la roca basáltica y tobas brechosas, por lo que se ha estimado que éste no es mayor al 20%. Ese valor corresponde con una frecuencia de discontinuidades espaciadas cada 5,0 cm, en una longitud de 1,0 m.



Fotografía 1 .Detalle de afloramientos de roca en el sector Tuxpan, niveles de roca basáltica detectado en la parte baja de la ladera por el sector Tuxpan.



Fotografía 2 .Detalle de muestras recuperadas de roca basáltica de la perforación SM-01.



Fotografía 3. Detalle de excavaciones en corte abierto en la zona en materiales similares a los del portal de entrada México – Túneles Huachinango.

Desde el punto de vista de discontinuidades del macizo rocoso, se presentan varias fracturas en forma aleatoria generadas por enfriamiento de derrame basáltico. Según la información y el detalle presentado en la parte de geología estructural, como lo que puede apreciarse en afloramientos en superficie, es posible establecer el número de discontinuidades y parte de sus características, véase registro fotográfico. De la información se estima que existen al menos tres sistemas ortogonales de fracturas que forman bloques.

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

Aspectos generales

Como una primera aproximación para establecer el comportamiento del terreno durante la excavación y con el fin de estimar los parámetros geomecánicos de diseño en el sector que comprenderá la roca basáltica fracturada hacia el sector Tuxpan, se efectuó la clasificación geomecánica del macizo, aplicando tres metodologías empíricas y siguiendo en un todo lo solicitado por la SCT. Se aclara que las metodologías propuestas permiten obtener una apreciación de las condiciones del terreno y definir parámetros del macizo en forma indirecta y aproximada para los diseños.



Las clasificaciones geomecánicas utilizadas siguiendo las recomendaciones de la SCT, fueron utilizadas para el sector hacia Tuxpan y parte del piso y paredes del túnel que se encontrará en roca basáltica.

Las clasificaciones aplicadas para el macizo rocoso fueron las propuestas por: Hoek, definida como GSI (Geotechnical Strength Index), la de Barton definida como Q (Q-System) y la de Bieniawski-76 definida por el RMR (Rock Mass Rating).

Para poder efectuar la clasificación geomecánica del macizo rocoso, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Una zonificación dependiendo del cuerpo de roca basáltica. En el cuerpo de roca basáltica se diferenciaron los materiales donde existe la presencia de niveles u horizontes IC (saprolito) y IIA, según la denominación de perfiles de meteorización establecidos por Deere & Patton. El material denominado IIA, corresponde con el perfil de meteorización que subyace al nivel IC (saprolito) según la denominación dada por Deere y Patton (1971), en su artículo “Slope Stability in Residual Soils Proceedings of the 4th Panamerican Conference in Soils Mechanics and Foundation Engineering. Según estos autores el nivel IC se reconoce por evidencias de la estructura original de la roca y es un material entre suelo y roca, donde la estructura de la misma incluye discontinuidades, minerales con orientaciones similares a los de la roca madre. A esto se le denomina saprolito porque corresponde con un material que mantiene relictos de la roca madre. Esta clasificación es ampliamente utilizada a nivel mundial.

La zona denominada IIA o de transición, corresponde a roca alterada que según Deere y Patton puede ser dividida en dos capas; la superior o IIA que es la transición de saprolito a roca meteorizada y la zona IIB que es parcial o ligeramente alterada o meteorizada. La zona IIA se caracteriza por disponer de un gran rango de las propiedades físicas de sus componentes. Para este nivel los autores de esa publicación especifican que pueden ser observados núcleos o pedazos de roca, que varían desde un 10% a 95% del volumen en la zona de transición.

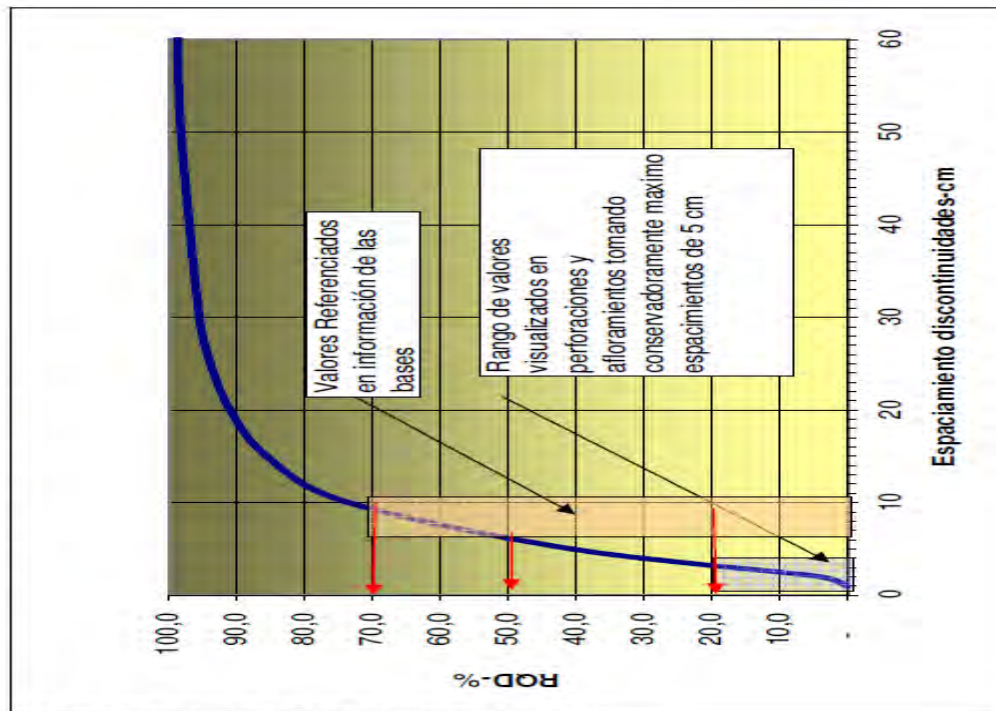
- Aplicación de algunos parámetros mecánicos y elásticos del material rocoso intacto para clasificación definidos por: resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta o matriz (valor promedio), valor promedio de RQD definido con base en lo visto en los registros de las perforaciones o visualmente en afloramientos de roca en superficie. También se tuvieron en cuenta las características, número de discontinuidades prevaecientes dentro del macizo analizadas con base en reconocimientos en superficie y revisión de ellas sobre



los registros de las perforaciones. Para los valores adoptados de RQD; sí bien los registros de las perforaciones en la zona profunda no presentan valores de este parámetro geotécnico, éste fue estimado de afloramientos y de analizar los pedazos de roca de las perforaciones. Para esto se aplicaron conceptos del ISRM, 1981 en función de la frecuencia de discontinuidades. Conservativamente se adoptó para el nivel IIA un valor de RQD de 20% con base en lo observado en las perforaciones y que corresponde con un espaciamiento de 5,0 cm de las fracturas promedio observado de núcleos vistos de las perforaciones. Detalles de la curva que relaciona RQD versus frecuencias se presenta en el Anexo G. Allí se detalla un valor adoptado más conservador que lo previsto en diseños de las Bases y otros que había sido del orden del 50%.

- Aspectos recomendados para ajuste de las clasificaciones sugeridas por Hoek en relación con la normalización de las clasificaciones propuestas por Barton (1974) y Bieniawski (1976) para el caso de macizos en roca dura y su afinidad con el índice GSI.
- De acuerdo con lo anterior, se determinaron los valores establecidos para cada tipo de clasificación geomecánica. Todos los valores obtenidos de la clasificación fueron normalizados al valor de RMR según lo expresado en los criterios de diseño.
- Se aclara que la clasificación se hizo para el nivel de transición buscando encontrar parámetros del macizo fracturado que fue evidenciado en varios afloramientos de roca en el sector Tuxpan principalmente. Este material se encontrará en la mayor parte del trayecto de los dos túneles, el cual será excavado en las paredes y piso. El nivel IC sólo fue identificado como parte del ejercicio realizado, pero los parámetros finales para ese material son estimados a partir de las correlaciones con ensayos de campo y laboratorio como son: pruebas de SPT y ensayos triaxiales. Además son verificados realizando análisis de sensibilidad y retrocálculo de las laderas naturales como del talud de corte alto que existe cerca del entronque. Detalles de la sensibilidad de la estabilidad de ese corte versus parámetros de resistencia al corte del material se presentan a continuación.

CUADRO 3. ANEXO G. RQD -ISRM -1981.



| cm | λ | RQD |
|-----|-----------|------|
| 1 | 100,00 | 0,0 |
| 2 | 50,00 | 4,0 |
| 5 | 20,00 | 40,6 |
| 10 | 10,00 | 73,6 |
| 15 | 6,67 | 85,6 |
| 20 | 5,00 | 91,0 |
| 25 | 4,00 | 93,8 |
| 30 | 3,33 | 95,5 |
| 50 | 2,00 | 98,2 |
| 60 | 1,67 | 98,8 |
| 100 | 1,00 | 99,5 |

Imagen 9. Tabla de RDQ Vs. Espaciamientos

| Nivel de meteorización | Barton | | Bieniawski RMR | GSI RMR | Valor promedio RMR |
|------------------------|--------|-----|----------------|---------|--------------------|
| | Q | RMR | | | |
| RMR | 0,05 | 17 | 21 | 20 | 19 |



GEOPARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO

Con base en los resultados de ensayos de laboratorio, así como las clasificaciones geomecánicas y la metodología propuesta por Hoek, se estimaron los valores de parámetros del macizo rocoso fracturado que se puede presentar en las paredes y piso de los túneles, como en la parte inferior de los taludes de corte de portales.

El valor D que es el factor de perturbación o daño que pueda tener la masa de roca fue introducido por Hoek, el cual tiene un significado importante en la estimación del módulo de deformación del macizo y su aplicación está en concordancia con las observaciones prácticas y el razonamiento ingenieril tal como esos autores lo mencionan. Ese factor depende de la redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación como del efecto que inducen los procesos constructivos durante excavación.

Los autores (Hoek & Diederichs) recomiendan que en el caso de túneles con un alto grado de confinamiento (p.e. para túneles profundos) para diseño se adopte el límite superior, es decir usando $D = 0$, y en túneles superficiales, taludes o fundaciones, recomienda aplicar el efecto de alteración D. Para el caso de los túneles de Huauchinango se utilizó un valor de 0,25 que resulta de la experiencia y el juicio del diseñador apoyado en medidas de instrumentación de túneles similares y análisis de retrocálculo.



III. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE REVESTIMIENTO Y PAVIMENTO

3.1 DISEÑO GEOMÉTRICO

TRAZADO EN PLANTA

Para el trazado en planta se consideraron los siguientes aspectos:

- La localización y el alineamiento de los túneles de Huauchinango se definió con base en el trazado de la vía. La localización de los portales de entrada y salida de cada par de túneles gemelos fue ubicada dependiendo de las condiciones geológicas, geotécnicas y topográficas, así como de las cotas o elevaciones definidas según la rasante de la vía.

También se tuvo en cuenta una distancia prudencial del pilar de material interno entre túneles gemelos cercano a un diámetro de excavación.

- Para la localización de los túneles gemelos en cada caso, se tuvo en cuenta la cobertura de material (suelo o roca) tanto lateral como vertical. Para los portales de México y Tuxpán de cada túnel gemelo, se dejó con un techo de material del orden de 3,0 m.
- Teniendo en cuenta lo anterior y de acuerdo con las condiciones topográficas que muestran una ladera sesgada tanto en el sector México como en el sector Tuxpán, dificultando obtener cobertura lateral del túnel izquierdo y debido a la restricción o limitación de las excavaciones para portales por la presencia de las torres eléctricas y la tubería del oleoducto de Pemex, la ubicación de los portales (Tuxpán) fue necesario disponerla en forma desfasada, mientras que hacia el sector (México) los portales de ambos túneles (izquierdo y derecho), se pudieron desarrollar en un mismo sitio.
- Los portales o boquillas, se ubicaron de tal forma que éstas fueran visibles a una distancia mínima equivalente a la de frenado de 112,96 m o de visibilidad del proyecto de 175 m.



- De acuerdo con la orientación de los túneles gemelos N11°E, se consideró que no habrá deslumbramiento a la salida o entrada, por lo que no fue necesario disponer de curvas en planta, excepto por el tramo de curva espiralizada del tramo vial a la entrada (portal México).
- En el alineamiento de los túneles Huauchinango es prácticamente recto, con lo cual se logra acortar distancias, mejorar la circulación de vehículos y reducir cantidades de obra.
- La ubicación de los portales o boquillas se dispuso en los sitios topográficos que permiten obtener un techo para poder comenzar la excavación subterránea mediante el uso de emboquilles. En su posición se analizaron las condiciones de estabilidad según las condiciones geológicas encontradas.
- Dentro de los túneles se mantuvo un trazado en planta que garantiza la distancia de visibilidad mínima (R) superior a la distancia de frenado o parada en caso de incidente, de 112,90 m.
- Los radios de curvatura de las curvas espiralizadas a la entrada fueron definidos según la velocidad de diseño y la distancia de visibilidad máxima. El radio de la curva a la entrada es mayor a 550 m (límite mínimo previsto por las normas PIARC) para mantener la seguridad.

TRAZADO EN PERFIL O ALZADO

Para el trazado en perfil se tuvieron en cuenta los siguientes criterios:

- Se cumplió con la pendiente mínima para asegurar el drenaje de agua por gravedad, la cual fue mayor a 0,4%.
- La pendiente longitudinal ascendente cumple con el requerimiento para túneles cortos menores de 400 m. Con base en eso se reduce la emisión de gases contaminantes y se evita la reducción de velocidad en los vehículos pesados.
- La pendiente descendente fue menor a la máxima permitida (6,0%) para túneles cortos (50 m-150 m).



TAMAÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal de los túneles, se definió de acuerdo con la necesidad de disponer de un espacio adecuado para permitir los siguientes aspectos:

- Ancho necesario para albergar los carriles de tráfico establecidos por la SCT para túneles unidireccionales que corresponde con dos carriles de 3,50 m de ancho cada uno.
- Ancho necesario para dejar bermas o arcenas de 1,50 m de ancho, según lo solicitado por la SCT.
- Ancho para permitir aceras y espacios debajo de éstas, para algunos servicios como son cárcamos de drenaje y otros. Los andenes fueron de 0,75 m de ancho.
- Espacio para albergar el gálibo mínimo vertical exigido por la SCT de 5,50 m sobre el punto más alto de la calzada o eje de cada túnel y un ancho de 10,50 m.
- Espacio vertical para acomodar la estructura del pavimento.
- Espacios necesarios para los sistemas de soporte, revestimiento y sistema de impermeabilización.
- Para el bombeo de la calzada en tramo recto se dejó un 2,0%. En el sector de entrada (portal México) debido al radio de la espiral del túnel izquierdo se dejó un peralte o sobreelevación máxima de 6,21% que se reduce hasta el sitio de ET. El porcentaje de peralte indicado corresponde con los radios de curvatura horizontal que son utilizados para los túneles de Huauchinango, acorde con la velocidad de diseño dentro de los túneles.
- Se dejaron espacios para sistemas de iluminación y señalización.

GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La geometría de la sección transversal de los túneles de Huauchinango se consideró en forma semicircular y/o abovedada con dos radios de curvatura buscando optimizar el volumen de excavación y el tamaño del revestimiento y soporte, como de los espacios para sistemas de iluminación, señalización y drenaje. Se buscó una sección semicircular para obtener una mejor redistribución de los esfuerzos y asegurar la estabilidad por cargas de desprendimiento. La sección de excavación adoptada se ajustó también al sistema de excavación con métodos mecánicos.



La geometría fue verificada desde el punto de vista de redistribución de esfuerzos y deformaciones, aplicando modelos bidimensionales mediante la aplicación del programa de computador con elementos finitos-Phases que se presenta más adelante.

ELEMENTOS DE SEGURIDAD GEOMÉTRICOS

Dada la longitud corta de los túneles no fue necesario disponer de galerías para evacuación o volteo de vehículos, ni nichos o islas de parqueo, como tampoco de cabinas de SOS y otros.

3.2 DISEÑO DE EXCAVACIÓN Y SECUENCIA CONSTRUCTIVA

3.2.1 ASPECTOS GENERALES

Dada la interpretación geológica y geotécnica encontrada con la exploración geotécnica realizada y luego de integrar toda la información geológica y geotécnica existente para los túneles de Huauchinango, y debido a la posición de la rasante definida con el trazado vial, se estimó que los túneles se excavarán en la mayor parte en materiales de saprolito (bóveda y algo de paredes) y roca basáltica fracturada y descompuesta (paredes y piso).

Por otro lado en la parte superior de la ladera, existen dos líneas eléctricas (torres) y una tubería de oleoducto de Pemex, que requiere dejar al menos un corredor en la parte superior sin afectación de unos 35 m de ancho. Además la cobertura máxima de material por encima de la clave de los túneles no es mayor a 30 m para el túnel derecho y de 27 m para el túnel izquierdo.

Los túneles fueron dispuestos con el trazado vial en planta-perfil para acortar al máximo su excavación en materiales de suelo y/o roca descompuesta.

La excavación de los túneles en el macizo terroso mencionado, modificará el estado tensional existente e inducirá un movimiento hacia el interior de la cavidad excavada, por lo que surge la necesidad de limitar los desplazamientos originados para impedir el deterioro del material y sus consecuencias en la ladera y estructuras vecinas (torres y tubería).

Las condiciones anteriores hacen que estos túneles se cataloguen dentro de un proceso de diseño no convencional, donde por su proximidad a la superficie del terreno natural y las restricciones para reducir deformaciones que puedan afectar la estabilidad de los cortes como de las estructuras en la parte superior (torres y tubería de Pemex), se requiera colocar un soporte rígido tan pronto como sea posible en el frente de excavación.



En este caso especial, se requiere asegurar la estabilidad del frente de excavación, garantizando que la excavación y el macizo alrededor de ésta, mantengan su integridad hasta que se complete el soporte.

Por las razones anteriores el diseño de la excavación y el soporte se enfocó bajo el concepto de lograr presiones de confinamiento en correspondencia con la resistencia del suelo movilizada bajo cierta deformación mínima controlada por el soporte. Bajo este concepto y aplicando los principios del NATM, el análisis de estabilidad del frente se logra mediante la ejecución de la excavación en fases de excavación, con una longitud de avance relativamente pequeña en cada etapa de excavación y con la colocación del soporte tan pronto como sea posible, así como con la aplicación de medidas de protección previas al avance para asegurar la estabilidad (sistema de paraguas o enfilaje).

Para analizar lo anterior, el diseño de la excavación fue realizado en una primera aproximación aplicando métodos simplificados de diseño como son métodos de equilibrio límite según Tamez. Luego se revisaron las secuencias de excavación y sostenimiento aplicando métodos analíticos como son líneas características o de reacción del terreno-soporte. Finalmente, a manera de verificación y de chequeo de la excavación y las secuencias o fases establecidas, como las medidas de sostenimiento previstas, se aplicaron métodos numéricos mediante análisis bidimensionales con la aplicación del programa de Elementos Finitos, Phases.

El proceso de diseño fue el siguiente:

- Con el método simplificado se estableció la necesidad de realizar la excavación de los túneles en etapas o fases, revisando la estabilidad del frente, la estabilidad ante eventuales desprendimientos en el techo y del frente, la estabilidad global. Estos factores dependen de las propiedades de resistencia al corte del material, datos geométricos y otros del túnel (p.e. cobertura, diámetro, longitud de avance, presión de soporte o sostenimiento aplicado). Los resultados de este análisis sí bien son aproximados permiten deducir aspectos iniciales para concebir la secuencia constructiva y las necesidades de soporte.
- El proceso de diseño luego analizó la parte central o de mayor cobertura de los túneles, aplicando métodos analíticos de curvas de convergencia o líneas características de reacción del terreno y soporte. Se reconoce que estos métodos tienen ciertas limitaciones puesto que parten de soluciones cerradas, sin embargo, su aplicabilidad fue dirigida a establecer el comportamiento del terreno bajo deformaciones. Para reducir sus limitaciones por geometría, se aplicó una sección de radio equivalente y se tuvieron en cuenta conceptos para analizar el efecto del frente según Panet (1995), Celada y otros aplicando ecuaciones experimentales que tienen en cuenta un efecto confinante definida



para una presión ficticia que disminuye a media que aumenta la distancia de la sección considerada al frente. Este método fue comparado con modelos bidimensionales con métodos numéricos como fue la aplicación del programa Phases. Con los modelos numéricos se eliminó el efecto de geometría circular y tuvo en cuenta las tensiones naturales del terreno diferentes a una condición litoestática ($K = 1,0$). Para esto se simuló la sección de mayor cobertura del túnel y se aplicó una presión radial en el perímetro que se fue reduciendo gradualmente. Con esto se pretendió simular el efecto de reacción del terreno teniendo en cuenta las definiciones del método analítico.

- Con un tercer aspecto en la verificación se utilizaron modelos numéricos con el programa Phases, utilizando varias secciones transversales al eje de los túneles. Si bien estos métodos también tienen al igual que los métodos analíticos limitaciones más aún cuando se enfrenta a un diseño de túneles relativamente superficiales, es factible analizar casos aplicando métodos bidimensionales como es el uso del programa Phases, tal como lo recomiendan los autores de dicho programa. Para esto la aplicación de un factor D de daño o efecto por redistribución de esfuerzos es viable reflejando de cierta forma la situación de proximidad a la superficie en caso de macizos rocosos. Para materiales de suelo recomienda la publicación Hoek (2005) aplicar directamente la resistencia cohesiva y friccionante mediante ensayos o cualquier otro método. Para simular el efecto tridimensional que impone la estabilidad del frente, se aplica la opción que permite al programa usando un material ablandado. El concepto que se utiliza es que el frente provee un soporte ficticio y en la medida que se avanza desde la sección de interés esa presión ficticia decrece hasta que los esfuerzos pueden ser modelados con una sección bidimensional con comportamiento a deformación plana. Lo anterior se simula con un material gradualmente ablandado dentro del túnel y observando mediante varias interacciones o cálculos el asentamiento en superficie o la convergencia de los túneles. La opción de soporte prevista es instalada cuando una cantidad de asentamiento o deformación ocurre y predefinida acorde con el avance y la experiencia. Casos similares de secciones transversales muy cerca de portales de túneles superficiales y cerca de portales fueron analizados por Hoek y Kockar (2002).



Imagen10 .Excavación en la galería izquierda



Imagen 11 .Excavación en la galería derecha



PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO

De acuerdo con los análisis definidos anteriormente, deducidos a partir de toda la información geológica y geotécnica existente, a continuación se presenta un resumen de parámetros estimados para el diseño de la excavación y soporte:

Tabla 4. Parámetros estimados para el diseño de la excavación y soporte

| Estrato | Tipo de material | γ_u (t/m ³) | ϕ | C (MPa) | E (MPa) | q_u (kg/cm ²) |
|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------|------------|------------------------|--------------------------------|
| 1 | Limo areno-arcilloso (arcilla) | 1,59 | 28° | 0,08 | 40 | 0,44 |
| 2 | Limo arenoso | 1,65 | 35° | 0,03 | 37 | 0,20 |
| 3 | Basalto y/o brecha | 2,68 | 48° | 0,18 | 8685 (1) 313 (2) | 1086 (1) 5,4 (2) |
| 4 | Limo arenoso-arcilloso | 1,65 | 28° | 0,10 | 43 | |
| 5 | Limo arenoso (saprolito) | 1,74 | 35° | 0,04 | 52 | 1,06 |
| 6 | Basalto fracturado | 2,68 | 48° | 0,18 | 8685 (1) 313 (2) | 1086 (1) 5,0 (2) |

(1) Matriz

(2) Macizo rocoso fracturado (alterado)

MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE DISEÑO

El método propuesto simplificado se basó en fallas ocurridas en la práctica de la construcción de túneles en suelos, así como de modelos de laboratorio aplicados en el análisis de estabilidad de casos frecuentes de túneles excavados en materiales de suelo en México.

El método se basa en el análisis de equilibrio límite en donde la presión de soporte necesaria para evitar el colapso del frente se estima verificando el equilibrio estático para los mecanismos de colapso posibles y admitiendo que a lo largo de las superficies de deslizamiento se moviliza en la totalidad la resistencia al corte del material de suelo.

Antes de la excavación del túnel, existe en el suelo un estado tensional de esfuerzos naturales en equilibrio, el cual se altera al realizar la excavación generando un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa que rodea el frente de excavación y la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar esos nuevos esfuerzos, se produce el colapso del frente, el cual



puede propagarse hasta superficie del terreno dando lugar a hundimientos o problemas de estabilidad.

Inicialmente se realizó el cálculo para verificar si el comportamiento de la excavación correspondía para un túnel profundo o somero y considerando la excavación a sección completa como a media sección. Con esto se verificó la estabilidad del frente para una presión de soporte en el frente igual a cero.

Si el factor de seguridad del frente indicaba factores de seguridad mayores o iguales a 1,75, se determinaba el avance máximo sin soporte. Además, el factor de seguridad general debe ser al menos de 1,75. El factor de seguridad mínimo aceptable considerado fue de 1,75 a partir de experiencias de túneles ya diseñados y construidos con esta técnica o herramienta de análisis. Cuando se cumple con ese factor, la excavación se analiza en avances más pequeños y/o con etapas de excavación más reducidas. Estos factores de seguridad se seleccionaron de esa forma puesto que el método parte de un sistema simplificado y no tiene en cuenta el soporte.

Una vez verificada la estabilidad del frente y global, se analizó la excavación para estimar el soporte y se estimaron las deformaciones y asentamientos que pueden ocurrir durante construcción.

De los resultados de esos cuadros se tienen el siguiente resumen:

| Caso | Ancho (m) | Altura (m) | Fsf | Fsc | a máx. (m) | Fsg | Pfr (t/m ²) | Observaciones |
|------|-----------|------------|------|------|------------|------|-------------------------|---------------|
| 1 | 13,60 | 8,33 | 1,44 | 1,90 | 2,15 | 1,50 | 9,07 | No cumple |
| 2 | 13,60 | 4,20 | 1,62 | 1,90 | 2,15 | 2,18 | 9,07 | Cumple |
| 3 | 4,50 | 4,20 | 2,48 | 3,30 | 1,40 | 1,97 | 5,76 | Cumple |

Fsf: Factor de seguridad del frente.

Fsg: Factor de seguridad global.

Pfr: Presión de soporte mínima en el frente (t/m²).

Fsc: Factor de seguridad por desprendimientos en el techo.

a = Avance máximo (m).

De acuerdo con los resultados de los cuadros mencionados, se concluyó que era necesario realizar la excavación de los túneles en etapas parciales preferiblemente de ancho y/o altura no mayor a 4,50 m, con avances no mayores de 1,0 m a 1,50 m. Cuando el material lo permita según observación directa en el frente de excavación, es decir que se presente roca basáltica compacta y estable sin agua y según los resultados de instrumentación así lo demuestren, puede ser factible realizar la excavación en dos fases: bóveda y destroza (hastiales).



La destroza o hastiales se realizarían en dos fases. Esta opción de excavación aplicaría debido a los valores de factores de seguridad que se obtienen los cuales son cercanos a 1,50 y debido a que tal como se demuestra más adelante, se utilizará enfilaje, lo cual ayuda a reducir cargas del terreno y por ende deformaciones en el frente. De todos modos en esta opción de excavar en dos fases se debe realizar la excavación en la sección bóveda dejando un machón central que ayudará además a reducir deformaciones del frente. Desde el punto de vista de deformaciones y asentamientos se presentan los cálculos para la excavación con sección completa y la excavación en etapas de 4,50 m de ancho por 4,20 m de altura. De acuerdo con esto, el asentamiento máximo esperado en el primer caso es del orden de 6,7 cm y en el segundo de 0,8 cm. En los resultados de este análisis no se ha tenido en cuenta el efecto de reducción que puede generar el uso de enfilaje y la utilización de un machón central mientras se coloca el soporte de la bóveda.

Teniendo en cuenta que los túneles entre el sitio de emportalamiento y la zona más alta del talud de corte se produce una cobertura relativamente baja, y donde el efecto de arqueado del material (suelo) difícilmente se puede lograr, tal como se demuestra en los resultados, se estima que en esos sectores los túneles se pueden comportar como si fueran someros. Esa condición sucede hasta lograr una cobertura del orden de unos 15 m. Lo anterior indica que los túneles tienen que ser excavados en varias etapas (al menos dos en la bóveda y dos en los hastiales) y con un soporte compuesto por marcos metálicos y concreto lanzado reforzado con fibra, soporte que debe ser colocado lo más rápidamente posible, con el objeto de reducir deformaciones y dar una mayor capacidad de sostenimiento tanto en los sectores de México como en Tuxpán.



3.2.2 MARCOS METÁLICOS

DIMENSIONAMIENTO DEL SOPORTE

Para estimar la presión de soporte que ejercen los marcos metálicos existen muchas metodologías posibles. Según Brady y Hoek se proponen soluciones que nacen de soluciones cerradas o geometrías circulares según las siguientes expresiones:

$$\text{Presión soporte} = P_{sm} = \frac{A_s \times \sigma_s}{r_i \times s} \quad \text{Rigidez} = \frac{1}{K_{sm}} = \frac{S \times r_i}{E_s \times A_s} + \frac{d}{E_c \times r_i}$$

Donde:

A_s : Área de acero (m^2).

σ_s : Esfuerzo máximo de fluencia del acero (t/m^2). Este se asume máximo de 0,66 f_y a 0,75 f_y .

Se toma 0,75 f_y cuando se utilizan otros elementos que ayudan a reducir efectos de pandeo, etc., así como el uso con enfilaje. El valor máximo de 0,75 f_y ha sido validado con varias experiencias de túneles diseñados y construidos.

La resistencia máxima a tracción de los marcos se ha adoptado de 550 000 kN/m^2 . Para los arcos tipo TH (Alpine o tipo Thoussant) se cumple con esa denominación TE-31 Mn4 5/DIN 21544. Por esto para el diseño final se adopta $f_y = 345\ 000\ kN/m^2$ (62% f_y).

S : Espaciamiento entre marcos.

d : Espesor del relleno de apoyo del marco (p.e. concreto lanzado, m).

E_c : Módulo de deformación del concreto = 21E6 kN/m^2 . Depende de la edad del concreto.

E_s : Módulo de deformación del acero = 210E6 kN/m^2 .

$$U_{sm} = \frac{P_{sm}}{K_{sm}}$$

U_{sm} : Deformación del soporte con marcos.

Existen otras metodologías para diseñar y estimar las cargas que pueden soportar los marcos metálicos como son: Proctor & White, Biron y otros. Sin embargo, como todas estas metodologías son muy aproximadas puesto que fueron concebidas para secciones sin tener en cuenta el confinamiento que produce el terreno o fueron también consideradas para secciones circulares como la de Hoek, cuando actúan cargas gravitacionales principalmente, se consideró conveniente revisar los marcos bajo otra perspectiva y modelando la estructura o pórtico mediante el programa SAP 2000.



Con esto se eliminan aproximaciones por geometría y se tiene en cuenta el efecto de confinamiento que puede producir la roca (basáltica) al apoyarse el arco sobre ésta, reduciendo momentos flectores y esfuerzos cortantes.

Inicialmente se modeló el pórtico libre de apoyo en paredes con el cual se establecieron los máximos sitios de momento negativo (es decir con posible deformación hacia la roca), con el fin de establecer los sectores que pueden llevar apoyo representado por un módulo de reacción (Ks) o resorte radial y tangencial. El efecto tangencial se tomó aplicando un módulo del 50% del módulo en sentido radial.

Acorde con los diagramas, se estableció que el momento máximo presenta un coeficiente del orden de 0,0080 a 0,012 dependiendo del modelo de análisis después de analizar varias condiciones de confinamiento y efectos de cargas. En los modelos se tuvieron en cuenta la acción pasiva o confinamiento de la roca, tipo de apoyo, y la interacción con el terreno.

En la conformación y análisis de los modelos también se tuvieron en cuenta conceptos emitidos en relación con el efecto de confinamiento a través de procesos de marcos de acero a escala y modelación numérica, como de experiencias de la Proyectista en el diseño de marcos en túneles de diámetros grandes en el sector hidroeléctrico como vial.

De acuerdo con ese tipo de análisis se pueden resumir los siguientes valores:

| Marco | | Factor de seguridad | Presión de soporte (t/m ²) (1) | Presión soporte (t/m ²) (2) | Presión soporte (t/m ²) (3) |
|-------|-----|---------------------|--|---|---|
| | 160 | 2,05 | 40,30 | 25,80 | 29,33 |
| HEB | 180 | 2,32 | 41,80 | 31,30 | 35,27 |
| TH | 29 | 1,50 | 36,10 | 15,40 | 19,88 |

(1) Marco individual. (2) Marco embebido en concreto lanzado. (3) Según formulaciones cerradas propuestas por Hoek.



Imagen 12 .Colocación de marco metálico.



Imagen 13 .Colocación de malla electrosoldada



3.2 CONCRETO LANZADO

Para establecer la presión de soporte que aporta este elemento de soporte, se analizó bajo varios puntos de vista. Uno inicial aplicando la solución que utiliza Hoek, que si bien parte de una solución cerrada o para cilindros huecos ha sido usada en muchos túneles que se acercan a una sección circular. Existen muchas experiencias que respaldan su aplicación reconociendo que son aproximadas.

Las formulaciones que establece ese autor son las siguientes:

$$P_{scmax} = \frac{1}{2} \sigma_c \left[1 - \frac{(ri-t)^2}{ri^2} \right]$$

$$K_{sc} = \frac{E_c (ri^2 - (ri-tc)^2)}{ri(1+\nu_c)((1-2\nu_c)ri^2 + (ri-tc)^2)}$$

Donde:

T: Espesor en m = 0,05 (capa inicial) y 0,15 m capa total.

ri: Radio interno de la excavación en m.

σ_c : Resistencia a la compresión uniaxial del concreto lanzado (t/m²). La resistencia aumenta gradualmente con el tiempo. $f'_c = 20$ MPa (28 días).

ν_c : Relación de Poisson del concreto asumido 0,20.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto. Aproximadamente 21 GPa (28 días). Es gradual el incremento de módulo con la edad.

$$E_c \approx 57\,000 \sqrt{f'_c} \quad [Ec. 7.6] \quad f'_c: \text{psi.} \quad E_c = \text{psi.}$$

Existen otras formulaciones para estimar la presión de soporte que ejerce el concreto como puede ser la propuesta por Rabcewicz.

$$P_{sc} = \frac{T \times \tau_{cn}}{ri(\sin \alpha \cos \alpha)}$$

Donde:

τ_{cn} : Resistencia al corte del concreto. Se adopta según la experiencia $0,2 f'_c$.

α : Ángulo de falla al esfuerzo cortante = 21° deducido de experiencia.

Us: Deformación soporte con concreto lanzado = $\frac{P_{sc}}{K_{sc}}$



Imagen 14 .Concreto lanzado en portal.

ENFILAJE O PARAGUAS

Dadas las características de los terrenos en los cuales se excavarán los túneles de Huauchinango caracterizadas por condiciones de regulares a muy pobres, así como coberturas relativamente bajas y con el fin de asegurar la estabilidad del frente de excavación y lograr un buen control de los desplazamientos, se hace necesario la utilización del sistema de paraguas y/o enfilaje como medida de soporte previo al avance. Para el diseño del sistema de enfilaje o paraguas

El sistema de enfilaje o paraguas consiste en una técnica de pre-refuerzo del terreno, instalando por delante del frente de los túneles una serie de barras o tuberías de acero, para formar una estructura rígida adecuada y estable durante el avance, hasta que se instala el soporte completo del túnel. El sistema de paraguas con micropilotes es un conjunto de perforaciones subhorizontales en cuyo interior se aloja una tubería de acero y a continuación se rellena con lechada de cemento o mortero. Las perforaciones se ejecutan alrededor de la excavación desde el frente excavado, formando una pre-bóveda resistente inicial que se encarga de sostener el terreno por encima del túnel y reduce sensiblemente las deformaciones.



En el caso de los túneles de Huauchinango, se usarán tuberías de acero que se pueden instalar con un ángulo de divergencia de 3° a 5° (con respecto a la línea horizontal), de forma troncocónica permitiendo el traslape entre paraguas consecutivos, cuya longitud se define asegurando que no se exceda una distancia de más de 3,0 m entre el paraguas y el techo del túnel.

El sistema también aplica para la construcción de emboquilles de los túneles con el fin de asegurar la estabilidad de las excavaciones.

Los micropilotes trabajan a flexión, empotrados por delante con el terreno más allá del frente de excavación y por detrás del sostenimiento construido. En el caso del emboquille se suele amarrar sus extremos exteriores con un anillo o viga de concreto hidráulico que ayuda a proporcionar el apoyo necesario del sistema de pre-refuerzo.

No existen métodos de diseño numéricos adecuados que permitan definir el sistema de paraguas debido al alto número de parámetros que intervienen como son: la deficiencia en la simulación del efecto del frente del túnel, la complejidad de aplicación de métodos numéricos tridimensionales, las dificultades de interpretar el traslape de los paraguas y su conexión con los marcos en comparación con las cargas verticales y la influencia de las características mecánicas del terreno en el frente de excavación. Por esto el diseño de estos elementos de pre-refuerzo se realizó con base en consideraciones empíricas o esquemas simplificados.

La sección requerida de la tubería se analizó considerando que ésta se comporta como una viga continua con dos o más puntos de apoyo en los marcos metálicos, embebidos en el terreno por delante del frente de excavación. En el cálculo se evaluaron dos opciones; una sin el relleno de mortero y otra con relleno. El cálculo se realiza en la fase en que se instalen los marcos metálicos cuando el vano libre es mayor.

A continuación se presenta el diseño de este sistema aplicando conceptos del autor Perla.

$$Q = p_v \times i$$

Donde:

i: Espaciamiento entre tuberías.

p_v : Carga actuante vertical sobre la tubería = 0,50 a 0,75 de la carga vertical total antes de la excavación. En algunos casos se propone la carga indicada por Terzaghi.

El esfuerzo admisible de trabajo del acero de las tuberías se toma con un factor de seguridad (FS) entre 1,1 y 1,5. La longitud de solape o traslape de los paraguas no debe ser menor a 0,2 a 0,4 veces el diámetro equivalente del túnel. Para el caso de los túneles de Huauchinango se adoptó de 3,0 m.



Se debe asegurar que exista un buen contacto entre las tuberías y los marcos metálicos. Igualmente se debe garantizar que los marcos metálicos no tengan movimiento y estén adecuadamente apoyados.

El espaciamiento entre tuberías se define de tal forma que el material del terreno no fluya entre las tuberías.

Teniendo en cuenta los conceptos anteriores, se presentan los resultados del cálculo del sistema de paraguas para los túneles de Huauchinango.

Con base en esos cálculos se considera lo siguiente:

- Tuberías de 4,0" de diámetro, calibre 40 (4,0 mm de espesor) de acero A-52, lisos. Éstos se deben rellenar con lechada o mortero. No obstante, se anticipa que en terreno deleznable, de baja cohesión, puede ser factible el uso de tubos ranurados que permitan la inyección de lechada para densificar el material alrededor del sistema de enfilaje y mejorar la estabilidad durante la excavación.
- Espaciamiento entre eje de tubos es de 0,50 m, para ser instalados en el sector de la bóveda, con inclinación de 3° a 5°.
- La longitud de los paraguas en el emboquille se estima de 20 m y del sistema de enfilaje dentro de los túneles de 12 m.

Para involucrar este sistema de sostenimiento en los métodos numéricos se establecieron las propiedades de resistencia al corte (f y c) ponderando las resistencias de los diferentes elementos que intervienen (p.e. material de suelo y/o roca, tubos y mortero) siguiendo la metodología sugerida por Hoek (2005).



Imagen 15. Ejecución del enfilaje.



Imagen 16. Vista de enfilaje



MÉTODOS ANALÍTICOS

El análisis de la excavación y soporte fue analizado aplicando métodos de curvas características de reacción del terreno y soporte. Como soporte en el terreno tipo IIIB, se consideró un sostenimiento compuesto por marcos HEB-160 o con marcos TH-29 espaciados cada 1,0 m y concreto lanzado con fibra ($e = 0,15$ m). El análisis fue realizado para la mayor cobertura de material por encima de la clave del túnel (30 m) y teniendo en cuenta los parámetros de resistencia al corte del material promedio.

De acuerdo con este tipo de análisis y teniendo en cuenta dos opciones de soporte para terreno tipo IIIB (marcos HEB o TH-29), se obtuvieron factores de seguridad de 2,07 y 1,65 respectivamente para el soporte previsto combinado de concreto lanzado y marcos metálicos. No se ha incluido en este análisis el efecto benéfico del enfilaje.

Los resultados indican que las deformaciones esperadas en la periferia de la excavación y en la bóveda pueden ser del orden de 4,80 cm para el sistema con marcos TH-29 y concreto lanzado de 0,15 m de espesor.

Teniendo en cuenta los resultados tanto por métodos simplificados como analíticos, se adoptó colocar marcos TH-29, espaciados cada 1,0 m en los sectores a la entrada (México) y salida (Tuxpán) de los túneles, como a todo lo largo de los túneles, considerando que éstos deben quedar completamente embebidos dentro del concreto lanzado. La capa de concreto lanzado se aplicó con un espesor no menor de 0,15 m con fibra metálica tipo RC-65/35-BN de Dramix o similar.

Hacia los portales y debido a la pérdida del efecto tridimensional como del tipo de material que se encuentre y del comportamiento que se registre durante excavación, podría requerirse una reducción de espaciamiento entre marcos o el incremento del espesor de concreto lanzado para aumentar la capacidad de soporte en esos sitios si así se requiere.



DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN Y SOPORTE APLICANDO MÉTODOS NUMÉRICOS

Aspectos generales

Este método se utilizó para simular el proceso constructivo y la eficiencia del sistema de sostenimiento especificado, mediante la utilización de paraguas y enfilaje, marcos metálicos TH-29 espaciados cada 1,0 m y concreto reforzado con fibra ($e = 0,15$ m).

Para aplicación del método se prepararon cinco secciones transversales a lo largo del alineamiento de los túneles que se consideraron por la Proyectista como representativas de las condiciones más críticas tanto en la zona de los portales (México y Tuxpan) como en el sector de mayor cobertura.

Con las secciones escogidas se modeló además las secciones reales topográficas, las excavaciones en corte abierto y las condiciones litoestratigráficas interpretadas con la exploración geotécnica. El programa de computador utilizado fue el Phases .

Las secciones de análisis consistieron en lo siguiente:

- Sección 1-1, ubicada cerca del sitio de emportalamiento del túnel izquierdo y derecho sector México. K740+483 (túnel derecho).
- Sección 3-3, ubicada un poco más aguas abajo del sitio de portal México y donde se obtenía una altura media del corte del talud. K740+505 (túnel derecho).
- Sección 4-4, corresponde con la sección de mayor cobertura, es decir cerca del sitio donde se encuentran las torres. K740+530 (túnel derecho).
- Sección 5-5, corresponde con una sección donde se encuentra el emportalamiento del túnel derecho en el sector Tuxpan. K740+586 (túnel derecho).
- Sección 6-6, ubicada en el sitio de emportalamiento del túnel izquierdo en el sector Tuxpan. K740+572 (túnel derecho).

Los análisis fueron ejecutados para la excavación con dos fases en la bóveda y dos en la destroza (hastiales) equivalente al caso 1. Igualmente se analizó un caso 2 con la excavación de la bóveda en una sola fase, y destroza en dos fases.



Consideraciones para los análisis

Para propósitos de realizar este análisis se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- La metodología según Hoek, así como experiencias de la Proyectista en casos similares en varios proyectos en el área andina, reconociendo que sí bien los análisis bidimensionales con Phases son aproximados pueden encontrarse soluciones para aproximarse a los resultados de los análisis tridimensionales.
- Para conformar el modelo se aplicaron todas las capas identificadas aplicando como criterio de resistencia el de Mohr-Coulomb, por prevalecer materiales de suelo, y según los parámetros presentados en la tabla 5 cada una de las mallas de análisis y que se resumen a continuación:

Tabla 5. Parámetros para análisis

| Estrato | γ_u (kN/m ³) | ϕ | C (MPa) | E (MPa) | σ_c (MPa) | mb | a | s |
|---------|------------------------------------|--------|------------|------------|---------------------|------|------|--------|
| 1 | 15,90 | 28 | 0,08 | 40 | 0,40 | | | |
| 2 | 16,50 | 35 | 0,03 | 37 | 0,60 | | | |
| 3 | 26,80 | 48 (1) | 0,19 | 313 | 5,40 (2) | 0,76 | 0,54 | 0,0001 |
| 4 | 16,50 | 28 | 0,10 | 43 | 0,60 | | | |
| 5 | 17,40 | 35 | 0,04 | 52 | 1,06 | | | |
| 6 | 26,80 | 48 (1) | 0,19 | 313 | 5,4 (2) | 0,76 | 0,54 | 0,0001 |

(1) Revisado acorde con la gráfica $t-S_n$ y con base en valores típicos de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Fermer (1968), Jiménez (1975), presentados y resumidos por González de Vallejo.

(2) Resistencia de la masa rocosa fracturada.

- Para establecer parámetros de ablandamiento del material para simular el efecto tridimensional, se aplicaron conceptos de Panet.
- Como datos del soporte se utilizaron los presentados en la tabla 6.



Tabla 6. Propiedades elementos de soporte

| Concreto lanzado | | Marcos metálicos | | Enfilaje | |
|---|-------------|--|-------|--------------------|-------|
| Esesor (m) | 0,15 (1) | Tipo: | TH-29 | Tipo | Tubos |
| Resistencia a los 28 días (MPa) | 20,0 (2) | Área (cm ²) | 37 | Diámetro (mm) | 102 |
| Módulo de deformación (GPa) a los 28 días | 21,0 (2) | Inercia en X (cm ⁴) | 616 | Calibre | 40 |
| Peso unitario (kN/m ²) | 24,0 | Módulo sección (cm ³) en X | 94 | Fy (GPa) | |
| | | Peso (kg/m) | 29 | Espaciamiento (cm) | 0,40 |
| | | F'y (MPa) | 550 | Mortero f'c (MPa) | 20 |

1) Aplicado en dos capas; una inicial de 0,05 m y una final de 0,10 m. en zona de marco el esesor alcanza 0,20 m-0,15 m.

(2) La resistencia y módulo incrementan con la edad. A un día es del 40% de f'c y a 3 días del 60% de f'c y a una semana 77% de f'c.

En las verificaciones aplicando modelos numéricos no se realizó análisis variando la resistencia del concreto lanzado con la edad debido a lo siguiente: 1) los marcos colocados cerca del frente se encargarán de tomar la mayor parte de la carga que en ese sitio impone el macizo, además puede existir una reducción de la carga por efectos de confinamiento del frente; 2) parte de la carga vertical es también asimilada por el sistema de enfilaje por lo que indican que puede haber reducciones de un 25% o más, y porque al cabo de un tiempo (p.e. una semana el frente ha avanzado supuestamente 7,0 m, por lo que tiene cerca del 80% de f'c). Por esas razones y dada la experiencia práctica no se consideró conveniente simular el efecto de incremento de resistencia gradual del concreto lanzado con estos métodos.

3.2.4 RESULTADOS

Con base en los estudios realizados se presenta el siguiente resumen:

- Se presentarán deformaciones totales mayores en el túnel derecho que en el izquierdo.
- Las deformaciones más altas en cada túnel se esperan hacia la bóveda de éstos.
- Las menores deformaciones totales se registrarán en el piso.
- En la medida en que progresen las fases de excavación en cada túnel y entre túneles, se irán incrementando las deformaciones en el techo, paredes o hastiales y en el piso respectivamente.
- En algunos casos se observa influencia de las excavaciones de los túneles en el incremento de deformaciones en la base de los taludes de corte en los portales.



- Las mayores deformaciones se esperan para la sección de mayor cobertura vertical (sección 4-4), pudiendo alcanzar valores del orden de 5,25 cm en el techo (caso 1). El factor de seguridad del pilar central entre túneles, se estima que varía entre 2,0 y 3,9 para las diferentes secciones de análisis, considerándose razonable.
- Se observan mayores deformaciones totales para el caso 2, con excavación en bóveda y destroza (dos fases) que en el caso 1 en etapas más pequeñas.
- El sistema de enfilaje ayuda a reducir las deformaciones y presiones en el frente.
- Al realizar la excavación en fases, se logra controlar y reducir deformaciones.

Teniendo en cuenta los resultados de los análisis con métodos simplificados, analíticos y numéricos, se concluyen los siguientes aspectos principales:

- La excavación de los túneles se debe hacer en fases, preferiblemente en no menos de dos y con avances relativamente cortos de 1,0 m.
- Se debe mantener una distancia prudencial entre los diferentes frentes de avance en la bóveda y destroza. Se estima que ésta puede ser del orden de 18 m.
- Previo al avance de las fases en la bóveda, se debe instalar el sistema de enfilaje para reducir deformaciones y desprendimientos.
- El soporte debe estar compuesto por: marcos metálicos TH-29 espaciados cada 1,0 m y concreto lanzado (0,15 m) reforzado con fibra (30 kg/m³, tipo RC-65/35-BN Dramix o similar), lo cual se debe colocar lo más pronto posible.
- Cuando se excave con la sección bóveda (completa) y destroza, se debe dejar un machón central de material para sostenimiento natural del frontón mientras se coloca el soporte perimetral en la bóveda, con el fin de reducir deformaciones del frente.
- Hacia los portales, se debe realizar la excavación en corte abierto en etapas, colocando los tratamientos y protecciones que más adelante se especifican. Para el sitio de emportalamiento se debe construir un sistema de enfilaje o paraguas, con una viga de apoyo perimetral.
- La excavación de los túneles y portales debe ser monitoreada continua y permanentemente con la instrumentación geotécnica prevista más adelante. Debe hacerse un análisis continuo de ésta y se deben preparar reportes con el avance y los procedimientos constructivos adoptados en campo. Igualmente debe analizarse a la luz del comportamiento climático de la zona.



DEFINICIÓN DE TIPOS DE TERRENO Y SOPORTE

Consideraciones

Los túneles fueron sectorizados según la litología, la cobertura de roca o material por encima de la excavación, la calidad o fracturamiento del macizo rocoso inferida de los registros de perforación como de los reconocimientos en superficie y revisión de los perfiles geofísicos y geoelectrónicos.

Los criterios que se tuvieron en cuenta para efectuar la zonificación de los túneles fueron los siguientes:

- En función de la cobertura de material que será atravesada, con lo cual se definieron sectores de comportamiento a lo largo de la excavación subterránea.
- En función de los tipos de material que puedan ser encontrados (saprolito) y roca descompuesta basáltica, con lo cual se establecen igualmente diferentes zonas de comportamiento del macizo.
- Posteriormente, en el proceso de caracterización geomecánica y de zonificación se tuvieron en cuenta aspectos hidrogeológicos (condiciones de agua subterránea esperadas), las cuales dependen del grado de fracturamiento o calidad del macizo, la cobertura, las condiciones de permeabilidad primaria y secundaria del macizo y de la posición del nivel freático inferido.
- Adicionalmente, se analizó el efecto de la redistribución de los esfuerzos teniendo en cuenta la relación que existe entre el esfuerzo principal mayor (esfuerzo tangencial) y la resistencia del material aplicando los conceptos de Hoek .
- Con base en lo anterior se definió el comportamiento de los sectores como: muy favorable, favorable, regular, malo o pésimo.

Analizando los aspectos anteriores y los posibles mecanismos de falla para los túneles de Huauchinango, se estableció que el comportamiento del terreno a todo lo largo de ellos puede ser de regular a malo.



Definición del tipo de terreno y su soporte

Con el fin de poder establecer el estimativo de tipo terreno que puede ser encontrado durante la excavación subterránea de los túneles, se sectorizó la excavación según el tipo de material y su comportamiento.

El tipo de terreno significa un grupo de comportamiento del terreno específico que será encontrado durante la excavación y se define desde el punto de vista geológico y geotécnico, como de la secuencia de excavación y su soporte. En la definición del terreno se indica la descripción del terreno, el comportamiento que éste experimentará bajo las condiciones prescritas del sistema de excavación y soporte, la influencia del agua de infiltración en el comportamiento y la descripción de la secuencia de excavación y soporte.

En la sectorización se asocian las condiciones geotécnicas del material con el tipo de terreno que se espera encontrar. En principio y de acuerdo con los análisis ejecutados, la información existente y siguiendo el método constructivo con excavación mecánica para el sector por el lado México como con rompedora o pica mecánica para el sector Tuxpán, se ha definido para excavación de los túneles de Huauchinango, un tipo de terreno denominado IIIB. La descripción de este terreno corresponde con la siguiente:

Terreno tipo IIIB

El terreno Tipo IIIB, se relaciona con material de suelo o roca muy fracturada, alterada, de resistencia baja, con características de baja cohesión y muy bajo tiempo de auto-soporte, en especial cerca de los portales, que requieren énfasis de un soporte inmediato. En este tipo de terreno el material se puede desprender en el frente por lo que se deberá dar énfasis al soporte en el techo en forma inmediata al avance. Las infiltraciones de agua si bien pueden ser de magnitud moderada o baja, pueden aumentar apreciablemente los desprendimientos y se deben controlar inmediatamente.

En este tipo de terreno los túneles pueden ser excavados en dos o más fases. El avance por ciclo no podrá ser mayor de 1,0 m aclarándose que éste es un avance máximo, pudiéndose encontrar sectores donde el avance por ciclo necesariamente puede ser menor. La secuencia de soporte comprende la aplicación de una primera capa de sellado de concreto lanzado, de no más de 5,0 cm reforzado con fibra. Luego se debe proceder a colocar los marcos de acero estructural, tipo TH-29 espaciados cada 1,0 m y posteriormente la colocación de una segunda capa de concreto lanzado, hasta completar 0,15 m cubriendo completamente los marcos. El uso de las fases de excavación en bóveda completa y destroza (dos fases) o la bóveda en dos fases y la destroza (dos fases).

Para la sección de excavación con bóveda completa y destroza (dos fases) se dejó un machón de material como parte de sostenimiento natural mientras se coloca el soporte perimetral.



Para controlar y reducir desprendimientos y empujes dadas las características del material, se aplica el uso de sombrillas o paraguas (enfilaje), compuestos por tubos metálicos dirigidos hacia adelante del frente de excavación con bajo ángulo de inclinación (3° y 5°) y apoyados sobre los marcos o cerchas metálicas en la periferia de la bóveda. Éstos deberán estar apoyados sobre los marcos metálicos previos al avance para controlar y reducir deformaciones y/o desprendimientos en el frente. Este enfilaje consiste en tubos de 4,0" de diámetro, (calibre 40), de 12 m de longitud, espaciados transversalmente en la sección cada 0,50 m entre eje de tubos, inclinados de 3° a 5° con la horizontal y formando traslapes de 3,0 m.

Hacia los portales es necesario construir los paraguas con una mayor longitud estimada de 20 m y apoyados sobre un muro en concreto hidráulico, como sobre los marcos metálicos. En esta zona y dependiendo del comportamiento experimentado con la instrumentación geotécnica en superficie como en subterráneo, podrá ser necesario reducir el espaciamiento entre marcos.

Como se mencionó la excavación de los túneles se deberá llevar en fases (bóveda) y el banqueo o la destroza. La distancia entre frentes de un mismo túnel no deberá ser menor a 6,0 m. Igualmente la distancia entre frentes de los dos túneles deberá ser no menor de 18 m

3.3 DISEÑO DE REVESTIMIENTO

El objetivo del revestimiento en concreto hidráulico de los túneles viales fue el de asegurar el confort y la seguridad durante operación, mejorando las condiciones para: iluminación, ventilación, visibilidad y evitar superficies húmedas sobre la calzada. Los túneles fueron previstos con un revestimiento en concreto hidráulico de ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y tamaño máximo del agregado de 16 mm), en toda su longitud.

ASPECTOS GENERALES

El diseño del revestimiento hidráulico en términos generales ha tenido en cuenta los siguientes aspectos:

- Consideraciones para garantizar una vida útil, condiciones de seguridad, tolerancias dimensionales, reducción de costos de operación y mantenimiento y calidad de la superficie final de los túneles.
- Criterios relacionados con aseguramiento de la estabilidad de la obra subterránea.
- Una vida de servicio del túnel que se especifica tan larga como sea posible.



CONSIDERACIONES PARA DISEÑO

Para el diseño del revestimiento en concreto hidráulico se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- El material que se excavará será estabilizado con el soporte evitando al máximo las deformaciones. El soporte previsto tendrá un FS (factor de seguridad) mayor o igual a 1,50. Por esa razón el revestimiento no recibirá cargas del terreno. En ese caso actuará el peso propio del anillo de concreto hidráulico de revestimiento.
- Eventualmente puede ser posible que se presenten algunas infiltraciones de agua durante la construcción de los túneles. Por esa razón se tuvo en cuenta la posibilidad de tener carga externa aplicada detrás del revestimiento y especialmente por la instalación de una membrana impermeabilizante. Para el análisis del revestimiento en concreto hidráulico por presión externa generada por un eventual levantamiento de nivel freático, se asumió como carga de agua la equivalente a la altura total del túnel, de tal forma que ésta se pudiera acumular detrás del revestimiento (al colocarse la geomembrana impermeabilizante).
- El criterio para establecer la presión de agua externa aplicada detrás del revestimiento nace de experiencias de diseño de revestimiento en concreto hidráulico de la Proyectista de túneles en el sector hidroeléctrico operando satisfactoriamente, donde se puede asumir cuando existe drenaje tomar una carga equivalente al 30% de la cabeza hidroestática máxima. Como el nivel freático se ha estimado hacia el sector del estrato superior de basalto, esto equivale a tener una altura máxima del orden de 28 m desde el piso de los túneles, por lo que al aplicar el 30% corresponde con una altura de 8,40 m, que es equivalente a una columna de agua ubicada como máximo al nivel superior de la bóveda de los túneles. Esta hipótesis se considera que puede ser conservadora puesto que esa presión de agua puede ser mucho más baja por el sistema de drenaje previsto.
- Para reducir espesores del revestimiento en concreto hidráulico, se adoptaron criterios de flexibilidad y compresibilidad. Igualmente para reducir efectos de presiones externas por agua aplicada detrás del revestimiento y del sistema con membrana impermeabilizante, se diseñó un sistema elaborado de drenajes perimetrales (para los sectores más húmedos de los túneles), y un geotextil en la interfase entre el revestimiento, el soporte y una geomembrana. Esos sistemas se encargarán de llevar las aguas a los sistemas de recolección y drenaje de la parte baja de la sección y dirigida mediante tuberías hacia los



cárcamos de evacuación. De esa forma se disipa y reducen las presiones de agua aplicadas externamente al revestimiento en concreto hidráulico.

- El revestimiento en concreto se diseñó por cargas externas considerando la presión de agua equivalente a una columna de agua ubicada hasta la bóveda de los túneles y el peso propio del anillo de concreto.
- Aunque el revestimiento (e mínimo = 0,30 m) no recibirá cargas del terreno y dado que por su peso propio como por acción de carga hidráulica externa presenta factores de seguridad relativamente holgados, tal como se presenta más adelante, se aclara que éste podría tomar algo de empuje remanente del terreno en caso de que ocurriera un evento no contemplado con el diseño. Se aclara que este análisis se hizo sólo a manera de verificación, considerando que el revestimiento podría llegar hasta su máxima capacidad de trabajo.
- Con el diseño del revestimiento (e mínimo = 0,30 m), se buscó que el valor del coeficiente de flexibilidad fuera superior a 20. De esta forma el revestimiento en concreto hidráulico permite absorber cargas desbalanceadas o sísmicas, reduciendo el efecto de momentos flectores y esfuerzos cortantes sobre la sección.

Desde el punto de vista sísmico se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones deducidas de experiencias precedentes:

- Los túneles de Huauchinango no interceptan zonas de falla activas, por lo que no se consideran susceptibles a daño ante ese evento.
- En los túneles no hay cambios abruptos de forma del túnel o de materiales, por lo que también los hace menos susceptibles al daño sísmico.
- Las aceleraciones sísmicas máximas esperadas para la zona son inferiores a 0,50 g.

El revestimiento fue analizado con el método de reacciones hiperestáticas aplicando el programa de elementos finitos SAP 2000. Para modelar la interacción suelo-estructura, en el método con SAP 2000 se aplicaron resortes, los cuales fueron evaluados con el módulo de balasto o reacción del terreno (k) a partir de las expresiones de Oreste.

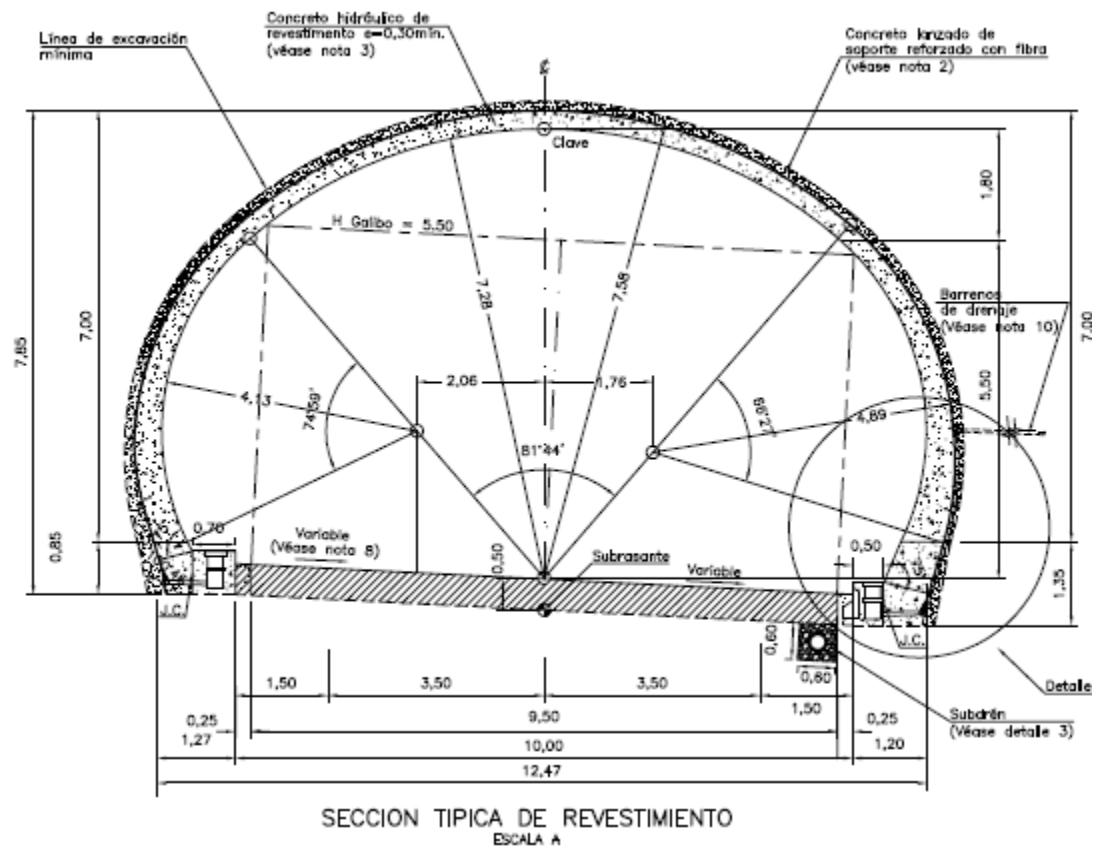


Imagen 17. Sección típica de revestimiento

ANÁLISIS Y RESULTADOS

Coefficientes de flexibilidad y compresibilidad

El módulo de deformación del macizo se varió entre 50 MPa y 1000 MPa. El espesor de revestimiento se varió entre 0,20 m y 0,50 m. De acuerdo con los resultados de este análisis se concluye que el revestimiento en concreto hidráulico con espesor mínimo de 0,30 m, presenta un coeficiente de flexibilidad mayor a 49 y de compresibilidad menor de 1,0, lo cual puede ser apto para resistir cargas desequilibradas, como para resistir eventos sísmicos.



ANÁLISIS DEL REVESTIMIENTO APLICANDO EL PROGRAMA SAP 2000

El cálculo se hizo tanto modelando apoyos rígidos como flexibles haciendo sensibilidad del modelo de deformación del macizo. El anillo de concreto se asume que se recuesta en las paredes, por lo que ese efecto ayuda a confinar el anillo de revestimiento. De acuerdo con los valores de momento, esfuerzo cortante y axial máximos que resulten en la sección de análisis, se considera que el revestimiento en concreto con espesor mínimo de 0,30 m ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$) en la bóveda y de 0,70 m en paredes presenta factores de seguridad holgados superiores a 1,50.

Dado que el análisis del revestimiento tanto por peso propio, como por carga hidroestática aplicada en las paredes presenta factores de seguridad holgados, se realizó además el cálculo de una carga remanente del terreno eventual que podría soportar el anillo de concreto ($e = 0,30 \text{ m}$ y $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$).

El diseño de la zapata de apoyo del revestimiento en concreto se realizó aplicando la formulación de Vesic. la zapata del revestimiento con un ancho de 0,70 m es adecuada con un factor de seguridad de 4,0 y un asentamiento máximo de 0,22 cm.

3.4 DISEÑO DEL PAVIMENTO

Para el diseño de pavimentos se siguieron los criterios de diseño y se aplicó el método de Portland Cement Association (PCA 84) para pavimentos rígidos. El pavimento rígido dentro de los túneles de Huauchinango se escogió por los siguientes aspectos principales:

- Por ser de color claro lo cual mejora la iluminación dando mayor seguridad.
- Por una mayor duración y menor mantenimiento.
- Por ser más seguros ante un eventual incendio.



DISEÑO

Para la determinación del espesor del pavimento en los túneles de Huauchinango, se aplicó la metodología de la Portland Cement Association.

Los parámetros de diseño que se consideraron fueron los siguientes:

Período de diseño

La estructura del pavimento rígido diseñada deberá soportar la aplicación de cargas repetidas de tránsito para un período de 30 años.

Tránsito

Las cargas de tránsito se determinaron con base en el informe "Estimación de aforos e ingresos para la Carretera Nuevo Necaxa-Tihuatlán", tomando como base el tramo descrito como Nuevo Necaxa-Xicotepec, obteniendo el espectro de carga por peso y tipo de eje.

Soporte de la estructura

La estructura de pavimento se apoyará sobre roca basáltica fracturada, a la cual se le estimó un módulo de deformación del macizo del orden de 313 MPa. Sobre ésta se colocará una capa de material granular drenante, y encima de ésta se compactará una capa de 15 cm de base granular. Para estimar el módulo de reacción (K), sobre el cual se apoyará la losa, se consideraron únicamente las características mecánicas de la base granular, teniendo en cuenta que el macizo rocoso presenta un módulo de deformación mayor que el de la base granular.

Por esa razón, se estableció para este material un CBR de 80%, y se aplicó la siguiente expresión obtenida de la metodología de la PCA.

$$K(\text{MPa/m}) = 13428\text{CBR}^{0.5825}$$

Donde:

K: Modulo de reacción (MPa/m)
CBR: California Bearing Ratio (%)
Encontrado que K=172 MPa/m.



Módulo de rotura del concreto (MR)

Para el diseño de la estructura del proyecto, se determinó un valor de resistencia a la flexión del concreto de $MR = 4,3 \text{ MPa}$.

Tipo de juntas

La estructura corresponde con un pavimento de concreto simple, con varillas de transferencia de carga. Debido a la geometría y al sistema de canalización del flujo vehicular no es posible considerar efecto berma, por lo cual los diseños se realizaron sin ese efecto.

Relación de esbeltez

Acogiendo las recomendaciones de la PCA, las dimensiones de las losas se establecieron de $5,0 \text{ m} \times 5,0 \text{ m}$, dimensiones con las cuales se cumplen los siguientes criterios:

- La relación de esbeltez debe estar entre 0,7 y 1,4 por lo que la relación de esbeltez diseñada es de 1,0.
- La longitud máxima es de 25 veces el espesor de la losa, que en este caso sería de 6,50 m, para un espesor de 0,26 m.

3.5 IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE

ASPECTOS GENERALES

La tendencia actual en túneles es la de poner un drenaje en contacto con el terreno o geotextil drenante y por otra parte aplicar un tipo de impermeabilización en la cara estrados de la estructura de revestimiento como puede ser una geomembrana.

Con la aplicación de ese sistema combinado, se puede lograr una reducción de presiones de agua (hidroestáticas) aplicadas detrás del revestimiento y por ende reducir el espesor de este revestimiento.

El sistema de impermeabilización previsto para los túneles de Huauchinango se compone de un geotextil cuya función será en parte proteger la membrana impermeabilizante de las irregularidades y asperezas del sostenimiento, y por otra parte evacuar el agua que pueda filtrarse a través del sostenimiento en concreto lanzado.



El geotextil debe ser no tejido, generalmente de propileno, no regenerado para asegurar una durabilidad alta, de una densidad de 500 gr/m². No se recomienda usar poliéster por su poca resistencia a los álcalis. Este geotextil se elige por sus características de permeabilidad y resistencia mecánica.

La lámina o membrana de impermeabilización puede ser de PVC tipo Sikaplan 20TR o similar, debido a que éstas son de mayor flexibilidad para adaptarlas a la superficie irregular de la excavación y por su facilidad para fijarla y realizar soldaduras.

Esta membrana debe ser resistente al punzonamiento, como el envejecimiento, el fuego (autoextinguible), el ataque de microorganismos y al agua agresiva (a soluciones alcalinas y ácidas) que pueda provenir del terreno.

El espesor debe ser no menor de 2,0 mm y la soldadura se debe realizar térmicamente con solape (traslape) de 10 cm como mínimo, densidad 240 gr/m², dureza Shore 81-82, alargamiento (317% longitudinal y 365% transversal).

El otro componente del sistema de impermeabilización y drenaje lo constituyen los drenes laterales. Éstos se encargarán de recoger el agua interceptada por el sistema de impermeabilización. Los drenes laterales se han previsto con tuberías ranuradas de PVC de diámetro 4,0", con interceptores espaciados cada 10 m que conectan con los cárcamos laterales en concreto para evacuación del agua de infiltración.

Estos drenes laterales se deben instalar sólo poco antes de colocar el sistema de impermeabilización y se debe construir lo antes posible el revestimiento en concreto hidráulico que los protegerá. Detalles del sistema de impermeabilización y drenaje se muestra en el Plano Desde el punto de vista práctico el trazado de los túneles fueron previstos con una pendiente longitudinal que es superior al 0,2%-0,4%, siendo favorable para que el agua drene por gravedad en los recintos o colectores laterales ubicados en el piso.

Por otra parte los túneles fueron previstos con un sistema de drenaje integral para recogida y evacuación de todas las aguas que puedan llegar a los túneles tanto las del exterior (provenientes del macizo) como las del interior (por derrame de líquidos de vehículos).

Para recoger y evacuar las aguas de infiltración se han previsto cárcamos laterales en concreto. Estos cárcamos conducen las aguas al exterior, las cuales deben ser vertidas en los sistemas de drenaje exteriores. La capacidad máxima de drenaje de estos cárcamos laterales, según el cálculo, la capacidad de drenaje máxima de éstos será de 110,0 l/s en total.

Para las aguas servidas se ha previsto otro cárcamo en concreto, según el cálculo que se presenta, la capacidad de evacuación de aguas residuales (contaminadas) de la calzada es de 42,1 l/s.

La capacidad de descarga de los drenes laterales, según el cálculo, la capacidad de los drenes laterales es de 25,6 l/s.



El cálculo del subdren inferior debajo de la calzada. Según el cálculo para este subdren, su capacidad máxima será de 63,4 l/s.

ESTIMATIVO DE AGUAS DE INFILTRACIÓN

Para el estimativo de caudales de infiltración que se pudieran presentar en los túneles de Huauchinango, se efectuó el cálculo mediante un método analítico considerando flujo transitorio. Para esto se utilizó la ecuación empírica según el método de Goodman.

Para el cálculo se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$Q(t) = \left(\frac{8CKH^3S}{3t} \right)^{1/2}$$

Donde:

- Q: Caudal de infiltración por unidad de longitud de túnel y en función del tiempo.
- C: Constante = 0,5.
- H: Columna de agua por encima de la clave del túnel.
- S: Coeficiente de almacenamiento.
- t: Tiempo.

Para el análisis se escogió el túnel derecho, puesto que éste podría ser excavado más rápidamente que el izquierdo y además corresponde con el de mayor cobertura. El túnel fue discretizado en subtramos y se realizó el cálculo de infiltración para cada tramo. La discretización se hizo en tramos de 5,0 m de longitud. El avance de la excavación se estimó en 1,0 m/día de acuerdo con el tipo de terreno estimado. Los parámetros hidrogeológicos (K y S) fueron estimados a partir del tipo de material suelo limo-arenoso (ML) definido con las perforaciones.

El nivel o columna de agua por encima del túnel fue estimado considerando que el nivel freático se puede encontrar hacia el contacto del nivel o estrato de arcilla y el nivel limo arenoso (nivel IC) inferior, antes de presentarse la roca basáltica.

El caudal estimado es de cerca de 1,0 l/s. Para el túnel izquierdo, se considera que el caudal será inferior a éste y se estima que no será mayor de un 50% del caudal del túnel derecho.

Teniendo en cuenta lo anterior, los sistemas de drenaje y subdrenaje considerados para los túneles son suficientemente holgados en sus capacidades de drenaje, lo cual cubre cualquier eventualidad que pueda ocurrir durante construcción u operación.



INSTRUMENTACIÓN

Como parte integral del proceso de excavación de los túneles de Huauchinango, se consideró necesario que durante el proceso de excavación se debe llevar un control permanente de las deformaciones que experimentará el macizo durante excavación, por lo que se requiere disponer de instrumentación que permita verificar la estabilidad y la bondad del proceso constructivo y del soporte colocado. Con análisis periódicos continuos de los resultados de instrumentación durante la construcción de los túneles, se pueden realizar los ajustes a la secuencia de excavación y a la colocación del soporte.

La instrumentación geotécnica no solo se ha enfocado a monitorear el comportamiento dentro de los túneles, sino también en la zona de portales.

Como parámetros de medición que se deben controlar se estableció que se deben medir convergencias (deformaciones radiales) y en superficie desplazamientos (movimientos) del terreno, así como eventuales variaciones de presiones piezométricas.

Para el caso de los túneles de Huauchinango, la instrumentación que se ha previsto consta de lo siguiente:

- Estaciones de medida de convergencia (deformaciones de la periferia de la excavación) mediante la aplicación de estación total tipo Leica o similar y placas de reflexión de rayos láser dispuestos en varios puntos a lo largo de la periferia de las excavaciones. Las estaciones se deben ubicar cada 5,0 m a lo largo de los túneles dadas las condiciones geológicas esperadas y la necesidad de disponer de mediciones detalladas a lo largo de los túneles. Así mismo, se ha previsto el control topográfico en zonas horarias 12 y 2 y 10 respectivamente.
- En su defecto y/o como complemento del sistema de instrumentación anterior, se puede utilizar extensómetros de cinta y argollas ubicadas en los mismos sitios previstos en el plano.

Para la excavación de los portales se ha dispuesto colocar mojones de control de movimientos verticales como horizontales y rastras de superficie para medir asentamientos, a lo largo de varios sitios localizados estratégicamente en la excavación de ambos portales (México y Tuxpan). El control de movimientos se efectuará con estación total tipo Leica o similar.



Adicionalmente y con el fin de prever eventuales movimientos de la zona alta del talud frontal en cada portal (México y Tuxpan), se ha previsto la instalación de al menos dos inclinómetros ubicados a lado y lado de los túneles en cada sitio.

Con la instrumentación anterior se llevó un control estricto y permanente de deformaciones en superficie y en subterráneo, para controlar la estabilidad de los portales y la integridad de los túneles, como de las torres eléctricas y la tubería de oleoducto existentes en la parte alta de la ladera.

Como complemento a los controles anteriores, se ha previsto instalar un piezómetro tipo Casagrande o similar en cada portal con la medida de al menos tres sitios y ubicado hacia la parte media entre túneles y sobre el talud frontal para revisar el comportamiento de niveles freáticos en la zona de portales.

La frecuencia de lectura de los instrumentos se ha establecido de la siguiente forma:

- Para la instrumentación en superficie se puede realizar iniciando las excavaciones dos lecturas por semana y dependiendo del comportamiento observado a una vez por semana.
- Medidas de convergencia dentro del túnel e iniciando la excavación hacia la zona de portales, al menos diariamente durante los primeros 15 días. Dependiendo del comportamiento observado y los valores obtenidos de tasas de deformación diaria esa frecuencia se podrá ir variando hasta tener una o dos lecturas semanales.



3.6 ANÁLISIS DE LOS TALUDES LATERALES, SU ESTABILIDAD Y SOPORTE

CONDICIONES GENERALES

Para el análisis de estabilidad de taludes de los portales de entrada y salida de los túneles Huauchinango, se efectuaron investigaciones de campo consistentes en perforaciones exploratorias y líneas de refracción sísmica, con el objeto de definir la estratigrafía y las condiciones geológicas y geotécnicas. Los trabajos consistieron en la identificación y caracterización del material de suelo y roca.

Dadas las condiciones de los materiales de suelo y roca descompuesta y según las recomendaciones del estudio, los análisis de estabilidad realizados se basaron en la condición de equilibrio límite, para lo cual se aplicó el programa Slope/W de GeoStudio, utilizando el método de Spencer que satisface todas las condiciones de equilibrio y aplica para cualquier superficie de deslizamiento.

Condiciones geológicas

En el sector donde se ubican los túneles de Huauchinango, se presentarán depósitos volcánicos (Qb), conformados por materiales de un espesor importante de alteración meteórica, propiciada por las condiciones climáticas que predominan en toda esta región. Estos depósitos son de edad reciente y están constituidos por capas o pseudo-estratos intercalados de brechas volcánicas, tobas y derrames de lava, todos de composición basáltica. Estos materiales presentan características de suelo residual.

Las brechas y tobas presentan diversos grados de compacidad y alteración, mientras que el basalto tiene un fracturamiento alto. Debido a lo anterior existe una gran variabilidad de permeabilidad en el subsuelo. Los depósitos volcánicos tipo brechas y/o tobas en condición sana o alterada, son susceptibles a la erosión fácilmente, cuando están expuestos en los cortes nuevos para la carretera o para los portales.

Mecanismos de falla

De acuerdo con las características de los materiales encontrados y en los cuales se construirán los taludes de corte para los portales (México y Tuxpán), el mecanismo de falla que puede ocurrir es de tipo circular o parabólica, teniendo en cuenta como límite una superficie de falla en el contacto del material sobre estratos más duros. Se analizaron diferentes superficies potenciales de falla, identificando como crítica la que se presenta con el menor factor de seguridad, aplicando el programa GeoSlopeW.



Nivel freático

Se consideró la presencia de agua freática debido a la variabilidad de permeabilidad del suelo asumiendo un nivel freático muy cerca del contacto entre el material de saprolito y la roca descompuesta (nivel IIA) aún cuando en las perforaciones realizadas con el estudio de ese nivel de agua no se reportó.

Condiciones sísmicas del sitio

Los análisis de estabilidad se efectuaron bajo condiciones estáticas y pseudo-estáticas. Para el análisis de tipo pseudo-estático se consideró la aplicación de un coeficiente sísmico equivalente a $\frac{1}{2}$ PGA (siendo $PGA = 0,30g$), es decir un coeficiente sísmico equivalente a $(0,15g)$, según el nivel de riesgo sísmico previsto para la zona según la referencia y recomendaciones tomadas del autor Abramson para análisis de taludes mediante métodos de equilibrio límite pseudo-estáticos.

Inclinación de taludes de corte

Para el análisis de estabilidad de los taludes en los portales de México y Tuxpán de ambos túneles, inicialmente con los estudios se evaluaron tres inclinaciones posibles:

- 0,50H:1,00V ($63,4^\circ$)
- 0,75H:1,00V ($53,1^\circ$)
- 1,00H:1,00V ($45,0^\circ$)

Factor de seguridad mínimo requerido

La estabilidad de los taludes se analizó en condiciones estáticas para obtener al menos un factor de seguridad (F_s) mayor o igual a 1,5 y bajo condiciones pseudo-estáticas con un factor de seguridad mayor o igual a 1,10, siguiendo las recomendaciones de el autor Abramson.

Localización de portales

En la localización y conformación de la excavación a cielo abierto de los portales, se tuvieron en cuenta los criterios generales de la referencia [3] y en especial los siguientes aspectos:



- Se evitó disponer de cortes de la excavación de los portales que pudieran cruzar o interferir con el alineamiento actual de las líneas de energía y tuberías existentes en la parte superior de la ladera.
- Se evitaron zonas inestables superficiales en la zona, donde se ubicará la excavación en corte abierto.
- Los portales también se ubicaron de tal forma que se pudiera dar adecuada cobertura lateral y vertical a los túneles y en especial al túnel izquierdo donde la topografía es sesgada.
- Hacia el sector del portal México, el desplazamiento del sitio de emportalamiento más hacia México implicaba tener unos túneles más largos y con baja cobertura en material de saprolito, lo cual es un riesgo mayor para la excavación de estas obras.

Parámetros de diseño

Dada la naturaleza del material residual fue necesario realizar diferentes comprobaciones para estimar los parámetros geotécnicos del mismo.

Una primera aproximación se realizó mediante el retrocálculo y el análisis de estabilidad de los taludes naturales existentes en la zona. El análisis consistió en tomar varios perfiles naturales representativos del terreno de la zona y encontrar valores de cohesión y ángulo de fricción del suelo para los cuales, el factor de seguridad estático se encuentra muy cerca de 1,0. Para éste se efectuaron cuatro cortes en la zona del proyecto como se muestra en la imagen 18.

Por otra parte, se analizó el talud de corte de la vía existente en la zona del entronque que tiene una altura de 42 m e inclinación media 0,75H:1,0V.

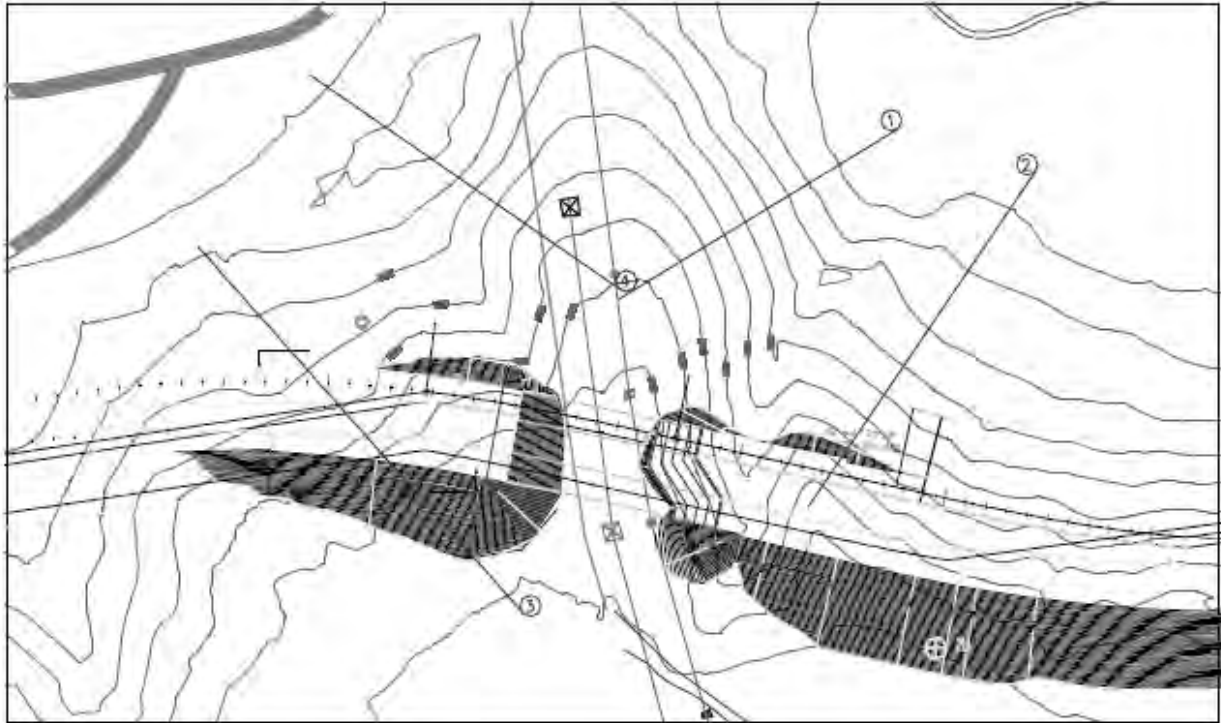


Imagen 18. Localización de cortes del terreno

Los análisis de retrocálculo si bien se realizaron considerando un material homogéneo, indican por el lado de la seguridad parámetros medios que explican razonablemente las condiciones de seguridad que tiene la ladera natural y el corte existente. De los resultados de este análisis así como de los indicados en el Capítulo 5, se estimaron los parámetros del suelo promedio en la zona del proyecto para los análisis de estabilidad de los portales de la siguiente forma:

- Ángulo de fricción del suelo (f): 30° a 35°
- Cohesión (c): 20 kPa a 40 kPa (2,0 t/m² – 4,0 t/m²)
- γ_{seco} : 17,0 kN/m³

Con base en los resultados de los análisis anteriores y con la información obtenida mediante la geología y estudios geofísicos mencionados, se concluyó que los túneles pueden atravesar estratos intercalados de arcilla, limo arenoso (saprolito) y basalto altamente fracturado, con los parámetros de resistencia al corte tal como se indica en la tabla 7.



Tabla 7. Parámetros de diseño en los túneles de Huauchinango

| Materiales | | | |
|------------|--------------|-------------------------------|------------------------|
| 1. | Arcilla | $\gamma = 1,59 \text{ t/m}^3$ | $\phi = 28^\circ$ |
| | | $c = 0,080 \text{ MPa}$ | $E = 7,5 \text{ MPa}$ |
| 2. | Limo arenoso | $\gamma = 1,65 \text{ t/m}^3$ | $\phi = 35^\circ$ |
| | | $c = 0,030 \text{ MPa}$ | $E = 11,0 \text{ MPa}$ |
| 3. | Basalto | $\gamma = 2,68 \text{ t/m}^3$ | $\phi = 48^\circ$ |
| | | $c = 0,185 \text{ MPa}$ | $E = 313 \text{ MPa}$ |
| 4. | Arcilla | $\gamma = 1,65 \text{ t/m}^3$ | $\phi = 28^\circ$ |
| | | $c = 0,100 \text{ MPa}$ | $E = 11,0 \text{ MPa}$ |
| 5. | Limo arenoso | $\gamma = 1,74 \text{ t/m}^3$ | $\phi = 35^\circ$ |
| | | $c = 0,040 \text{ MPa}$ | $E = 11,0 \text{ MPa}$ |
| 6. | Basalto | $\gamma = 2,68 \text{ t/m}^3$ | $\phi = 48^\circ$ |
| | | $c = 0,185 \text{ MPa}$ | $E = 313 \text{ MPa}$ |
| 7. | Limo arenoso | $\gamma = 1,74 \text{ t/m}^3$ | $\phi = 35^\circ$ |
| | | $c = 0,040 \text{ MPa}$ | $E = 11,0 \text{ MPa}$ |

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (SIN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS TÚNELES)

Análisis del emboquille

El análisis de estabilidad del emboquille para los portales México y Tuxpán, se realizó teniendo en cuenta las diferentes alternativas de inclinación de los taludes, el efecto sísmico y el efecto del nivel freático. Adicionalmente se modeló el efecto del talud vertical que se podría requerir para emportalar en la entrada y salida de los túneles.

Dado que los taludes verticales en el sitio de emportalamiento pueden generar inestabilidad en los portales por las mismas características de los materiales identificados, éstos se modelaron teniendo en cuenta un enfilaje compuesto por tubos de 4,0" de diámetro inyectados con mortero y de 20 m de longitud espaciados cada 0,50 m entre eje de tubos. Inicialmente se consideró la posibilidad de construir un muro de contención pero fue luego reemplazada considerando recomendaciones del geólogo Sergio Herrera por una opción de suelo reforzado mediante anclas y concreto reforzado. Esta opción se asimila a un sistema de Soil Nailing como medida de refuerzo de los taludes que puede ser bastante aplicable debido a las características de la zona de alta precipitación y fuerte erosión del material.



Las diferentes condiciones evaluadas para estos casos de estabilización del sector de emportalamiento vertical se presentan en la tabla 8.

Tabla 8. Casos de análisis del emboquille - Túneles de Huauchinango
Portales con diferentes inclinaciones

| Caso | Talud | Ubicación (TUNEL-PORTAL) | Sismo (1/2 PGA) | NF | Enfilaje (longitud-espaciamiento) [m] |
|------------------------------------|-------------|-----------------------------|--------------------|----|---|
| TUNEL DERECHO | | | | | |
| 13 | 1,00H:1,00V | DERECHO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 14 | 1,00H:1,00V | DERECHO-MEXICO | | SI | 20-0,5 |
| 15 | 1,00H:1,00V | DERECHO-TUXPAN | | | |
| 16 | 1,00H:1,00V | DERECHO-TUXPAN | | SI | |
| 17 | 0,75H:1,00V | DERECHO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 18 | 0,75H:1,00V | DERECHO-MEXICO | | SI | 20-0,5 |
| 19 | 0,75H:1,00V | DERECHO-TUXPAN | | | |
| 20 | 0,75H:1,00V | DERECHO-TUXPAN | | SI | |
| 21 | 0,50H:1,00V | DERECHO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 22 | 0,50H:1,00V | DERECHO-MEXICO | | SI | 20-0,5 |
| 23 | 0,50H:1,00V | DERECHO-TUXPAN | | | |
| 24 | 0,50H:1,00V | DERECHO-TUXPAN | | SI | |
| 25 | 1,00H:1,00V | DERECHO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 26 | 1,00H:1,00V | DERECHO-MEXICO | 0,15g | | 20-0,5 |
| 27 | 1,00H:1,00V | DERECHO-TUXPAN | | | |
| 28 | 1,00H:1,00V | DERECHO-TUXPAN | 0,15g | | |
| TUNEL IZQUIERDO | | | | | |
| 27 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 28 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | | SI | 20-0,5 |
| 29 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-TUXPAN | | | |
| 30 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-TUXPAN | | SI | |
| 31 | 0,75H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 32 | 0,75H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | | SI | 20-0,5 |
| 33 | 0,75H:1,00V | IZQUIERDO-TUXPAN | | | |
| 34 | 0,75H:1,00V | IZQUIERDO-TUXPAN | | SI | |
| 35 | 0,50H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 36 | 0,50H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | | SI | 20-0,5 |
| 37 | 0,50H:1,00V | IZQUIERDO-TUXPAN | | | |
| 38 | 0,50H:1,00V | IZQUIERDO-TUXPAN | | SI | |
| 39 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 40 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | 0,15g | | 20-0,5 |
| 41 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-TUXPAN | | | |
| 42 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-TUXPAN | 0,15g | | |
| MURO EN PORTALES DE ENTRADA | | | | | |
| 41 | 1,00H:1,00V | DERECHO-MEXICO | | | 20-0,5 |
| 42 | 1,00H:1,00V | IZQUIERDO-MEXICO | | | 20-0,5 |



Con base en los resultados de los cuadros anteriores, se concluye lo siguiente:

- Se recomienda una inclinación de taludes de corte para el portal México y Tuxpán de los túneles de Huauchinango, de 1,0H:1,0V, para asegurar la estabilidad a largo plazo en ambos portales bajo condiciones estáticas y bajo una posible ocurrencia de un evento sísmico (coeficiente aceleración = 0,15g).
- El portal de Tuxpán tanto del túnel derecho como del izquierdo, posiblemente atravesará roca basáltica descompuesta en los sitios de emportalamiento, que necesitará de un soporte temporal durante el proceso de construcción, consistente en: anclas de fricción de 6,0 m de longitud, espaciadas cada 2,0 m x 2,0 m, en tresbolillo y con protección con concreto lanzado, con malla electrosoldada de 6,0" x 6,0" x 4,0 mm.
- Los portales de México en ambos túneles deberán ser soportados mediante enfilaje (paraguas) en el techo de la excavación, de 20 m de largo y con una separación de 0,50 m entre ejes de tubos, con tubos de 4,0" de diámetro inyectados con mortero o lechada, calibre 40. Con ese sistema se reducirán las deformaciones del terreno previo al avance y se asegurará la estabilidad durante el proceso de excavación. Adicionalmente y mientras se excava el túnel y se construye el túnel falso, será necesario la construcción de un sistema de soporte mediante el uso de Soil Nailing para estabilizar el corte vertical y parte del talud inclinado. El tratamiento anterior aplica para el portal México completamente y para el portal Tuxpán sólo si las condiciones del sitio así lo indican.

Análisis de los taludes laterales

Teniendo en cuenta los resultados de los análisis de estabilidad se obtienen los siguientes comentarios:

- Los taludes con inclinaciones 1,0H:1,0V presentan factores de seguridad estáticos mayores siendo estables adecuadamente, para los portales México y Tuxpán en ambos túneles (derecho e izquierdo). Los factores de seguridad más bajos son de 1,81 a 1,85 para el sector México y de 3,35 a 2,66 para el sector Tuxpán.
- Bajo condiciones saturadas o con nivel freático, el factor de seguridad más bajo para taludes con inclinación 1,0H:1,0V es de 1,60 a 1,77 para el sector México y de 3,10 a 2,49 para el sector Tuxpán.



- Bajo condiciones sísmicas, el factor de seguridad más bajo para taludes 1,0H: 1,0V es de 1,31 a 1,41 en el sector México y de 2,62 a 2,28 para el sector Tuxpán.

Con base en estos resultados anteriores se adoptó una inclinación general de taludes de corte laterales de 1,0H:1,0V.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES CONSIDERANDO LA EXCAVACIÓN DE LOS TÚNELES

Por otra parte se verificó la estabilidad de los cortes usando programas de equilibrio límite como es el Slide para revisar la influencia de la excavación de los túneles de Huauchinango. Este análisis se realizó modelando secciones transversales a los ejes de los túneles en los mismos cadenamamientos de las secciones aplicadas con el programa Phases.

Las secciones consistieron: una en el sector del portal México por estar enfrentados los dos túneles en un mismo sitio y dos secciones en el sector del portal Tuxpán por estar separados los sitios de emportalamiento en cada uno de los túneles derecho e izquierdo respectivamente.

Los análisis de estabilidad se realizaron tanto estáticamente (considerando el nivel freático en el nivel de suelo residual IC (sapolito)), así como considerando eventos sísmicos equivalentes a un coeficiente sísmico de $\frac{1}{2}$ PGA (PGA = 0,30g).

En la simulación se consideró primero la excavación en corte abierto para el portal en cada caso. Luego se simuló la excavación completa del túnel derecho y posteriormente la del túnel izquierdo.

Los factores de seguridad que se muestran en cada una de estas figuras corresponden con el caso estático, con sismo y casos estáticos con túnel derecho e izquierdo excavados respectivamente. Los resultados de factores de seguridad se resumen a continuación para este sector del portal México:

| Caso | Factor de seguridad |
|---------------------------------------|----------------------------|
| Estático | 2,29 |
| Seudoestático | 1,76 |
| Túnel derecho excavado | 2,13 |
| Túneles derecho e izquierdo excavados | 2,13 |



De acuerdo con los resultados anteriores, se concluye que el efecto de la excavación de los túneles sobre los taludes de la excavación en corte abierto para el portal México será muy bajo, y que los taludes laterales presentan factores de seguridad aceptables.

De acuerdo con los resultados se tiene el siguiente resumen:

| Caso | Factor de seguridad | |
|---------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| | Sección cerca túnel derecho | Sección cerca túnel izquierdo |
| Estático | 2,76 | 2,56 |
| Seudoestático | 2,25 | 1,99 |
| Túnel derecho excavado | 2,76 | 2,56 |
| Túneles derecho e izquierdo excavados | 2,25 | 1,99 |

Al igual que en el sector del portal México, en el lado Tuxpán las afectaciones de estabilidad en las excavaciones en corte abierto de los taludes laterales serán mínimas por efecto de la excavación de los túneles. Igualmente se presentan factores de seguridad aceptables.

MEDIDAS DE PROTECCIÓN, SOPORTE Y DRENAJE

De acuerdo con los resultados de los análisis de estabilidad, se obtiene que con taludes excavados con inclinación 1,0H:1,0V, se puede obtener un factor de seguridad superior a 1,50 estático y superior a 1,10 seudoestático. No obstante, dadas las características de estabilidad del material residual en superficie y la alta pluviosidad se considera necesario implementar una protección de los taludes de corte. Con el fin de darle protección a los taludes para reducir la erosión y alteración del material, se consideró que los taludes se deben proteger con empradización.

Además se ha recomendado instalar huecos de drenaje, de 76 mm de diámetro, de 10 m de longitud, ubicados en varias filas, siendo la inicial a un metro de altura del piso, para disipar eventuales presiones de agua en épocas lluviosas que pudieran inestabilizar los cortes.

Adicionalmente, se ha previsto la construcción de obras de drenaje, como son: cunetas y vertimientos escalonados, para el manejo de las aguas de escorrentía alrededor de la excavación para ambos portales; México y Tuxpan.

Para aumentar la seguridad y protección en la zona de los portales de México y Tuxpán, se ha previsto la construcción de un sistema de refuerzo consistente en Soil Nailing en los taludes de corte vertical y la zona de taludes verticales que conforman el machón intermedio entre túneles.



Con esta medida se debe dar sostenimiento mientras se construye el túnel falso y se realiza el relleno de material seleccionado detrás de esta estructura. El sistema de refuerzo con Soil Nailing se debe construir progresivamente hacia abajo con el avance de la excavación del corte.

3.7 ESTRUCTURAS DE EMPORTALAMIENTO Y TÚNELES FALSOS

TÚNELES FALSOS

Para los túneles de Huauchinango se ha previsto la construcción de túneles falsos en el portal México y Tuxpán, como medida de protección ante eventuales caídos de materiales en el sector de los portales. La geometría del túnel falso conserva la sección útil interna de la obra subterránea y un espesor variable de 0,65 m en la base y de 0,30 m en la clave.

Cargas

Para el análisis de los túneles falsos se simularon varias condiciones de posibles cargas críticas con el programa SAP 2000:

- Carga considerando sólo el peso propio del arco de concreto.
- Carga considerando el peso propio y una sobrecarga vertical del orden de 3,0 m de altura por encima de la clave del túnel falso.
- Carga considerando el caso anterior, más una sobrecarga lateral horizontal por un solo lado aplicada sobre el arco de concreto. Esta condición simula un eventual caso de cargas desbalanceadas hacia el portal Tuxpán donde los emportalamientos de los túneles izquierdo y derecho se encuentran desfasados uno del otro.

Resultados de los análisis

De los análisis estructurales para el túnel falso realizado con el programa SAP 2000, se determinaron los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales máximas con base en las simulaciones para las diferentes condiciones de carga descritas anteriormente.



Las mayores solicitaciones del concreto se presentaron hacia la zona baja del arco de concreto y corresponde para el caso de la carga desbalanceada aplicada sobre un costado de la sección del arco.

El espesor mínimo de arco es de 0,40 m en la clave. En la parte inferior es necesario engrosar el arco para darle una mayor rigidez y una resistencia al corte más adecuado.

SISTEMA DE REFUERZO EN ZONAS DE EMPORTALAMIENTO

Para garantizar la estabilidad del corte vertical y taludes en la zona de emportalamiento y teniendo en cuenta las características de bajo tiempo de autosoporte de los materiales existentes en los portales de los túneles de Huauchinango, como son: limos arenosos, de consistencia baja a media, en el portal México y la roca basáltica alterada y fracturada en el portal Tuxpán, se requiere de un sistema de refuerzo en la zona de emportalamiento.

El Soil Nailing (cosido de suelo) consiste en el refuerzo del terreno, a medida que avanza la excavación por medio de anclas de fricción pasivas, generalmente subhorizontales que trabajan principalmente a tracción. Ese sistema entra en tensión cuando el suelo que ellas refuerzan se deforma lateralmente a medida que la excavación progresa.

El comportamiento de una pared de excavación o talud estabilizado con Soil Nailing es similar al del muro de gravedad. Para el análisis y diseño de este sistema de refuerzo se aplican conceptos de equilibrio límite.

Los factores de seguridad que se obtienen son del orden de 1,30 estáticos, lo cual se puede aceptar temporalmente mientras se construye luego el túnel falso y el relleno. Seudo-estáticamente se obtienen factores de seguridad de 1,00 o ligeramente mayores, lo cual se puede aceptar para la condición temporal mientras se construye el túnel falso y el relleno.

Parámetros

Los parámetros del terreno para determinar el empuje y análisis del sistema de refuerzo tipo Soil Nailing fueron los siguientes:

- Limo arenoso (Portal México)

$$\phi: 35^\circ$$

$$\gamma_u: 17,4 \text{ kN/m}^3$$

$$C: 4,0 \text{ t/m}^2$$

Sistema de refuerzo

El sistema de refuerzo previsto para el portal México está compuesto por pernos de 25 mm de diámetro, inclinados 15° hacia abajo de la horizontal, de 9,0 m de longitud, espaciados cada 2,0m en tresbolillo. Adicionalmente, se ha previsto una capa de concreto lanzado de 7,5 cm de espesor y malla electrosoldada de 15 cm x 15 cm de 4,0 mm de espesor.



Imagen 19. Aspecto general del túnel Huauchinango.

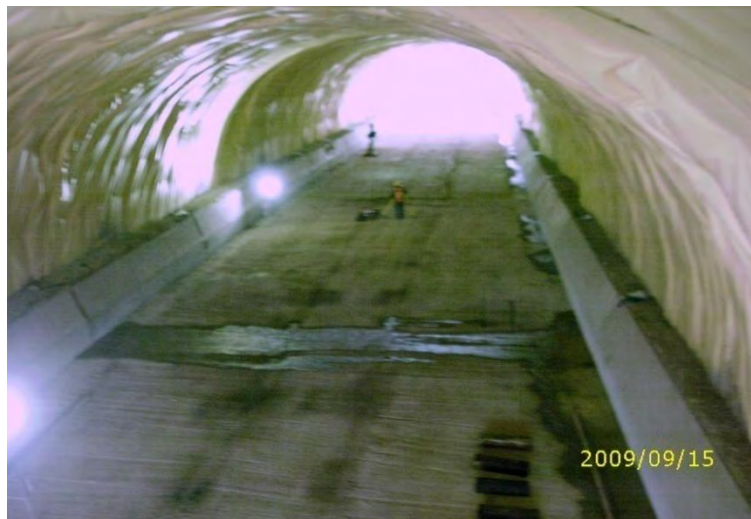


Imagen 20. Vista panorámica del túnel terminado.



CONCLUSIONES

Los túneles de Huauchinango fueron excavados en materiales de suelos residuales en la bóveda en un gran porcentaje de su longitud, y en las paredes como el piso en materiales de roca basáltica y brechas fracturadas, alteradas.

En la parte superior de la ladera existen torres eléctricas y una tubería de oleoducto, fue obligatorio que la excavación de estos túneles tuviera que ser realizada controlando o reduciendo al máximo las deformaciones para evitar problemas de estabilidad en los portales como en la ladera superior.

Debido a las condiciones anteriores fue necesario durante la excavación realizar la excavación de los túneles en fases o etapas parcializadas con avances muy reducidos. Para esto se plantearon dos posibilidades; una con bóveda y destroza en dos fases y otra con bóveda en dos fases y destroza en dos fases.

La utilización de estas etapas se realizó en el sitio dependiendo de las condiciones del terreno encontrado y según los resultados obtenidos con la instrumentación geotécnica tanto en superficie como en subterráneo.

En el caso de la excavación con bóveda completa y destroza en dos fases, se utilizó un machón de material natural en el frente para sostenimiento mientras se coloca el soporte perimetral.

El avance también fue limitado para garantizar la estabilidad del frente, el cual se ha establecido en no más de 1,0 m.

Como medidas de soporte durante excavación se usaron marcos metálicos (Tipo TH-29) espaciados cada 1,0 m embebidos completamente en concreto lanzado reforzado con fibra en toda la longitud de los túneles. Eventualmente, hacia la zona de emboquille y dependiendo del comportamiento del terreno medido con la instrumentación geotécnica, se pudo reducir el espaciamiento entre marcos para aumentar en esas zonas la capacidad de soporte.

Además y como parte del sistema de sostenimiento temporal mientras se avanzaba, y con el fin de reducir y controlar deformaciones, como la eventual presencia de desprendimientos de material que pueda ocurrir en el techo o frente, fue necesario utilizar sistemas de enfilaje compuesto por: tubos metálicos de 4,0" de diámetro, separados entre ejes de tubos en la sección transversal, cada 0,50 m, de longitud 12 m e inclinados de 3° a 5° y con traslapo entre paraguas sucesivos de 3,0 m. Este sistema de tubo fue sistemático y apoyado sobre los marcos metálicos.